

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Eduardo da Cunda Fernandes

**APLICAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES DE VIGAS
ISOSTÁTICAS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE NORMA
BRASILEIRA E CANADENSE**

Porto Alegre
Novembro de 2016

EDUARDO DA CUNDA FERNANDES

**APLICAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES DE VIGAS
ISOSTÁTICAS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE NORMA
BRASILEIRA E CANADENSE**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: Roberto Domingo Rios
Coorientador: Rubem Clécio Schwingel

Porto Alegre
Novembro de 2016

EDUARDO DA CUNDA FERNANDES

**APLICAÇÃO DE CARGAS MÓVEIS EM PONTES DE VIGAS
ISOSTÁTICAS: ESTUDO COMPARATIVO ENTRE NORMA
BRASILEIRA E CANADENSE**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo(a) Professor(a) Orientador(a) e pela Comissão de Graduação (COMGRAD) da Engenharia Civil na Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2016.

Prof. Roberto Domingo Rios
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Orientador

Prof. Rubem Clécio Schwingel
Msc. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul
Coorientador

Prof.^a Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Relatora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Roberto Domingo Rios
(UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof. Rubem Clécio Schwingel
(UFRGS)
Msc. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof.^a Virgínia Maria Rosito d'Avila Bessa
(UFRGS)
Dr.^a pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul

Prof. Ronald José Ellwanger
(UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de
Janeiro

Dedico este trabalho a meus pais, Paulo e Martha, que sempre estiveram ao meu lado e me apoiaram durante o período do meu Curso de Graduação.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Roberto Domingo Rios, pela disposição, disponibilidade, paciência e especialmente pelos conhecimentos transmitidos e pelo apoio nos momentos mais importantes.

Ao Professor Rubem Clécio Schwingel pelas várias horas de aulas e conversas, passando sua experiência e conhecimentos, e pelos inúmeros materiais para elaboração deste trabalho.

Aos meus amigos e colegas pelas conversas e diversões no meio dos estresses da faculdade e especialmente do TCC.

Aos meus falecidos avós, Jassanan e Ivo, pelo imenso carinho que sempre tiveram comigo, e pelo exemplo.

Ao meu falecido avô Paulo pelo incrível conhecimento, mostrando a importância da leitura e da curiosidade.

A minha vó Ioneyd pelos almoços nos horários apertados da faculdade, pelas horas de incríveis e divertidas conversas, e por ser uma vó tão participativa.

A minha irmã Luísa pela inspiração, por me ajudar e ouvir quando mais precisei, e especialmente por mostrar a importância da dedicação à faculdade.

Ao meu afilhado Oliver pela energia, felicidade e motivação que consegue proporcionar em rápidos minutos em chamadas de vídeo.

E, finalmente, aos meus pais Paulo e Martha pela motivação e inspiração, pela confiança nas minhas capacidades, pela paciência e por tudo que me proporcionaram na vida, especialmente em relação aos estudos.

Só sabemos com exatidão quando sabemos pouco.
À medida que vamos adquirindo conhecimento, instala-se
a dúvida.

Johann Goethe

Aquilo que os homens de fato querem não é
conhecimento, mas a certeza.

Bertrand Russell

RESUMO

Este trabalho versa sobre análise e comparação de solicitações geradas por cargas móveis, através do dimensionamento de vigas em pontes de vãos isostáticos, empregando metodologias abordadas na norma brasileira NBR 7188:2013 e na norma canadense CSA S6-06. A partir da revisão da literatura, que aborda projetos de pontes, classificação quanto aos modelos estruturais, carregamentos e procedimentos para cálculo de solicitações devido a cargas móveis, adotou-se uma metodologia para abordar o tema deste trabalho. Primeiramente foram feitos estudos acerca do uso e aplicação das linhas de influência, conceito básico para calcular solicitações oriundas de cargas móveis. Posteriormente foi feito um estudo e resumo das diretrizes utilizadas no dimensionamento de armaduras em vigas de concreto armado pela NBR 6118:2014, para enfim analisar, interpretar e descrever os modelos de cargas móveis utilizados nas normas brasileira e canadense. A partir destes dados foi possível fazer uma comparação prévia acerca das diferenças nas metodologias, seus trens tipo e suas cargas móveis, e coeficientes aplicados. Numa segunda parte foram descritas as seções transversais de estudo, descrição e modelagem estrutural, bem como levantamento das cargas a serem utilizadas em processamento realizado por programa computacional. A partir desse ponto foi estabelecida a metodologia de análise a apresentação dos resultados, estabelecendo as etapas e exibindo os resultados obtidos. Por fim verifica-se que as solicitações encontradas não permitem generalizar qual abordagem normativa é mais conservadora ou econômica, com o modelo brasileiro sendo mais conservador no dimensionamento das vigas da seção transversal com duas pistas, mas tendendo a tornar-se mais econômico em função do aumento de faixas no dimensionamento das armaduras longitudinais. Foi verificada, ainda, uma distribuição mais uniforme das solicitações nas vigas devido emprego da norma canadense, contrariamente ao verificado pela norma brasileira, onde as vigas externas apresentam valores consideravelmente mais elevados que as internas. O dimensionamento das armaduras revela resultados muito semelhantes para as armaduras transversais, e ao mesmo tempo também evidencia o enfoque conservador normativo brasileiro para o cálculo e dimensionamento de pontes de duas pistas por se tratar da estrutura mais comum em comparação às com mais faixas.

Palavras-chave: NBR 6118. NBR 7188. CSA S6.
Pontes de concreto armado. Cargas Móveis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	25
Figura 2 – Powerscourt Covered Bridge, Powerscourt, Québec, a ponte canadense mais antiga, inaugurada em 1861.	28
Figura 3 – Vista do lado canadense da Thousand Islands Bridge apresentando três sistemas estruturais: suspensão, arco e treliça.	28
Figura 4 – Trecho da Confederation Bridge cruzando o estreito de Northumberland.	29
Figura 5 – Ponte Presidente Costa e Silva ligando os municípios do Rio de Janeiro e Niterói sobre a Baía de Guanabara.	30
Figura 6 – Diagrama de momentos fletores para uma viga bi-apoiada	32
Figura 7 – Redistribuição dos momentos fletores com uso de vigas Gerber para múltiplos vãos isostáticos	32
Figura 8 – Distribuição dos momentos de pontes em pórtico engastado e biarticulado.	33
Figura 9 – Sistema estrutural para arcos biarticulados: articulações nas impostas permitem menor espessura nessa região.	34
Figura 10 – Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes	35
Figura 11 – Exemplo de esquema de carregamento para vigas longitudinais de pontes rodoviárias	39
Figura 12 – Exemplo de carregamentos utilizados sobre pontes rodoviárias	39
Figura 13 – Modelos mais usados: veículo pesado com 3 eixos	39
Figura 14 – Modelos mais usados: caminhão pesado com 5 eixos	40
Figura 15 – Diagrama de linha de influência para determinado esforço em uma seção genérica S , e uma carga móvel de duas forças concentradas	41
Figura 16 – Diagrama genérico de linha de influência com esforço solicitante negativo e positivo	42
Figura 17 – Diagrama de linha de influência para determinado esforço solicitante em uma seção genérica S , e um carregamento distribuído q ao longo de uma extensão e	43
Figura 18 – Diagrama de LI com esforços solicitantes positivos e negativos em uma seção genérica S , e as cargas distribuídas consideradas para cálculo de cada trecho positivo e negativo	44
Figura 19 – LI para uma seção S genérica devido determinado esforço solicitante E_s , e um carregamento permanente composto de cargas distribuídas e concentradas	45
Figura 20 – Diagrama de LI com esforços solicitantes positivos e negativos em uma seção genérica S , e cargas distribuídas e concentradas em cada trecho positivo e negativo ..	46
Figura 21 – Diagrama de LI com esforços solicitantes positivos e negativos em uma seção genérica S , cargas permanentes e cargas móveis	47
Figura 22 – Exemplo de envoltórias de máximos e mínimo para um determinado esforço solicitante	48
Figura 23 – Diagrama tensão-deformação simplificado	57

Figura 24 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	59
Figura 25 – Notação utilizada para dimensionamento	61
Figura 26 – Deformação da flexão simples	62
Figura 27 – Notação para dimensionamento de seção T	63
Figura 28 – Disposição das cargas estáticas	68
Figura 29 – Espaçamento entre rodas e eixos, distribuição das cargas e área de ocupação da CL-W Truck da CHBDC	76
Figura 30 – Distribuição das cargas de acordo com a CL-W Lane Load.....	77
Figura 31 – Distribuição da carga do veículo de manutenção.....	79
Figura 32 – Configuração de vãos e seção transversal pela configuração de modelos pré-definidos de pontes	84
Figura 33 – Exemplo de modelagem da laje, vigas, encontro e fundações encontrado no CSi Bridge	85
Figura 34 – Exemplo geral da modelagem das seções e vãos em estudo.....	85
Figura 35 – Configuração das características do concreto adotadas de acordo com a NBR 6118:2014	86
Figura 36 – Janela de entrada dos dados da seção da viga pré-moldada perfil I.....	87
Figura 37 – Entrada de dados das restrições nos aparelhos de apoio	88
Figura 38 – Entrada de dados das dimensões da seção transversal	89
Figura 39 – Seção utilizada na modelagem para a seção de duas pistas	89
Figura 40 – Seção utilizada na modelagem para a seção de três pistas.....	90
Figura 41 – Seção utilizada na modelagem para a seção de quatro pistas	90
Figura 42 – Configuração referente a carga móvel distribuída do TB-450.....	93
Figura 43 – Configuração referente à área de ocupação do TB-450.....	93
Figura 44 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com duas pistas	97
Figura 45 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com duas pistas	97
Figura 46 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com duas pistas	98
Figura 47 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com duas pistas	98
Figura 48 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com duas pistas	99
Figura 49 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com duas pistas.....	99
Figura 50 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com duas pistas	100

Figura 51 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com duas pistas	100
Figura 52 – Momentos fletores máximos devido as combinações para seção com duas pistas	101
Figura 53 – Esforços cortantes máximos devido as combinações para seção com duas pistas	101
Figura 54 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com três pistas	102
Figura 55 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com três pistas	102
Figura 56 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com três pistas	103
Figura 57 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com três pistas	103
Figura 58 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com três pistas	104
Figura 59 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com três pistas	104
Figura 60 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas	105
Figura 61 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas	105
Figura 62 – Momentos fletores máximos devido as combinações para seção com três pistas	106
Figura 63 – Esforços cortantes máximos devido as combinações para seção com três pistas	106
Figura 64 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com quatro pistas	107
Figura 65 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com quatro pistas	107
Figura 66 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com quatro pistas	108
Figura 67 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com quatro pistas	108
Figura 68 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com quatro pistas	109
Figura 69 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com quatro pistas	109
Figura 70 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas	110

Figura 71 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas	110
Figura 72 – Momentos fletores máximos devido as combinações para seção com quatro pistas	111
Figura 73 – Esforços cortantes máximos devido as combinações para seção com quatro pistas	111

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classificação das classes de agressividade.....	60
Quadro 2 – Resumo das normas NBR 6118:2013 e CSA S6-06.....	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Peso específico dos materiais de construção de acordo com a NBR 6120:1980	37
Tabela 2 - Peso unitário dos materiais de acordo com a CHBDC.....	37
Tabela 3 – Principais características das barras de aço CA-50	56
Tabela 4 – Tabela definindo os cobrimentos de acordo com a classe de agressividade ambiental.....	60
Tabela 5 – Coeficientes de ponderação γg para ações permanentes agrupadas	72
Tabela 6 – Coeficiente de ponderação γq para ações variáveis consideradas conjuntamente.	72
Tabela 7 – Valor do fator de combinação Ψ_0 para ações variáveis.....	72
Tabela 8 – Coeficientes e combinações para os ELU	74
Tabela 9 – Valores máximos e mínimos para o coeficiente α_D	74
Tabela 10 – Número de faixas de projeto.....	75
Tabela 11 – Coeficiente de acordo com número de faixas carregadas.....	78
Tabela 12 – Valores dos coeficientes dinâmicos.....	78
Tabela 12 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com duas faixas	95
Tabela 13 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com três faixas.....	96
Tabela 14 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com quatro faixas	96
Tabela 15 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com quatro faixas	96
Tabela 16 – Armaduras transversais e longitudinais calculadas devido aos esforços máximos para as vigas da seção com duas pistas.....	112
Tabela 17 – Armaduras transversais e longitudinais calculadas devido aos esforços máximos para as vigas da seção com três pistas	112
Tabela 18 – Armaduras transversais e longitudinais calculadas devido aos esforços máximos para as vigas da seção com quatro pistas	113
Tabela 19 – Razão entre os momentos fletores das normas brasileira e canadense ($M_{f,máx,B}/M_{f,máx,C}$) para as cargas móveis sem efeito de quaisquer coeficientes	114
Tabela 20 – Evolução dos momentos fletores, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com duas pistas	115
Tabela 21 – Evolução dos momentos fletores, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com três pistas	115
Tabela 22 – Evolução dos momentos fletores, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com quatro pistas.....	116
Tabela 23 – Razão entre os momentos fletores das normas brasileira e canadense ($M_{f,máx,B}/M_{f,máx,C}$) para a combinação máxima	116
Tabela 24 – Razão entre os esforços cortantes das normas brasileira e canadense ($V_{,máx,B}/V_{,máx,C}$) para a carga móvel sem efeito de quaisquer coeficientes	117

Tabela 25 – Evolução dos esforços cortantes, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com duas pistas	118
Tabela 26 – Evolução dos esforços cortantes, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com três pistas	118
Tabela 27 – Evolução dos esforços cortantes, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com quatro pistas.....	118
Tabela 28 – Razão entre os esforços cortantes das normas brasileira e canadense ($V_{,máx,B}/V_{,máx,C}$) para a combinação máxima.....	119
Tabela 29 – Armaduras transversais e longitudinais totais para as vigas da seção com duas pistas	120
Tabela 30 – Armaduras transversais e longitudinais totais para as vigas da seção com três pistas	120
Tabela 31 – Armaduras transversais e longitudinais totais para as vigas da seção com quatro pistas	121
Tabela 32 – Áreas de armaduras transversais e longitudinais a serem adotadas considerando todas as vigas igualmente solicitadas pelo pior caso de cada seção	121
Tabela 33 – Razão das armaduras totais calculadas pela norma brasileira e canadense (A_B/A_C) considerando as solicitações encontradas individualmente por viga e o pior caso de solicitação encontrado dentro todas as vigas da seção	122

LISTA DE SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CC – Coeficiente de Combinação, refere-se apenas à norma canadense

CHBDC – *Canadian Highway Bridge Design Code*

CIA – Coeficiente de Impacto Adicional

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical

CL-W – Define o carregamento móvel canadense

CM – Carga Móvel

CNF – Coeficiente de Número de Faixas

CSA – *Canadian Standard Association*

ELU – Estado Limite Último

ELS – Estado Limite de Serviço

LI – Linha de Influência

MEF – Método dos Elementos Finitos

NBR – Norma Brasileira

TB – Define o trem tipo rodoviário brasileiro

LISTA DE SÍMBOLOS

$A_{i(+)}$ – área do região positiva do esforço solicitante do diagrama de linha de influência

$A_{i(-)}$ – área do região negativa do esforço solicitante do diagrama de linha de influência.

A_s – área de armadura longitudinal de tração

A_s' – área de armadura longitudinal de compressão

A_{sw}/s – taxa de área de armadura transversal por comprimento

b_f – largura colaborante da mesa de uma viga

b_w – largura da alma de uma viga

d – distância entre o eixo da armadura de tração e a fibra mais comprimida do elemento de concreto

d' – distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima do elemento

E_{ci} - módulo de elasticidade tangencial inicial do concreto

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto

E_s – esforço solicitante

$E_{s(+)}$ – maior valor positivo do esforço solicitante

$E_{s(-)}$ – menor valor negativo do esforço solicitante

f_{cd} - tensão de resistência a compressão de projeto do concreto

f_{ck} – resistência característica a compressão do concreto

$f_{ct,m}$ – resistência a tração média do concreto

f_{ctk} – resistência a tração característica do concreto

f_{yd} – resistência a tração de cálculo do aço

f_{yk} – resistência a tração característica do aço

f_{ywd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura transversal

f_{ywk} – resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

h – altura total de uma viga

h_f – altura da mesa colaborante de uma viga

M_d – momento fletor de cálculo

M_{fmax} – momento fletor máximo de cálculo encontrado ao longo da viga

x_{2-3} – limite da posição da linha neutra entre os domínios 2 e 3

x_{3-4} – limite da posição da linha neutra entre os domínios 3 e 4

V_c – parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo de treliça

V_{max} – esforço cortante máximo de cálculo encontrado ao longo da viga.

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo

V_{sw} – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal

V_{Rd2} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto

V_{Rd3} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração do concreto

W_c – largura do tabuleiro

x – profundidade da linha neutra

y – profundidade do diagrama retangular de compressão equivalente

α_c – parâmetro de redução de resistência do concreto na compressão

α_E – parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

γ_g – coeficiente de ponderação para as ações permanentes

γ_q – coeficiente de ponderação para as ações variáveis

ε_{cu} – deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura

ε_{c2} – deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar elástico

ε_s – deformação do aço

ε_{yd} – deformação específica de projeto de escoamento do aço

λ – relação entre a profundidade y do diagrama retangular de compressão equivalente e a profundidade efetiva x da linha neutra

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
2 DIRETRIZES DA PESQUISA.....	23
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	23
2.2 OBJETIVOS	23
2.2.1 Objetivo principal.....	23
2.2.2 Objetivos secundários	23
2.3 PRESSUPOSTOS.....	24
2.4 PREMISSAS	24
2.5 LIMITAÇÕES	24
2.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA	25
3 PONTES: PANORAMA, CLASSIFICAÇÃO E ELEMENTOS CONSTITUINTES ..	27
3.1 ENGENHARIA DE PONTES NO CANADÁ: GEOGRAFIA E DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO	27
3.2 ENGENHARIA DE PONTES NO BRASIL: GEOGRAFIA E DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO	29
3.3 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO SISTEMA ESTRUTURAL	31
3.3.1 Pontes em viga.....	31
3.3.2 Pontes em pórtico	32
3.3.3 Pontes em arco	33
3.3.4 Pontes pênses.....	34
3.3.5 Pontes estaiadas	34
3.4 ELEMENTOS CONSTITUÍNTES DAS PONTES	34
4 CARREGAMENTOS EM PONTES	36
4.1 CARGA PERMANENTE	37
4.2 CARGAS ÚTEIS.....	38
4.2.1 Cargas Móveis.....	38
4.2.1.1 Diagramas de linha de influência	40
<i>4.2.1.1.1 Efeito de carregamento móvel constituído por forças concentradas.....</i>	<i>41</i>
<i>4.2.1.1.2 Efeito de carregamento móvel constituído de força distribuída</i>	<i>43</i>
<i>4.2.1.1.3 Efeito de carregamento permanente</i>	<i>45</i>
<i>4.2.1.1.4 Diagramas de máximos e mínimos.....</i>	<i>46</i>
4.2.2 Impacto vertical	49
4.2.3 Frenagem e aceleração	49
4.2.4 Força centrífuga.....	49

4.3 CARREGAMENTOS DEVIDO ÀS FORÇAS NATURAIS	49
4.3.1 Pressão de vento.....	50
4.3.2 Empuxo de terra ou água.....	50
4.4 ESFORÇOS PRODUZIDOS POR DEFORMAÇÕES INTERNAS	50
4.5 OUTRAS CARGAS	50
4.5.1 Atrito nos apoios	51
4.5.2 Recalque das fundações	51
4.5.3 Carga no guarda-corpo e guarda-rodas	51
4.5.4 Forças sísmicas.....	51
4.5.5 Impacto nos pilares.....	52
5 CRITÉRIOS BÁSICOS DE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PELA NBR 6118:2014 E MODELOS DE CARGAS MÓVEIS EM ESTUDO	53
5.1 PRINCÍPIOS GERAIS E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ACORDO COM A NBR 6118:2014.....	53
5.1.1 Propriedades do Concreto	53
5.1.1.1 Resistência à compressão e tração.....	53
5.1.1.2 Módulos de elasticidade	54
5.1.1.3 Parâmetros de deformação à compressão.....	55
5.1.2 Propriedades do Aço	55
5.1.2.1 Tensão de escoamento	55
5.1.2.2 Módulo de elasticidade.....	56
5.1.2.3 Tensão-deformação à compressão.....	56
5.1.3 Segurança no Estado Limite Último	57
5.1.4 Hipóteses básicas para determinação dos esforços resistentes de elementos lineares sujeitos a solicitações normais no ELU.....	57
5.1.5 Ductilidade em vigas.....	59
5.1.6 Cobrimento	59
5.1.7 Resistência de cálculo dos materiais	60
5.1.8 Dimensionamento de vigas.....	61
5.1.8.1 Equações de compatibilidade de deformação na flexão simples e limites de linha neutra entre os domínios 2-3 e 3-4	62
5.1.8.2 Dimensionamento de seção T à flexão	63
5.1.8.2.1 Zona comprimida dentro da mesa.....	63
5.1.8.2.2 Zona comprimida fora da mesa, sem necessidade de armadura de compressão	64
5.1.8.2.3 Zona comprimida fora da mesa, com necessidade de armadura de compressão	64
5.1.8.3 Dimensionamento ao cisalhamento	65

5.1.8.3.1 Cálculo da resistência	66
5.1.8.3.2 Modelo de cálculo I	66
5.2 NORMA BRASILEIRA DE CARGAS MÓVEIS RODOVIÁRIAS	67
5.2.1 Cargas móveis	68
5.2.1.1 Cargas nos passeios	69
5.2.1.2 Coeficientes para as cargas verticais	70
5.2.1.2.1 Coeficiente de impacto vertical (CIV)	70
5.2.1.2.2 Coeficiente de número de faixas (CNF)	70
5.2.1.2.3 Coeficiente de impacto adicional (CIA)	71
5.2.2 Combinações de ações	71
5.3 NORMA CANADENSE PARA CARGAS MÓVEIS RODOVIÁRIAS	73
5.3.1 Critérios de projeto	73
5.3.2 Coeficientes e combinações de carga	73
5.3.3 Determinação do número de faixas.....	75
5.3.4 Carregamentos Móveis.....	75
5.3.4.1 Coeficientes para carregamentos em múltiplas faixas.....	77
5.3.4.2 Coeficiente de carga dinâmica.....	78
5.3.5 Carregamento de pedestre	78
5.3.6 Carregamento de manutenção	79
5.4 SÍNTESE DOS MODELOS	80
6 MODELAGEM DA ESTRUTURA E SEÇÕES DE ESTUDO.....	83
6.1 DEFINIÇÕES GERAIS	84
6.2 MODELAGEM DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS	86
7 LANÇAMENTO DAS CARGAS E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	91
7.1 RESULTADOS OBTIDOS	94
7.1.1 Seção duas pistas.....	97
7.1.2 Seção três pistas	102
7.1.3 Seção quatro pistas	107
7.1.4 Armaduras longitudinais e transversais calculadas	112
7.2 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES	113
7.3 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS.....	114
7.3.1 Momentos fletores.....	114
7.3.2 Esforços cortantes.....	117
7.3.3 Armaduras transversais e longitudinais.....	120
8 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	123
REFERÊNCIAS	124

1 INTRODUÇÃO

As pontes são usadas desde a antiguidade para transpor obstáculos, sendo que, em princípio, não eram necessariamente construídas, e sim usadas quando da ocorrência de acidentes naturais, como por exemplo, quedas de troncos sobre rios. Com o passar dos tempos a sociedade evoluiu, e as construções de pontes passou a se tornar necessária para interligar povoados. Nesse contexto evolutivo grandes cidades se formaram, e a partir delas desenvolveu-se o comércio, tornando o tráfego de mercadorias de suma importância para prosperarem. Deste modo a engenharia de pontes passa a se tornar importante na medida que a transposição de grandes vales se tornava fundamental para diminuir percursos de viagem e aumentar o volume de transporte de mercadorias.

Muitos séculos após, pontes metálicas e de concreto passaram a ser construídas especialmente impulsionadas pelo desenvolvimento de trens e de sua grande quantidade de cargas transportadas. Atualmente, as pontes e os viadutos tornaram-se fundamentais em termos econômicos e sociais em todo o mundo.

Com objetivo de assegurar qualidade, segurança e bom desempenho, a criação de documentos para padronização de diversas atividades, e no caso especial das pontes e seu projeto, ocorreu através da criação de associações e comitês em vários países. A Associação Brasileira de Normas Técnicas é a responsável pela elaboração de normas como a NBR 7187, NBR 7188, NBR 6118, NBR 6123 e NBR 8681, que tratam de cargas e suas combinações, e do dimensionamento das estruturas de pontes em concreto armado e protendido, e são fundamentais para realização de projetos de pontes. Já no Canadá a *Canadian Standards Association* é a responsável pela normatização, e são usadas principalmente as normas S6 e A23.3 para o projeto de pontes em concreto e seu dimensionamento.

Ainda que tenhamos um mundo globalizado, graças à facilitada difusão de informações através da internet, as normas utilizadas nos países podem apresentar diferenças em suas abordagens, em geral devido às suas origens históricas e influências externas. No caso abordado neste trabalho, foi verificada que existem diferenças entre os modelos de cargas móveis utilizados no Brasil, apresentada na NBR 7188:2013, e no Canadá, pela S6-06, na

qual, por exemplo, os trens tipos apresentados consideram 3 e 5 eixos respectivamente além de diferentes maneiras de lidar com os coeficientes de impacto e de número de faixas. A diferença verificada nas cargas móveis nestes países leva ao questionamento se estas abordagens fornecem alguma diferença no dimensionamento de pontes, e quais seriam os reflexos que elas poderiam causar no dimensionamento de pontes de vigas isostáticas.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes de pesquisa deste trabalho estão divididas em questão de pesquisa, objetivo principal, objetivos secundários, pressupostos, premissas, limitações e delineamento da pesquisa.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Este trabalho busca encontrar respostas às seguintes questões: quais as diferenças, entre as cargas permanentes e móveis utilizadas nas normas brasileira e canadense, e como elas influenciam no resultado final do cálculo e dimensionamento das armaduras das vigas de uma ponte de vãos isostáticos? É possível estabelecer se alguma delas apresenta uma abordagem mais econômica ou mais conservadora?

2.2 OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa estão divididos em objetivo principal e objetivos secundários, e são descritos nos itens a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal é comparar as armaduras transversais e longitudinais dimensionadas de acordo com a NBR 6118:2014, levando em conta as solicitações encontradas sob a aplicação dos modelos de cargas móveis presentes na norma brasileira NBR 7188:2013 e na norma canadense CSA S6-06

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários podem ser divididos em:

- a) descrever as abordagens, quanto às metodologias de aplicação das cargas móveis e permanentes utilizadas pela abordagem brasileira e canadense no dimensionamento de superestruturas de pontes;
- b) analisar as semelhanças e diferenças encontradas entre as normas;
- c) calcular, com uso do software CSi Bridge, as solicitações decorrentes da aplicação das cargas móveis e permanentes de ambas metodologias brasileira e canadense;
- d) verificar, analisar e comparar as solicitações encontradas para 3 seções transversais diferentes, considerando duas, três e quatro vias de tráfego.

2.3 PRESSUPOSTOS

É pressuposto deste trabalho que os trens-tipo aplicados na estrutura possuem geometria e cargas diferentes, e por este motivo poderão não apresentar resultados iguais quando da aplicação das cargas móveis, ainda que, caso sejam diferentes, os resultados deverão apresentar semelhantes ordens de grandeza.

2.4 PREMISSAS

Para o desenvolvimento do trabalho considera-se que, na aplicação de ambas as normas, as cargas móveis utilizadas apresentam resultados eficientes e seguros quanto a estimativa das cargas desenvolvidas no uso diário de uma ponte.

2.5 LIMITAÇÕES

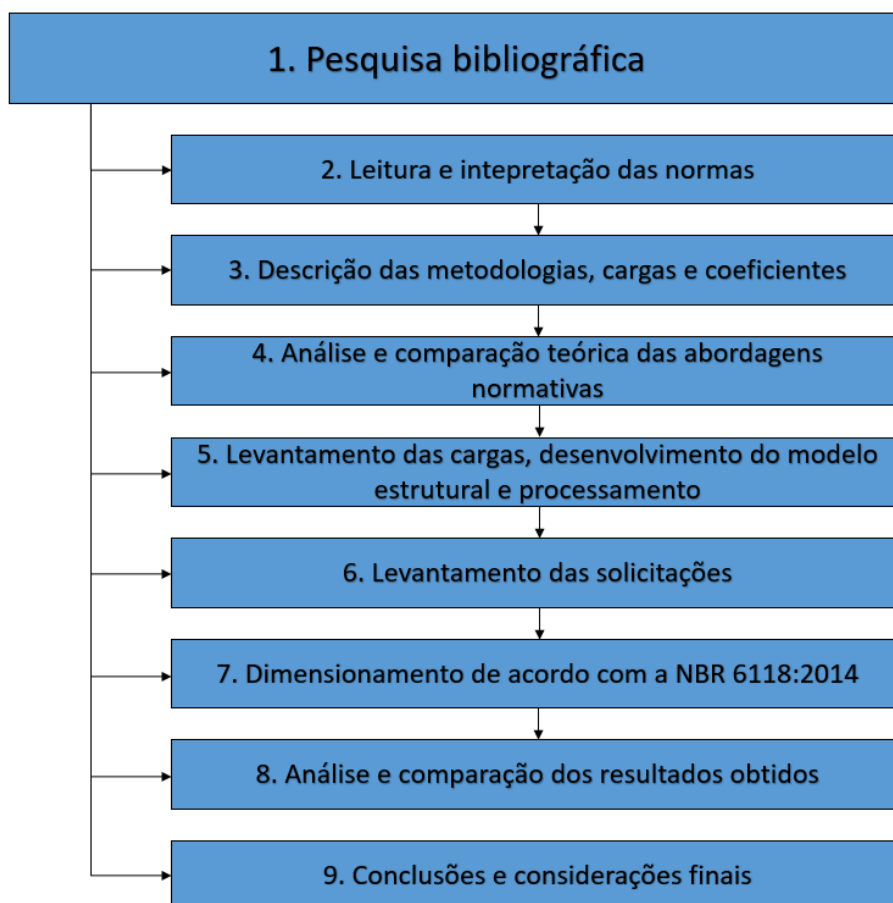
A comparação feita por este trabalho limita-se à aplicação das cargas móveis somente a pontes de vigas isostáticas. Além disso, a consulta à norma canadense S6 só pode ser possível em edição do ano de 2006, sendo que a atualmente em vigor foi apresentada no ano de 2014.

Com objetivo de uniformizar as seções transversais de pontes a serem estudadas, serão adotadas larguras das faixas fixadas para todas as seções transversais em detrimento do espaçamento das vigas e comprimento dos balanços nas regiões externas das seções.

2.6 DELINEAMENTO DA PESQUISA

O desenvolvimento deste trabalho será realizado em etapas, as quais serão apresentadas a seguir e estão representadas resumidamente na figura 1.

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

Para início do desenvolvimento, conforme pode ser visualizado na figura 1, a primeira etapa consiste em realizar pesquisa bibliográfica, que constituirá a base teórica para o andamento de todas as demais etapas do trabalho, podendo ser classificada, por este motivo, como fundamental.

Uma segunda etapa será desenvolvida com a leitura das normas brasileira e canadense, destacando e interpretando o que for apresentado em relação as cargas móveis e permanentes, para posterior aplicação.

Como resultado da segunda etapa, pode-se proceder para a terceira etapa, a qual consiste na descrição das metodologias e modelos de cargas adotados pelas normas, o que permitirá realizar uma análise e comparação preliminares, consistindo de acordo com a figura 1 na quarta etapa, das abordagens encontradas.

Realizados os passos anteriores, será possível prosseguir para a quinta fase, que consiste no levantamento das cargas a serem usadas de acordo com as normas, permitindo a elaboração do modelo estrutural e seu processamento.

A sexta etapa consiste no levantamento das solicitações, sendo uma etapa crucial para verificar a consistência da modelagem estrutural adotada. Verificada a coerência dos dados de entrada e saída, permite-se o lançamento das demais estruturas e o levantamento de todas as solicitações geradas, e assim produzir e selecionar e desmembrar os resultados para posterior melhor análise.

Uma sétima etapa consiste em realizar o dimensionamento das vigas sob metodologia empregada pela norma brasileira para dimensionamento de estruturas de concreto.

Tendo cumprido as etapas anteriores será possível proceder às duas últimas fases, que consistirão no dimensionamento das armaduras transversais e longitudinais e análise de todos os dados obtidos para posteriores conclusões e considerações finais, constituindo as etapas 8 e 9 respectivamente.

3 PONTES: PANORAMA, CLASSIFICAÇÃO E ELEMENTOS CONSTITUINTES

3.1 ENGENHARIA DE PONTES NO CANADÁ: GEOGRAFIA E DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO

Situado no norte do continente americano, o Canadá é o segundo maior país em área do mundo, se estendendo de leste a oeste desde o Oceano Atlântico até o Oceano Pacífico. Com densidade populacional de apenas 3.4 habitantes por quilômetro quadrado, a maioria da população encontra-se na faixa mais ao sul do país, próximo à fronteira com os Estados Unidos.

Devido à diversidade de sua geografia e clima, o Canadá apresenta inúmeros desafios no projeto de pontes, expondo diversas condições geotécnicas e rios com mais de 2 km de largura. Ainda apresenta zonas de atividade sísmica e grande restrições sazonais na construção de pontes devido às necessidades de construções em zonas muito remotas, às extremas condições climáticas durante os invernos, à possibilidade de ocorrência de furacões e também carregamentos devido ao gelo e neve.

A colonização e crescimento dos principais centros do país foram realizados de acordo com os modais de transporte disponíveis. Deste modo as primeiras regiões colonizadas se encontravam especialmente próximas a regiões de acesso ao mar, com aproveitamento dos diversos cursos de água naturais disponíveis. Nesta época colonial pontes simples de madeira eram usadas, como a apresentada na figura 2, especialmente devido à grande abundancia deste material.

Com o desenvolvimento das ferrovias, no início do século XIV, pequenas linhas férreas foram construídas na região leste do Canadá, e posteriormente estenderam-se até o Oceano Pacífico, fato este que tornou necessário o desenvolvimento de pontes mais sofisticadas para cruzar os rios, tornando a partir de então, a necessidade do emprego de aço e posteriormente concreto.

Figura 2 – Powerscourt Covered Bridge, Powerscourt, Québec, a ponte canadense mais antiga, inaugurada em 1861.



(fonte: MEYBOOM, 2014, p. 2)

Atualmente o Canadá exibe inúmeras pontes de grandes extensões, geralmente apresentando mais de um sistema estrutural, que é o caso da Thousand Islands Bridge (figura 3) com parte suspensa, parte em arco e parte treliça em seus 13,7 km ligando o estado de Nova York, Estados Unidos com a província de Ontario, Canadá.

Figura 3 – Vista do lado canadense da Thousand Islands Bridge apresentando três sistemas estruturais: suspensão, arco e treliça.



(fonte: WIKIPEDIA, 2016)

Outra ponte canadense de destaque é a Confederation Bridge, mostrada na figura 4, que cruza o estreito de Northumberland, ligando a ilha de Prince Edward com o continente em New Brunswick. Com 12,9 km de comprimento, a ponte foi inaugurada em 1997 e apresenta sua estrutura em viga caixão protendida de grandes dimensões, cujo maior vão possui 250 metros.

Figura 4 – Trecho da Confederation Bridge cruzando o estreito de Northumberland.



(fonte: WIKIPEDIA, 2016)

A norma usada para o projeto de pontes no Canadá, a Canadian Highway Bridge Design Code - CHBDC -, baseada nos Estados Unidos, é considerada muito similar às normas utilizadas nos projetos de pontes nos Estados Unidos e também na Europa. A norma fornece requisitos para carregamentos, suas configurações e combinações, e também fornece requisitos para a resistência dos materiais usados. Muitas províncias desenvolveram complementos à CHBDC devido às suas particulares condições geográficas (MEYBOOM, 2014).

3.2 ENGENHARIA DE PONTES NO BRASIL: GEOGRAFIA E DESENVOLVIMENTO HISTÓRICO

Sendo o maior país da América do Sul, o Brasil possui extensa área costeira com o Oceano Atlântico e também extensa área de fronteira com diversos outros países. Devido ao seu tamanho e topografia, o desenvolvimento dos transportes apresenta grandes desafios, tendo sido adotado um sistema de transporte terrestre integrado. Apesar disso, o modal de transporte rodoviário é geralmente mais caro que os demais apesar de constituir o principal sistema de transporte do país.

Ainda que o transporte ferroviário seja o mais indicado para transporte de cargas não perecíveis, este modal é apenas o segundo mais usado no país, sendo usado principalmente para transporte de minério de ferro, aço, grãos e derivados de petróleo. Enquanto isso o desenvolvimento recente de portos e aeroportos apresentou grandes melhoras e expansão nestes modais, mas ainda apresentam enormes dificuldades.

O país apresenta grande variabilidade nos tipos estruturais e formas das pontes. Sua notoriedade na engenharia de pontes tem como origem o desenvolvimento da primeira ponte em concreto protendido da América do Sul, a Ponte Galeão, construída em 1949, e a ponte com a maior viga contínua do mundo, a Ponte Presidente Costa e Silva (figura 5) com extensão de 13,3 km, conhecida como Ponte Rio-Niterói, inaugurada em 1974 (VASCONCELOS, MARCHESINI, & TIMERMAN, 2014).

Figura 5 – Ponte Presidente Costa e Silva ligando os municípios do Rio de Janeiro e Niterói sobre a Baía de Guanabara.



(fonte: WIKIPEDIA, 2016)

Atualmente as normas usadas para o projeto de pontes em concreto armado e protendido são as NBR 7187:2003 (Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento), NBR 7188:2013 (Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas), NBR 8681:2003 (Ações e segurança nas estruturas – Procedimento) e NBR 6118:2014 (Projeto de estruturas de concreto – Procedimento).

3.3 CLASSIFICAÇÃO QUANTO AO SISTEMA ESTRUTURAL

Denomina-se ponte à obra destinada a transpor obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias, etc. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales, outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é, comumente, denominada viaduto (PFEIL, 1979, p. 1).

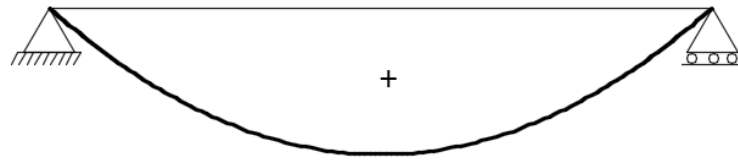
Segundo Leonhardt (1982, p. 23 a 38), as pontes de concreto podem ser divididas em 5 tipos: em viga, em pórtico, em arco, pênséis e estaiadas.

3.3.1 Pontes em viga

Podem apresentar diversos sistemas estruturais, sendo que os mais comumente usados são as vigas isostáticas bi-apoiadas, e as vigas apoiadas contínuas hiperestáticas, concebidas de maneira a não transmitirem momentos fletores da superestrutura para a mesoestrutura e infraestrutura. Quando necessário o uso de vãos maiores devido a passagens de rios, por exemplo, a adoção de vigas com alturas variáveis podem se tornar convenientes tanto estruturalmente quanto esteticamente.

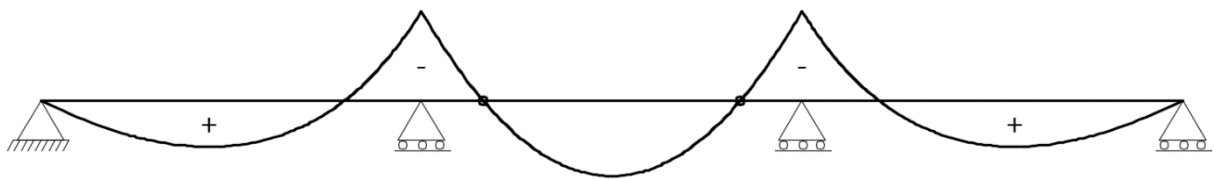
As pontes em vigas isostáticas bi-apoiadas podem exibir um ou vários vãos, além de balanços, e exigem o uso de juntas em suas extremidades. É comum, no caso de vários vãos, que se adote a laje do tabuleiro contínua para diminuir o número de juntas na pista. Como mostra a figura 6, o benefício deste sistema de pontes se encontra na facilidade do cálculo dos diagramas de momentos fletores, porém podendo apresentar vigas de grandes alturas, ao qual a adoção de vãos desiguais com uso de vigas Gerber permitem distribuir melhores estes momentos fletores, conforme demonstra a figura 7, e conseqüentemente diminuir a altura das vigas.

Figura 6 – Diagrama de momentos fletores para uma viga bi-apoiada



(fonte: imagem do autor)

Figura 7 – Redistribuição dos momentos fletores com uso de vigas Gerber para múltiplos vãos isostáticos



(fonte: imagem do autor)

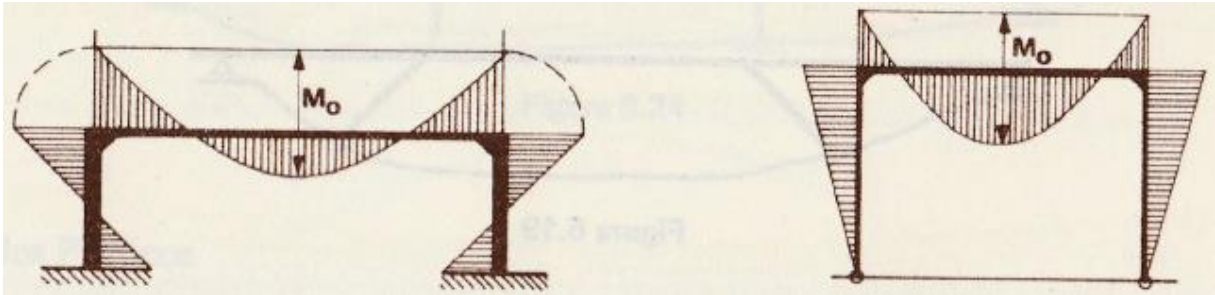
A partir de dois vãos, as vigas contínuas podem exibir vários vãos sem juntas, assim apresentando momentos nos vãos e apoios. Esta característica quanto aos momentos permite que as vigas sejam mais esbeltas quando comparadas ao sistema isostático.

3.3.2 Pontes em pórtico

Esse sistema estrutural ocorre quando há aumento da rigidez das vigas à flexão através de uniões rígidas com os pilares ou encontros. O benefício consiste em balancear os momentos nos vãos, transferindo parcela do momento positivo máximo do vão como momento negativo aos pilares e/ou encontros, conforme exemplifica a figura 8, o que diminui a necessidade de grandes alturas de vigas em vãos maiores (LEONHARDT, 1982).

São diversos os sistemas estruturais em pórtico, como por exemplos os isostáticos triarticulados, os biarticulados, os engastados e os de vários vãos. Dentre as principais limitações para a escolha entre estes sistemas está a determinação das fundações e no tamanho dos vãos necessários a serem vencidos.

Figura 8 – Distribuição dos momentos de pontes em pórtico engastado e biarticulado.



(fonte: Leonhardt, 1982, p. 27)

3.3.3 Pontes em arco

De acordo com Leonhardt (1982, p. 30) o arco:

[...] com sua forma curva desenvolvida segundo a linha de pressões, devido ao peso próprio, é o tipo estrutural mais apropriado para os materiais de construção denominados “maciços” (pedra, concreto), desde que o terreno de fundação seja resistente e que o empuxo do arco possa ser absorvido por uma fundação barata. [...] No caso do concreto, entretanto, é preciso levar em consideração as deformações devido à retração, à variação de temperatura e à deformação lenta, o que tem influência na forma do arco e torna necessária a existência de juntas. O concreto simples, por isso, exige que se adote um sistema estrutura isostático como o arco triarticulado, o qual permite deformações, isentos de efeitos de coação, por meio do abaixamento do fecho.

Os arcos triarticulados são isostáticos, e normalmente usam espessuras variáveis de acordo com a variação da linha de pressões devido a ação das cargas móveis.

Um outro sistema estrutural para arcos são os biarticulados, apresentando um grau hiperestático (ver figura 9). As articulações são estabelecidas nas impostas, o que permite menor espessura nessas regiões, uma vez que os momentos máximos se encontram nos fechos.

Já os sistemas biengastados são 3 vezes hiperestáticos e, ao contrário dos biarticulados, possuem maior espessura nas impostas. Seu desafio implica em considerar o momento de inércia variável da seção nos arcos quando aplicadas cargas.

Figura 9 – Sistema estrutural para arcos biarticulados: articulações nas impostas permitem menor espessura nessa região.



(fonte: Leonhardt, 1982, p. 27)

3.3.4 Pontes pênséis

As pontes pênséis tradicionais, com seus cabos em forma parabólica e pendurais verticais, não são apropriadas para pontes de concreto, e foram aplicadas apenas em algumas raras ocasiões, uma vez que os cabos e pendurais trabalham sob tensões de tração (LEONHARDT, 1982).

3.3.5 Pontes estaiadas

São pontes em que o tabuleiro é suspenso com uso de cabos fixados em torres, também chamadas de mastros. Podem apresentar os cabos dispostos em forma de harpa ou leque, sendo que esta última apresenta maior eficiência técnica além de maior economia. Os cabos podem ser adotados em apenas um plano, no eixo central, apresentando necessidade de viga com alta rigidez à torção, ou ainda em dois planos, quando a suspensão através dos cabos é realizada nos bordos do tabuleiro.

Este tipo de sistema estrutural tem apresentado grande eficiência para vencer grandes vãos, porém apresentam maior complexidade técnica, especialmente nos encontros dos estais. Apesar disso também costumam ser economicamente eficientes

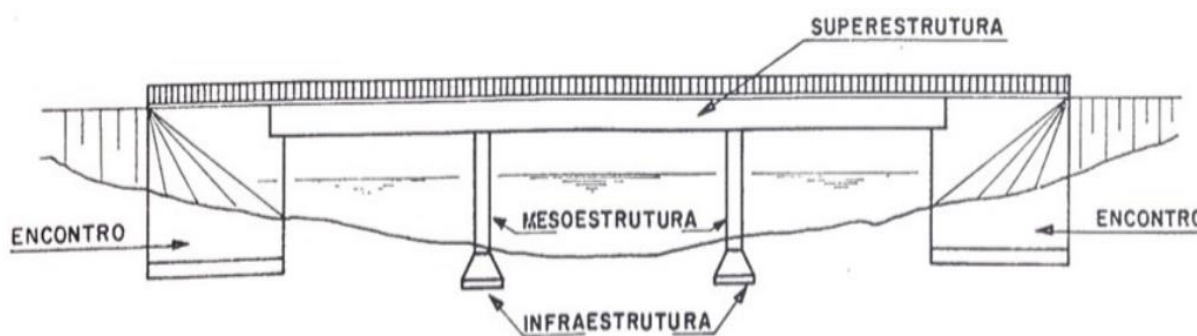
3.4 ELEMENTOS CONSTITUÍNTES DAS PONTES

Pfeil (1979, p. 1) divide em 3 elementos principais constituintes: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

A parte responsável por receber os esforços provenientes da mesoestrutura e transmiti-las à rocha ou solo, é a infraestrutura (ou fundação). Constituem a infraestrutura os blocos, as sapatas, as estacas, os tubulões, etc, e seus demais elementos de ligações como, por exemplo, os blocos de cabeça de estacas e vigas de enrijecimento dos blocos.

Os pilares constituem a mesoestrutura, responsável por receber os esforços da superestrutura, além de esforços recebidos de outras fontes tais como pressões de vento e de água em movimento, e transmitir a infraestrutura.

Figura 10 – Vista geral de uma ponte, mostrando os principais elementos constituintes



(fonte: Pfeil, 1979, p. 2)

Compõem a superestrutura o tabuleiro e as vigas principais e secundárias. O tabuleiro é responsável por receber os esforços provenientes diretamente do tráfego da ponte, e assim transmiti-los às vigas secundárias e às vigas primárias, que por fim os transmitem à mesoestrutura. As vigas primárias também são conhecidas como longarinas, e as vigas secundárias como transversinas.

Há ainda os encontros que podem constituir tanto à mesoestrutura quanto à infraestrutura. A principal função deste elemento é receber o empuxo dos aterros e isolar os demais elementos da ponte destes esforços.

4 CARREGAMENTOS EM PONTES

De acordo com Pfeil (1979, p. 42), os carregamentos podem ser divididos em tipos, entre eles peso próprio da estrutura, cargas úteis, cargas produzidas por elementos naturais e também cargas devido a deformações internas.

Os carregamentos de peso próprio da estrutura, também chamada de carga permanente, são provenientes da relação do peso específico dos materiais com o volume dos elementos constituintes da ponte. Pontes metálicas de pequenos vãos não produzem efeitos de peso próprio importantes, enquanto pontes de concreto de grandes vãos acabam apresentando cargas permanentes predominantes sobre as demais.

As cargas úteis são constituídas pelas cargas dos veículos, seu movimento e também impactos verticais devido a possíveis irregularidades nas pistas de rolamento. Outras cargas são causadas pelas forças de frenagem, aceleração e, em pontes curvas, pelas forças centrífugas.

Carregamentos devido ao contato com a ponte, como é o caso do vento, água e terra são responsáveis por provocar forças produzidas pelos elementos naturais, e também devem ser consideradas no cálculo e dimensionamento de pontes. Casos particulares podem tornar estes carregamentos predominantes, como no caso de grandes aterros e seu efeito de empuxo, pilares altos sob influência de efeitos de vento, e pontes cuja estrutura possa sofrer grandes carregamentos devido a enchentes de rios.

No caso do emprego do concreto armado e protendido, forças provocadas por deformações internas como as causadas por variações de temperatura, retração e fluência do concreto, fadiga e relaxação do aço podem apresentar grande importância na análise da estabilidade da estrutura.

Normas como a NBR 7188:2013 e a CSA S6-06 são responsáveis por fixar valores característicos básicos às cargas existentes em pontes, cujas origens têm fundamento em valores teóricos, estatísticos e experimentais.

4.1 CARGA PERMANENTE

De acordo com Campanari (1985, p. 508) este carregamento atua permanentemente na estrutura sem apresentar variações em seu valor durante o tempo, e sem alterar sua posição ao longo da estrutura, e pode ser representado tanto por esforços distribuídos como concentrados.

Constituída pelo peso próprio dos elementos da estrutura e outros materiais, tais como a pavimentação, guarda-corpo, postes e canalização, a carga permanente em pontes, para efeitos de projeto de pontes no Brasil e Canadá, segue como referência a NBR 6120:1980 e a CSA S6-06 respectivamente, que estabelecem valores básicos de peso específico dos materiais de construção, e estão apresentados na tabela 1 e tabela 2. Outros pesos dos materiais estão presentes nas normas, porém não serão apresentados pois não serão utilizados neste trabalho.

Tabela 1 - Peso específico dos materiais de construção de acordo com a NBR 6120:1980

Materiais		Peso específico aparente (kN/m³)
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6120, 1979, p. 2)

Tabela 2 - Peso unitário dos materiais de acordo com a CHBDC

Materiais	Peso unitário, kN/m³
Revestimento betuminoso	23,5
Concreto	
Concreto de baixa densidade	18,1
Concreto de semi-baixa densidade	21,0
Concreto simples	23,5
Concreto protendido	24,5
Concreto armado	24,0

(fonte: CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 51)

O peso específico para o revestimento de acordo com a abordagem brasileira é dado pela norma NBR 7187:2003, a qual estabelece o valor mínimo de 24 kN/m^3 , sendo necessário prever uma carga adicional de 2 kN/m^2 para possível recapeamento.

4.2 CARGAS ÚTEIS

As cargas úteis foram divididas em cargas móveis, impacto vertical, carga devido a frenagem e aceleração e carga devido a força centrífuga, e são apresentadas nos itens a seguir.

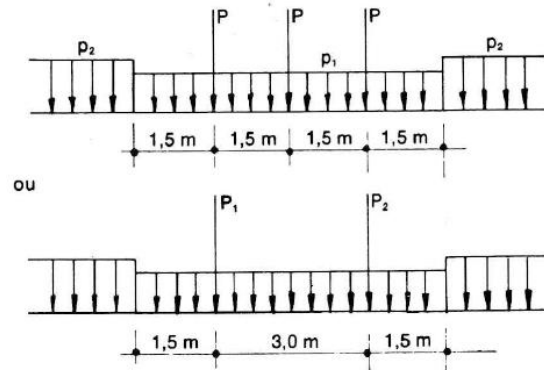
4.2.1 Cargas Móveis

Conforme Pfeil (1979, p. 45) as cargas móveis de cálculo, fixadas nas normas, não correspondem com as cargas reais atuantes nas estradas. Nas pontes rodoviárias, as cargas de cálculo utilizam veículos de dimensões especiais, enquanto as cargas reais são caminhões e carretas com dimensões e pesos fixados de acordo com regulamentações específicas. Ainda, por vezes, as rodovias recebem cargas excepcionais, como por exemplo para transporte de peças de usinas aerogeradoras, hidroelétricas ou nucleares.

Campanari (1985, p. 510) complementa que os carregamentos móveis em pontes rodoviárias exibem cargas exercidas pelos veículos e também pela multidão sobre os passeios, sendo geralmente o esquema de carregamento para vigas longitudinais semelhantes às apresentadas na figura 11, resultando da consideração representada pela figura 12 acerca dos carregamentos de veículo e multidão sobre a ponte.

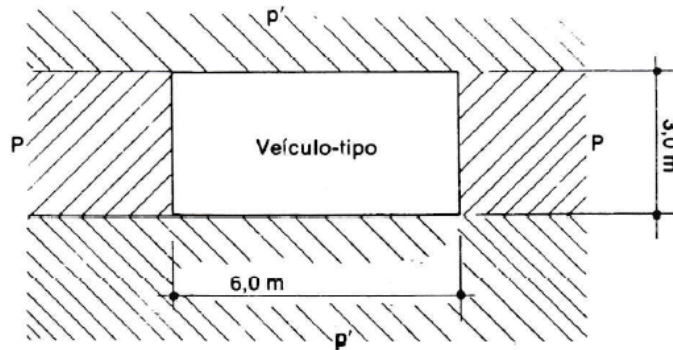
Os veículos tipo utilizados nas normas podem apresentar diversas geometrias e valores de cargas sobre os eixos. Alguns exemplos são apresentados por Campanari (1985, p. 510 a 515) como os mais utilizados em normas oficiais, exibido na figura 13, e também não previstos, usualmente casos particulares aplicáveis à transporte de cargas especiais, exibido na figura 14.

Figura 11 – Exemplo de esquema de carregamento para vigas longitudinais de pontes rodoviárias



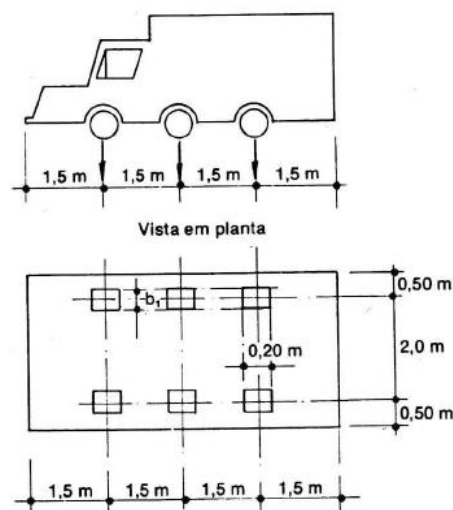
(fonte: Campanari, 1985, p. 510)

Figura 12 – Exemplo de carregamentos utilizados sobre pontes rodoviárias



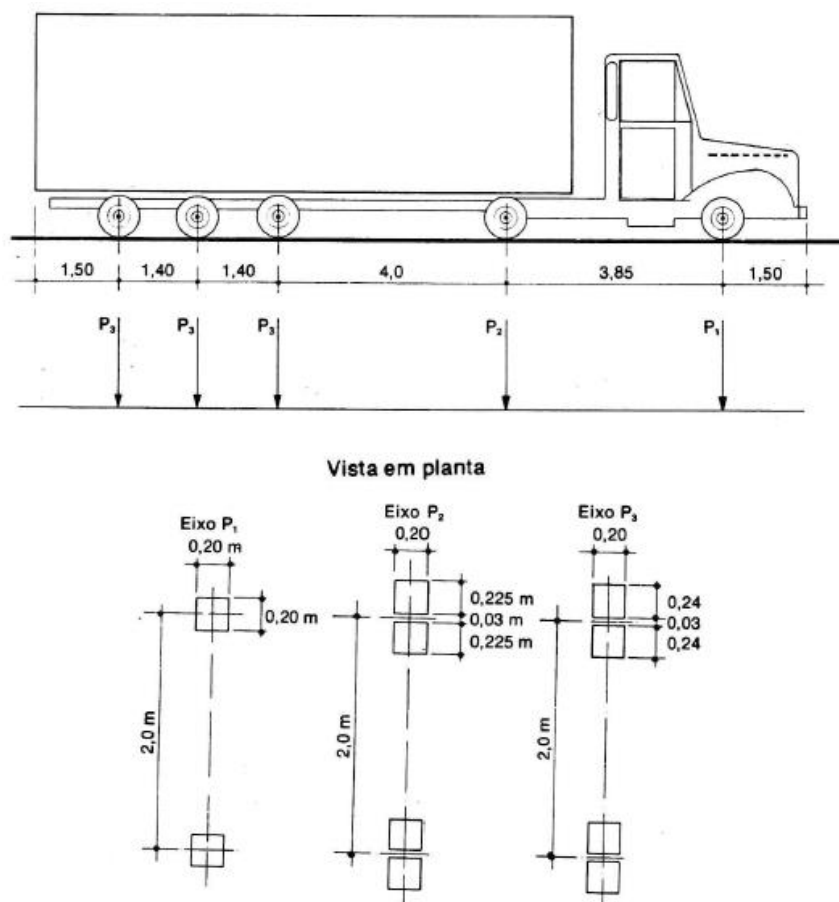
(fonte: Campanari, 1985, p. 510)

Figura 13 – Modelos mais usados: veículo pesado com 3 eixos



(fonte: Campanari, 1985, p. 510)

Figura 14 – Modelos mais usados: caminhão pesado com 5 eixos



(fonte: Campanari, 1985, p. 515)

4.2.1.1 Diagramas de linha de influência

Segundo Campanari (1985, p. 521) quando há cargas móveis que percorrem uma estrutura, deve-se pesquisar:

- os esforços solicitantes máximos e mínimos para determinadas seções;
- quais as seções apresentam maiores valores dos esforços solicitantes;
- em vínculos e apoios, quais os máximos e mínimos esforços solicitantes.

O estudo desses efeitos nas estruturas é feito através da utilização dos chamados diagramas de linha de influência que de acordo com Campanari (1985, p. 521):

[...] representa, para uma determinada seção escolhida para estudo, a variação de um determinado esforço solicitante, designado genericamente por E_s , quando uma força $P = 1,0$ concentrada se desloca sobre a estrutura.

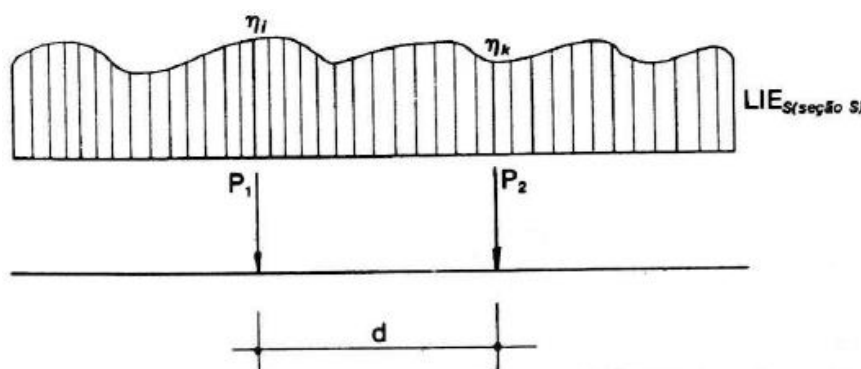
O esforço solicitante E_s pode ser um momento fletor, força cortante, força normal ou um momento de torção, que possa agir na seção estudada.

A mesma definição de linha de influência para esforços solicitantes se aplica também a reações de vínculo, isto é, construímos o diagrama de variação de uma determinada reação de vínculo (força ou momento) quando uma força unitária $P = 1,0$ percorre a estrutura.

4.2.1.1.1 Efeito de carregamento móvel constituído por forças concentradas

Tomando uma seção genérica S da estrutura, encontra-se a LI para determinado esforço solicitante como exemplo da figura 15.

Figura 15 – Diagrama de linha de influência para determinado esforço em uma seção genérica S , e uma carga móvel de duas forças concentradas



(fonte: Campanari, 1985, p. 523)

Se considerarmos um carregamento móvel composto pelas forças P_1 e P_2 , com distância d entre elas, e os valores de esforço solicitante η_i e η_k da LI nas mesmas respectivas posições, conforme ilustrado na figura 15, então o valor de esforço solicitante deste carregamento móvel para esta posição será:

$$E_s = P_1 \cdot \eta_i + P_2 \cdot \eta_k \quad (\text{fórmula 1})$$

Isto ocorre, pois, baseado na definição de Linha de Influência, conforme explica Campanari (1985, p. 523), para o exemplo acima temos que:

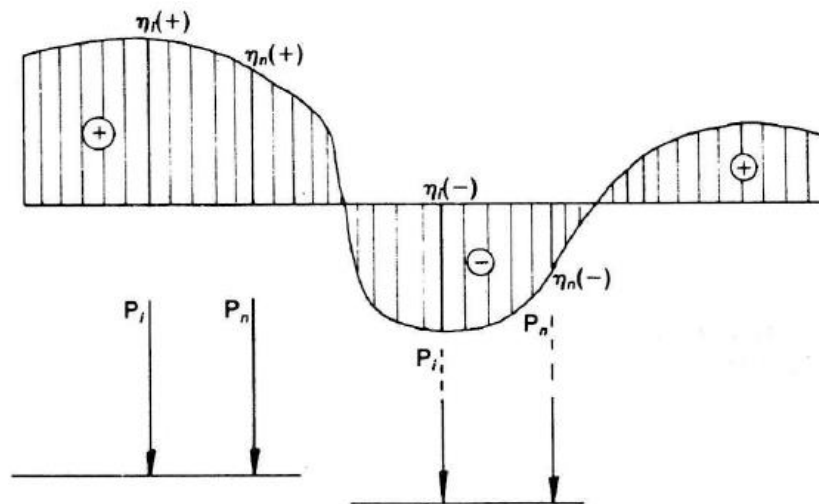
Para a força $P = 1,0$ na posição i o esforço solicitante E_s tem o valor η_i , que constituía ordenada de linha de influência correspondente a posição de $P = 1,0$.

Quando temos aplicada em i uma força P_i , temos para o esforço solicitante E_s o valor $P_i \cdot \eta_i$ considerando que os esforços solicitantes são proporcionais ao carregamento quando aplicado.

O mesmo raciocínio deverá ser feito relativamente à parcela $P_2 \cdot \eta_k$.

Para explicar o procedimento que deve ser empregado para um caso onde haja uma linha de influência com ordenadas positivas e negativas, com objetivo de obter o maior módulo do esforço solicitante, apresenta-se o exemplo da figura 16.

Figura 16 – Diagrama genérico de linha de influência com esforço solicitante negativo e positivo



(fonte: Campanari, 1985, p. 523)

Deste modo, para o maior esforço solicitante, posiciona-se o carregamento móvel de tal maneira que o somatório de multiplicação de cada força concentrada pela ordenada correspondente da LI proporcione o maior valor possível em módulo, resultando na fórmula 2 para o caso do maior valor positivo, e na fórmula 3 para o caso de maior valor negativo.

$$E_{s(+)} = \sum P_i [\eta_{i(+)}] \quad (\text{fórmula 2})$$

$$E_{s(-)} = \sum P_i [\eta_{i(-)}] \quad (\text{fórmula 3})$$

Assim podemos considerar que quando houver mais de uma força concentrada com suas posições e valores definidos, calcula-se o esforço solicitante E_s através da somatória dos produtos de cada força concentrada pela ordenada de esforço solicitante na LI correspondente a posição destas forças.

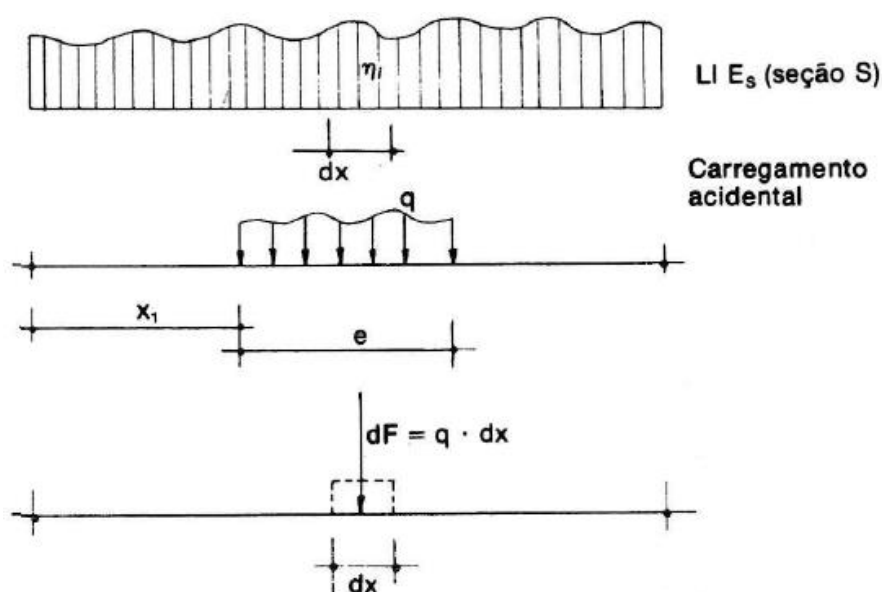
4.2.1.1.2 Efeito de carregamento móvel constituído de força distribuída

Tomando a definição de LI, o cálculo do esforço solicitante para casos de força distribuída ocorre de modo análogo ao de forças concentradas, de modo que este carregamento de forças distribuídas, que pode atuar em toda ou apenas em parte da estrutura, deve ser colocado com objetivo de resultar no maior módulo possível do esforço solicitante.

Conforme exemplifica Campanari (1985, p. 524), considera-se uma seção genérica S e sua linha de influência para certo esforço solicitante E_s devido à um carregamento distribuído q ao longo de uma extensão e , descrito na figura 17.

No caso onde a carga distribuída q for variável, o esforço solicitante E_s , portanto, será equivalente ao expresso na fórmula 4, enquanto para o caso em que o valor de q é constante, pode-se particularizar conforme a fórmula 5.

Figura 17 – Diagrama de linha de influência para determinado esforço solicitante em uma seção genérica S , e um carregamento distribuído q ao longo de uma extensão e



(fonte: adaptado de Campanari, 1985, p. 524)

$$E_s = \int_{x_1+e}^{x_1} q \cdot \eta_i \cdot dx \quad (\text{fórmula 4})$$

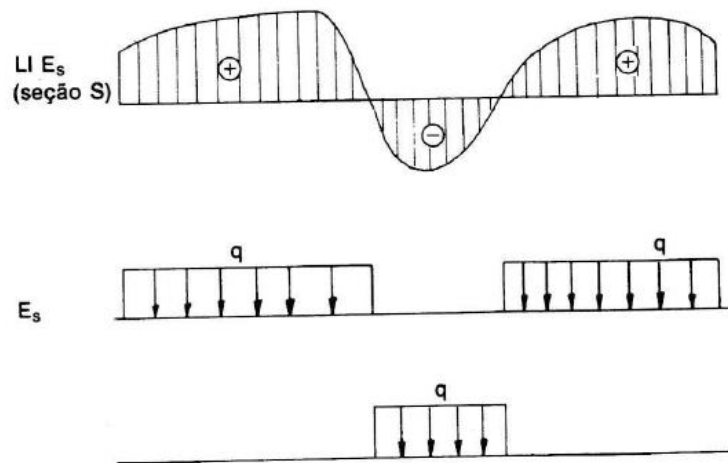
$$E_s = q \int_{x_1+e}^{x_1} \eta_i \cdot dx \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde a integral no caso da fórmula 5 representa a área do diagrama de LI correspondente ao trecho de aplicação da força uniformemente distribuída q .

Como ainda explica Campanari (1985, p. 524 a 525), no caso de a linha de influência apresentar valores negativos e positivos devido a um carregamento uniformemente distribuído q para um esforço solicitante E_s na seção genérica S , como demonstrado na figura 18, procede-se da seguinte maneira:

Para calcular o maior módulo do esforço solicitante E_s no sentido convencional positivo, multiplicamos o carregamento uniformemente distribuído q pela somatória $A(+)$ das áreas positivas, e para calcular o maior módulo do esforço solicitante E_s no sentido convencional como negativo, multiplicamos o carregamento q pela somatória $A(-)$ das áreas negativas.

Figura 18 – Diagrama de LI com esforços solicitantes positivos e negativos em uma seção genérica S , e as cargas distribuídas consideradas para cálculo de cada trecho positivo e negativo



(fonte: Campanari, 1985, p. 524)

Sendo assim, temos a fórmula 6 e a fórmula 7 para o esforço positivo e negativo respectivamente.

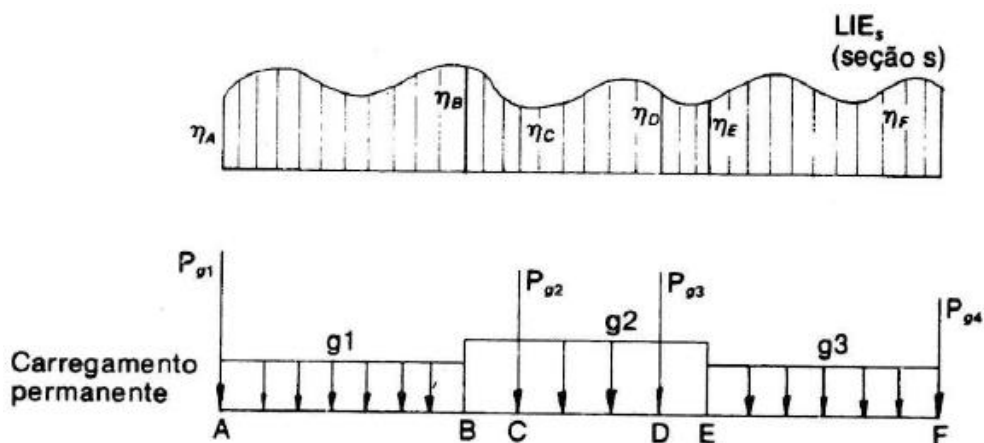
$$E_{s(+)} = q \cdot A_{(+)} = q \cdot [\Sigma A_i (+)] \quad (\text{fórmula 6})$$

$$E_{s(-)} = q \cdot A_{(-)} = q \cdot [\Sigma A_i (-)] \quad (\text{fórmula 7})$$

4.2.1.1.3 Efeito de carregamento permanente

O conceito de linha de influência também pode ser empregado para determinar o efeito de um carregamento permanente que se mantém sua posição fixada na estrutura. Assim Campanari (1985, p. 525) afirma que é possível obter este efeito através da multiplicação de cada força concentrada por sua ordenada correspondente da LI somada à multiplicação das forças uniformemente distribuídas com a área do diagrama de LI correspondente à sua posição. A figura 19 ilustra este conceito na linha de influência de uma seção S genérica para determinado esforço solicitante E_s devido à um carregamento permanente composto por forças uniformemente distribuídas e forças concentradas.

Figura 19 – LI para uma seção S genérica devido determinado esforço solicitante E_s , e um carregamento permanente composto de cargas distribuídas e concentradas



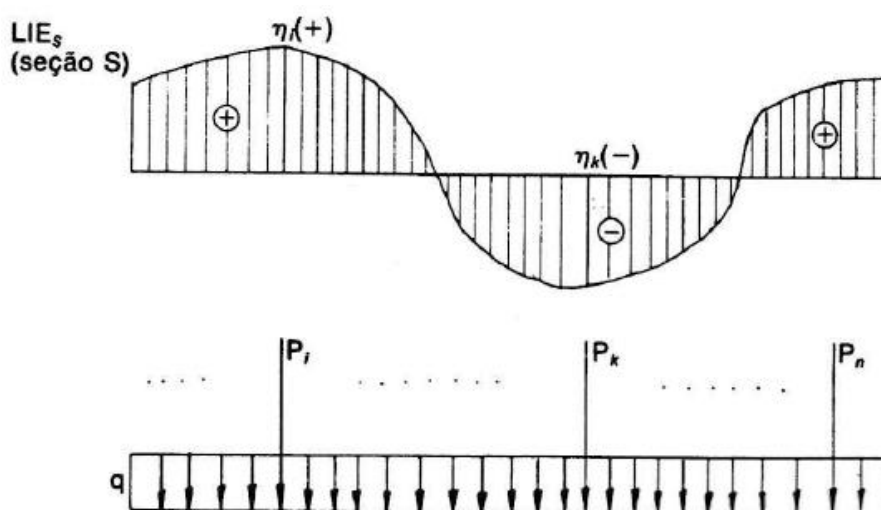
(fonte: Campanari, 1985, p. 525)

É possível observar que neste caso os carregamentos ocupam sempre a mesma posição, mesmo no caso onde há esforços solicitantes positivos e negativos no diagrama de LI, o que resultará em um único valor de esforço solicitante devido as cargas aplicadas, que pode ser calculado através da fórmula 8, resultante da análise da figura 20.

$$E_s = \sum P_i [\eta_i(+)] + \sum P_k [\eta_k(-)] + q \cdot [\sum A_i(+)] + \sum A_i(-) \quad (\text{fórmula 8})$$

Nota-se, através dessa expressão que as parcelas positivas e negativas se superpõem de tal modo que o valor de E_s poderá ser tanto positivo quanto negativo.

Figura 20 – Diagrama de LI com esforços solicitantes positivos e negativos em uma seção genérica S, e cargas distribuídas e concentradas em cada trecho positivo e negativo



(fonte: Campanari, 1985, p. 525)

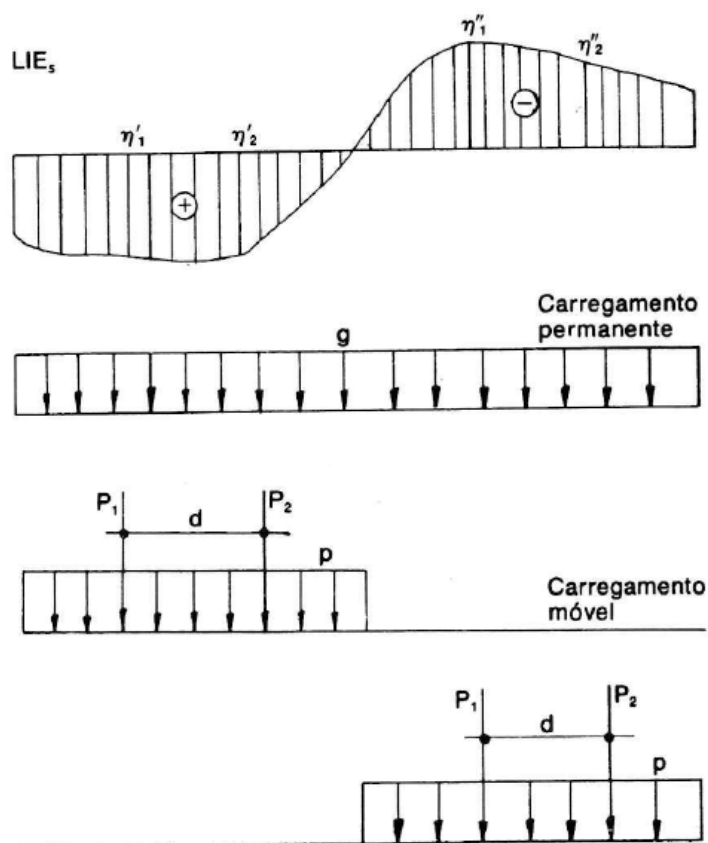
4.2.1.1.4 Diagramas de máximos e mínimos

Seguindo Campanari (1985, p. 526 e 527), para elaborar os diagramas de máximos e mínimos, é necessário fazer um estudo genérico de LI com carregamentos permanentes e acidentais, como por exemplo o usado na figura 21, onde o carregamento móvel é composto por uma força uniformemente distribuída sem limitação de extensão, ou seja, distribuído em toda a extensão, e por um par de forças P_1 e P_2 distantes d entre elas.

Considerando convenção de sinais conforme ilustrado na figura 21, que o carregamento permanente está sempre presente, que o carregamento acidental pode ou não estar agindo, e que este carregamento acidental deve ser posicionado de modo a obter os esforços mais desfavorável possível, pode-se determinar os seguintes esforços solicitantes:

- Es (g): devido ao carregamento permanente que atua em toda extensão da LI;
- Es (p) (+): maior valor positivo provocado pelo carregamento móvel. Caso não haja nenhum valor positivo, adota-se este esforço solicitante como igual a zero;
- Es (p) (-): maior valor negativo em módulo provocado pelo carregamento móvel. Caso não haja nenhum valor negativo, adota-se este esforço solicitante como igual a zero;
- Es (max): valor máximo encontrado, podendo ser inclusive o maior valor negativo em módulo
- Es (min): valor mínimo encontrado, podendo ser inclusive um valor positivo.

Figura 21 – Diagrama de LI com esforços solicitantes positivos e negativos em uma seção genérica S, cargas permanentes e cargas móveis.



(fonte: Campanari, 1985, p. 526)

Sendo assim, considerando a soma algébrica dos esforços solicitantes, temos as fórmulas 9 e 10 para os valores de $E_{s(max)}$ e $E_{s(min)}$.

$$E_{s(max)} = E_{s(g)} + E_{s(p)(+)} \tag{fórmula 9}$$

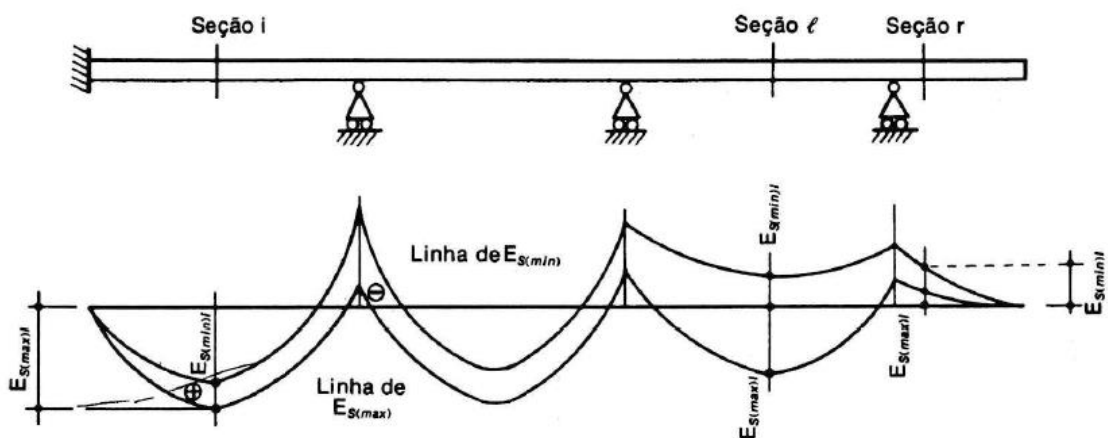
$$E_{s(min)} = E_{s(g)} + E_{s(p)(-)} \tag{fórmula 10}$$

Estes valores máximos e mínimos são obtidos apenas para uma seção S, sendo necessário que seja aplicado à várias seções para elaborar o chamado diagrama de máximos e mínimos. Cada valor de $E_{s(max)}$ e $E_{s(min)}$ é colocado na posição específica da seção S nas quais foram determinados, como ilustra a figura 22. Deste modo Campanari (1985, p. 527) explica que:

Unindo os pontos determinados por $E_{s(max)}$, obtemos uma linha envoltória que é definida como “linha de máximos”, e unindo os pontos determinados por $E_{s(min)}$, obtemos a linha envoltória que é definida como “linha de mínimos”.

Estas duas envoltórias indicam os limites dos esforços solicitantes ao longo de toda a estrutura, sendo utilizado este diagrama no dimensionamento da estrutura porque fornece para cada seção os esforços mais desfavoráveis, que são os maiores módulos do esforço solicitante em cada sentido que este possa atuar.

Figura 22 – Exemplo de envoltórias de máximos e mínimo para um determinado esforço solicitante.



(fonte: Campanari, 1985, p. 526)

4.2.2 Impacto vertical

Conforme Pfeil (1979, p. 58) o impacto vertical é um acréscimo das cargas dos veículos devido aos seus movimentos sobre pontes rodoviárias, e podem ser causados pelo efeito do movimento das cargas e pelas irregularidades no pavimento. Como forma de incluir o efeito do impacto vertical, as normas adotam coeficientes de majoração, geralmente influenciados pelos tamanhos dos vãos.

4.2.3 Frenagem e aceleração

Segundo explica Mason (1977, p. 11), ao serem acionados freios de um veículo em movimento, uma força de atrito entre a pista de rolamento e o pneu se desenvolve, causando uma reação devido a esta frenagem. Do mesmo modo, para a aceleração do veículo é necessário que as rodas tenham aderência com a pista de rolamento para que o veículo retome seu movimento. Geralmente as normas adotam valores percentuais do peso dos veículos como em analogia a um coeficiente de atrito da roda com a pista.

4.2.4 Força centrífuga

A força centrífuga é um efeito relacionado com a curvatura horizontal de uma estrada (PFEIL, 1979).

Segundo Marchetti (2008, p. 69 e 70) o efeito da massa do veículo em uma ponte curva deve sempre ser considerado, mesmo que as vigas principais sejam retas sob um tabuleiro curvo.

4.3 CARREGAMENTOS DEVIDO ÀS FORÇAS NATURAIS

Os carregamentos provenientes das forças naturais apresentados a seguir estão divididos em pressão do vento e empuxo de terra ou água.

4.3.1 Pressão de vento

Pfeil (1979, p. 65 a 69) explica que no caso do vento, a pressão devido ao vento é dependente da forma da superfície, da direção do vento, de efeitos de rajada e da situação topográfica onde a ponte será construída. De modo geral a consideração quanto à forma é feita com uso de coeficientes de forma. Quando as obras se tratarem de geometrias atípicas, como por exemplo pontes de grandes vãos ou pontes estaiadas, os coeficientes de forma são determinados através de experimentos em túneis de vento.

4.3.2 Empuxo de terra ou água

Estes carregamentos são geralmente necessários para o cálculo dos elementos da infraestrutura, tais como pilares de encontro, cortinas e alas, por exemplo.

No caso da água, a força solicitante pode ser devido a correnteza de um rio, e neste caso podem ser calculadas de modo análogo ao vento. É importante considerar os efeitos que podem ser causados por eventos históricos de cheias, e em caso de países com invernos rigorosos, também devem ser considerados esforços nas estruturas causados pelas capas de gelo das correntes.

4.4 ESFORÇOS PRODUZIDOS POR DEFORMAÇÕES INTERNAS

As quantificações dos esforços internos devido às deformações internas levam em conta a variação de temperatura, a retração do concreto e a deformação lenta. A relaxação do aço, em armaduras de protensão, também deve ser considerada.

4.5 OUTRAS CARGAS

Marchetti (2008, p. 69 e 70) indica ainda outras cargas adicionais, que são cargas devido o efeito do atrito nos apoios, recalque das fundações, impacto no guarda-corpo e no guardarodas, forças sísmicas, e impacto nos pilares.

4.5.1 Atrito nos apoios

É um efeito geralmente considerado apenas na infraestrutura da ponte, e deve ser considerado no cálculo dos aparelhos de apoio, pilares e encontros, segundo Marchetti (2008, p. 71). Os valores são costumeiramente fixados em normas.

4.5.2 Recalque das fundações

De modo geral as fundações são dimensionadas para receberem pequenos recalques nas fundações, o que geram pequenos efeitos. Porém existem casos onde podem ser assentadas fundações em solos de pequena resistência ou em encostas sujeitas a deslizamentos lentos (MARCHETTI, 2008).

Ainda há casos onde podem ocorrer recalques bruscos, como por exemplo em zonas carboníferas, e estes efeitos devem ser considerados em um projeto de pontes, assim como soluções, tais como o uso, por exemplo, de macacos para renivelar tabuleiros (PFEIL, 1979).

4.5.3 Carga no guarda-corpo e guarda-rodas

São dispositivos que devem ser calculados devido ao impacto de veículos, com intuito de aumentar a segurança para o tráfego de veículos. Os valores das cargas e pontos de aplicação são geralmente estabelecidos em norma.

4.5.4 Forças sísmicas

Quando o local for sujeito a terremotos, as forças sísmicas devem ser consideradas. Essas forças são de direção horizontal, com intensidade que se relaciona proporcionalmente à massa dos elementos estruturais em que atuam.

4.5.5 Impacto nos pilares

Segundo Marchetti (2008, p. 78) os pilares de pontes e viadutos podem ser sujeitos a impactos de veículos ou embarcações. Nestes casos a adoção de aparelhos de proteção devem ser adotados, sendo que de acordo com Pfeil (1979, p. 73) algumas normas apresentam verificações das resistências dos pilares devido às cargas horizontais causadas por choques acidentais de veículos.

5 CRITÉRIOS BÁSICOS DE DIMENSIONAMENTO DE VIGAS PELA NBR 6118:2014 E MODELOS DE CARGAS MÓVEIS EM ESTUDO

Ainda que projetos arquitetônicos ou até mesmo vãos de pontes sejam dependentes das culturas e características geográficas, há uma notável semelhança no que se refere à robustez das pontes em diversos países, o que indica que no projeto de pontes as abordagens de levantamento e considerações de cargas são ou semelhantes ou equivalentes, com pequenas diferenças nos resultados.

Neste capítulo serão exibidos os princípios gerais para dimensionamento de peças de concreto armado de acordo com a NBR 6118:2014. Também serão apresentadas as prescrições da norma brasileira e canadense em relação às cargas móveis, suas combinações, orientações e considerações para suas aplicações.

5.1 PRINCÍPIOS GERAIS E DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE ACORDO COM A NBR 6118:2014

A norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014) estabelece condições básicas para elaboração de projetos de concreto armado e protendido, assim como requisitos gerais a serem atendidos.

5.1.1 Propriedades do Concreto

5.1.1.1 Resistência à compressão e tração

A norma divide os concretos por grupos de resistência a compressão, onde o grupo I engloba as resistências de 20 MPa a 50 MPa, e o grupo II as de 55 a 90 MPa, sendo aplicável a este trabalho apenas o grupo I. Sendo assim as prescrições referentes ao grupo II não serão abordadas.

Para a determinação da resistência a tração, na ausência de testes, pode se adotar as seguintes fórmulas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 23):

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{fórmula 11})$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 12})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica a compressão do concreto em megapascal (MPa);

$f_{ct,m}$ é a resistência a tração média do concreto em megapascal (MPa);

$f_{ctk,inf}$ e $f_{ctk,sup}$ são as resistências características inferiores e superiores, respectivamente, do concreto a tração em megapascal (MPa).

5.1.1.2 Módulos de elasticidade

A NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24) determina que o módulo de elasticidade tangente inicial deve ser obtido aos 28 dias de idade, sendo que na ausência de ensaios pode ser estimado de acordo com a fórmula 14:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 f_{ck}^{1/2} \quad (\text{fórmula 14})$$

Sendo:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Onde:

E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

Ainda segundo a norma, o módulo de deformação secante pode ser estimado com o uso das fórmulas 15 e 16.

$$E_{CS} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{fórmula 15})$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{fórmula 16})$$

A NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 25) ainda indica que:

Para tensões de compressão menores que $0,5f_c$ e tensões de tração menores que f_{ct} , o coeficiente de Poisson ν pode ser tomado como igual a 0,2 e o módulo de elasticidade transversal G_c igual a $E_{cs}/2,4$.

5.1.1.3 Parâmetros de deformação à compressão

Podem ser adotados, para análise nos Estados Limites Últimos, os valores de ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) igual 2,0‰, e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) igual a 3,5 ‰.

5.1.2 Propriedades do Aço

5.1.2.1 Tensão de escoamento

Para este trabalho somente adotará o aço CA-50, cuja terminologia indica a tensão característica de escoamento em kN/cm². As principais características, de acordo com as

classes de tensões características do aço, são apresentadas pela NBR 7480:2007 conforme apresenta, para o CA-50, a tabela 3.

Tabela 3 – Principais características das barras de aço CA-50

Diâmetro nominal das Barras (mm)	Massa Nominal (kg/m)	Área nominal da seção (mm ²)
6,3	0,245	31,2
8,0	0,395	50,3
10,0	0,617	78,5
12,5	0,963	122,7
16,0	1,578	201,1
20,0	2,466	314,2
22,0	2,984	380,1
25,0	3,853	490,9
32,0	6,313	804,2
40,0	9,865	1256,6

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7480, 2007, p. 10)

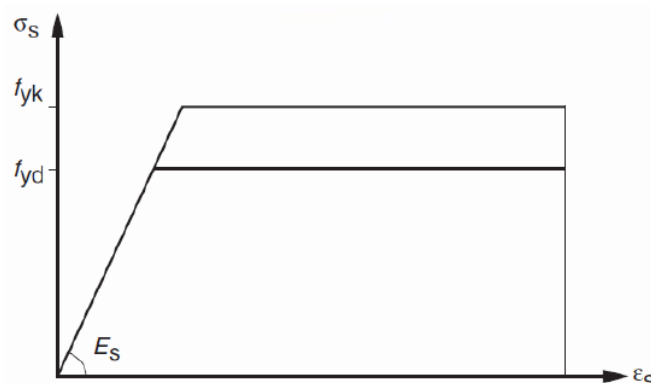
5.1.2.2 Módulo de elasticidade

Na ausência de ensaios, o módulo de elasticidade do aço pode ser considerado igual a 210 GPa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29).

5.1.2.3 Tensão-deformação à compressão

Para análise nos Estados Limites Últimos, pode-se adotar o diagrama simplificado tensão-deformação apresentado na figura 23.

Figura 23 – Diagrama tensão-deformação simplificado



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118, 2014, p. 29)

5.1.3 Segurança no Estado Limite Último

Conforme define a NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 4 e 115), ELU é o estado-limite relacionado ao colapso, ruptura ou qualquer outro tipo de ruína estrutural que cause paralisação do uso da estrutura. Deste modo:

Além de se garantir a segurança adequada, isto é, uma probabilidade suficiente pequena de ruína, é necessário garantir uma boa ductilidade, de forma que uma eventual ruína ocorra de forma suficientemente avisada, alertando os usuários.

5.1.4 Hipóteses básicas para determinação dos esforços resistentes de elementos lineares sujeitos a solicitações normais no ELU

Na análise dos esforços resistentes em uma seção de viga, a norma indica as seguintes hipóteses básicas a serem consideradas:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes [...] em tração ou compressão deve ser a(o) mesma(o) do concreto em seu entorno; [...]
- d) das tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
- e) a distribuição de tensões no concreto é feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.1, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$, com f_{cd} definido em 12.3.3. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda x$, onde o valor do parâmetro λ pode ser tomado igual a:

- $\lambda = 0,8$, para $f_{ck} \leq 50$ MPa

[...] onde a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a:

- $\alpha_c f_{cd}$ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;

sendo α_c definido como:

- para concretos de classes até C50, $\alpha_c = 0,85$ [...]

As diferenças de resultados obtidos com esses dois diagramas são pequenas e aceitáveis, sem necessidade de coeficiente de correção adicional.

f) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores definidos em 8.3.6 e 8.4.5.

g) o estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 17.1, onde ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são definidos em 8.2.10.1.

Os citados itens e figuras se referem a NBR 6118:2014, onde o item 8.2.10.1 se refere aos parâmetros e diagrama de tensão-deformação, o item 12.3.3 trata da resistência de cálculo de projeto, e os itens 8.3.6 e 8.4.5 versam sobre os diagramas de tensão-deformação, resistência ao escoamento e a tração do aço para armaduras passivas e ativas respectivamente. Já a figura 17.1 aborda os domínios de ELU de uma seção transversal.

A figura 24 apresenta os domínios que são exibidos na figura 17.1 da NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 122), e descreve:

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta a: tração uniforme;

- domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;

- domínio 2, flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$) e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:

- domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);

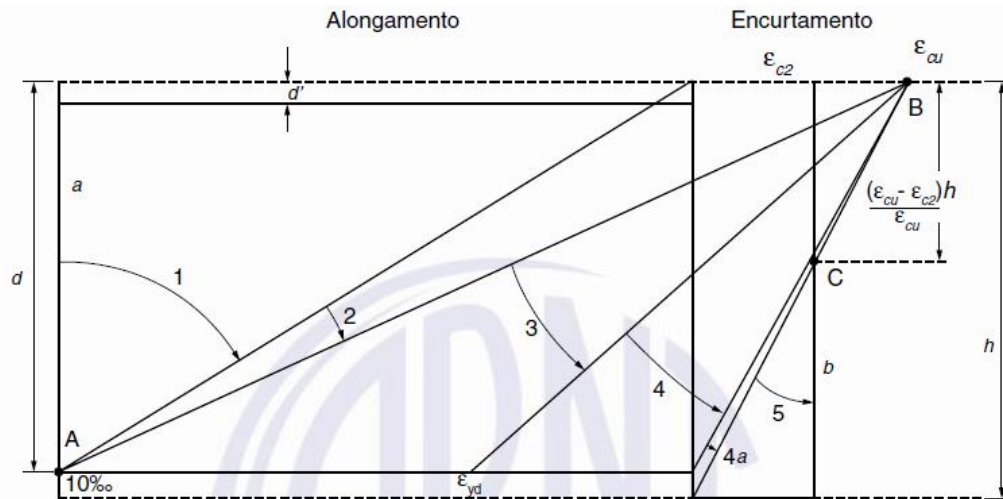
- domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);

- domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;

-domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;

- reta b: compressão uniforme.

Figura 24 – Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118, 2014, p. 122)

5.1.5 Ductilidade em vigas

Com objetivo de garantir boas condições de ductilidade é necessário verificar, durante o dimensionamento, o limite da posição da linha neutra. Caso necessário amadureça de compressão, esta deve ser adotada garantindo que não ocorra ruptura frágil.

Conforme afirma também a NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), a ductilidade dos elementos estruturais pode ser definida como sua capacidade de rotação, que por sua vez é função da posição da linha neutra (x/d) no ELU. Sendo assim a norma avalia que, para concretos de resistência igual ou menor que C50 a relação x/d não deve ultrapassar 0,45.

5.1.6 Cobrimento

Para proteger as armaduras dos elementos estruturais da ação do ambiente, a norma brasileira define classes de agressividade ambiental conforme o quadro 1. A qualidade das estruturas depende especialmente das características do concreto e da espessura do cobrimento utilizado

para a armadura, e assim é apresentada a tabela 4 que relaciona a espessura de cobrimento necessário com a classe de agressividade do ambiente.

Quadro 1 – Classificação das classes de agressividade

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito do projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118, 2014, p. 17)

Tabela 4 – Tabela definindo os cobrimentos de acordo com a classe de agressividade ambiental

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal (mm)			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118, 2014, p. 20)

5.1.7 Resistência de cálculo dos materiais

A resistência de cálculo dos materiais é dada, para combinações normais de carregamento, pelas fórmulas 17 e 18 para o concreto e aço respectivamente.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (\text{fórmula 17})$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde

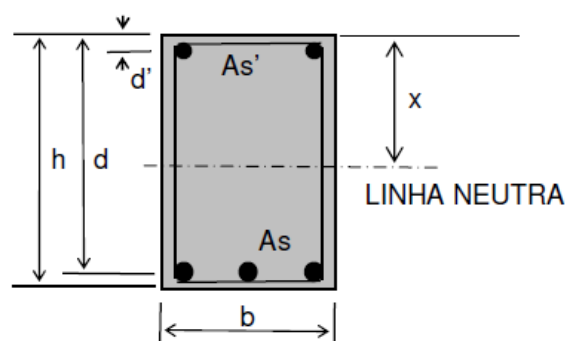
f_{ck} é a resistência a compressão característica do concreto;

f_{yk} é a tensão de escoamento do aço.

5.1.8 Dimensionamento de vigas

Vigas são elementos cujo comprimento longitudinal é muito maior que a maior dimensão da seção transversal em que a flexão é preponderante. Neste trabalho serão adotadas as notações para o dimensionamento das peças de concreto conforme apresentado na figura 25.

Figura 25 – Notação utilizada para dimensionamento

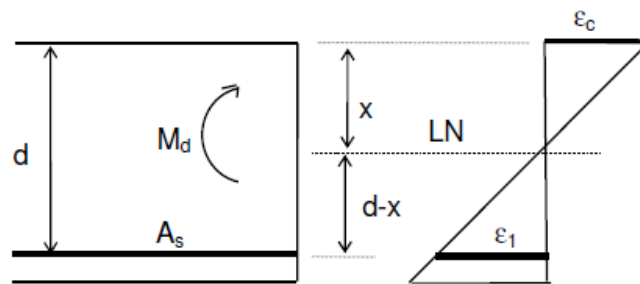


(fonte: BESSA, 2014, p. 19)

5.1.8.1 Equações de compatibilidade de deformação na flexão simples e limites de linha neutra entre os domínios 2-3 e 3-4

O dimensionamento no ELU para vigas em flexão simples pode ser realizado nos domínios 2 ou 3 conforme visto em 5.1.4, respeitando os limites de ductilidade que consta em 5.1.5. A figura 26, que relaciona a deformação de compressão do concreto na fibra mais comprimida com a deformação na armadura tracionada, pode ser expressa através da fórmula 19. A partir dela pode ser definido o domínio que uma viga se encontra na atuação de um momento fletor.

Figura 26 – Deformação da flexão simples



(fonte: BESSA, 2014, p. 23)

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_1}{d - x} \quad (\text{fórmula 19})$$

Sendo:

ε_c = é a deformação da fibra de concreto mais comprimida;

ε_1 = é a deformação na região da armadura A_s .

Deste modo pode-se definir, considerando o emprego do aço CA-50 e $f_{ck} \leq 50$ MPa, os valores limites da linha neutra entre os domínios 2-3 ($x_{2,3}$), e 3-4 ($x_{3,4}$) de acordo com os valores presentes nas fórmulas 20 e 21 respectivamente.

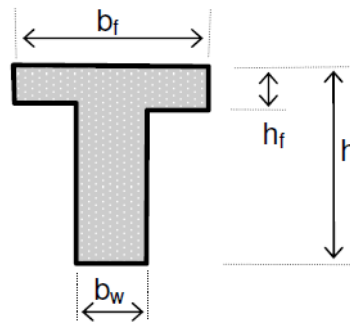
$$x_{2,3} = 0,259 d \quad (\text{fórmula 20})$$

$$x_{3,4} = 0,628 d \quad (\text{fórmula 21})$$

5.1.8.2 Dimensionamento de seção T à flexão

O dimensionamento da seção T seguirá as notações empregadas na figura 27. Faz necessário notar que, devido à sua geometria, a linha neutra pode se encontrar na mesa ou na alma da seção. Por este motivo serão apresentados os dimensionamentos para cada uma das hipóteses, onde ambas apresentam a simplificação parábola-retângulo da zona comprimida de acordo com o exposto em 5.1.4

Figura 27 – Notação para dimensionamento de seção T



(fonte: BESSA, 2014, p. 30)

5.1.8.2.1 Zona comprimida dentro da mesa

De acordo com Bessa (2014, p. 31), para o caso da zona comprimida de concreto dentro da mesa, ou seja, $y < h_f$, a peça normalmente necessita apenas de armadura simples. Isso posto, é possível simplificar o dimensionamento como uma viga cuja largura é igual a largura da mesa, o que resulta nas equações de equilíbrio presentes nas fórmulas 22 e 23.

$$0 = \alpha_c b_f y f_{cd} - A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 22})$$

$$M_d = \alpha_c b_f y f_{cd} (d - 0,5 y) \quad (\text{fórmula 23})$$

5.1.8.2.2 Zona comprimida fora da mesa, sem necessidade de armadura de compressão

Para casos onde a linha neutra localiza-se abaixo da mesa, porém sem a necessidade de armadura dupla, isto é, com $h_f < y \leq y_{\max}$, sendo y_{\max} o valor de y capaz de suportar o maior momento sem armadura dupla $M_{d\max}$. Deste modo é possível encontrar, aplicando equações de equilíbrio para seção T, as fórmulas 24 e 25 (BESSA V. M., 2014, p. 31 e 32).

$$0 = \alpha_c b_w y f_{cd} + \alpha_c f_{cd} (b_f - b_w) h_f - A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 24})$$

$$M_d = \alpha_c b_w y f_{cd} (d - 0,5 y) + \alpha_c f_{cd} (b_f - b_w) h_f (d - 0,5 h_f) \quad (\text{fórmula 25})$$

5.1.8.2.3 Zona comprimida fora da mesa, com necessidade de armadura de compressão

Quando a zona comprimida alcança a alma da viga e ultrapassa y_{\max} , que corresponde ao momento $M_{d\max}$ que implica na necessidade de armadura de compressão, pode-se calcular as armaduras de compressão através das fórmulas 26 e 27.

$$0 = \alpha_c f_{cd} [(b_f - b_w) h_f + b_w y_{\max}] + A'_s \sigma_2 - A_s f_{yd} \quad (\text{fórmula 26})$$

$$M_d = M_{\max} + A'_s \sigma_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 27})$$

Sendo o valor $M_{d\max}$ calculado através da fórmula 28, e a tensão σ_2 na armadura de compressão (A_s'), determinada pelo diagrama tensão-deformação do aço em conformidade

com o item 5.1.2.3, através da deformação ε_{s2} da armadura comprimida calculada de acordo com fórmula 29, considerando concretos do Grupo I.

$$M_{dmax} = \alpha_c b_w y_{max} f_{cd} (d - 0,5 y_{max}) + \alpha_c f_{cd} (b_f - b_w) h_f (d - 0,5 h_f) \quad (\text{fórmula 28})$$

$$\varepsilon_{s2} = \left(\frac{y_{max} - 0,8 d'}{y_{max}} \right) 3,5\text{‰} \quad (\text{fórmula 29})$$

5.1.8.3 Dimensionamento ao cisalhamento

Vigas são elementos lineares armados submetidos a esforços de momento fletor e cortante e, eventualmente podendo apresentar outros esforços tais como forças normais e momento torsor. Para o dimensionamento de peças submetidas a esforço cortante que, a NBR 6118:2014 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 133) prescreve que:

As condições fixadas [...] para elementos lineares admitem dois modelos de cálculo que pressupõem a analogia com modelo em treliça, de banzos paralelos, associados a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c .

Deste modo ela estabelece a existência dos modelos de cálculo I e II, onde o primeiro define diagonais de compressão inclinadas à 45° em relação ao eixo longitudinal, representado pelo valor V_c constante, e o segundo admite que as diagonais de compressão sejam inclinadas, entre 30° e 45°, em relação ao eixo diagonal resultado em valor V_c variável.

O dimensionamento de peças sujeitas à esforços cortantes, obedecendo a NBR 6118:2014, pressupõem duas etapas a serem cumpridas, que são a verificação do estado-limite último através do cálculo de resistência do elemento estrutural e posterior dimensionamento da área de aço necessária, onde esta última etapa consiste na aplicação dos modelos de cálculo.

Neste trabalho será exposto e utilizado apenas o modelo de cálculo I, uma vez que este é o mais utilizado em detrimento do modelo II.

5.1.8.3.1 Cálculo da resistência

A resistência de um elemento estrutural é considerada satisfatória quando forem observadas as condições expostas nas fórmulas 30 e 31 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

$$V_{Sd} < V_{Rd2} \quad (\text{fórmula 30})$$

$$V_{Sd} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (\text{fórmula 31})$$

Onde

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} é a força resistente de cálculo, relativa a ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} é a força resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

V_{sw} é a parcela de força cortante resistida pela armadura transversal.

5.1.8.3.2 Modelo de cálculo I

Seguindo as orientações referentes ao modelo de cálculo I do item 17.4.2.2 da NBR 6118:2014 e adotando estribos inclinados a 90°, a verificação da compressão diagonal do concreto deve ser feita através da fórmula 32, enquanto para o cálculo da armadura transversal necessária aplica-se a fórmula 33.

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (\text{fórmula 32})$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (\text{fórmula 33})$$

Sendo α_{v2} , V_{sw} e V_c são calculados pelas fórmulas 34, 35 e 36 respectivamente.

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (\text{fórmula 34})$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) 0,9 d f_{ywd} \quad (\text{fórmula 35})$$

$$V_c = \left(\frac{f_{ctk,inf}}{1,4}\right) 0,6 b_w d \quad (\text{fórmula 36})$$

Onde,

f_{ck} é a resistência à compressão do concreto em MPa;

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d ;

d é a altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;

s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural;

f_{ywd} é tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} no caso de estribos, não podendo ser tomado valor superior a 435 MPa.

5.2 NORMA BRASILEIRA DE CARGAS MÓVEIS RODOVIÁRIAS

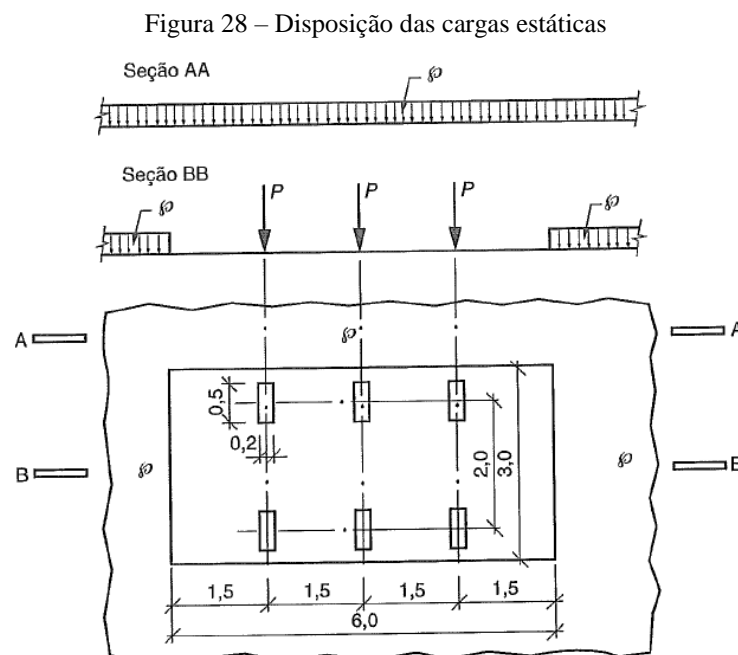
Neste subcapítulo serão apresentadas as prescrições sobre as cargas móveis exibidas pela norma NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), cujo objetivo é definir os valores característicos básicos das cargas móveis rodoviárias de veículos sobre pneus e ações de pedestres a serem utilizadas em projetos de pontes, viadutos, galerias,

passarelas e edifícios-garagem, além de fazer as devidas considerações de como elas devem ser aplicadas na estrutura. Também estão presentes neste tópico as combinações a serem utilizadas de acordo com a norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), que trata das ações e seguranças nas estruturas.

5.2.1 Cargas móveis

O item referente às cargas móveis da norma brasileira define os valores característicos, sem qualquer majoração, de uma carga P estática, que corresponde a uma carga concentrada aplicada ao nível do pavimento, e também uma carga p que corresponde a uma carga uniformemente distribuída em área, também aplicada ao nível do pavimento. A disposição das cargas estáticas está apresentada na Figura 28.

A partir da definição destas cargas é apresentada a carga móvel, composta pela carga concentrada Q e pela carga distribuída q , aplicadas ao nível do pavimento, que são iguais aos valores característicos P e p respectivamente, ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA) conforme apresentado pelas fórmulas 37 e 38.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7188, 2013, p. 4)

$$Q = P * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 37})$$

$$q = p * CIV * CNF * CIA \quad (\text{fórmula 38})$$

Deste modo apresenta-se a carga móvel rodoviária padrão TB-450, que é determinada pelas cargas estáticas de um veículo tipo de 450 kN de peso, com seis rodas, com cada uma aplicando uma força concentrada $P = 75kN$ em três eixos distantes 1,5 metros entre si e com uma área de ocupação de 18,0 m² circundada por uma carga uniformemente distribuída constante, também conhecida como carga de multidão, $p = 5kN/m^2$ (figura 28).

A NBR 7188:2013 ainda expõe que a carga móvel deve assumir qualquer posição na pista rodoviária, com as rodas na posição mais desfavorável, independente das faixas rodoviárias, e incluindo acostamento e faixas de segurança.

Considerando a necessidade de pontes em estradas vicinais de uma faixa e obras particulares, a norma indica que a carga móvel rodoviária deve ser no mínimo igual à TB-240, com distribuição geométrica igual a apresentada na figura 28, mas com a carga concentrada $P = 40 kN$ e $p = 4 kN/m^2$.

5.2.1.1 Cargas nos passeios

A NBR 7188:2013 indica que deve ser adotada, nos passeios para pedestres das pontes e viadutos, uma carga uniformemente distribuída de $3 kN/m^2$ em sua posição mais desfavorável, juntamente com a carga móvel rodoviária, para realização de verificações e dimensionamento das diversas peças estruturais. No caso do dimensionamento do elemento estrutural do passeio, entendido assim como sendo a laje suporte, a carga distribuída a ser adotada é de $5 kN/m^2$.

No caso das ações sobre os elementos estruturais dos passeios, os coeficientes de impacto vertical, de número de faixas e de impacto adicional não necessitam ser utilizados.

5.2.1.2 Coeficientes para as cargas verticais

5.2.1.2.1 Coeficiente de impacto vertical (CIV)

Conforme exposto no item 5.2.1, as cargas móveis verticais devem ser majoradas pelo coeficiente de impacto vertical para o dimensionamento dos elementos estruturais. Este coeficiente deve ser adotado igual a 1,35 para pontes com vãos inferiores a 10 metros. Caso apresente vãos maiores que 10 metros e inferiores a 200 metros, deve-se adotar a fórmula 39 apresentada abaixo.

$$CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (\text{fórmula 39})$$

Sendo:

Liv o vão, em metros, no caso de vãos isostáticos. Para vãos contínuos, o valor de Liv a ser adotado é a média aritmética dos vãos. Se for balanço, o valor a ser utilizado é o do comprimento do balanço.

A norma brasileira ainda destaca que se houver vãos acima de 200 metros, devem ser elaborados estudos para determinar a ampliação dinâmica do coeficiente de impacto vertical.

5.2.1.2.2 Coeficiente de número de faixas (CNF)

A definição do coeficiente de número de faixas é feita através do número de faixas do tabuleiro, devendo ser calculado de acordo com a fórmula 40.

A norma ainda destaca que no dimensionamento dos elementos transversais ao tráfego, como no caso de lajes e transversinas, por exemplo, este coeficiente não deve ser aplicado.

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (\text{fórmula 40})$$

Sendo

n = número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregados sobre o tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são considerados como faixas de tráfego rodoviário.

5.2.1.2.3 Coeficiente de impacto adicional (CIA)

O coeficiente de impacto adicional deve ser utilizado na majoração, conforme o item 5.2.1, somente na região de juntas estruturais e extremidades das obras. Esta região é delimitada por uma distância de até 5 metros para cada lado da junta. A distância deve ser tomada horizontalmente normal à junta.

Os coeficientes a serem adotados são determinados de acordo com os materiais adotados. Para pontes e viadutos em concreto ou mistas, adota-se o $CIA = 1,25$, enquanto para pontes e viadutos em aço deve-se adotar o $CIA = 1,15$.

5.2.2 Combinações de ações

As ações e suas combinações para o projeto de pontes no Brasil estão estabelecidas na norma NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003). Conforme consta no documento:

Esta Norma fixa os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil e estabelece as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações, quaisquer que sejam sua classe e destino, salvo os casos previstos em Normas Brasileiras específicas.

A norma ainda indica que os projetos de estruturas devem obedecer aos Estados Limites Últimos e aos Estados Limites de Serviço, além de indicar que uma verificação dos Estados Limites Últimos de Fadiga deve ser feita. Este trabalho apresentará, porém, apenas as combinações referentes aos ELU, uma vez que o enfoque é o estudo das diferenças nas solicitações resultantes das aplicações das cargas móveis.

Os requisitos de segurança presentes na norma apontam que as combinações para os ELU são representados pela fórmula 41 sendo que a NBR 8681 ainda especifica que devem ser considerados duas combinações, onde uma delas considera que as ações permanentes são desfavoráveis e outra combinação considerando as ações permanentes como favoráveis.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_q \left[F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (\text{fórmula 41})$$

Sendo:

F_d = valor de cálculo das ações,

γ_{gi} = coeficiente de ponderação de cada uma das ações permanentes (tabela 5)

$F_{gi,k}$ = valor característico das ações permanentes,

γ_q = coeficiente de ponderação das ações variáveis (tabela 6),

$F_{Q1,k}$ = valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação,

Ψ_{0j} = fatores de combinação (tabela 7)

$F_{Qj,k}$ = valor característico de cada uma das demais ações variáveis consideradas.

Tabela 5 – Coeficientes de ponderação γ_g para ações permanentes agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeitos	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes	1,30	1,00
	Pontes em geral	1,35	1,00

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8681, 2003, p. 9)

Tabela 6 – Coeficiente de ponderação γ_q para ações variáveis consideradas conjuntamente

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes	1,50

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8681, 2003, p. 10)

Tabela 7 – Valor do fator de combinação Ψ_0 para ações variáveis

Ações	Ψ_0
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos Pontes rodoviárias	0,7

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8681, 2003, p. 11)

5.3 NORMA CANADENSE PARA CARGAS MÓVEIS RODOVIÁRIAS

Estão apresentados neste capítulo as descrições e indicações presentes na seção 3, item 3.8, da norma canadense, S06-06 (CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, 2006), a respeito das cargas móveis rodoviárias para projeto de pontes.

5.3.1 Critérios de projeto

A CHBDC determina que os projetos de pontes devem ser realizados levando em consideração o critério dos estados limites. No item 3.4, a norma estabelece que os estados limites a serem considerados são os estados limites últimos, os estados limites de fadiga e os estados limites de serviço.

Neste trabalho será abordado apenas o critério dos estados limites últimos, necessário para o cálculo das solicitações, uma vez que as combinações a serem consideradas são pré-estabelecidas na norma.

5.3.2 Coeficientes e combinações de carga

De acordo com o item 3.5 da norma canadense, as combinações e coeficientes para os ELU são pré-definidos e numerados de 1 a 9. Cada uma das combinações apresenta coeficientes e quais ações devem ser consideradas. A tabela 8 mostra todas as combinações para ELU, sendo aplicáveis a este trabalho apenas as ELU Combinações 1 e 9, e a tabela 9 apresenta os valores a serem usados para os coeficientes α_D .

Os valores o coeficiente α_p para as ações de protensão, segundo a norma, devem ser adotadas nos valores de 1,05 para o caso de valor máximo e 0,95 para o caso de valor mínimo. Já os valores do coeficiente de α_E variam entre 0,5 para o caso de valor mínimo, e 1,25 no caso de valor máximo, podendo ser decorrentes de empuxo ativo ou passivo de solo, reaterro ou ainda empuxo de água.

Tabela 8 – Coeficientes e combinações para os ELU

Cargas	Ações permanentes			Ações variáveis ou transitórias				Ações excepcionais			
	D	E	P	L	K	W	V	EQ	F	A	H
Estado limite último											
ELU Combinação 1	α_D	α_E	α_P	1,70	0	0	0	0	0	0	0
ELU Combinação 2	α_D	α_E	α_P	1,60	1,15	0	0	0	0	0	0
ELU Combinação 3	α_D	α_E	α_P	1,40	1,00	0,45	0,45	0	0	0	0
ELU Combinação 4	α_D	α_E	α_P	0	1,25	1,50	0	0	0	0	0
ELU Combinação 5	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	1,00	0	0	0
ELU Combinação 6	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	1,30	0	0
ELU Combinação 7	α_D	α_E	α_P	0	0	0,80	0	0	0	1,30	0
ELU Combinação 8	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	1,00
ELU Combinação 9	1,35	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0

(fonte: adaptado de CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 49)

Onde:

D = carga de peso próprio,

E = cargas devido a empuxo de solo e água,

P = cargas hiperestáticas de protensão,

L = cargas móveis (inclui os guarda-rodas e guarda-corpos),

K = tensões, deformações, deslocamentos e seus efeitos,

W = carregamento de vento na estrutura,

V = carregamento de vento no tráfego,

EQ = carregamento devido a terremotos,

F = carregamentos devido à correnteza de águas, forças de gelo e corridas de detritos,

A = carga de acúmulo de gelo,

H = carga devido colisão de veículos ou embarcações.

Tabela 9 – Valores máximos e mínimos para o coeficiente α_D

Carga permanente	α_D Máximo	α_D Mínimo
Componentes pré-fabricados, exceto madeira	1,10	0,95
Concreto moldado in loco, madeira, e todos componentes não estruturais	1,20	0,90
Revestimentos, de espessura especificada ou nominal	1,50	0,65

(fonte: adaptado de CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 50)

5.3.3 Determinação do número de faixas

Segundo apresentado no item 3.8.2, a determinação do número de faixas de tráfego deve ser feito através da tabela 10, sendo que no caso do tabuleiro ter entre 10,5 e 13,5 metros, ambas situações com 2 ou 3 faixas devem ser verificadas.

Tabela 10 – Número de faixas de projeto

Largura do tabuleiro W_c (m)	n
6,0 ou menor	1
Entre 6,0 e 10,0	2
Entre 10,0 e 13,5	2 ou 3
Entre 13,5 e 17,0	4

(fonte: adaptado de CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 52)

A partir do número de faixas, define-se então a largura de cada faixa de tráfego através da fórmula 42.

$$W_e = W_c/n \quad \text{(fórmula 42)}$$

Sendo:

W_e = largura de cada faixa de tráfego,

W_c = largura do tabuleiro,

n = número de faixas de tráfego.

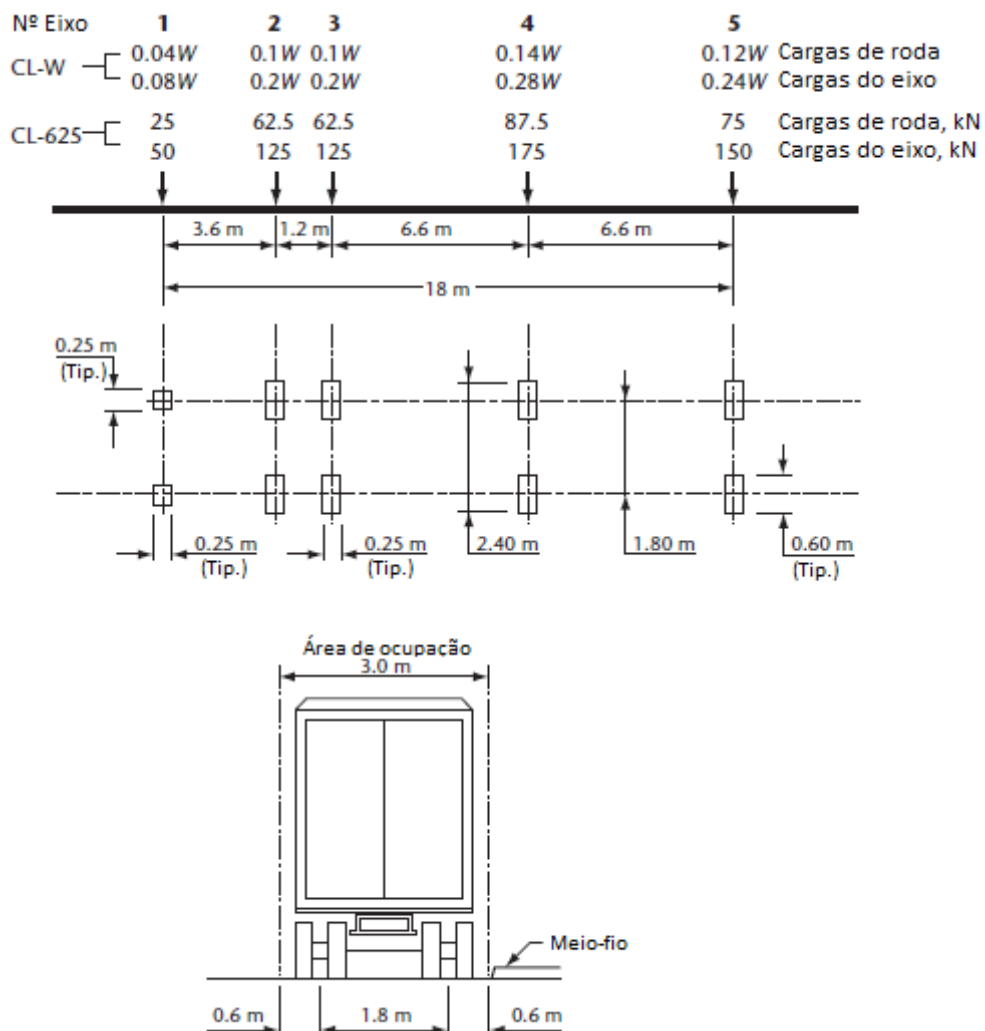
5.3.4 Carregamentos Móveis

A CHBDC prevê dois carregamentos móveis canadenses: a CL-W Truck e a CL-W Lane Load. A CL-W Truck consiste no trem-tipo equivalente a um caminhão de 625 kN, com espaçamento entre rodas e eixos, distribuição das cargas e área de ocupação mostrados na figura 29.

A S6 ainda informa que na província de Ontário deve ser utilizado o carregamento CL-W Truck específico, CL-625-ONT, cuja carga total é idêntica a descrita na figura 29, porém com a distribuição das cargas dos eixos diferente. Este carregamento, contudo, não será abordado neste trabalho.

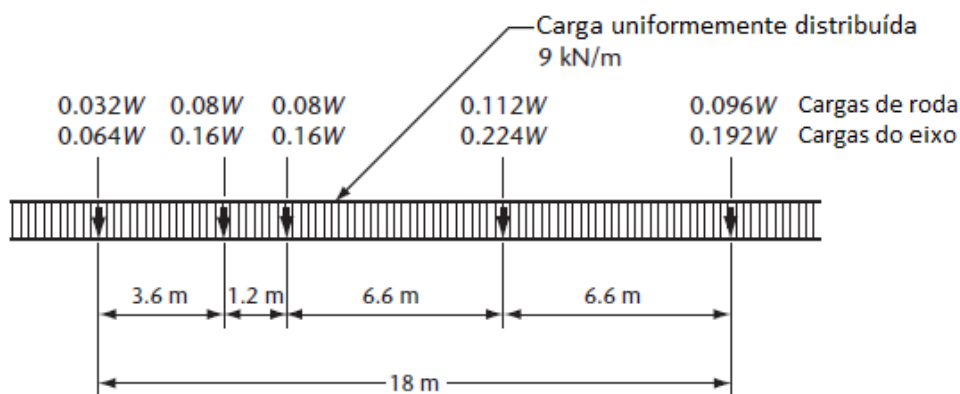
A CL-W Lane Load consiste em uma carga uniformemente distribuída de 9 kN/m em uma largura de 3 metros, e o veículo tipo utilizado na CL-W Truck com o carregamento em seus eixos reduzidos a 80% do seu valor. A CL-W Lane Load está apresentada na a figura 30.

Figura 29 – Espaçamento entre rodas e eixos, distribuição das cargas e área de ocupação da CL-W Truck da CHBDC



(fonte: CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 53)

Figura 30 – Distribuição das cargas de acordo com a CL-W Lane Load



(fonte: CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 54)

A norma canadense indica alguns requisitos que devem ser cumpridos, tais como desconsiderar os eixos do trem tipo e das cargas uniformemente distribuídas que reduzam efeitos do carregamento.

Para análise dos estados limites últimos deve ser utilizada a carga móvel que apresentar o maior efeito entre a *Truck Load* majorada pelo coeficiente de carga dinâmica ou a *Lane Load* sem majoração. Essas cargas podem ocupar qualquer posição dentro das faixas de projeto, mas a largura do veículo-tipo não pode ultrapassar os limites das faixas, exceto quando ela for adjacente ao meio-fio ou barreira, pois a norma indica que a distância mínima entre o eixo da roda até o meio-fio ou barreira deve ser de 30 centímetros. Esta mesma restrição quando a área de ocupação também se aplica quando a separação não possuir barreira. Neste caso deve-se considerar que o veículo-tipo pode invadir esta área lateral até a barreira mais externa, sendo considerada, porém, apenas 70% da carga do trem-tipo nesta região.

5.3.4.1 Coeficientes para carregamentos em múltiplas faixas

A tabela 11 apresenta coeficiente de minoração para consideração de uma ou mais faixas consideradas carregadas. A norma salienta que as faixas devem ser tomadas com objetivos de maximizar os efeitos do carregamento.

Tabela 11 – Coeficiente de acordo com número de faixas carregadas

Número de faixas carregadas	Coeficiente
1	1,00
2	0,90
3	0,80
4	0,70

(fonte: adaptado de CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 55)

5.3.4.2 Coeficiente de carga dinâmica

O coeficiente de carga dinâmica deve ser aplicado somente à *Truck Load*, não sendo válido para a *Lane Load*, nem mesmo para sua parte de veículo tipo empregada. Este coeficiente deve ser usado para o cálculo dos componentes da mesoestrutura e superestrutura da ponte, mas não deve ser aplicado nas fundações. A tabela 12 apresenta os coeficientes que devem ser usados de acordo com o componente ou os eixos usados para o cálculo do componente.

Tabela 12 – Valores dos coeficientes dinâmicos

Componentes	Coeficiente dinâmico
Juntas no tabuleiro	1,5
Onde apenas um eixo é usado	1,4
Onde apenas dois eixos, ou eixos 1 e 3 são usados	1,3
Três eixos (exceto 1 e 3) ou mais eixos são usados	1,25

(fonte: adaptado de CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 56)

5.3.5 Carregamento de pedestre

A carga de pedestre a ser utilizada nos passeios de pontes deve ser calculada pela fórmula 43.

$$p = 5,0 - \frac{s}{30} \quad (\text{fórmula 43})$$

Sendo:

s = comprimento total carregado do passeio, em metros,

p = carga de pedestre, em kPa, sendo que deve ser maior que 1,6 kPa e menor que 4,0 kPa.

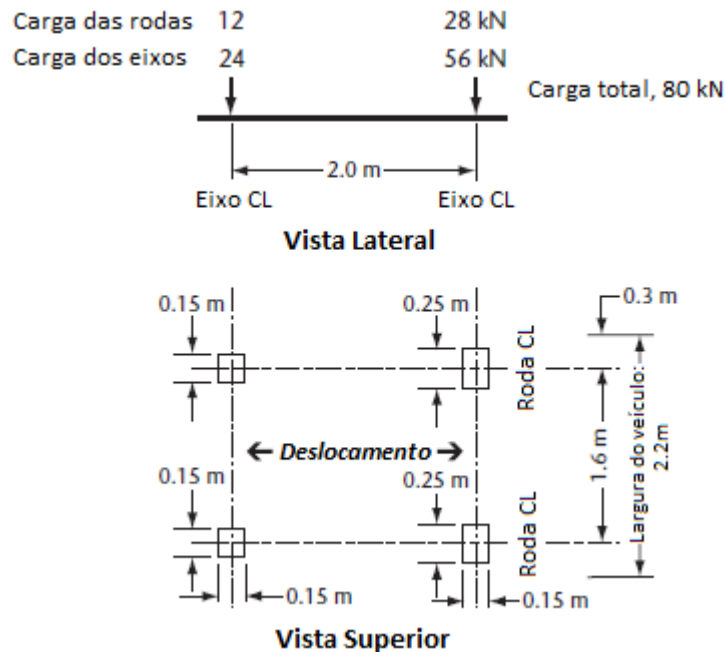
Os carregamentos móveis e a carga de pedestre devem ser usados para o cálculo nos ELU, porém com a carga de pedestre reduzida em 20%. Para a consideração de o veículo invadir esta região caso não haja barreira entre a pista e o passeio, a carga de pedestre deve ser desconsiderada.

5.3.6 Carregamento de manutenção

A norma canadense prevê uma carga de manutenção em passeios que deve ser considerada. Esta carga tem valor de 1,6 kN distribuída em um retângulo de 1,0 m x 0,5 m e pode estar posicionada em qualquer local do passeio.

Caso os passeios possuam mais de 3,0 metros de largura e possuam acesso para veículos de manutenção, uma carga móvel equivalente a mostrada na figura 31 deve ser usada. Este carregamento não deve ser usado simultaneamente com a carga de pedestre ou outro carregamento móvel atuante no passeio.

Figura 31 – Distribuição da carga do veículo de manutenção



(fonte: CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION, S6, 2006, p. 58)

5.4 SÍNTESE DOS MODELOS

Entre os modelos de cargas móveis adotados para estudo, pode-se perceber que ambas possuem diferenças notáveis no que se trata das geometrias e cargas dos veículos-tipo adotados e, posteriormente, também grandes diferenças em relação as considerações para aplicação das cargas nos tabuleiros. É necessário notar, contudo, que as cargas móveis possuem semelhanças especialmente em relação ao carregamento correspondente a *Lane Load* canadense e a carga móvel brasileira, e também aos coeficientes adotados. Um breve resumo dessas semelhanças e diferenças se encontra apresentado no quadro 2.

Quadro 2 – Resumo das normas NBR 6118:2013 e CSA S6-06

	NBR 6118:2013	CSA S6-06
Veículo-tipo	TB-450 (total de 450 kN)	CL-W 625 (total de 625 kN)
Eixos	Três eixos com 150 kN cada	Cinco eixos, com 50 kN, 125 kN, 125 kN 175 kN e 150 kN respectivamente
Distância entre eixos	Fixa, com distâncias iguais de 1,5 m	Fixas, com distâncias de 3,6 m, 1,2 m, 6,6 m e 6,6 m entre os eixos 1-2, 2-3, 3-4, 4-5 respectivamente
Rodas	Duas rodas por eixo, cada uma com 75 kN	Duas rodas por eixo, com as cargas divididas igualmente por roda
Distância entre Rodas	2,0 metros	1,8 metros
Coeficientes Adotados	Coef. de Impacto Vertical Coef. de Número de Faixas Coef. de Impacto Adicional	Coef. de Carga Dinâmica Coef. de Número de Faixas -
1º Carregamento	TB-450 e carga de multidão de 5 kN/m ² (figura 28)	CL-W 625 (figura 29)
2º Carregamento	-	CL-W <i>Lane Load</i> (figura 30)
Passeios	3 kN/m ²	p = 5 - s/30 ou veículo de manutenção (figura 31)
Combinações	$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_q \left[F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$	(tabela 8)
Aplicação	Todo tabuleiro, indiferente do número de faixas	Em faixas, individualmente ou simultaneamente

(fonte: elaborado pelo autor)

Quanto aos veículos tipos, ainda que tenham geometria, cargas totais e distribuição diferente, é importante perceber que as cargas máximas aplicadas pelas rodas são muito semelhantes, sendo 75 kN da norma brasileira e 82,5 kN nas rodas do 4º eixo da norma canadense. Ambas normas fazem uso de coeficientes, sendo que existe uma correspondência entre o Coeficiente de Carga Dinâmica da CHBDC e os coeficientes CIV e CIA presentes na NBR 6118.

Outra importante semelhança se encontra nas cargas aplicadas nos passeios, pois apesar da fórmula adotada no método canadense, seus valores médios, considerando os limites de 1,6 kN/m² e 4 kN/m² estabelecidos, se encontram muito próximos aos 3 kN/m² do método brasileiro.

As diferenças se tornam relevantes quando compara-se os métodos de aplicação das cargas. A norma brasileira faz uma abordagem mais simples, uma vez que propõem um veículo tipo independente de posicionamento de faixas, e podendo ocupar qualquer lugar no tabuleiro. Já a norma canadense faz uso do conceito de faixas exclusivas, onde os veículos podem trafegar apenas nas suas respectivas faixas, sendo que é possível que, no caso de múltiplas faixas, possa haver mais de um veículo-tipo trafegando no tabuleiro. Outra diferença encontrada é a consideração de dois carregamentos na CHBDC, onde um deles apresenta apenas o veículo tipo, sem a presença de uma carga uniformemente distribuída. Ainda é importante notar que ambas adotam coeficientes devido ao número de faixas, ainda que no caso canadense os coeficientes devam ser aplicados de acordo com as diferentes possibilidades de combinações de faixas ocupadas, o que não ocorre no modelo brasileiro por não fazer uso do conceito de faixas exclusivas.

É necessário notar que ambas abordagens possuem valores de coeficientes devido ao número de faixas presentes no tabuleiro, mas com considerável distinção entre suas considerações. Enquanto a norma brasileira apresenta o CNF a ser aplicado diretamente as cargas concentradas e distribuídas, a norma canadense apresenta valores de coeficientes para carregamentos em múltiplas faixas, onde caso apenas uma faixa seja carregada, adota-se o coeficiente de valor 1, e este valor decresce conforme a consideração de faixas carregadas simultaneamente.

Deve-se observar também que a norma canadense possui as combinações e coeficientes de combinação pré-estabelecidos, enquanto a norma brasileira de cargas móveis remete as

combinações a NBR 8681 e o uso de uma fórmula que torna as combinações possíveis menos objetivas. Nota-se também que as cargas móveis brasileiras não são passíveis de majoração, além dos coeficientes CNF, CIV e CIA, uma vez que a NBR 7188:2013 considera que esta carga majorada já se refere ao valor de cálculo.

Com objetivo de quantificar as possíveis diferenças ou semelhanças entre os resultados da aplicação dos modelos de cargas móveis adotadas nas normas estudadas, serão apresentados no próximo capítulo três seções transversais de pontes que comportem 2, 3 e 4 faixas. O programa empregado para modelagem das estruturas e cálculo das solicitações foi o CSi Bridge.

6 MODELAGEM DA ESTRUTURA E SEÇÕES DE ESTUDO

Para o cálculo das estruturas sob as ações dos modelos de carga móveis em estudo, foi adotado o CSi Bridge 2016, da linha SAP2000 Trata-se de um programa específico para modelagem, análise e projeto de estruturas de pontes que utiliza o Método dos Elementos Finitos, e que permite modelagem de estruturas que utilizam também elementos de barras e sólidos.

O Método dos Elementos Finitos é uma ferramenta numérica de aproximação de modelos estruturais que surgiu para resolver problemas da teoria da elasticidade. Conforme explica Assan (1999, p. 57), o MEF prevê a discretização de um meio contínuo em regiões, denominados elementos finitos, que constituem uma rede de elementos.

Ao invés de buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, no método dos elementos finitos as funções admissíveis são definidas no domínio de cada elemento finito.

No modelo da rigidez do MEF, os deslocamentos nos nós da malha são as incógnitas, e são descritos por funções polinomiais aproximadoras entre os nós dos elementos. Deste modo é possível descrever, matematicamente, o comportamento de todo o domínio da estrutura sob quaisquer ações.

Como ainda explica Magalhães de Souza (2003, p. 3)

A precisão do método depende da quantidade de nós e elementos, e do tamanho e tipo dos elementos presentes na malha. Um dos aspectos mais importantes do MEF diz respeito a sua convergência. Embora trata-se de um método aproximado, pode-se demonstrar que em uma malha consistente, à medida que o tamanho dos elementos finitos tende a zero, e conseqüentemente, a quantidade de nós tende a infinito, a solução obtida converge para a solução exata do problema.

O CSi Bridge possui módulos de análise estática e dinâmica, com simulação da ação de cabos de protensão, efeitos sísmicos, linearidade e não-linearidade dos elementos e aplicação de cargas móveis.

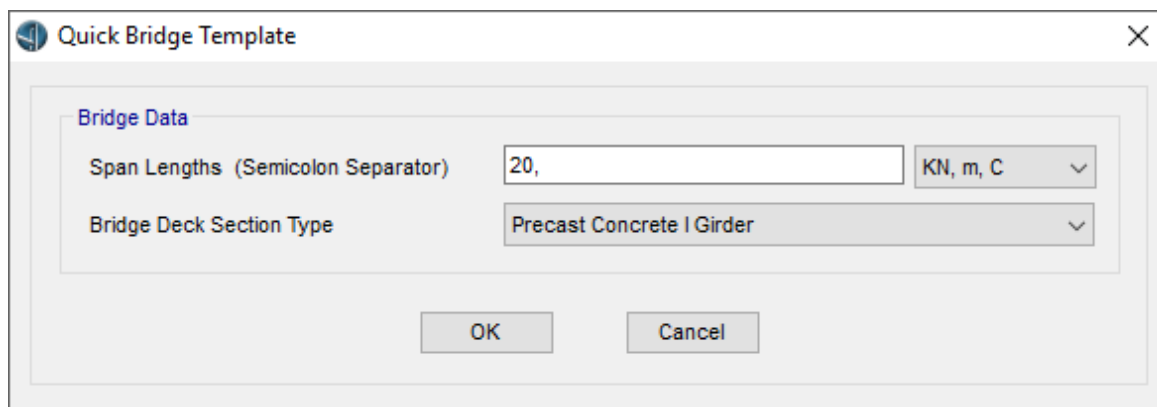
De acordo com o descrito no Analysis Reference Manual (2011, p. 432 e 433), o CSi Bridge faz uso das linhas e superfícies de influência, e assim os veículos-tipo são posicionados dentro

de regiões definidas por faixas de modo a produzir a maior e menor resposta nos componentes da estrutura.

6.1 DEFINIÇÕES GERAIS

Sendo um programa específico para cálculo de pontes, o CSI Bridge possui modelos estruturais pré-definidos, permitindo rápida modelagem, sendo necessário fornecer apenas o tamanho do vão e o tipo da seção da superestrutura a ser usado conforme apresentado na figura 32. Encontros, travessas, aparelhos de apoio, pilares e fundações são simulados por molas (figura 33), e no caso da adoção dos modelos pré-definidos, estes valores vem configurados por padrão do programa. A simulação da posição da laje acima da mesa das vigas é feita através do uso de ligações rígidas, o que permite simulação mais precisa da colaboração da laje para a estrutura.

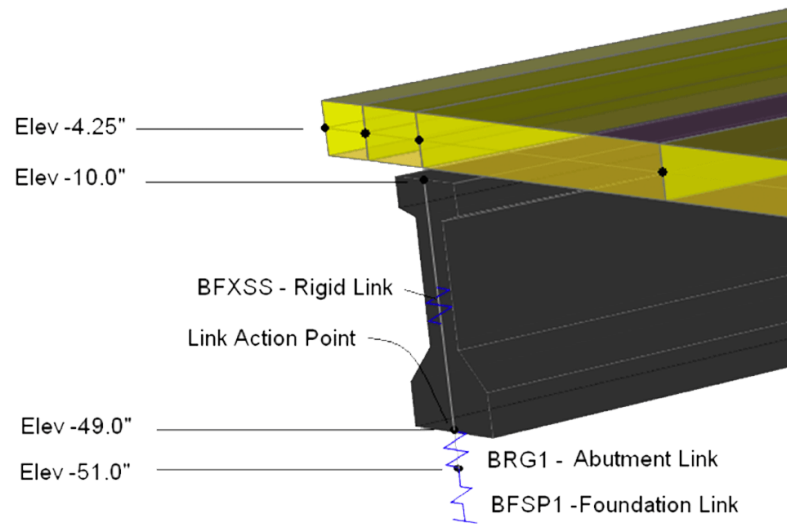
Figura 32 – Configuração de vãos e seção transversal pela configuração de modelos pré-definidos de pontes



(fonte: elaborado pelo autor)

Fazendo uso das configurações padronizadas para mesoestrutura e infraestrutura, torna-se necessário fazer edições dos aparelhos de apoio, originalmente configurados como apoios de 2ª ordem, e das demais configurações como resistência do concreto a ser usado, dimensões do perfil das vigas adotadas, largura e espessura do tabuleiro e definição das faixas de tráfego. O programa ainda permite configurar diversas cargas móveis e seus coeficientes, assim como apresentar resultados das diversas combinações de carregamentos, podendo ser de adição linear ou ainda envoltória de solicitações, a serem configurados conforme desejado.

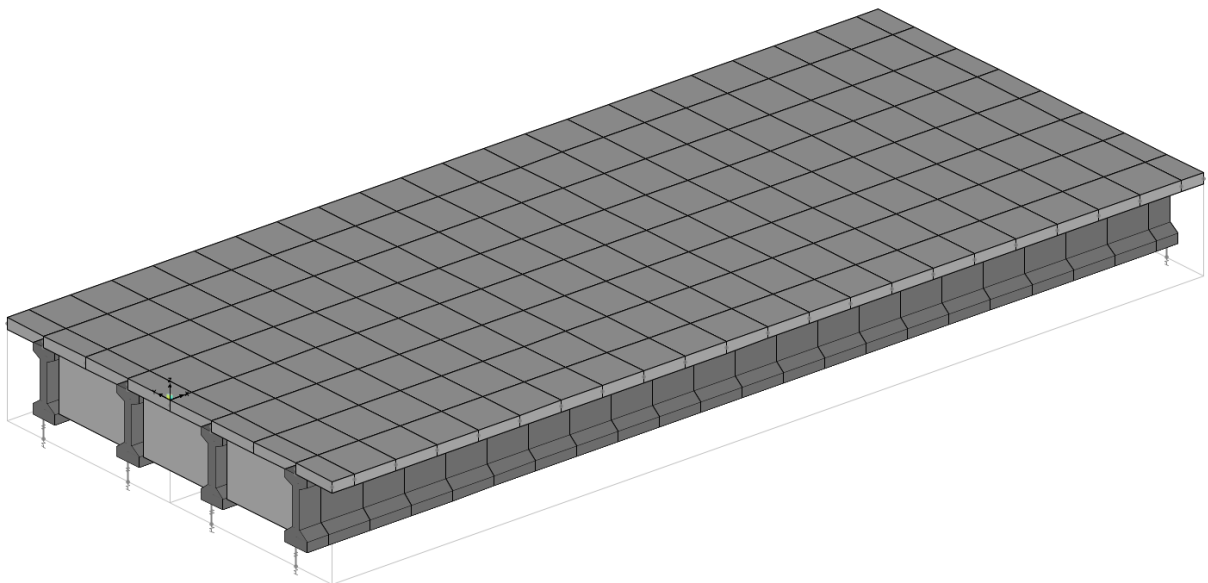
Figura 33 – Exemplo de modelagem da laje, vigas, encontro e fundações encontrado no CSI Bridge



(fonte: CSI PORTUGAL)

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram adotadas três seções transversais de pontes para analisar três possibilidades de pistas, sendo elas com duas, três e quatro faixas. Foram adotadas seções transversais com vigas I pré-moldadas para vencerem um vão de 20 metros de comprimento em todos os casos. A figura 34 abaixo apresenta uma seção genérica para ilustrar a modelagem dos vãos, seção transversais e regiões de apoio utilizadas na modelagem.

Figura 34 – Exemplo geral da modelagem das seções e vãos em estudo



(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 MODELAGEM DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

Para a modelagem das seções transversais que serão estudadas, é necessário definir as propriedades do material no programa. Sendo assim, as seções foram modeladas, para todas as seções em estudo, com concreto C35 de acordo com a norma brasileira NBR 6118:2014 conforme mostra a figura 35. Para a modelagem do caso canadense o peso do concreto foi reduzido à 24 kN/m³ conforme indicado pela CSA S06-06 e apresentado na tabela 2. As sobrecargas devido ao pavimento são cargas distribuídas em área no valor de 2 kN/m², sendo que no caso brasileiro foi acrescentado uma sobrecarga adicional de mesmo valor devido a previsão de recapeamento que consta na NBR 7187:2003.

Figura 35 – Configuração das características do concreto adotadas de acordo com a NBR 6118:2014

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C35

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2,452E-05

Mass per Unit Volume: 2,500E-08

Units

KN, cm, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2940,2917

Poisson, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1,000E-04

Shear Modulus, G: 1225,1215

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 3,5

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: [Empty]

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

(fonte: elaborado pelo autor)

Outra característica adotada para todas as seções transversais deste trabalho foram as vigas pré-moldadas em perfil I com 140 cm de altura total. Suas dimensões características estão exibidas na figura 36, sendo todas as unidades presentes em centímetros.

Figura 36 – Janela de entrada dos dados da seção da viga pré-moldada perfil I

The screenshot shows the 'Precast Concrete I / Bulb Tee Girder' dialog box. The 'Section Name' is 'V1 (h=140cm)'. The 'Section Notes' field is empty with a 'Modify/Show Notes...' button. The 'Source' is 'User Defined' with a 'Convert to User Defined' button. The 'Section Dimensions' section includes a diagram of a bulb tee girder with dimensions B1, B2, B3, B4, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, T1, T2, and C1. The 'Section' section shows a grid with a bulb tee girder and dimensions 2 and 3. The 'Properties' section includes a dropdown menu with 'C35', a '+' button, and buttons for 'Section Properties...', 'Time Dependent Properties...', and 'Set Modifiers...'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Dimension	Value
B1	60,
B2	60,
B3	0,
B4	0,
D1	140,
D2	15,
D3	10,
D4	0,
D5	20,
D6	15,
D7	0,
T1	20,
T2	20,
C1	0,

(fonte: elaborado pelo autor)

Os aparelhos de apoios compreendidos nos encontros da ponte foram configurados conforme figura 37 a seguir. Tanto os encontros de entrada quanto de saída foram definidos como apoios de primeira ordem, impedindo deslocamentos no sentido vertical e transversal à ponte. Não foi possível configurar um dos aparelhos de apoio impedindo também o deslocamento longitudinal, pois o programa entende que, neste caso, a viga na região do aparelho de apoio

acaba sendo solicitada por momentos fletores positivos e negativos, de acordo com os carregamentos, além de apresentar tensões normais consideráveis nas seções das vigas.

Figura 37 – Entrada de dados das restrições nos aparelhos de apoio

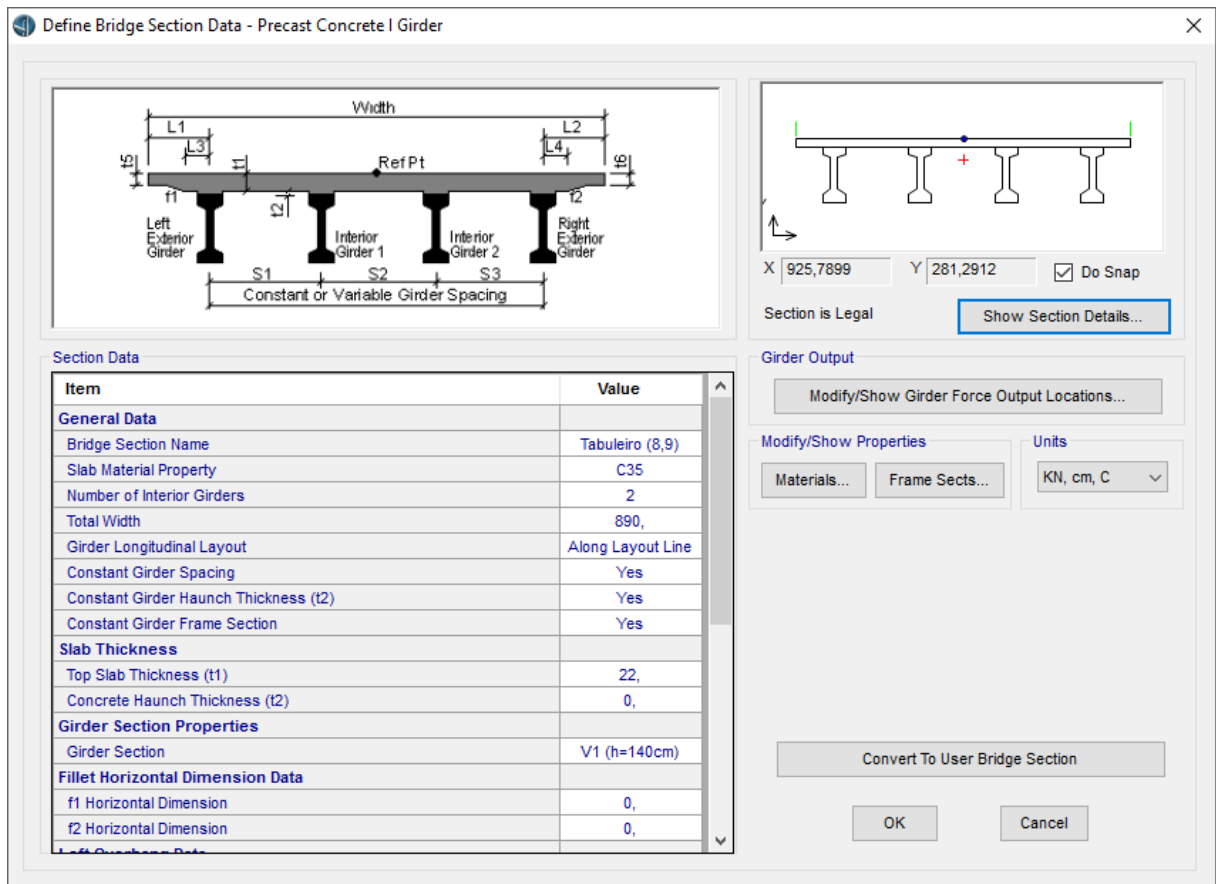
DOF/Direction	Release Type	Stiffness
Translation Vertical (U1)	Fixed	
Translation Normal to Layout Line (U2)	Fixed	
Translation Along Layout Line (U3)	Free	
Rotation About Vertical (R1)	Free	
Rotation About Normal to Layout Line (R2)	Free	
Rotation About Layout Line (R3)	Free	

(fonte: elaborado pelo autor)

Foram adotadas, ainda, transversinas de 105 cm de altura e 30 cm de largura no centro do vão e nas regiões do apoio para melhorar distribuição das cargas e uniformizar, travar as vigas a torção e uniformizar seus deslocamentos nessas regiões.

A última etapa da modelagem da estrutura necessária a ser configurada para este trabalho se trata das seções transversais, as quais são feitas através da configuração das janelas apresentada na figura 38. Esta etapa permite escolher a espessura da laje, vigas usadas e seus espaçamentos, e ainda se o desenho da seção possui algum erro de inconsistência geométrica no fornecimento de dados, o que pode ser feito entrando em “*Show Section Details...*”.

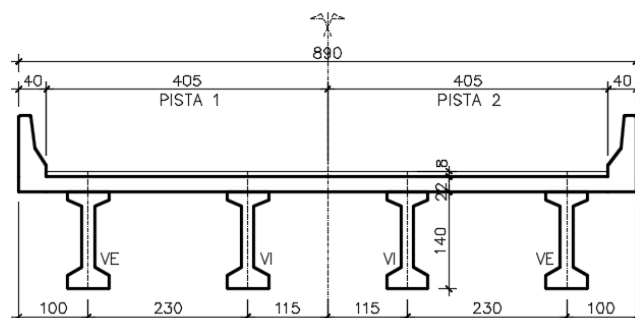
Figura 38 – Entrada de dados das dimensões da seção transversal



(fonte: elaborado pelo autor)

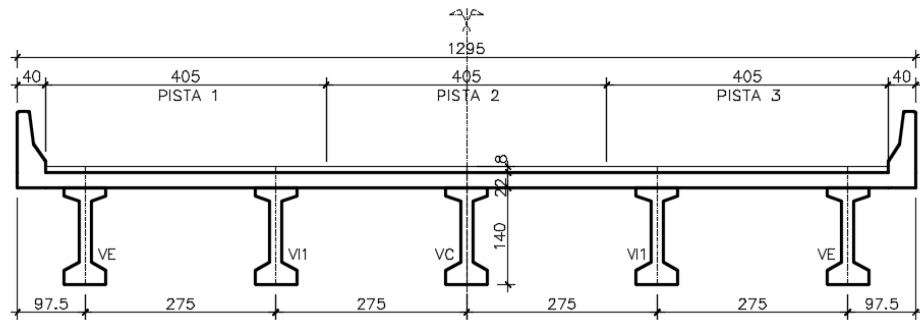
As três seções estudadas neste trabalho, por sua vez, foram modeladas com objetivo de incluírem duas, três ou quatro pistas, além dos guarda-rodas, como exibem as figuras 39, 40 e 41 respectivamente.

Figura 39 – Seção utilizada na modelagem para a seção de duas pistas



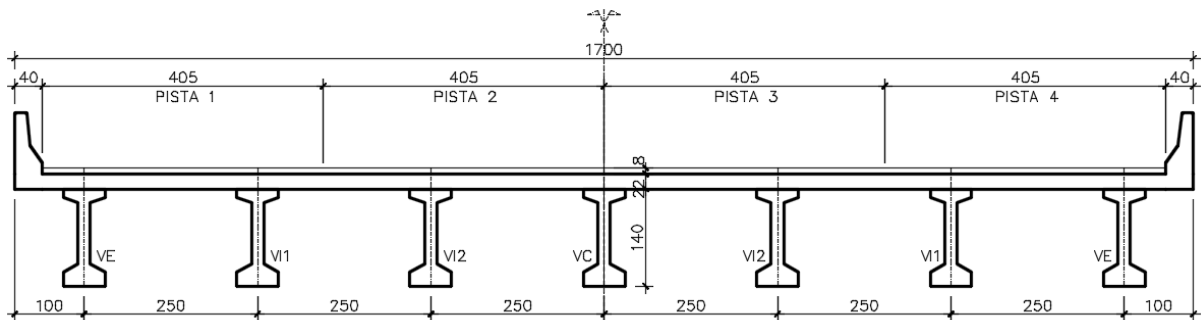
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40 – Seção utilizada na modelagem para a seção de três pistas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 41 – Seção utilizada na modelagem para a seção de quatro pistas



(fonte: elaborado pelo autor)

7 LANÇAMENTO DAS CARGAS E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Neste capítulo descrevem-se os recursos e conceitos utilizados no CSi Bridge de acordo com o Analysis Reference Manual (COMPUTERS AND STRUCTURES, 2011), além dos procedimentos adotados para lançamento das cargas móveis e estáticas nas estruturas caracterizadas no capítulo anterior, e os seus resultados.

O programa CSi Bridge permite a configuração de carregamentos para determinar o comportamento da estrutura de pontes sob o efeito de veículos em movimento considerados em normas de diversos países, e deste modo determinar os deslocamentos, forças e tensões máximas e mínimas devido a estes carregamentos. Podem ser combinados os efeitos das cargas móveis com as cargas estáticas produzidas pelos elementos estruturais e demais sobrecargas como, por exemplo, pavimentação, guarda-rodas e guarda-corpos.

Para o cálculo das respostas da estrutura devido à ação de veículos, o programa utiliza a configuração de faixas que representam onde as cargas móveis podem agir sobre a superestrutura. Estas faixas, por sua vez, permitem ao programa gerar linhas e superfícies de influência devido ao seu carregamento, e podem ser consultados em forma de gráfico ou tabelas.

Os carregamentos móveis são configurados através de veículos, que podem apresentar diversas configurações conforme espaçamento dos eixos, cargas concentradas e distribuídas, distâncias aos extremos das pistas e outras configurações. Além da configuração dos veículos, é possível configurar mais de um tipo de carregamento móvel como, por exemplo, acontece com a norma canadense a respeito da *Lane Load* e *Truck Load*, onde o programa utilizará o carregamento que apresentar a resposta mais severa.

São apresentados, durante a análise de carregamentos móveis, duas análises possíveis de serem realizadas, que são as que utilizam linhas de influência e suas respectivas respostas em forma de envoltória, e as que utilizam análises passo-a-passo com uso de um ou mais veículos

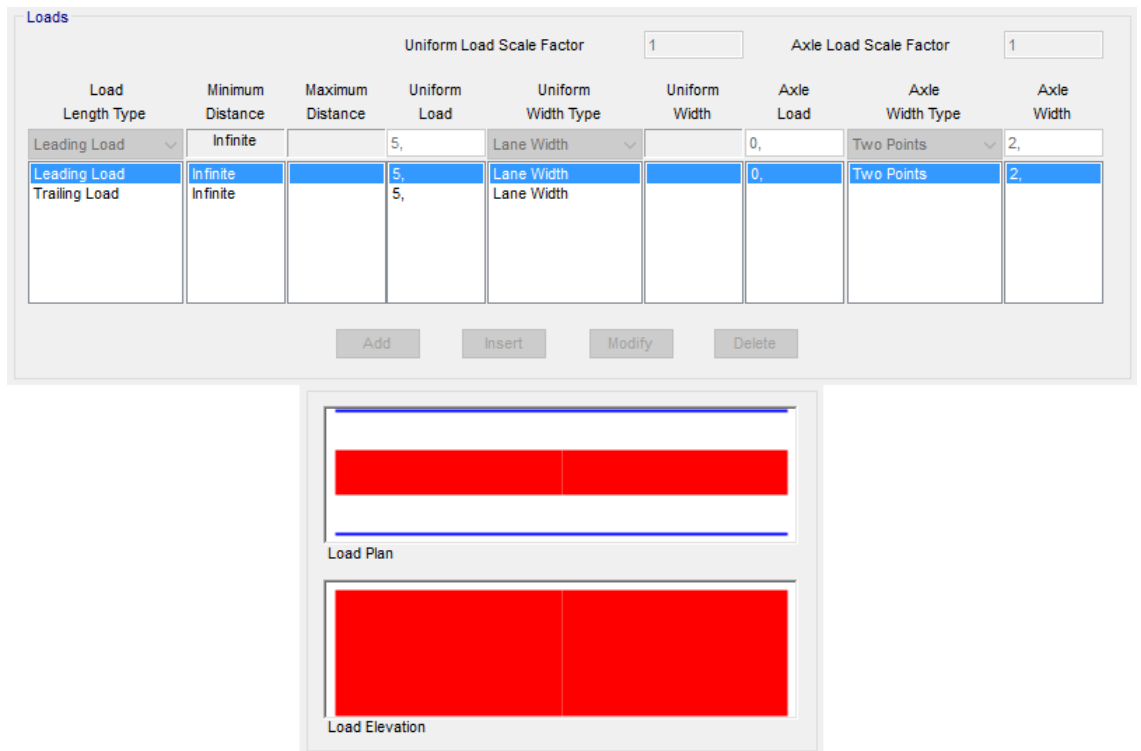
que se movimentam a determinada velocidade, fazendo uma análise estática a cada passo de seu movimento.

Para a análise baseada nas linhas e superfícies de influência, o Analysis Reference Manual (COMPUTERS AND STRUCTURES, p. 435) indica os seguintes passos básicos a serem dados após a criação do modelo estrutural:

- 1) Definir as *Lanes*, ou Faixas, por onde os veículos poderão se movimentar.
- 2) Configurar os *Vehicles*, ou Veículos, que representam as cargas móveis a serem aplicadas nas Faixas.
- 3) Definir as *Vehicle Classes*, ou Classes de Veículos, que é um agrupamento de um ou mais veículos que serão aplicados, um por vez, nas faixas.
- 4) Configurar os *Moving-Load Load Cases*, ou Casos de Carregamentos Móveis, que especificam quais Classes de Veículos serão utilizados e em quais faixas eles gerarão uma envoltória.
- 5) Especificar em *Bridge Responses* quais resultados, para os elementos da ponte, devem ser calculados devido aos carregamentos móveis. Neste ponto também é possível determinar outros parâmetros relativos à análise de influência.
- 6) Após o processamento da análise, é possível consultar as linhas e superfícies de influência de cada solicitação nos elementos, assim como as respectivas envoltórias calculadas.

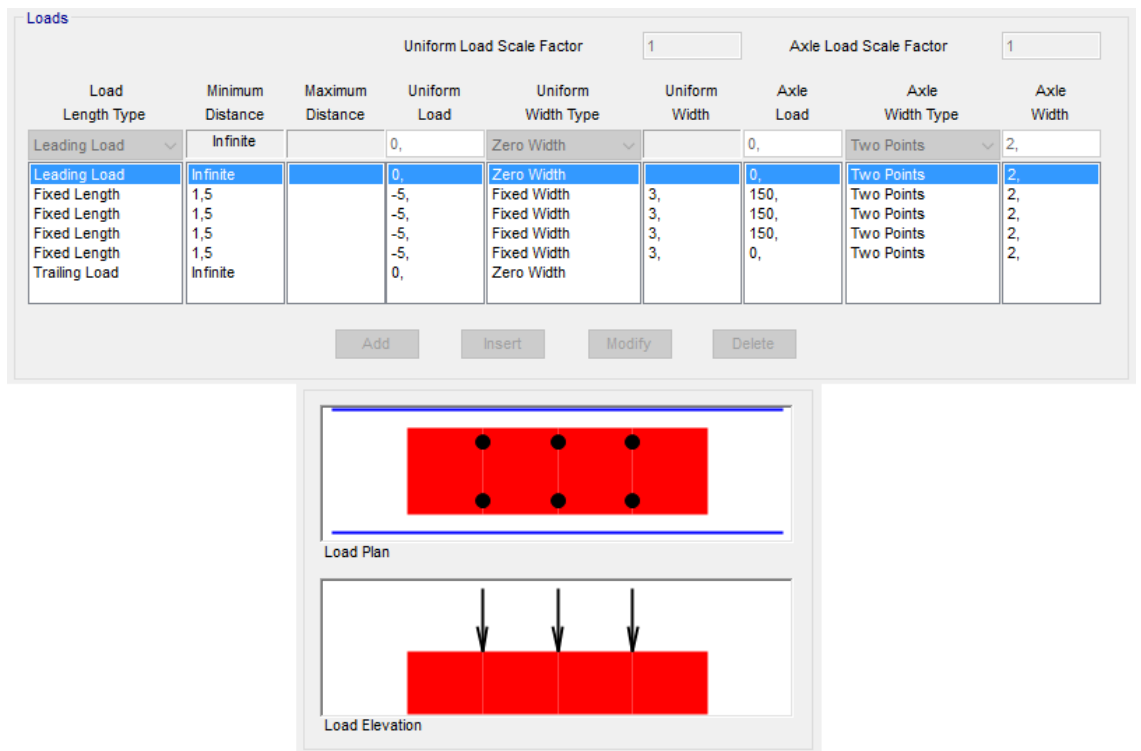
Tendo como base o procedimento indicado pelo Analysis Reference Manual, foram feitas as configurações das cargas para cada norma para os casos de seção com duas, três e quatro pistas. No caso do estudo considerando a norma brasileira foi adotado uma faixa com largura equivalente a soma de todas as pistas de tráfego para cada seção, seguidos pelo lançamento de duas cargas móveis, uma vez que o programa não possui ferramenta capaz de gerar, diretamente, o modelo de carga móvel brasileiro. Sendo assim, foram realizadas as configurações presentes nas figuras 42 e 43 que indicam a composição de duas cargas, sendo uma para a carga distribuída presente na NBR 7188:2013 e outra para o veículo TB-450 e sua área de ocupação, e realizando uma soma linear entre os resultados das envoltórias obtidas para cada um destes carregamentos. Outra opção válida seria distribuir parte das cargas concentradas do TB-450 na região onde não há carga distribuída devido a presença do veículo. Deste modo seria distribuído uma carga de 5 kN/m² por todo tabuleiro, inclusive onde o veículo se localiza, porém, reduzindo suas cargas concentradas para 120 kN por eixo.

Figura 42 – Configuração referente a carga móvel distribuída do TB-450



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 43 – Configuração referente à área de ocupação do TB-450



(fonte: elaborado pelo autor)

Para o modelo considerando a norma canadense, as faixas são discretizadas de acordo com o mostrado nas figuras 39, 40 e 41, e o lançamento das cargas móveis foram feitos de acordo com as figuras 29 e 30, sendo necessário criar duas Classes de Veículos para fazer as considerações referentes aos coeficientes utilizados para dimensionamento dos elementos das juntas no tabuleiro, assim como para as demais peças da superestrutura. Uma configuração a ser adotada é permitir que as cargas diminuam a severidade dos esforços solicitantes, uma vez que a norma não apresenta nenhuma indicação a respeito, salvo permitir todas as combinações possíveis de ocupação das faixas e veículos utilizados.

Os resultados se apresentam em forma de tabelas e gráficos, que serão utilizados para examinar as seguintes questões:

- Maiores cargas permanentes, sem coeficientes de combinação pelas considerações de cada norma;
- Os esforços de momento fletor e força cortante, devido aos carregamentos móveis sem qualquer majoração de coeficientes;
- A influência do número de faixas geradas nos esforços de momento fletor e força cortante para cada abordagem normativa sobre cargas móveis;
- Valores máximos observados nos esforços cortante e fletor devido a aplicação dos coeficientes de impacto, seja para regiões de juntas ou fora delas;
- Influência das cargas móveis e permanentes, em termo das combinações que constam em cada abordagem normativa, nos valores a serem utilizados para dimensionamento das vigas;
- Distribuições dos esforços, nas vigas de cada seção em estudo, de acordo com as diretrizes de cada norma na aplicação das cargas móveis;
- Armaduras a serem utilizadas devido aos esforços máximos encontrados nas combinações, sem considerar exigências de armaduras máximas ou mínimas que constem em norma.

7.1 RESULTADOS OBTIDOS

Neste tópico apresentam-se os resultados em formas de gráficos e tabelas, das vigas das seções estudadas sob aplicação das cargas permanentes apresentadas em 4.1, e sob as cargas móveis verificadas por cada abordagem normativa descrita no capítulo 5.

As tabelas de 12 a 15 a seguir apresentam, para as estruturas com duas, três e quatro faixas, os esforços máximos de corte (V_{\max}) e momento fletor ($M_{f,\max}$) em suas respectivas vigas externas, internas e centrais, devidos os seguintes carregamentos:

- Cargas permanentes (CP);
- Carga móvel sem utilização de coeficientes (CM);
- Carga móvel com utilização dos coeficientes de números de faixas para o caso brasileiro, e coeficientes de combinações de múltiplas faixas para a simulação canadense (CM*CNF);
- Carga móvel com a consideração dos coeficientes devido ao número de faixas e dos coeficientes de impacto e dinâmicos longe da região de juntas (CM*CNF*CIV);
- Carga móvel com a consideração dos coeficientes devido ao número de faixas, coeficiente de impacto e posterior acréscimo devido ao coeficiente de combinação (CM*CNF*CIV*CC). Aplicável apenas ao caso canadense;
- Carga móvel, considerando todos os coeficientes necessários para análise da região das juntas (CM*CNF*CIV*CIA);
- Carga móvel, considerando todos os coeficientes necessários para análise da região das juntas e posterior acréscimo do coeficiente de combinação (CM*CNF*CIV*CIA*CC). Aplicável apenas ao caso canadense;
- Valores máximos encontrados pelas combinações apresentadas nas normas NBR 8681:2003 e CSA S6-06 para o caso brasileiro e canadense respectivamente (Combinação Máxima).

Tabela 12 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com duas faixas

	Viga Externa				Viga Interna			
	NBR 7188:2013		CSA S6-06		NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	$M_{f,\max}$ (kN.m)	V_{\max} (kN)	$M_{f,\max}$ (kN.m)	V_{\max} (kN)	$M_{f,\max}$ (kN.m)	V_{\max} (kN)	$M_{f,\max}$ (kN.m)	V_{\max} (kN)
CP	1784,7	381,8	1545,7	336,6	1855,1	363,0	1621,6	313,5
CM	1183,9	305,4	993,7	217,6	770,2	251,8	898,1	248,0
CM*CNF	1243,1	320,7	894,4	206,3	808,7	264,4	808,3	223,2
CM*CNF*CIV	1621,9	418,4	1012,7	241,3	1055,2	345,0	941,6	268,8
CM*CNF*CIV*CC	-	-	1721,6	410,1	-	-	1600,8	456,9
CM*CNF*CIV*CIA	2024,4	522,2	1215,3	289,5	1317,0	430,6	1130,0	322,5
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	2066,0	492,2	-	-	1921,0	548,3
Combinação Máxima	4017,0	933,8	3695,5	849,5	3559,6	835,1	3569,3	850,6

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com três faixas

	Viga Externa				Viga Interna 1				Viga Central			
	NBR 7188:2013		CSA S6-06		NBR 7188:2013		CSA S6-06		NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)
CP	1945,9	414,9	1668,8	363,2	2033,4	405,6	1753,9	346,8	2012,4	407,2	1728,1	348,2
CM	1123,3	316,2	1186,5	249,4	766,8	298,7	1119,0	290,5	642,3	294,0	1064,1	290,4
CM*CNF	1123,3	316,2	1067,3	223,7	766,8	298,7	915,6	249,4	642,3	294,0	851,3	232,3
CM*CNF*CIV	1460,4	411,1	1199,3	261,8	996,9	388,3	1071,6	297,0	835,0	382,2	992,1	283,1
CM*CNF*CIV*CC	-	-	2038,8	445,1	-	-	1821,8	504,8	-	-	1686,7	481,3
CM*CNF*CIV*CIA	1831,1	515,4	1439,1	314,2	1249,9	486,8	1286,0	356,4	1047,0	479,2	1190,6	339,7
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	2446,5	534,1	-	-	2186,1	605,8	-	-	2024,0	577,5
Combinação Máxima	4055,3	971,1	4162,2	917,7	3742,0	935,9	3874,3	939,3	3392,9	931,9	3769,9	918,3

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 14 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com quatro faixas

	Viga Externa				Viga Interna 1			
	NBR 7188:2013		CSA S6-06		NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)
CP	1868,0	404,2	1606,4	355,0	1924,9	383,0	1661,4	328,3
CM	1000,5	302,9	1140,1	237,3	703,4	263,9	1052,4	271,9
CM*CNF	950,4	287,7	963,7	209,5	668,2	250,7	841,7	230,4
CM*CNF*CIV	1240,6	375,5	1087,1	245,0	872,2	327,2	980,3	275,2
CM*CNF*CIV*CC			1848,1	416,5			1666,4	467,9
CM*CNF*CIV*CIA	1550,7	469,4	1304,5	294,0	1090,3	409,1	1176,3	330,3
CM*CNF*CIV*CIA*CC			2217,7	499,8			1999,7	561,5
Combinação Máxima	3716,4	921,2	3881,9	879,1	3470,9	844,2	3691,0	878,2

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 15 – Esforços solicitantes para as vigas da seção com quatro faixas

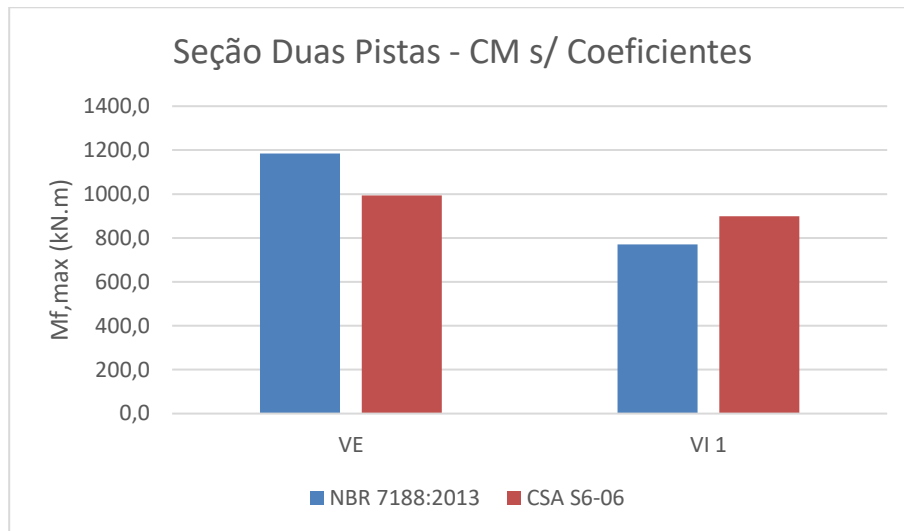
	Viga Interna 2				Viga Central			
	NBR 7188:2013		CSA S6-06		NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)	$M_{f,max}$ (kN.m)	V_{max} (kN)
CP	1884,7	382,3	1614,7	327,2	1878,3	381,5	1606,0	326,2
CM	577,1	264,5	1027,5	280,1	562,2	264,0	1070,5	294,0
CM*CNF	548,2	251,3	769,0	218,2	534,1	250,8	749,3	229,3
CM*CNF*CIV	715,6	328,0	897,3	267,8	697,1	327,3	874,8	280,8
CM*CNF*CIV*CC			1525,5	455,3			1487,2	477,3
CM*CNF*CIV*CIA	894,5	410,0	1076,8	321,4	871,4	409,2	1049,8	336,9
CM*CNF*CIV*CIA*CC			1830,6	546,3			1784,7	572,8
Combinação Máxima	3120,2	844,1	3600,4	863,9	3072,1	842,3	3422,1	884,2

(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.1 Seção duas pistas

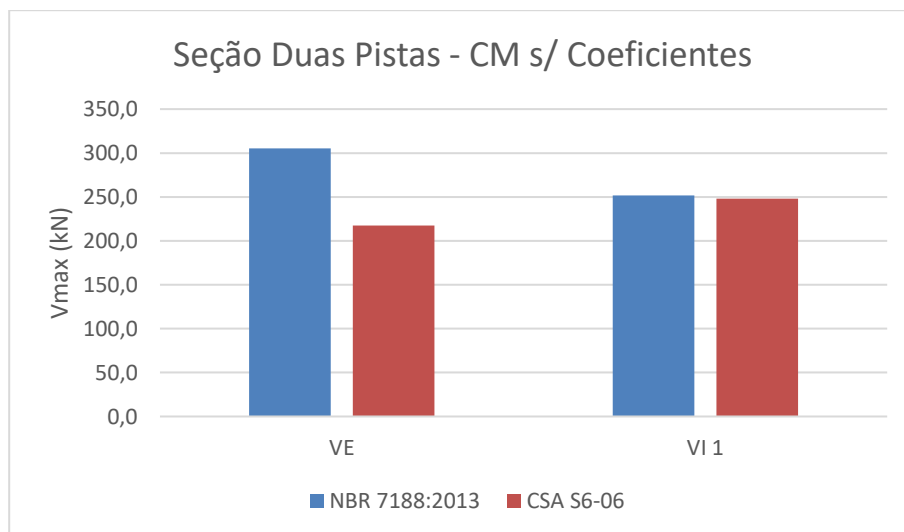
Nesta seção estão apresentados os gráficos, nas figuras de 44 a 53, para análise e comparação dos resultados distribuição dos esforços encontrados por cada abordagem no modelo estrutural da seção com duas pistas.

Figura 44 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com duas pistas



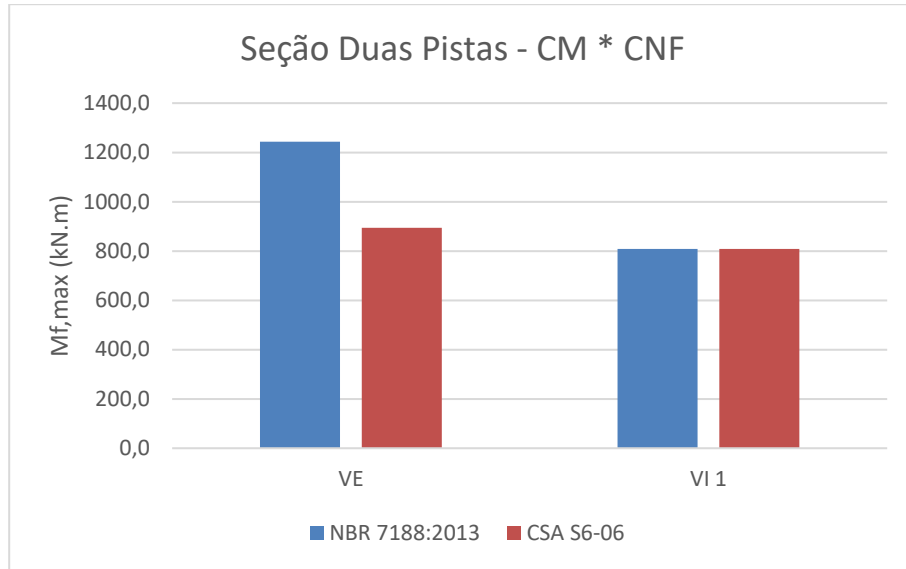
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 45 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com duas pistas



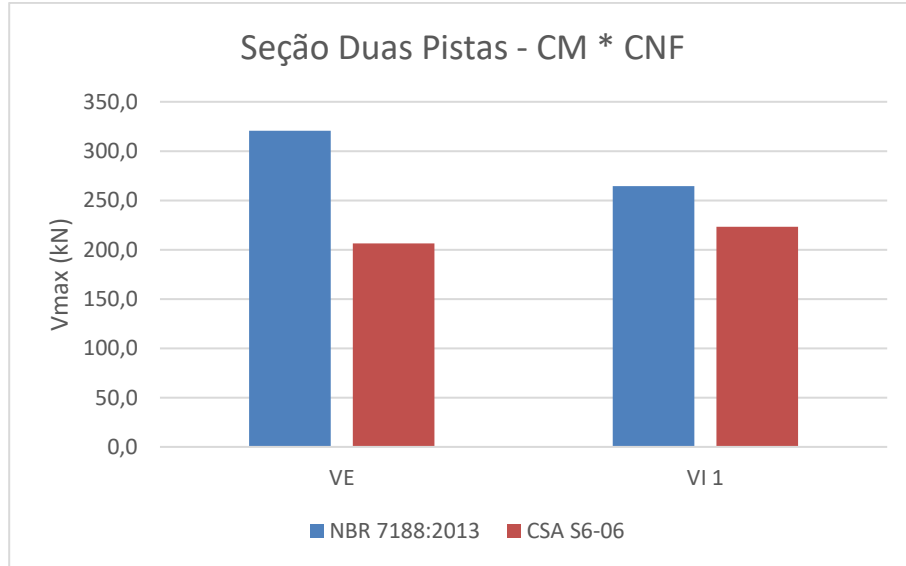
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 46 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com duas pistas



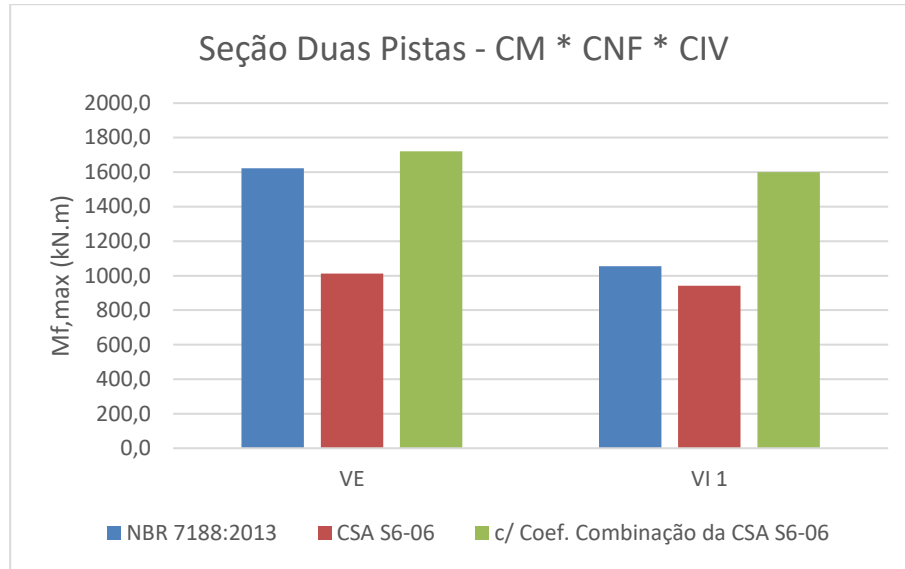
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 47 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com duas pistas



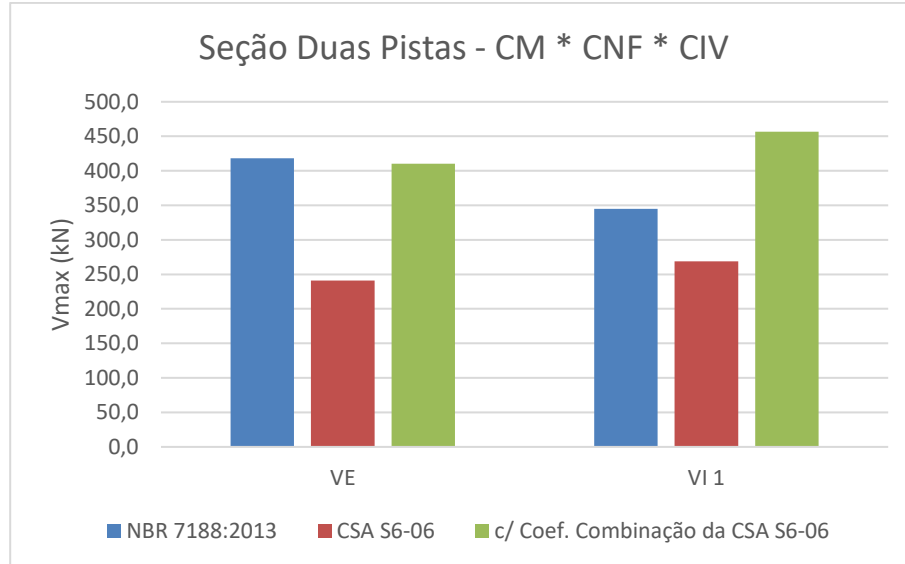
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 48 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com duas pistas



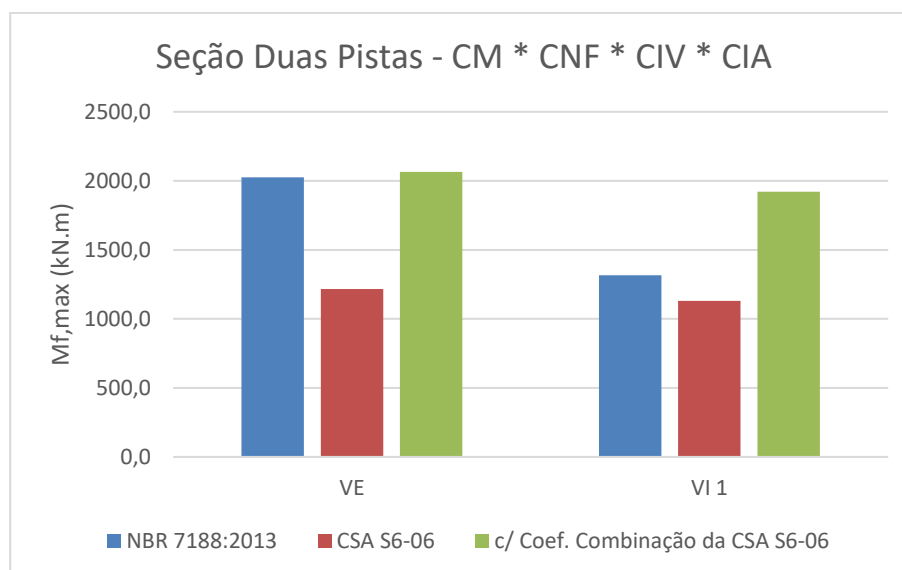
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 49 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com duas pistas



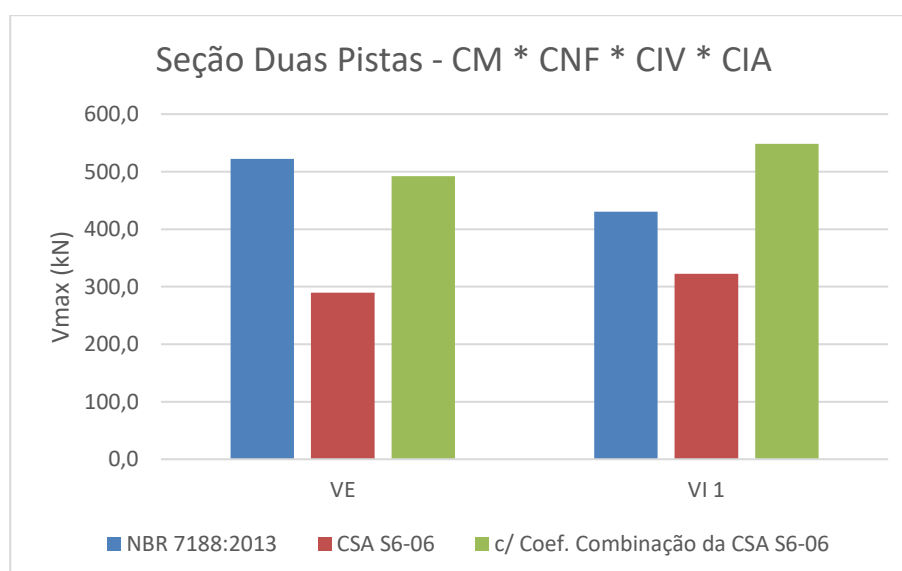
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 50 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com duas pistas



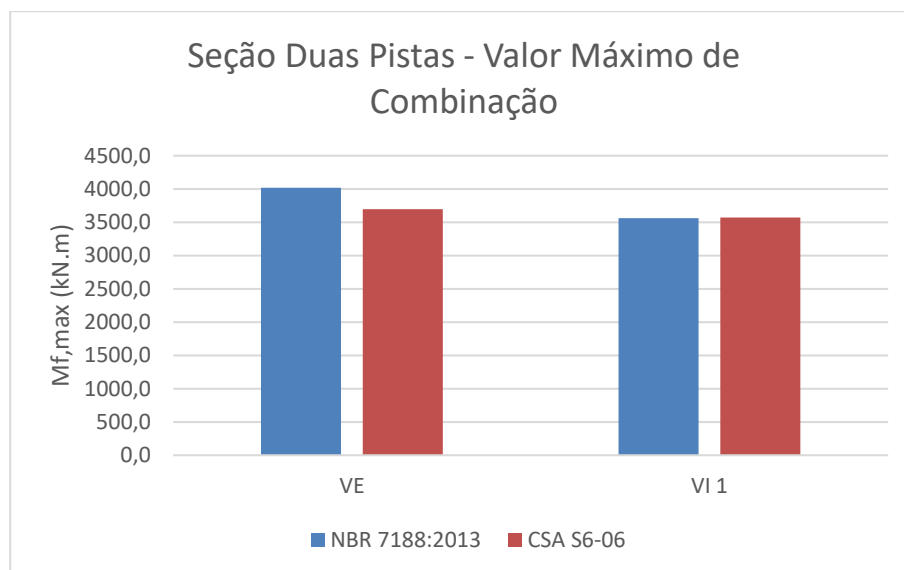
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 51 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com duas pistas



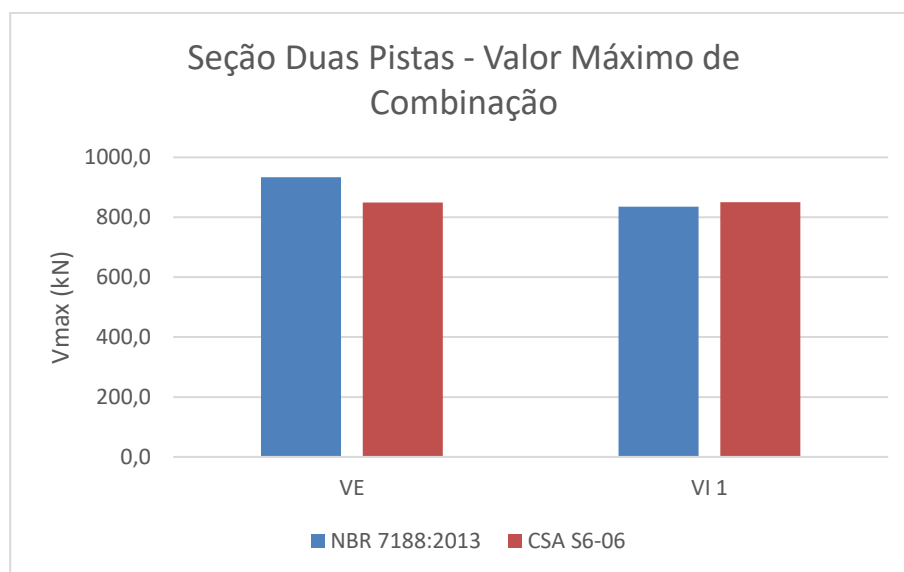
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 52 – Momentos fletores máximos devido as combinações para seção com duas pistas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 53 – Esforços cortantes máximos devido as combinações para seção com duas pistas

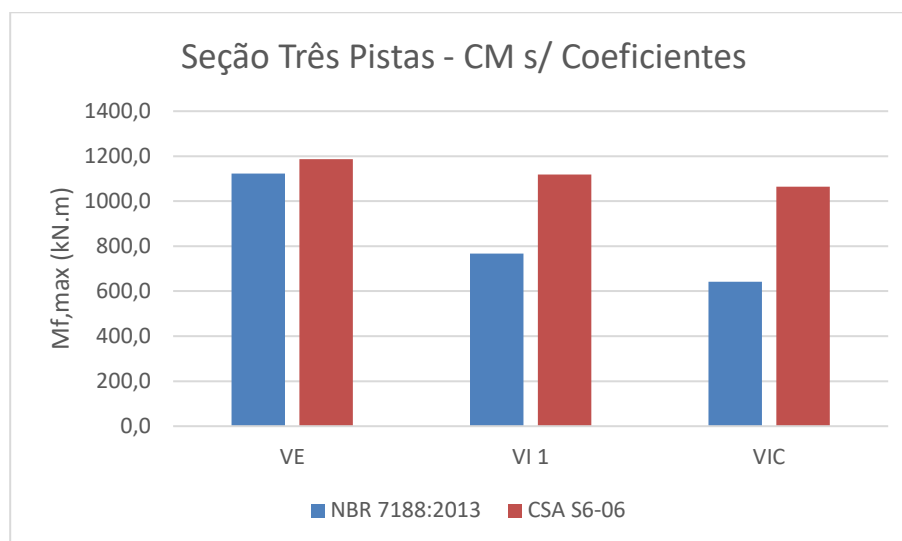


(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.2 Seção três pistas

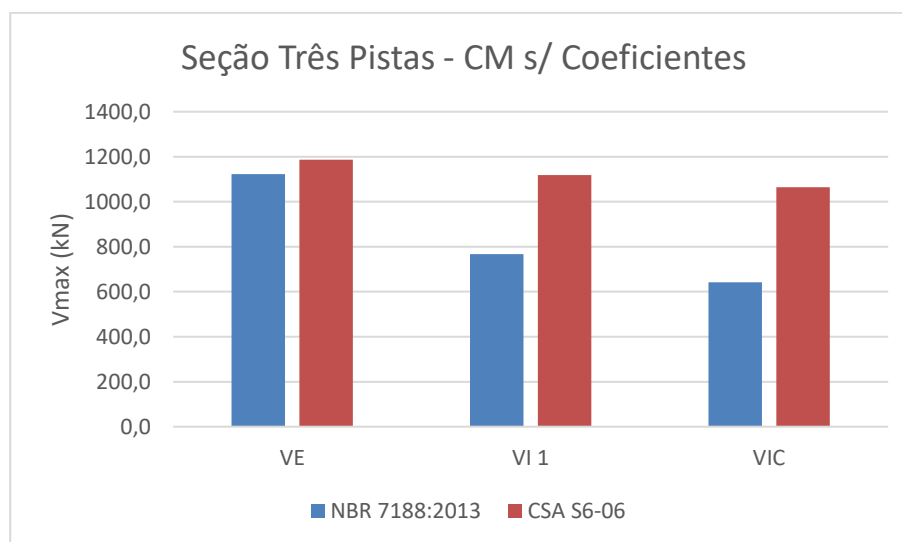
Nesta seção estão apresentados os gráficos, nas figuras de 54 a 63, para análise e comparação dos resultados distribuição dos esforços encontrados por cada abordagem no modelo estrutural da seção com três pistas.

Figura 54 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com três pistas



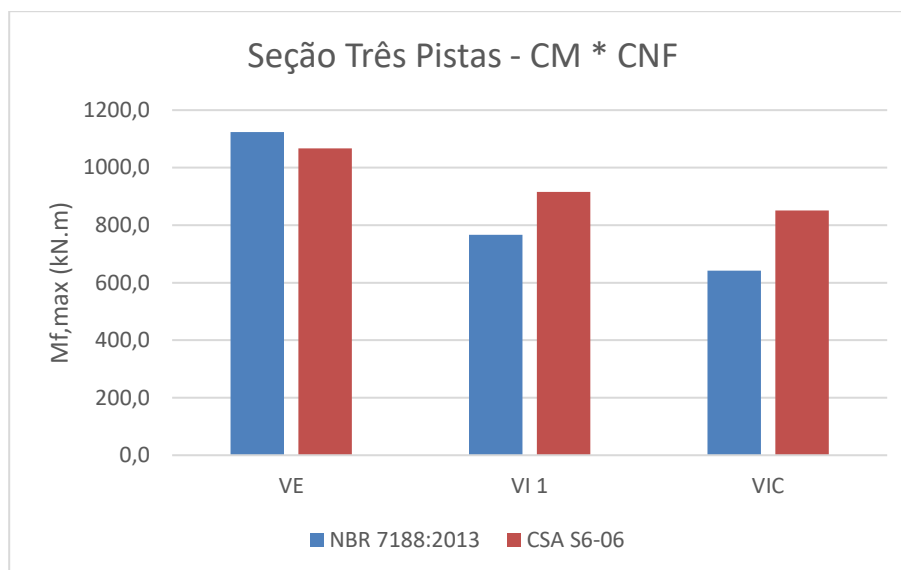
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 55 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com três pistas



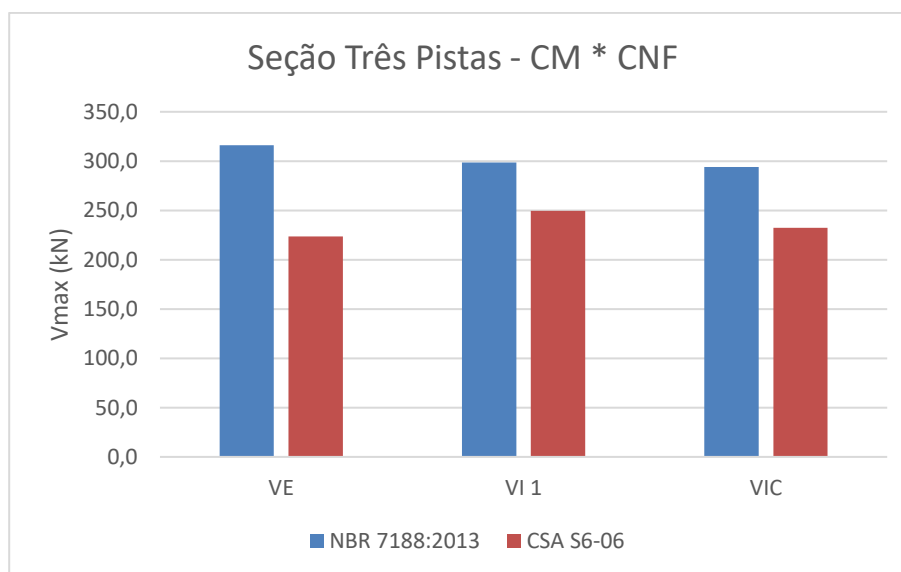
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 56 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com três pistas



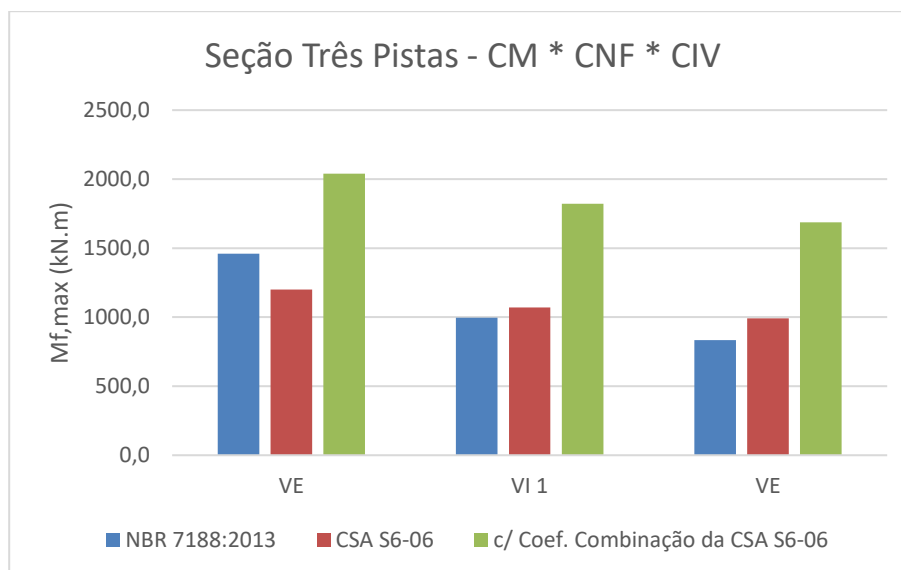
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 57 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com três pistas



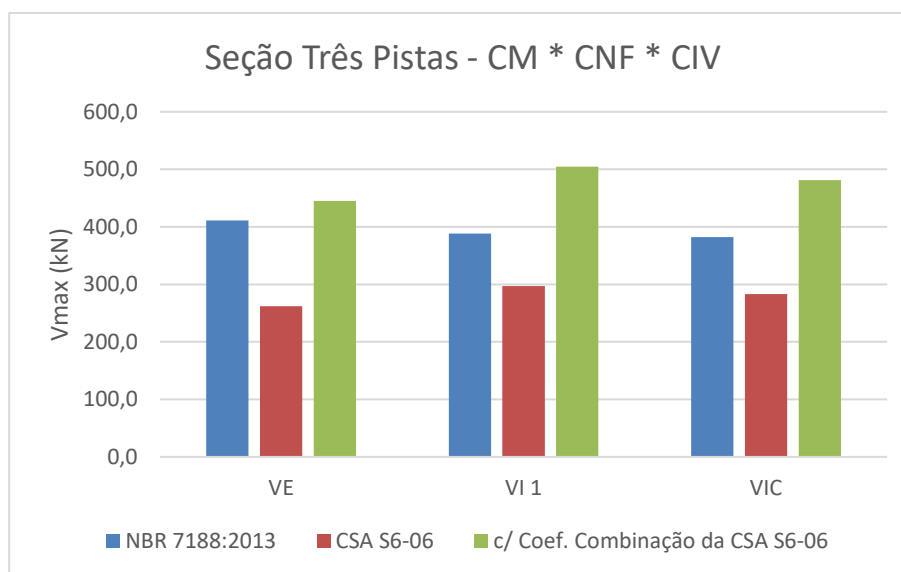
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 58 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com três pistas



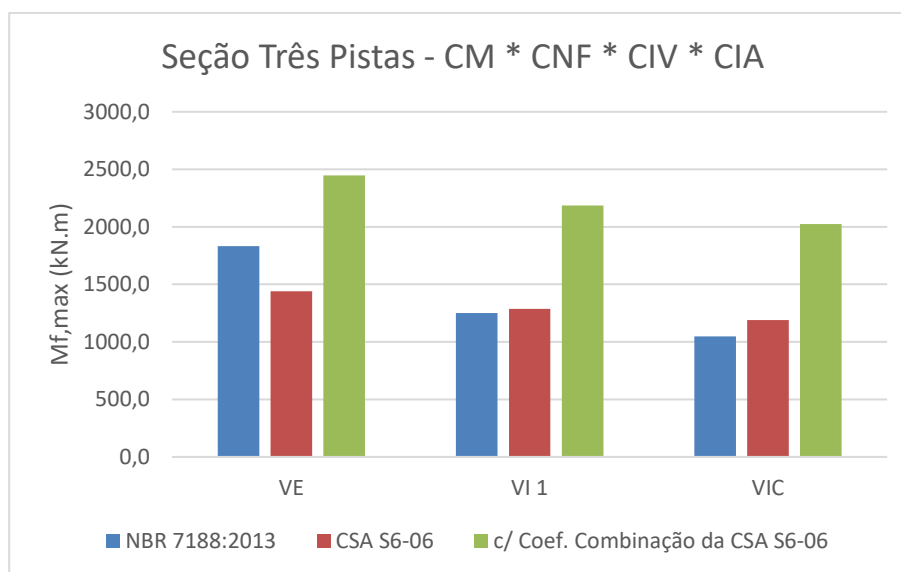
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 59 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com três pistas



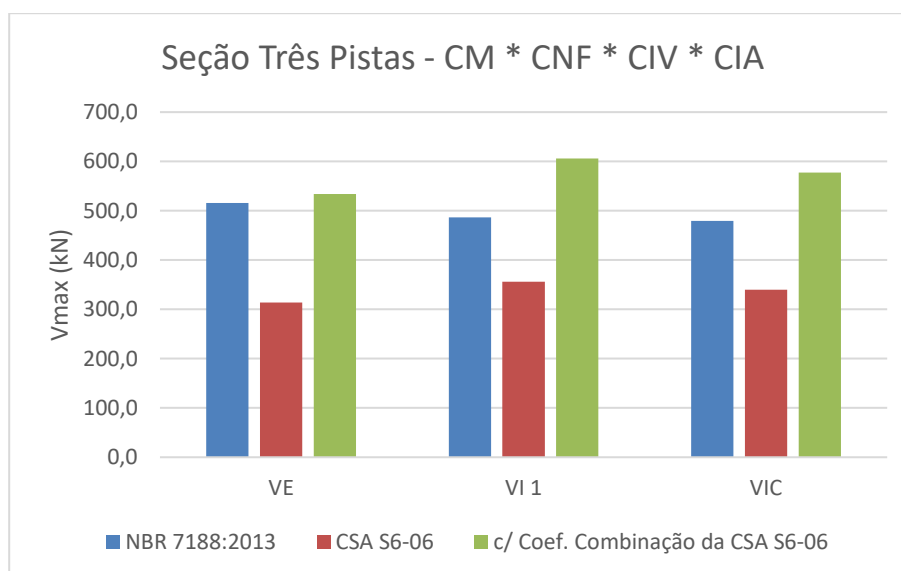
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 60 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas



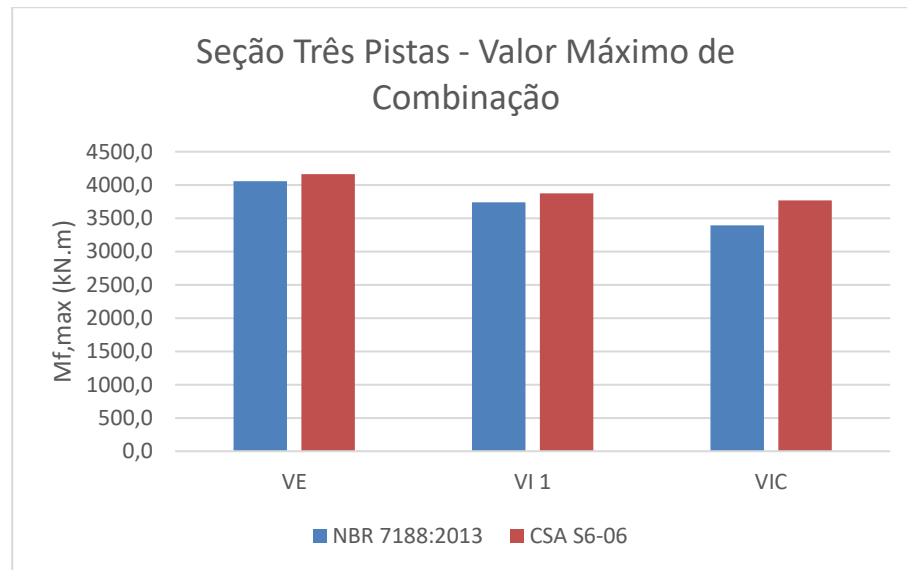
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 61 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas



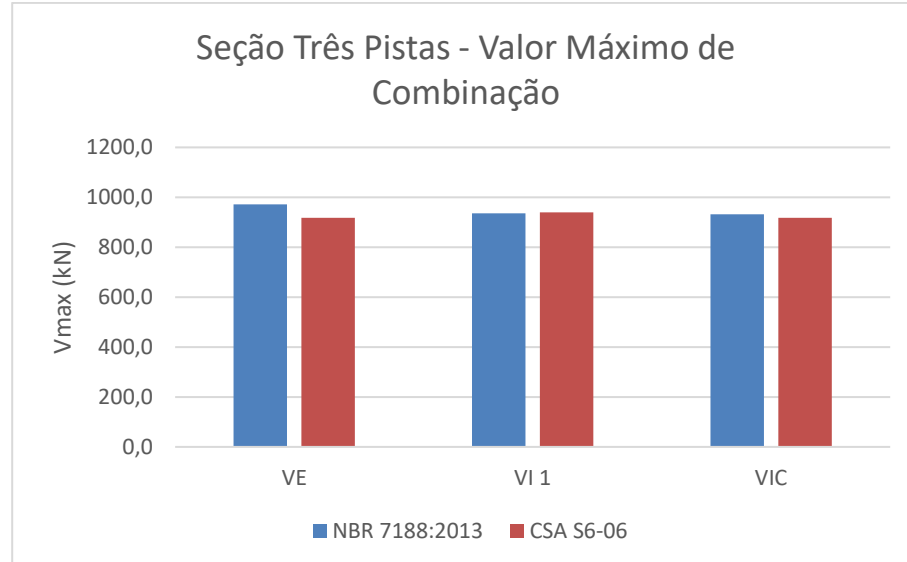
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 62 – Momentos fletores máximos devido as combinações para seção com três pistas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 63 – Esforços cortantes máximos devido as combinações para seção com três pistas

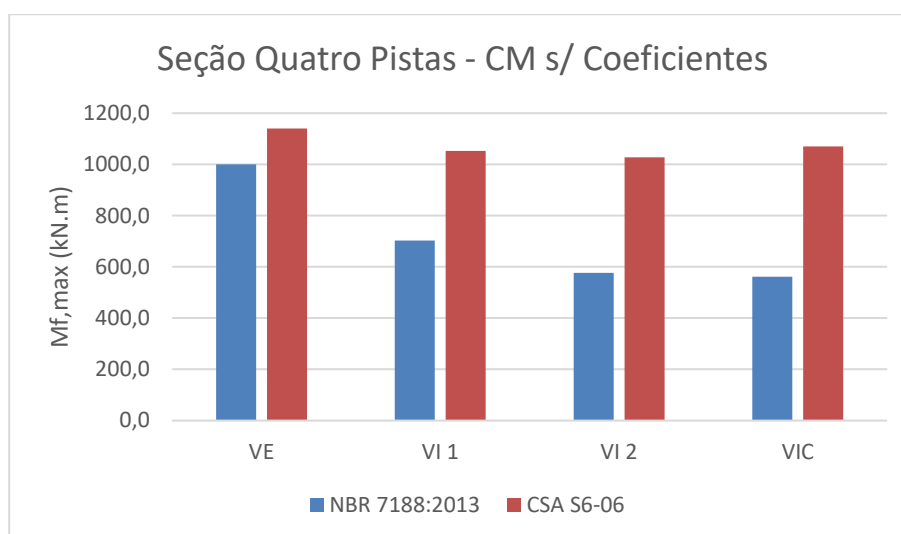


(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.3 Seção quatro pistas

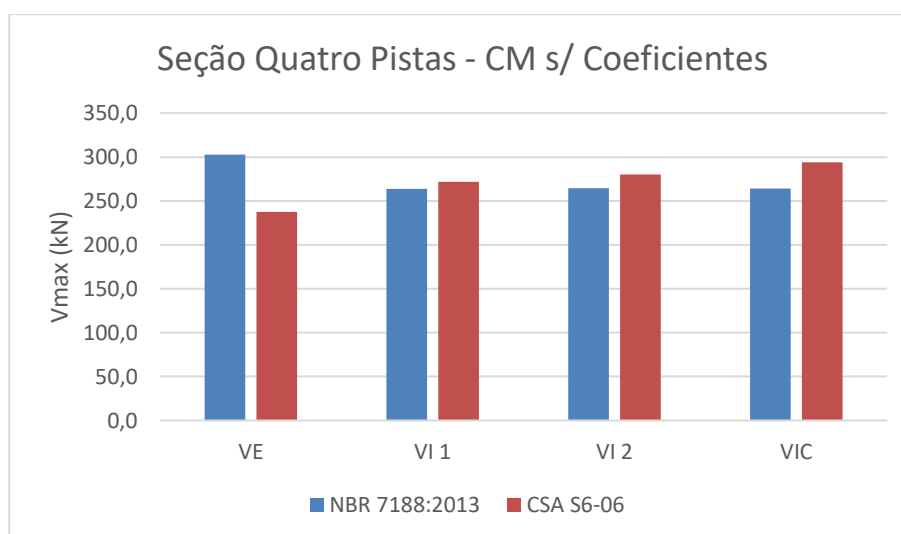
Nesta seção estão apresentados os gráficos, nas figuras de 64 a 73, para análise e comparação dos resultados distribuição dos esforços encontrados por cada abordagem no modelo estrutural da seção com quatro pistas.

Figura 64 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com quatro pistas



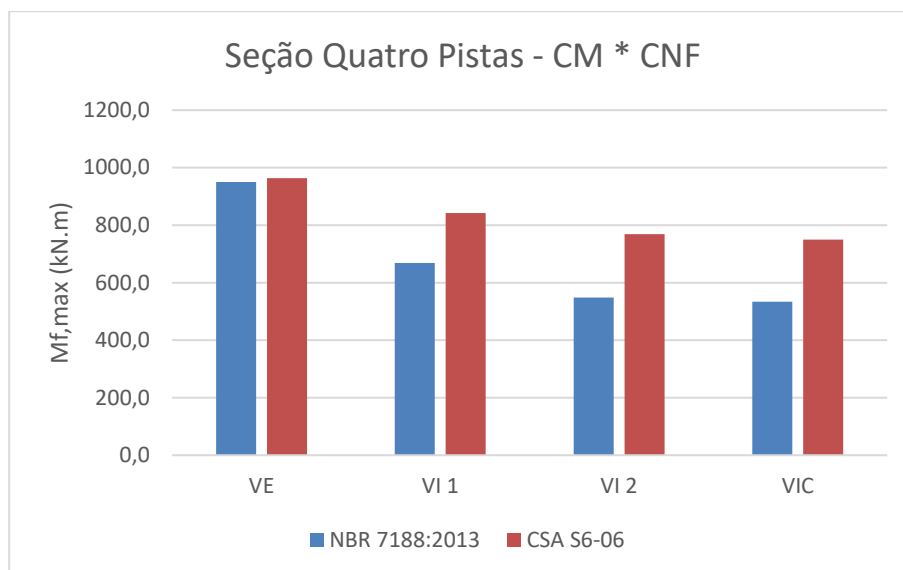
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 65 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis sem aplicação de coeficientes para seção com quatro pistas



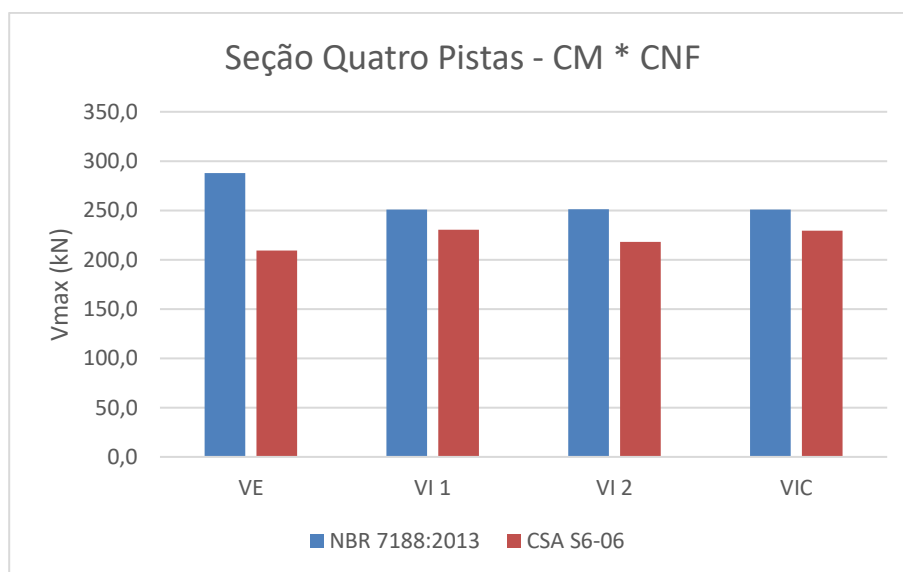
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 66 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com quatro pistas



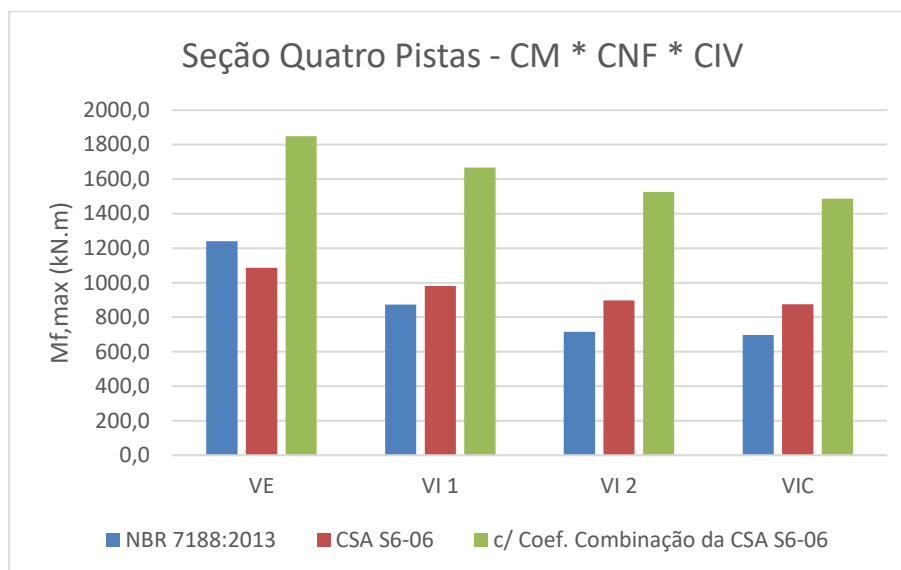
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 67 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas para seção com quatro pistas



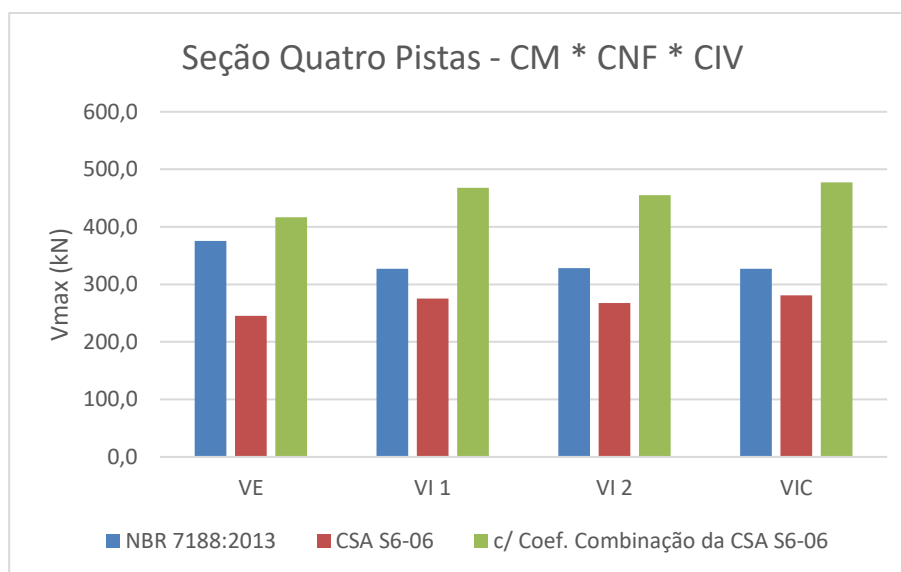
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 68 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com quatro pistas



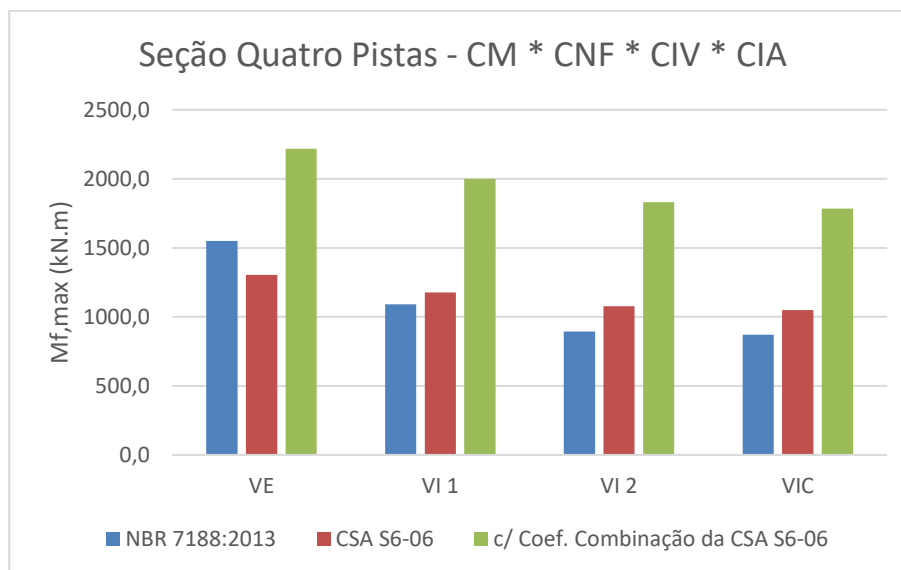
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 69 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico para seção com quatro pistas



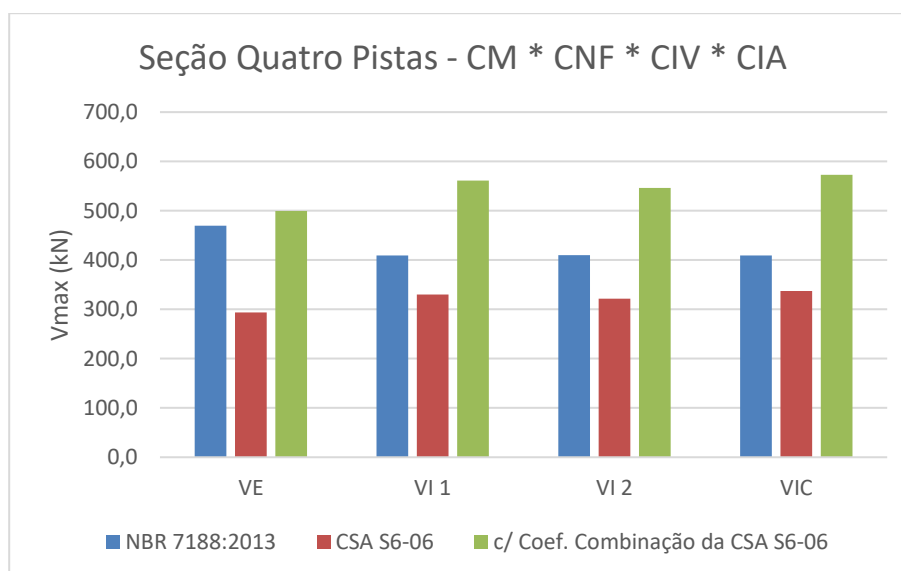
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 70 – Momentos fletores máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas



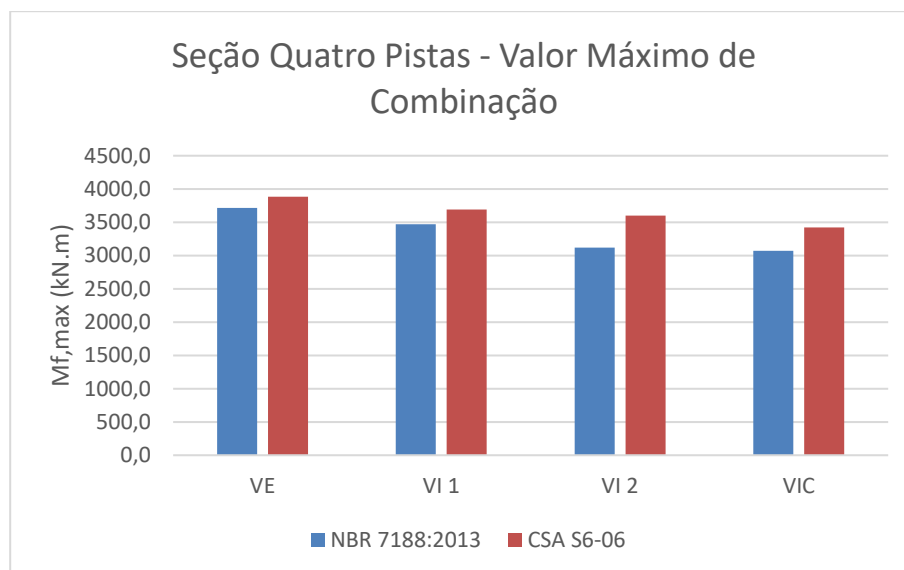
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 71 – Esforços cortantes máximos para as cargas móveis com aplicação dos coeficientes de faixas e de impacto ou dinâmico na região de juntas para seção com quatro pistas



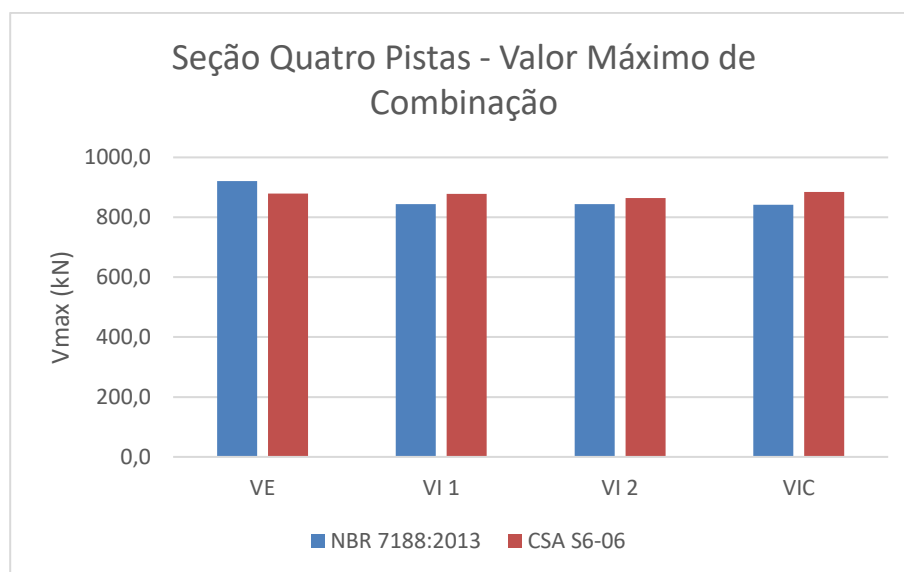
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 72 – Momentos fletores máximos devido as combinações para seção com quatro pistas



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 73 – Esforços cortantes máximos devido as combinações para seção com quatro pistas



(fonte: elaborado pelo autor)

7.1.4 Armaduras longitudinais e transversais calculadas

Neste item são apresentadas as tabelas 16, 17 e 18 com os resultados obtidos pelo dimensionamento das vigas das estruturas das seções com duas, três e quatro faixas respectivamente, através dos critérios de dimensionamento da NBR 6118:2014 expostos no capítulo 5.1. Nelas são exibidas as alturas úteis (d) utilizadas no cálculo, assim como as taxas de armadura transversal (A_{sw}/s), a posição da linha neutra (x) e as armaduras longitudinais (A_s) necessárias para suportar os esforços máximos das combinações de cada norma para cada viga. O método de cálculo está apresentado no capítulo 5.

Tabela 16 – Armaduras transversais e longitudinais calculadas devido aos esforços máximos para as vigas da seção com duas pistas

	NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	VE	VI	VE	VI
d (cm)	132,53	133,00	133,18	133,18
A_{sw}/s (cm ² /m)	13,08	11,40	11,10	11,40
x (cm)	55,92	45,19	49,98	41,26
A_s (cm ²)	79,57	71,18	67,88	68,11

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17 – Armaduras transversais e longitudinais calculadas devido aos esforços máximos para as vigas da seção com três pistas

	NBR 7188:2013			CSA S6-06		
	VE	VI 1	VC	VE	VI 1	VC
d (cm)	132,53	133,00	133,18	132,14	132,53	133,00
A_{sw}/s (cm ² /m)	13,80	13,06	12,96	12,83	13,19	12,72
x (cm)	57,22	46,61	36,18	61,40	51,24	47,47
A_s (cm ²)	80,58	72,29	64,14	83,86	75,91	72,96

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 18 – Armaduras transversais e longitudinais calculadas devido aos esforços máximos para as vigas da seção com quatro pistas

	NBR 7188:2013				CSA S6-06			
	VE	VI 1	VI 2	VC	VE	VI 1	VI 2	VC
d (cm)	133,00	133,18	133,40	133,40	132,53	133,00	133,18	133,18
A_{sw}/s (cm ² /m)	12,78	11,28	11,25	11,21	12,03	11,95	11,66	12,04
x (cm)	45,83	38,40	28,56	27,28	51,49	45,05	42,17	37,01
As (cm ²)	71,68	65,87	58,17	57,18	76,10	71,07	68,81	64,78

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DAS CARGAS PERMANENTES

É necessário verificar, antes de analisar os resultados máximos devido as combinações, os valores encontrados de solicitações, sem o uso de quaisquer coeficientes de majoração ou minoração, obtidos separadamente entre carregamentos permanentes e móveis afim de avaliar o impacto que estes têm nas abordagens brasileira e canadense respectivamente.

Como é esperado, os valores das solicitações encontrados para os carregamentos permanentes se fazem maiores para a norma que utiliza valores superiores nos pesos específicos dos materiais, que neste caso são apresentados pelas normas brasileiras (tabelas 12, 13, 14 e 15). Considerando estes resultados devido aos carregamentos permanentes, e levando em conta os coeficientes de combinação aplicáveis (tabela 5 para o caso brasileiro e tabela 9 para o canadense), pode-se notar que a norma canadense apresenta maior confiança no concreto utilizado em seu país. Esta afirmação pode ser confirmada pelos resultados de momentos fletores e esforços cortantes obtidos, além do coeficiente para o caso desfavorável no valor de 1,1 para o concreto, contra 1,35 utilizado pela NBR 8681:2003 quando majorando as cargas permanentes agrupadamente. É necessário notar, entretanto, que a combinação ELU 9 da CSA S6-06, quando considerando apenas as cargas permanentes na estrutura, utiliza o fator igual ao brasileiro. Outra observação importante se encontra nos coeficientes de ponderação para o revestimento asfáltico, que apesar de seu peso específico ser levemente inferior ao brasileiro, apresenta valor de 1,5 e 0,65 para os casos onde atua em desfavor e em favor respectivamente.

7.3 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS

Para a análise das cargas móveis deve-se levar em conta a grande diferença nas metodologias de aplicação, pois nota-se grande influência na distribuição das cargas nas vigas e seus respectivos reflexos em termos de esforços solicitantes. Por este motivo é importante separar as análises e comparações dos momentos fletores e esforços cortantes.

7.3.1 Momentos fletores

Para as cargas móveis nota-se, em primeiro momento, que sem aplicação de quaisquer coeficientes os momentos fletores são maiores usando a metodologia canadense. Por este motivo apresenta-se a tabela 19, mostrando a razão entre os momentos fletores da norma brasileira ($M_{f,máx,B}$) e canadense ($M_{f,máx,C}$), onde os momentos fletores em todas as vigas, com exceção da externa na seção com duas pistas, apresenta maiores resultados em comparação com as mesmas vigas adotando a metodologia brasileira.

Tabela 19 – Razão entre os momentos fletores das normas brasileira e canadense ($M_{f,máx,B}/M_{f,máx,C}$) para as cargas móveis sem efeito de quaisquer coeficientes

Seção	VE	VI 1	VI 2	VC
Duas Pistas	1,19	0,86	-	-
Três Pistas	0,95	0,69	0,60	-
Quatro Pistas	0,88	0,67	0,56	0,53

(fonte: elaborado pelo autor)

Outra observação importante pode ser visualizada nas figuras 44, 54 e 64 a respeito da distribuição dos esforços nas vigas de uma mesma seção, onde para as vigas internas a abordagem canadense apresenta baixa variação dos momentos fletores em relação as vigas externas, ao contrário da abordagem brasileira. Este reflexo se dá pela carga distribuída maior frente a brasileira, com 9 kN/m² contra 5 kN/m² respectivamente, e também ao veículo tipo com peso total 200 kN superior, a depender do carregamento *Lane Load* ou *Truck Load*, além de considerar a presença de mais de um veículo no tabuleiro.

A tabela 20, 21 e 22 a seguir mostram a evolução dos momentos fletores conforme aplicam-se os coeficientes nos carregamentos de acordo com cada metodologia. Isso permite ver o

montante total de majoração ou minoração aplicado a cada etapa, o que se faz necessário pois, ao contrário da metodologia brasileira, os coeficientes na metodologia canadense são empregados indiretamente no cálculo, como pode ser visto tanto no uso dos trens tipos, onde apenas o *Truck Load* recebe coeficientes dinâmicos, quanto na consideração de mais de uma faixa carregada.

Tabela 20 – Evolução dos momentos fletores, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com duas pistas

	NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	VE	VI 1	VE	VI 1
CM	1,00	1,00	1,00	1,00
CM*CNF	1,05	1,05	0,90	0,90
CM*CNF*CIV	1,37	1,37	1,02	1,05
CM*CNF*CIV*CC	-	-	1,73	1,78
CM*CNF*CIV*CIA	1,71	1,71	1,22	1,26
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	2,08	2,14
Combinação Máxima	3,39	4,62	3,72	3,97

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 21 – Evolução dos momentos fletores, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com três pistas

	NBR 7188:2013			CSA S6-06		
	VE	VI 1	VIC	VE	VI 1	VIC
CM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CM*CNF	1,00	1,00	1,00	0,90	0,82	0,80
CM*CNF*CIV	1,30	1,30	1,30	1,01	0,96	0,93
CM*CNF*CIV*CC	-	-	-	1,72	1,63	1,59
CM*CNF*CIV*CIA	1,63	1,63	1,63	1,21	1,15	1,12
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	-	2,06	1,95	1,90
Combinação Máxima	3,61	4,88	5,28	3,51	3,46	3,54

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 22 – Evolução dos momentos fletores, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com quatro pistas

	NBR 7188:2013				CSA S6-06			
	VE	VI 1	VI 2	VIC	VE	VI 1	VI 2	VIC
CM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CM*CNF	0,95	0,95	0,95	0,95	0,85	0,80	0,75	0,70
CM*CNF*CIV	1,24	1,24	1,24	1,24	0,95	0,93	0,87	0,82
CM*CNF*CIV*CC	-	-	-	-	1,62	1,58	1,48	1,39
CM*CNF*CIV*CIA	1,55	1,55	1,55	1,55	1,14	1,12	1,05	0,98
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	-	-	1,95	1,90	1,78	1,67
Combinação Máxima	3,71	4,93	5,41	5,46	3,41	3,51	3,50	3,20

(fonte: elaborado pelo autor)

É interessante notar que os efeitos dos coeficientes agregados no modelo canadense não acrescentam grandes majorações em comparação ao modelo brasileiro, porém quando acrescenta-se o coeficiente de combinação o valor supera os fatores brasileiros, sendo este o agente que causa o maior impacto na análise final dos momentos fletores máximos.

Somando a esta observação os valores de momento fletor devido à combinação máxima, torna-se importante verificar que estes esforços nas vigas externas se apresentam muito semelhantes, ainda que inferiores no modelo brasileiro, com exceção da seção com duas pistas, diferindo em grande quantidade apenas quando se considera as vigas internas do modelo brasileiro, como mostra a tabela 23.

Tabela 23 – Razão entre os momentos fletores das normas brasileira e canadense ($M_{f,máx,B}/M_{f,máx,C}$) para a combinação máxima

Seção	VE	VI 1	VI 2	VC
Duas Pistas	1,09	1,00	-	-
Três Pistas	0,97	0,97	0,90	-
Quatro Pistas	0,96	0,94	0,87	0,90

(fonte: elaborado pelo autor)

Outra ponderação importante a ser feita sobre as combinações máximas apresentadas nas tabelas 20, 21 e 22 se encontra novamente na distribuição dos momentos fletores. Em todas as seções, considerando o modelo canadense, os esforços se encontram em torno de 3,5 vezes o valor das cargas móveis para a respectiva viga, o que é válido somente para as vigas externas do modelo brasileiro, onde para as vigas internas o momento fletor máximo de combinação

chega a alcançar taxa de 5,46 vezes o valor da carga móvel na seção com 4 pistas, evidenciando causar consideravelmente menor influência frente as cargas permanentes.

7.3.2 Esforços cortantes

Para a análise e comparação dos esforços cortantes percebe-se que os resultados apresentam valores predominantemente maiores para o modelo brasileiro, o que pode ser melhor analisado na tabela 24 que apresenta a razão entre os cortantes, sem aplicação de quaisquer coeficientes, pela norma brasileira ($V_{,máx,B}$) e canadense ($V_{,máx,C}$) de acordo com a seção e a viga considerada.

Tabela 24 – Razão entre os esforços cortantes das normas brasileira e canadense ($V_{,máx,B}/V_{,máx,C}$) para a carga móvel sem efeito de quaisquer coeficientes

Seção	VE	VI 1	VI 2	VC
Duas Pistas	1,40	1,02	-	-
Três Pistas	1,27	1,03	1,01	-
Quatro Pistas	1,28	0,97	0,94	0,90

(fonte: elaborado pelo autor)

É necessário notar porém que, apesar dos esforços cortantes maiores, para as vigas internas da ponte os valores se equilibram, com exceção das vigas mais centralizadas do modelo canadense, que ainda assim apresentam esforços com diferença inferior ou igual a 10%. A grande diferença se faz notar é especialmente nas vigas externas onde os cortantes encontrados para o modelo brasileiro são bem maiores, especialmente na seção com duas pistas.

A partir destas verificações se faz necessário analisar o comportamento dos cortantes na aplicação das duas metodologias e seus respectivos coeficientes conforme se apresentam nas tabelas 25, 26 e 27.

Tabela 25 – Evolução dos esforços cortantes, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com duas pistas

	NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	VE	VI 1	VE	VI 1
CM	1,00	1,00	1,00	1,00
CM*CNF	1,05	1,05	0,95	0,90
CM*CNF*CIV	1,37	1,37	1,11	1,08
CM*CNF*CIV*CC	-	-	1,88	1,84
CM*CNF*CIV*CIA	1,71	1,71	1,33	1,30
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	2,26	2,21
Combinação Máxima	3,06	3,32	3,90	3,43

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 26 – Evolução dos esforços cortantes, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com três pistas

	NBR 7188:2013			CSA S6-06		
	VE	VI 1	VIC	VE	VI 1	VIC
CM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CM*CNF	1,00	1,00	1,00	0,90	0,86	0,80
CM*CNF*CIV	1,30	1,30	1,30	1,05	1,02	0,98
CM*CNF*CIV*CC	-	-	-	1,78	1,74	1,66
CM*CNF*CIV*CIA	1,63	1,63	1,63	1,26	1,23	1,17
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	-	2,14	2,09	1,99
Combinação Máxima	3,07	3,13	3,17	3,68	3,23	3,16

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 27 – Evolução dos esforços cortantes, em relação a carga móvel sem majoração, a cada etapa de consideração dos coeficientes para a seção com quatro pistas

	NBR 7188:2013				CSA S6-06			
	VE	VI 1	VI 2	VIC	VE	VI 1	VI 2	VIC
CM	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
CM*CNF	0,95	0,95	0,95	0,95	0,88	0,85	0,78	0,78
CM*CNF*CIV	1,24	1,24	1,24	1,24	1,03	1,01	0,96	0,95
CM*CNF*CIV*CC	-	-	-	-	1,76	1,72	1,63	1,62
CM*CNF*CIV*CIA	1,55	1,55	1,55	1,55	1,24	1,21	1,15	1,15
CM*CNF*CIV*CIA*CC	-	-	-	-	2,11	2,06	1,95	1,95
Combinação Máxima	3,04	3,20	3,19	3,19	3,70	3,23	3,08	3,01

(fonte: elaborado pelo autor)

Importante perceber que as minorações causadas nos momentos fletores devido ao coeficiente de faixas do modelo canadense não possui efeito tão acentuado para os esforços cortantes, o que reflete em maiores coeficientes de majoração gerais para a combinação máxima. Já para o caso brasileiro, como já se sabe, estes coeficientes não se alteram, e sendo assim majoram os esforços de modo proporcionalmente igual entre momentos fletores e esforços cortantes.

Outro ponto a ser analisado se refere a contribuição, em relação ao valor de corte devido à combinação máxima, que se apresentam relativamente semelhantes entre as abordagens, a exceção das vigas externas onde a metodologia canadense apresenta valores maiores. Deste modo é necessário perceber que a norma canadense fornece valores mais uniformes da colaboração dos esforços cortantes e momentos fletores para todas as vigas em relação aos valores máximos, enquanto a norma brasileira apresenta este equilíbrio apenas para os esforços cortantes.

No que se refere aos esforços cortantes distribuídos nas seções, o modelo brasileiro apresenta as mesmas características dos momentos fletores, onde as vigas externas apresentam valores consideravelmente maiores que as vigas internas. O modelo canadense, por outro lado, apresenta esforços devido ao corte, de modo geral, maiores nas vigas externas, ao contrário do que ocorre nos momentos fletores.

Em termos de valores absolutos na combinação máxima, conforme mostra a tabela 28 abaixo, a norma brasileira passa a apresentar os maiores valores de esforço cortante para cada seção nas vigas externas. Já nas vigas internas a norma canadense passa a apresentar valores maiores, mas com menores influências.

Tabela 28 – Razão entre os esforços cortantes das normas brasileira e canadense ($V_{,máx,B}/V_{,máx,C}$) para a combinação máxima

Seção	VE	VI 1	VI 2	VC
Duas Pistas	1,10	0,98	-	-
Três Pistas	1,06	1,00	1,01	-
Quatro Pistas	1,05	0,96	0,98	0,95

(fonte: elaborado pelo autor)

7.3.3 Armaduras transversais e longitudinais

É prática comum, no projeto de pontes no Brasil, adotar os valores de esforços máximos encontrados para o dimensionamento de todas as vigas, indiferente de sua posição na seção transversal. Por este motivo é necessário apresentar duas diferentes análises dos reflexos causados pelos momentos fletores e esforços cortantes encontrados na aplicação das normas brasileiras e canadenses.

A primeira abordagem a ser verificada é considerando o dimensionamento de acordo com os esforços encontrados para cada viga. Sendo assim, somando-se todas as áreas de armaduras longitudinais e transversais a serem adotadas em cada seção transversal de ponte devido a cada abordagem, apresentam-se as tabelas 29, 30 e 31.

Tabela 29 – Armaduras transversais e longitudinais totais para as vigas da seção com duas pistas

	NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	A_{sw}/s (cm ² /m)	As (cm ²)	A_{sw}/s (cm ² /m)	As (cm ²)
2*VE	26,16	159,14	22,2	135,76
2*VI	22,80	142,36	22,8	136,22
Σ =	48,96	301,50	45,00	271,98

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 30 – Armaduras transversais e longitudinais totais para as vigas da seção com três pistas

	NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	A_{sw}/s (cm ² /m)	As (cm ²)	A_{sw}/s (cm ² /m)	As (cm ²)
2*VE	27,60	161,16	25,66	167,72
2*(VI 1)	26,12	144,58	26,38	151,82
VC	12,96	64,14	12,72	72,96
Σ =	66,68	369,88	64,76	392,50

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 31 – Armaduras transversais e longitudinais totais para as vigas da seção com quatro pistas

	NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	A_{sw}/s (cm ² /m)	A_s (cm ²)	A_{sw}/s (cm ² /m)	A_s (cm ²)
2*VE	25,56	143,36	24,06	152,20
2*(VI 1)	22,56	131,74	23,90	142,14
2*(VI 2)	22,50	116,34	23,32	137,62
VC	11,21	57,18	12,04	129,56
$\Sigma =$	81,83	448,62	83,32	561,52

(fonte: elaborado pelo autor)

A segunda abordagem a ser analisada é utilizar as armaduras máximas calculadas a todas as vigas. Por este motivo se apresenta a tabela 32, que mostra a soma total de áreas de armadura transversal e longitudinal a serem usadas para as seções com duas, três e quatro faixas.

Tabela 32 – Áreas de armaduras transversais e longitudinais a serem adotadas considerando todas as vigas igualmente solicitadas pelo pior caso de cada seção

	NBR 7188:2013		CSA S6-06	
	A_{sw}/s (cm ² /m)	A_s (cm ²)	A_{sw}/s (cm ² /m)	A_s (cm ²)
Duas pistas	52,32	318,28	45,60	271,52
Três pistas	69,00	402,90	65,95	419,30
Quatro pistas	89,46	501,76	84,28	532,70

(fonte: elaborado pelo autor)

Para melhor visualização das comparações entre as armaduras calculadas para cada metodologia, exibe-se a tabela 33 onde encontra-se a razão, entre norma brasileira (A_B) e canadense (A_C), considerando as duas abordagens descritas anteriormente. Na primeira percebe-se que, como era de se esperar de acordo com as solicitações encontradas e apresentadas nas tabelas de 12 a 15, para as seções com duas faixas o método brasileiro é consideravelmente mais conservador, e acentuando-se quando adotado o pior caso de solicitação nas vigas da seção. Neste ponto é necessário perceber que, tanto para os casos considerando dimensionamento individualmente quanto pelo pior caso, as armaduras para esforço cortante são maiores devido ao modelo brasileiro. Já para os momentos fletores, se forem consideradas as solicitações de acordo com as solicitações encontradas em cada viga, o

método brasileiro mostra-se consideravelmente mais econômico, mas aproximando-se do valor devido ao modelo canadense se adotado o pior caso de momento fletor na seção. Isto reflete a situação onde as vigas externas, pela norma brasileira, apresentam valores bem superiores as demais na seção, o que justifica a adoção, no país, das armaduras iguais a todas as vigas devido ao pior caso.

Tabela 33 – Razão das armaduras totais calculadas pela norma brasileira e canadense (A_B/A_C) considerando as solicitações encontradas individualmente por viga e o pior caso de solicitação encontrado dentro todas as vigas da seção

	Individual		Pior Caso	
	A_{sw}/s	A_s	A_{sw}/s	A_s
Duas Pistas	1,09	1,11	1,15	1,17
Três Pistas	1,03	0,94	1,05	0,96
Quatro Pistas	0,98	0,80	1,06	0,94

(fonte: elaborado pelo autor)

É interessante notar, ainda, que as diferenças nas armaduras só se tornam consideráveis na seção com quatro pistas, sendo que quando adotando o pior caso elas apresentam valores muito semelhantes de armaduras. Assim é possível notar que para os piores casos, considerando três e quatro pistas, ambas metodologias apresentam valores com poucas diferenças.

8 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Apesar das diferenças entre os modelos de carga móvel brasileiro (NBR 7188:2013) e canadense (CSA S6-06), não é possível estabelecer uma generalização qual é mais econômico ou conservador. O principal contraste se apresenta, logo em um primeiro momento, na metodologia de cálculo das duas normas, onde a brasileira apresenta uma carga móvel simplificada e de maior facilidade de uso para cálculos manuais, sem considerar mais de um veículo, ainda que podendo ocupar qualquer posição no tabuleiro, enquanto a canadense apresenta dois carregamentos móveis, com coeficientes de impacto aplicáveis a apenas um, e coeficientes de faixas relativos à existência de uma ou mais faixas carregadas.

Ainda que não se possa generalizar qual norma apresenta abordagem mais conservadora ou econômica, é necessário perceber que isto só ocorre devido a uma inversão e a tendência ao modelo brasileiro se tornar mais econômico conforme acrescenta-se faixas a análise. Esta observação se limita ao fato de que, no Brasil, pontes com mais de 4 faixas de tráfego não são comuns, motivo pelo qual não se observou a continuidade do presente estudo em relação ao aumento de faixas.

Levando em consideração que a existência de pontes com duas faixas são as mais comuns, é necessário inferir que, para este caso, a norma brasileira apresenta resultados mais conservadores, enquanto a canadense apresenta resultados mais econômicos. Já considerando três faixas, as normas se equivalem, com pequena diferença nas armaduras a serem adotadas em resposta às solicitações encontradas.

Uma consideração a ser feita se encontra na grande diferença na distribuição dos esforços devido ao uso da NBR 7188:2013, especialmente no que se refere aos momentos fletores conforme acrescentam-se faixas. Isto, porém, reflete a simplicidade da metodologia empregada na norma, que ao mesmo tempo apresenta resultados eficientes ao se comparar com a norma canadense e sua metodologia mais complexa. É necessário observar que a norma brasileira estabelece que o CNF não pode ser inferior a 0,9, o que indica contrariar a tendência a norma brasileira se tornar cada vez mais econômica com a adição de faixas.

REFERÊNCIAS

- ASSAN, A. E. (1999). **Método dos elementos finitos: primeiros passos**. Campinas: Editora da Unicamp.
- BESSA, V. (2014). **ENG 01111 Estruturas de Concreto Armado I - Apostila 2**. Porto Alegre: UFRGS.
- BESSA, V. M. (2014). **ENG 01111 Estruturas de Concreto Armado I - Apostila 1**. Porto Alegre: UFRGS.
- CAMPANARI, F. A. (1985). **Teoria das estruturas, v. 2**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois.
- CHEN, W.-F., & DUAN, L. (2014). **Handbook of International Bridge Engineering**. Boca Raton: CRC Press.
- COMPUTERS AND STRUCTURES, I. (2011). **CSI Analysis Reference Manual**. Berkeley.
- ECKLER, J. F., & CHING, F. D. (2014). **Introdução à arquitetura**. Porto Alegre: Bookman.
- LEONHARDT, F. (1982). **Construções de concreto, v. 6: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Rio de Janeiro: Interciência.
- MAGALHÃES DE SOUZA, R. (2003). **O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. Belém.
- MARCHETTI, O. (2008). **Pontes de concreto armado**. São Paulo: Blucher.
- MASON, J. (1976). **Pontes metálicas e mistas em viga reta: projeto e cálculo**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
- MASON, J. (1977). **Pontes em concreto armado e protendido**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
- MEYBOOM, J. (2014). Bridge Engineering in Canada. Em W.-F. Chen, & L. Duan, **Handbook of International Bridge Engineering** (p. 1 a 42). Boca Raton: CRC Press.
- PFEIL, W. (1979). **Pontes em concreto armado: elementos de projetos, solicitações, dimensionamento**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos.
- ROWE, R. E. (1976). **Concrete Bridge Design**. London: Applied Science Publishers.
- VASCONCELOS, A. C. (1993). **Pontes brasileiras - viadutos e passarelas notáveis**. São Paulo: Pini.
- VASCONCELOS, C. A., MARCHESINI, L. G., & TIMERMAN, J. (2014). Bridge Engineering in Brazil. Em W.-F. Chen, & L. Duan, **Handbook of International Bridge Engineering** (p. 177 a 200). Boca Raton: CRC Press.

ALVES, M. P. C. (2012) **Modelação de sobrecargas rodoviárias. Estudo comparativo entre diferentes normas**, 91 páginas. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia na Área de Especialização em Estruturas, Instituto Superior de Engenharia Lisboa. Lisboa, Portugal, 2012.

SANTOS, M. F. (2003) **Contribuição ao estudo de combinação de veículos de carga sobre pontes rodoviárias de concreto**, 152 páginas. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2003.

CORREIA, T. S. N. (2015) **Modelagem de estruturas de Pontes no programa SAP2000N: Principais recomendações da AASHTO**, 69 páginas. Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Pós Graduação em Engenharia Estrutural do Centro Universitário Augusto Motta como requisito parcial à obtenção ao título de Especialista, Centro Universitário Augusto Motta. Rio de Janeiro, 2015

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 7480**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

WIKIPEDIA, A enciclopédia livre. **Thousand Islands Bridge**. Disponível em: <https://en.wikipedia.org/wiki/Thousand_Islands_Bridge>. Acesso em: 27 mar. 2016.

WIKIPEDIA, A enciclopédia livre. **Confederation Bridge**. Disponível em: <https://en.wikipedia.org/wiki/Confederation_Bridge>. Acesso em: 27 mar. 2016.

WIKIPEDIA, A enciclopédia livre. **Ponte Rio-Niterói**. Disponível em: <https://pt.wikipedia.org/wiki/Ponte_Rio-Niter%C3%B3i>. Acesso em: 27 mar. 2016.

COMPUTER AND STRUCTURES, Inc. Portugal. **CSi Bridge: Características e funcionalidades**. Disponível em: <<http://www.csiportugal.com/software-features/4/csi-bridge>>. Acesso em: 13 nov. 2016.