

**Universidade de São Paulo**  
**Escola de Engenharia de São Carlos**  
**Departamento de Engenharia de Estruturas**

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO EFEITO DE  
COMBINAÇÃO DE VEÍCULOS DE CARGA SOBRE  
PONTES RODOVIÁRIAS DE CONCRETO**

**ENGº MARCELO FERREIRA DOS SANTOS**

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.

**ORIENTADOR: MOUNIR KHALIL EL DEBS**

São Carlos,  
2003

*A meu pai, meu grande mestre,  
amigo e incentivador.*

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Professor Mounir Khalil El Debs, pela excelente orientação, comprometimento e amizade demonstrada ao longo deste trabalho.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, pela bolsa de estudo concedida.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, em especial a Maria Nadir Minatel pela sua dedicação e boa vontade.

Aos Professores Sérgio Salles e Amilton Pinto, pelo apoio fundamental nos primeiros momentos.

Aos amigos Sérgio Santurian e Cláudio Watanabe, pelos esclarecimentos em horas cruciais.

Ao Engenheiro Catão Ribeiro, pela disponibilidade em compartilhar a sua experiência profissional.

A toda a minha família, que esteve presente em mais essa etapa da minha formação, nas pessoas da minha prima Anália e do meu irmão Sérgio, pela ajuda no período de adaptação.

A Milena, pelo incentivo, paciência e compreensão nos momentos mais difíceis.

Finalmente, a meu pai, a quem recorri incontáveis vezes, buscando a solução de todas as dúvidas surgidas ao longo do trabalho.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>V</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>VII</b>
<b>LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....</b>	<b>IX</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	<b>X</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>XIII</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>XIV</b>
<b>CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1    PRELIMINARES.....	1
1.2    OBJETIVOS .....	3
1.3    JUSTIFICATIVA .....	3
1.4    METODOLOGIA .....	6
1.5    APRESENTAÇÃO DO TRABALHO .....	9
<b>CAPÍTULO 2 - NORMAS E CÓDIGOS .....</b>	<b>11</b>
2.1    PRELIMINARES.....	11
2.2    NORMA BRASILEIRA.....	12
2.2.1    Breve Histórico .....	12
2.2.2    Carga Móvel.....	14
2.2.3    Coeficiente de Impacto.....	15
2.2.4    Fadiga.....	16
2.2.5    Carga de Pedestre .....	16
2.2.6    Combinações de Ações .....	16
2.3    NORMA AMERICANA .....	17
2.3.1    Determinação do Número de Faixas .....	18
2.3.2    Carga Móvel Segundo a <i>Standard Specifications</i> .....	19
2.3.3    Carga Móvel Segundo a <i>LRFD Specifications</i> .....	21

2.3.4	Coeficiente de Impacto.....	23
2.3.5	Fadiga.....	24
2.3.6	Carga de Pedestre.....	24
2.3.7	Combinações de Ações.....	25
2.4	NORMA CANADENSE.....	33
2.4.1	Determinação do Número de faixas.....	33
2.4.2	Carregamentos Móveis.....	34
2.4.3	Coeficiente de Impacto.....	36
2.4.4	Carga de Pedestre.....	36
2.4.5	Carregamento de Manutenção.....	37
2.5	NORMA AUSTRALIANA.....	38
2.5.1	<i>T44 Truck</i> .....	39
2.5.2	<i>L44 Lane</i> .....	39
2.5.3	<i>Heavy Load Platform</i> .....	40
2.5.4	Número de Faixas de Projeto.....	43
2.5.5	Coeficientes de Modificação para Pontes de Múltiplas Faixas Carregadas.....	44
2.5.6	Carga de Pedestre.....	45
2.5.7	Coeficientes de Ponderação.....	46
2.5.8	Efeito da Carga Dinâmica.....	47
2.6	<i>EUROCODE</i> .....	48
2.6.1	Classificação das Ações.....	49
2.6.2	Campo de Aplicação.....	49
2.6.3	Determinação das Faixas de Tráfego.....	49
2.6.4	Modelos de Carga.....	50
2.6.5	Modelos de Carregamentos para Fadiga.....	54
2.6.6	Carga de Pedestre.....	58
2.6.7	Coeficientes de Ponderação.....	58
2.7	NORMA ALEMÃ.....	59
2.7.1	Modelos de Carga.....	59
2.7.2	Modelos de Carregamentos para Fadiga.....	60
2.7.3	Cargas de Pedestre.....	60
2.7.4	Coeficientes de Ponderação.....	60
2.8	SÍNTESE DAS NORMAS ESTUDADAS.....	60

### **CAPÍTULO 3 - ANÁLISE DAS CONSEQÜÊNCIAS DAS CVCs ATRAVÉS DE COMPARAÇÃO ENTRE ESFORÇOS SOLICITANTES..... 67**

3.1	PRELIMINARES.....	67
3.2	SÍNTESE DE ESTUDO ANTERIOR.....	69

3.2.1	Definição da Carga Móvel .....	69
3.2.2	Quantificação da Segurança .....	70
3.2.3	Cadastro das Obras Existentes.....	71
3.2.4	Casos Analisados.....	71
3.2.5	Cálculo dos Esforços Solicitantes .....	79
3.2.6	Comparação dos Esforços Solicitantes.....	80
3.2.7	Recomendações para Tomadas de Decisão .....	83
3.3	ESTUDO DE CASOS ESPECIAIS .....	85
3.3.1	Ponte Esconsa 01.....	86
3.3.2	Ponte Esconsa 02.....	93
3.3.3	Ponte Curva.....	99
3.3.4	Alternativa para Limitação do PBTC das CVCs .....	107
<b>CAPÍTULO 4 - ANÁLISE DAS CONSEQÜÊNCIAS DAS CVCs ATRAVÉS DA VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE PORTANTE DE UM PROJETO TÍPICO .....</b>		<b>110</b>
4.1	PRELIMINARES .....	110
4.2	DESCRIÇÃO DA PONTE.....	111
4.3	MODELAGEM DA SUPERESTRUTURA .....	112
4.4	PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS.....	112
4.5	DETERMINAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES .....	114
4.6	VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE PORTANTE.....	117
4.6.1	Dimensionamento da Armadura Longitudinal .....	117
4.6.2	Verificação do Estado Limite Último de Fadiga da Armadura Longitudinal.....	118
4.6.3	Controle de Fissuração .....	119
4.6.4	Dimensionamento da Armadura Transversal .....	121
4.6.5	Verificação do Estado Limite Último de Fadiga da Armadura Transversal.....	123
<b>CAPÍTULO 5 - EXPERIÊNCIA INTERNACIONAL .....</b>		<b>127</b>
5.1	PRELIMINARES .....	127
5.2	EXPERIÊNCIA AMERICANA .....	130
5.2.1	Uso da <i>Bridge Formula</i> .....	131
5.3	EXPERIÊNCIA ALEMÃ .....	135
5.3.1	Escolha das Seções Transversais Típicas .....	137
5.3.2	Composição do Carregamento Móvel.....	137
5.3.3	Carregamentos Pesquisados .....	138
5.3.4	Sistemas Estáticos Pesquisados.....	140
5.3.5	Cálculo das Solicitações.....	140

5.3.6	Avaliação dos Resultados.....	141
<b>CAPÍTULO 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES .....</b>		<b>145</b>
6.1	CONCLUSÕES .....	145
6.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	148
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>		<b>149</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Bi-Trem 74 t [EL DEBS <i>et al.</i> (2001)] .....	2
Figura 2.1 - Carga Tipo - Via Anchieta [MORAES <i>et al.</i> (1994)] .....	13
Figura 2.2 – Disposição dos Carregamentos [MORAES <i>et al.</i> (1994)] .....	14
Figura 2.3 - Veículo HS20-44 [PCI (1997)].....	19
Figura 2.4 - Carga Linear Equivalente [PCI(1997)].....	20
Figura 2.5 - <i>Alternate Military Loading</i> [PCI (1997)].....	21
Figura 2.6 - <i>Design Tandem</i> [PCI (1997)] .....	21
Figura 2.7 - <i>Design Lane Load</i> [PCI (1997)] .....	22
Figura 2.8 - <i>OHBDC Truck</i> [OHBDC (1991)] .....	34
Figura 2.9 - Veículo de Manutenção [OHBDC (1991)].....	38
Figura 2.10 - Carregamento <i>T44-Truck</i> [ABDC (1992)] .....	39
Figura 2.11 - Carregamento <i>L44-Lane</i> [ABDC (1992)].....	40
Figura 2.12 - Carregamento <i>Heavy Load Platform</i> [ABDC (1992)].....	41
Figura 2.13 - Carga de Pedestre [ABDC (1992)] .....	45
Figura 2.14 –Modelo 1 [EC1 (1991)].....	51
Figura 2.15 - Modelo 2 [EC1 (1991)] .....	52
Figura 2.16 - Modelo 3 [EC1 (1991)] .....	57
Figura 2.17 - Seção Transversal.....	61
Figura 2.18 - Esquema Longitudinal.....	62
Figura 2.19 - Esquema da Modelagem.....	62
Figura 3.1 - Combinações de Veículos de Carga (CVCs).....	68
Figura 3.2 – Momento Fletor Positivo – Vão Contínuo de dois Tramos [EL DEBS <i>et al.</i> (2001)] .....	81
Figura 3.3 - Momento Fletor Negativo – Vão Contínuo de dois Tramos [EL DEBS <i>et al.</i> (2001)].....	81
Figura 3.4 - Momento Fletor – Vão Isostático sem Balanços [EL DEBS <i>et al.</i> (2001)] .....	82
Figura 3.5 - Momento Fletor – Vão Isostático Seção Celular [EL DEBS <i>et al.</i> (2001)].....	82
Figura 3.6 - Seção Transversal – Ponte Esconsa 01 .....	87
Figura 3.7 - Planta da Estrutura – Ponte Esconsa 01 .....	87
Figura 3.8 - Esquema do Modelo de Cálculo – Ponte Esconsa 01 .....	87
Figura 3.9 - Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Móvel – Ponte Esconsa 01 .....	92
Figura 3.10 – Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Total – Ponte Esconsa 01.....	92
Figura 3.11 - Seção Transversal – Ponte Esconsa 02.....	93
Figura 3.12 - Esquema do Modelo de Cálculo – Ponte Esconsa 02.....	94
Figura 3.13 - Cálculo da Largura Colaborante da Laje .....	94
Figura 3.14 - Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Móvel – Ponte Esconsa 02 .....	98
Figura 3.15 – Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Total – Ponte Esconsa 02.....	98



Figura 3.16 - Seção Transversal da Ponte Curva .....	99
Figura 3.17 - Esquema da Modelagem - Ponte Curva.....	100
Figura 3.18 - Forças nas Nervuras Devido ao Carregamento Permanente.....	104
Figura 3.19 - Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Móvel – Ponte Curva.....	106
Figura 3.20 – Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Total – Ponte Curva.....	106
Figura 4.1 - Seção Transversal do Projeto Típico .....	111
Figura 4.2 – Meia Planta do Projeto Típico .....	111
Figura 4.3 – Meio Corte Longitudinal do Projeto Típico.....	112
Figura 4.4 – Esquema da Modelagem da Superestrutura .....	112
Figura 5.1 –Eixos a Serem Analisados Pela <i>Brige Formula</i> .....	132
Figura 5.2 - Exemplo de Verificação do Peso de um Veículo Através da <i>Bridge Formula</i> .....	133
Figura 5.3 – Veículo 44t-Fzk [GÖHLER & STRAUB (1998)] .....	138

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Carregamentos da NB-6/60 .....	15
TABELA 2.2 – Carregamentos da NBR-7188/84.....	15
TABELA 2.3 – Percentuais para Carregamentos de Múltiplas Faixas da <i>Standard Specifications</i> .....	18
TABELA 2.4 – Coeficiente da <i>LFRD Specifications</i> para Carregamentos de Múltiplas Faixas.....	19
TABELA 2.5 – Coeficientes $\gamma$ e $\beta$ da AASHTO.....	29
TABELA 2.6 - Coeficientes de Carga.....	30
TABELA 2.7 - Combinações x Estados Limites.....	31
TABELA 2.8 - Determinação do Número de Faixas .....	33
TABELA 2.9 - Coeficiente de Modificação para Carregamentos de Múltiplas Faixas .....	34
TABELA 2.10 - Valores de Coeficientes de Impacto segundo a OHBDC .....	36
TABELA 2.11 – Classe das Rodovias da Norma Australiana .....	42
TABELA 2.12 - Coeficientes de Modificação de Carga.....	45
TABELA 2.13 - Coeficientes de Ponderação da Norma Australiana.....	46
TABELA 2.14- Determinação das Faixas de Tráfego Segundo o <i>Eurocode</i> .....	50
TABELA 2.15 – Cargas por Faixa de Tráfego.....	51
TABELA 2.16 – Configurações do Modelo 3.....	53
TABELA 2.17 - Geometria do Modelo 3.....	54
TABELA 2.18 - Modelo 2 - Parte 1 .....	55
TABELA 2.19 - Grupo de Veículos.....	56
TABELA 2.20 - Distância entre Rodas e Geometria .....	57
TABELA 2.21 – Coeficientes $\psi$ das Ações segundo EC1 (1991) .....	59
TABELA 2.22 – Resumo das Cargas Permanentes: Exemplo Numérico .....	62
TABELA 2.23 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Americana: Exemplo Numérico .....	63
TABELA 2.24 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Canadense: Exemplo Numérico.....	63
TABELA 2.25 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Australiana: Exemplo Numérico .....	63
TABELA 2.26 – Resumo das Cargas Móveis do <i>Eurocode</i> : Exemplo Numérico .....	64
TABELA 2.27 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Alemã: Exemplo Numérico .....	64
TABELA 2.28 – Resumo das Solicitações: Exemplo Numérico .....	64
TABELA 2.29 – Coeficientes de Ponderação: Exemplo Numérico.....	65
TABELA 2.30 – Resumo das Solicitações de Cálculo: Exemplo Numérico .....	65
TABELA 3.1 – Características Geométricas: Pontes de Laje .....	72
TABELA 3.2 – Características Geométricas – Ponte de Viga (2 Vigas) .....	73
TABELA 3.3 - Características Geométricas – Ponte de Viga (5 Vigas).....	77
TABELA 3.4 - Características Geométricas – Viga de Seção Celular.....	79
TABELA 3.5 - Propriedades Geométricas das Barras da Ponte Esconsa 01.....	88
TABELA 3.6 - Cargas Permanentes da Ponte Esconsa 01.....	89

TABELA 3.7 - Carregamento TB36 da Ponte Esconsa 01 .....	90
TABELA 3.8 – Carregamento das CVCs da Ponte Esconsa 01 .....	91
TABELA 3.9 – Resumo das Solicitações da Ponte Esconsa 01 .....	91
TABELA 3.10 - Propriedades Geométricas das Barras da Ponte Esconsa 02 .....	95
TABELA 3.11 - Cargas Permanentes da Ponte Esconsa 02.....	96
TABELA 3.12 - Carregamento TB45 da Ponte Esconsa 02 .....	96
TABELA 3.13 – Carregamento das CVCs da Ponte Esconsa 02.....	97
TABELA 3.14 – Resumo das Solicitações da Ponte Esconsa 02.....	97
TABELA 3.15 - Cargas Permanentes da Ponte Curva.....	101
TABELA 3.16 - Carregamento TB45 da Ponte Curva.....	101
TABELA 3.17 – Carregamento das CVCs da Ponte Curva.....	102
TABELA 3.18 – Integração das Forças das Lajes Superior e Inferior da Ponte Curva.....	103
TABELA 3.19 – Resumo das Resultantes de Tração e de Compressão – Carga Permanente .....	104
TABELA 3.20 – Cálculo do Momento Fletor – Carga Permanente.....	104
TABELA 3.21 – Resumo das Solicitações da Ponte Curva .....	105
TABELA 3.22 – Peso Corrigido das Cargas por Roda do RT74/20.....	107
TABELA 3.23 – Peso Corrigido do RT74/20 para a Ponte Esconsa 01 .....	108
TABELA 3.24 – Solicitações Provocadas pela RT 74/20 após Correção do PBTC .....	108
TABELA 4.1 - Propriedades Geométricas das Vigas Principais do Projeto Típico.....	113
TABELA 4.2 – Propriedades Geométricas das Transversinas do Projeto Típico .....	113
TABELA 4.3 - Carregamento Permanente do Projeto Típico.....	114
TABELA 4.4 - Carregamento Móvel da Classe 36: Projeto Típico.....	115
TABELA 4.5 – Carregamento Móvel da CVC: Projeto Típico .....	115
TABELA 4.6 – Resumo de Momento Fletor do Projeto Típico (kN.m).....	116
TABELA 4.7 – Resumo de Força Cortante do Projeto Típico (kN) .....	116
TABELA 4.8 - Dimensionamento da Armadura Longitudinal do Projeto Típico .....	118
TABELA 4.9 – Verificação do Estado Limite Último de Fadiga do Projeto Típico.....	119
TABELA 4.10 – Verificação do Controle da Fissuração do Projeto Típico .....	120
TABELA 4.11 – Comparação da Armadura Longitudinal do Projeto Típico.....	121
TABELA 4.12 - Dimensionamento da Armadura Transversal do Projeto Típico .....	123
TABELA 4.13 – Verificação da Fadiga da Armadura Transversal do Projeto Típico .....	124
TABELA 4.14 – Comparação da Armadura Transversal do Projeto Típico.....	125
TABELA 4.15 –Número de Ciclos Limite para a Armadura Transversal do Projeto Típico.....	125
TABELA 4.16 – Número de Ciclos Esperados para Tráfego Pesado Segundo o <i>Eurocode</i> .....	126
TABELA 5.1 –Cargas Admissíveis Utilizando a Proposta de Modificação da <i>Bridge Formula</i> .....	135
TABELA 5.2 – Sistemas Estruturais Analisados no Relatório Técnico da Alemanha .....	137

**LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABDC	- Austroads Bridge Design Code
AS	- Australian Standards
BRASS	- Bridge Rating and Analysis of Structural System
BMS	- Bridge Management System
CBT	- Código de Trânsito Brasileiro
CEB	- Comitê Euro-Internacional du Béton
CONTRAN	- Conselho Nacional de Trânsito
CVC	- Combinação de Veículos de Carga
DER	- Departamento de Estradas de Rodagem
DERSA	- Desenvolvimento Rodoviário Sociedade Anônima
DIN	- Deutsche Industrie Normen
EC1	- Eurocode 1, Teil 3
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
FIB	- Fédération Internationale du Béton
FIP	- Fédération Internationale du Précontrainte
LRFD	- Load and Resistance Factor Design
NB	- Norma Brasileira
NBR	- Norma Brasileira Registrada
OAE	- Obras de Arte Especiais
OHBDC	- Ontário Highway Bridge Design Code
PBTC	- Peso Bruto Total Combinado
PCI	- Precast/Prestressed Concrete Institute
STRAP	- Structural Analysis Program
SVT	- Serviço Técnico da Via Anchieta
USP	- Universidade de São Paulo

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	- ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural
$\alpha_s$	- coeficiente de equivalência entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto
$\Delta_{fsd, fad}$	- variação de tensões admissível para as armaduras longitudinal e transversal
$ \Delta\sigma_s $	- módulo da variação de tensões nas armaduras
$\epsilon_{cd}$	- deformação última do concreto à compressão
$\epsilon_{sd}$	- deformação última do aço à tração
$\varphi$	- coeficiente de impacto
$\gamma_c$	- coeficiente de minoração de resistência do concreto
$\gamma_f$	- coeficiente de ponderação das ações
$\gamma_s$	- coeficiente de minoração de resistência do aço
$\sigma_{smax}$	- tensão máxima na armadura longitudinal
$\sigma_{smin}$	- tensão mínima na armadura longitudinal
$\sigma_{swmax}$	- tensão máxima na armadura transversal
$\sigma_{smin}$	- tensão mínima na armadura transversal
$\phi$	- ângulo de inclinação entre as diagonais de compressão
$\psi$	- coeficiente de ponderação utilizado para as cargas móveis nas verificações das cargas de serviço
$A_{s1}$	- área de aço da armadura longitudinal inferior
$A_{s2}$	- área de aço da armadura longitudinal superior
$A_{sw}$	- área de aço da armadura transversal
$b_f$	- largura colaborante da laje
$b_w$	- largura da nervura das vigas com seção T ou retangular

$d$	- altura útil da seção, igual à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura longitudinal
$d'$	- distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada à borda tracionada
$f_{cd}$	- resistência de cálculo do concreto à compressão
$f_{ck}$	- resistência característica do concreto à compressão
$f_{ctk}$	- resistência característica do concreto à tração
$f_{yd}$	- tensão de escoamento de cálculo da armadura de tração
$f_{yk}$	- tensão de escoamento característica da armadura de tração
$f_{ywd}$	- tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal
$f_{ywk}$	- tensão de escoamento característica da armadura transversal
$h$	- altura total da seção do elemento estrutural
$h_f$	- espessura da mesa colaborante
$m$	- coeficiente de multiplicação para carregamento de múltiplas faixas
$M_{gk}$	- momento fletor característico devido às cargas permanentes
$M_{qk}$	- momento fletor característico devido às cargas móveis
$M_d$	- momento fletor de cálculo
$M_{dmax}$	- momento fletor máximo utilizado nas verificações das cargas de serviço
$M_{dmin}$	- momento fletor mínimo utilizado nas verificações das cargas de serviço
$q$	- carga móvel uniformemente distribuída
$Q$	- carga móvel do veículo
$s$	- espaçamento entre elementos da armadura transversal, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural
$S_{gk}$	- solicitação característica devida às cargas permanentes
$S_{qk}$	- solicitação característica devida às cargas móveis
$V_c$	- parcela de força cortante absorvida pelo concreto
$V_{gk}$	- força cortante característica devida às cargas permanentes

- $V_{qk}$  - força cortante característica devida às cargas móveis
- $V_{d \max}$  - força cortante máxima utilizada nas verificações das cargas de serviço
- $V_{d \min}$  - força cortante mínima utilizada nas verificações das cargas de serviço
- $V_{Rd2}$  - força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
- $V_{Rd3}$  - força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal
- $V_{SD}$  - força cortante de cálculo
- $V_{sw}$  - parcela de força cortante absorvida pela armadura transversal
- $w$  - largura de pista carregada
- $x$  - profundidade da linha neutra

## RESUMO

SANTOS, M. F. (2003). *Contribuição ao estudo do efeito de combinação de veículos de carga sobre pontes rodoviárias de concreto*. São Carlos, 2003. 152p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O crescente desenvolvimento na indústria de transporte tornou-se um tema de pesquisa em diversos países, uma vez que as obras de arte especiais até então construídas não foram projetadas para as elevadas cargas atualmente transportadas. Mostra-se necessária uma reavaliação de como a ação do carregamento móvel é levada em consideração. Dessa forma, elaborou-se um estudo de normas e códigos de diversos países sobre o tema. Definem-se algumas combinações de veículos de cargas (CVCs) e analisam-se as conseqüências e a viabilidade do tráfego das mesmas. Essa análise é realizada através da comparação dos esforços solicitantes provocados pelas CVCs e pelos veículos previstos por normas em diversos sistemas estruturais e por meio da verificação da capacidade portante de um projeto típico. Objetivando-se encontrar uma solução que se adequasse à realidade brasileira, é elaborado um estudo sobre como outros países vêm tratando a questão das combinações de veículos de cargas especiais. Ao final do trabalho, constata-se a existência de CVCs que, apesar de atenderem às exigências estabelecidas pelo Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN), são incompatíveis com as pontes da malha viária nacional.

Palavras-chave: pontes de concreto; combinações de veículos de cargas; CVCs; cargas especiais; estudo de viabilidade.



## ABSTRACT

SANTOS, M. F. (2003). *Contribution to the study of the impact of special loads vehicles on highway concrete bridges*. São Carlos, 2003. 152p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

The increasing development in the transport industry has become a research topic in several countries, once the bridges constructions built to date were not originally designed to support the ever increasing heavy loads nowadays being transported. It is thus necessary a re-evaluation of how the action of live loading is taken in consideration. A study of the codes and specifications of several countries is elaborated. It is defined some cases of combinations of special load vehicles (CVCs) and it is analyzed the consequences and viability of their traffic. This analyses is done by comparing the efforts caused by the CVC's to the other normative vehicles in various structural systems and by the verification of the strength capacity of a typical project. In order to find a solution in accordance with the Brazilian reality, a study is elaborated on how other countries manage the combinations of special load vehicles issue. Among other conclusions of this research, it is worth noting that there are CVC's that attend the standards established by the National Council of Transportation (CONTRAN) but are not compatible with the bridges of national roads.

Key words: Concrete bridges, combination of load vehicles, CVCs; special loads, viability study.

# Capítulo 1 - Introdução

---

## 1.1 Preliminares

O Brasil experimentou o seu maior desenvolvimento na construção da malha rodoviária nas décadas de 60 e 70. As pontes então construídas nas rodovias estaduais e federais tiveram, em sua grande maioria, como cargas de projeto, os trens-tipos normatizados correspondentes às classes 24 e 36 da então NB-6 – Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias. Além das classes já mencionadas, a norma ainda estabelecia a classe 12. Até então, o peso bruto total permitido para veículos era de 360 kN.

Porém, a ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), em 1984, publicou a NBR-7188 – Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas para Pedestres. As classes 24 e 36 foram substituídas pelas classes 30 e 45 respectivamente e a carga máxima para as rodovias aumentou para 450 kN. Mais recentemente, o Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN) estabeleceu, através da resolução 68/98, Combinações de Veículos de Carga (CVCs), que permitem o tráfego de veículos em rodovias com cargas de até 740 kN.

Por se tratarem de combinações que possuem um peso bruto total superior ao permitido pelo veículo hipotético previsto pela NBR-7188/84, a resolução acima mencionada provocou uma discussão a cerca da viabilidade do tráfego dessas CVCs sobre as obras de arte existentes.

Conforme será constatado ao longo deste trabalho, o crescente desenvolvimento na indústria de transportes e o conseqüente aumento das cargas transportadas pelos veículos ocasionando um desgaste maior do que o previsto tanto para a pavimentação quanto para as obras de arte especiais, não é um problema restrito ao estado de São Paulo. Trata-se de um problema global, verificado não só nas rodovias brasileiras como também em outros países como os Estados Unidos e vários países europeus.

EL DEBS *et al.* (2001) iniciaram a análise das conseqüências dessa nova resolução a através de uma prestação de serviços que o Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP) realizou para o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER-SP), embora nenhuma pesquisa relativa ao tema tenha sido realizada no Brasil.

Naquela análise, elaborou-se um Relatório Técnico onde foram comparadas as solicitações provocadas pelas CVCs e pelos veículos previstos por norma sobre sistemas estruturais mais comuns existentes na malha rodoviária do estado de São Paulo. A figura 1.1 descreve uma das combinações analisadas no estudo.

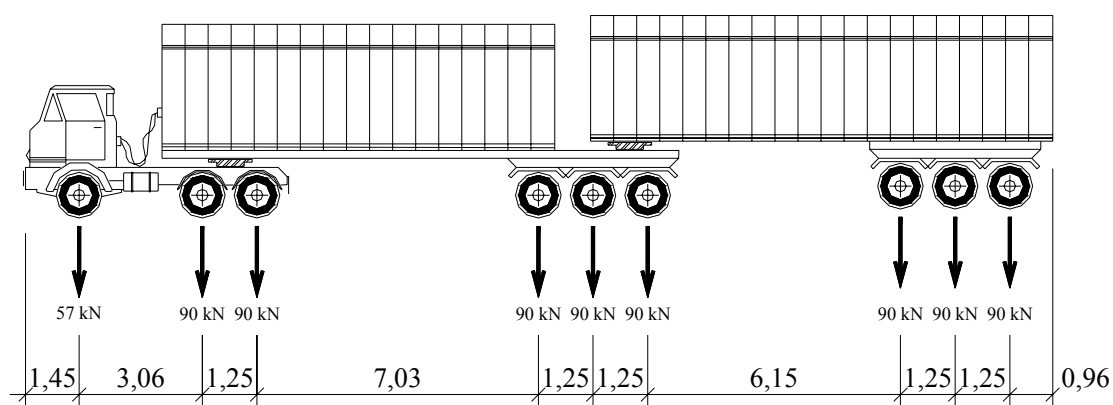


Figura 1.1 - Bi-Trem 74 t [EL DEBS *et al.* (2001)]

A descrição detalhada sobre o Relatório constando os casos analisados, dificuldades encontradas na sua elaboração, tipos de estruturas, veículos e normas

utilizadas na análise, assim como uma ampliação do mesmo será um dos objetivos deste trabalho conforme será descrito posteriormente.

## 1.2 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é contribuir ao estudo do efeito de Combinações de Veículos de Carga sobre as pontes. Os objetivos específicos são os seguintes:

- elaboração de um levantamento sobre como é tratada a ação do carregamento móvel por outros países;
- análise comparativa dos esforços solicitantes provocados pelos veículos previstos por norma e pelas CVCs, para diversos sistemas estruturais;
- estudo sobre a viabilidade do tráfego das CVCs, através da verificação da capacidade portante de um caso particular de uma ponte existente, levando-se em consideração as prescrições das normas atuais;
- apresentar uma síntese sobre as alternativas adotadas por outros países para a resolução do seguinte impasse: veículos normativos *versus* crescente aumento das cargas transportadas por veículos reais.

## 1.3 Justificativa

Estudos sobre o efeito da passagem de veículos mais pesados do que os previstos por norma em outros países já têm sido realizados desde a década de 50. Nos Estados Unidos, por exemplo, esses estudos foram motivados pelo interesse das transportadoras na otimização de seus serviços com o emprego de veículos de maior capacidade. Atualmente, existe uma pressão por parte das transportadoras para que os Departamentos Estaduais de Transportes possuam autonomia em relação ao governo federal na determinação das limitações de peso dos veículos.

No Brasil, esta autonomia já se apresenta no estado de São Paulo. De acordo com a Portaria-SUP/DER 36/2002 de 12/04/2002, do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, de conformidade com os incisos IV e VI do artigo

18, do Regulamento Básico do DER, aprovado pelo Decreto nº 26.673, de 28/01/1987, bem como no disposto no inciso II do artigo 21 da Lei nº 9.503, de 23/09/1997, aprova a Norma para Concessão de Autorização Especial de Trânsito de CVC constante de fls. 28 a 34 do Expediente nº 9-80.242-17/DER/2001.

Esta norma regulamenta o uso da malha rodoviária estadual para as CVC's de que trata a Resolução nº 68, de 23/09/1998, alterada pela Resolução nº 76, de 19/11/1998, ambas do CONTRAN aplicando-se, inclusive, às rodovias estaduais concedidas e às sob jurisdição da DERSA, atendendo-se às disposições dos respectivos contratos de concessão e de delegação.

Para efeito desta Norma, é levado em consideração o Código de Trânsito Brasileiro - CTB, as Resoluções do CONTRAN, as Normas do DER específicas e, na falta dessas, as Normas Internacionais pertinentes.

De acordo com o Capítulo III da Norma, "DAS CONDIÇÕES PARA EXIGÊNCIA E APRESENTAÇÃO DE ESTUDOS DE VIABILIDADE PARA OBRAS-DE-ARTE ESPECIAIS – OAE", a compatibilidade entre as CVCs e as obras de arte obedecerá aos seguintes critérios:

*I – Não haverá restrições para a transposição de obras de arte, em estado normal de conservação, por CVCs com comprimento igual ou superior a 18,00 m e 57 t de PBTC, exceto aquelas estabelecidas através de portarias e comunicados do DER.*

*II – A transposição de obras de arte classe 36 ou superior, em estado normal de conservação, por CVC's de PBTC igual ou inferior 74 t e comprimento igual ou superior a 25m será autorizada mediante a apresentação de laudo técnico emitido por empresa de engenharia especializada, às expensas do interessado, contemplando os procedimentos a) e b) da Metodologia de Análise.*

*III – A transposição de obras de arte classe inferior a 36, em estado normal de conservação, por CVC's de 74 t de PBTC e comprimento igual ou superior a 25m será autorizada mediante a apresentação de laudo técnico emitido por empresa de engenharia especializada, às expensas do*

*interessado, contemplando todos os procedimentos da Metodologia de Análise.*

*IV – A transposição de obras de arte classe 45, em estado normal de conservação, por CVC's de 74 t de PBTC e comprimento inferior a 25m para qualquer sistema estrutural com vão igual ou inferior a 25m, exceto laje contínua, será autorizada mediante a apresentação de laudo técnico emitido por empresa de engenharia especializada, as expensas do interessado, contemplando os procedimentos a) e b) da Metodologia de Análise. Para sistema estrutural em laje contínua e outros sistemas estruturais com vão superior a 25m, classe 45 ou inferior, a transposição dessas CVCs será autorizada mediante apresentação de laudo técnico emitido por empresa de engenharia especializada, as expensas do interessado, contemplando todos os procedimentos da Metodologia de Análise.*

*V – Os laudos técnicos exigidos nos incisos II e III deverão ser fornecidos ao DER pelo interessado, no prazo máximo de 4 (quatro) meses a contar da data da publicação da portaria que aprove esta norma, assegurada a circulação das CVCs em referência, em idêntico prazo.*

*Parágrafo único – A Metodologia de Análise a que se refere este artigo consistirá:*

- a) Viabilidade geométrica do percurso;*
- b) Identificação da classe das obras de arte com comprovação fotográfica;*
- c) Vistoria e análise do projeto estrutural da obra. Em não havendo projeto a análise deverá ser feita no campo, com base em levantamento geométrico dos elementos estruturais da obra em questão;*
- d) Análise comparativa de esforços provocados pela carga móvel normativa referente à classe da obra, com os esforços provocados pela CVC, trafegando em conjunto com a carga distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup>, nas posições mais desfavoráveis; e*
- e) Relatório conclusivo e satisfatório permitindo o transporte da carga ou indicando as providências necessárias para possibilitar o transporte.”*

Os critérios para elaboração da Norma descrita baseiam-se no Relatório Técnico, “Análise das Conseqüências do Tráfego de CVCs (Combinações de Veículos de Carga) Sobre as Obras de Arte Especiais da Rede Viária do DER-SP”,

executado pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, conforme mencionado anteriormente.

Assim como em outros países, percebe-se que o Brasil tem apresentado uma evolução no transporte rodoviário. Tal evolução tem provocado um aumento das cargas a serem transportadas o que resulta numa preocupação com relação a capacidade portante não só das pontes existentes como também das futuras obras.

Do exposto, fica evidente a premente necessidade de uma avaliação geral na segurança do patrimônio nacional até aqui construído, estabelecendo-se medidas objetivas sobre a permissão, restrição ou até mesmo impedimento de tráfego nas pontes projetadas para os carregamentos normativos.

## **1.4 Metodologia**

O estudo sobre como é tratada a ação da carga móvel nas pontes será realizado através de uma análise de normas brasileiras e internacionais relativas ao tema. Inicialmente, será realizado um breve histórico da normatização no Brasil, onde será apresentada a evolução ocorrida desde as primeiras prescrições até atual NBR-7188/84. Em seguida, serão descritas as recomendações das principais referências internacionais.

A análise comparativa dos esforços solicitantes provocados pelos veículos previstos por normas e pelas CVCs será realizada através de um estudo ampliado do Relatório Técnico mencionado anteriormente. Primeiramente, será elaborada uma descrição detalhada do Relatório constando os casos analisados, metodologia utilizada e as principais conclusões e recomendações previstas pelo mesmo. Uma vez concluída essa etapa inicial, será realizada uma análise crítica não apenas dos resultados apresentados pelo Relatório como para outras situações descritas nos parágrafos a seguir.

Serão analisadas três estruturas típicas de pontes. A primeira delas constituída por uma superestrutura esconsa com quatro vigas principais. A segunda, por uma superestrutura em grelha, esconsa, com cinco vigas pré-moldadas e laje do tabuleiro

moldada no local. A terceira, constituída por uma superestrutura em viga caixão com o seu eixo longitudinal curvo.

Inicialmente, serão verificados os esforços solicitantes provocados pelas CVCs e pelo trem-tipo da Norma Brasileira com as situações de carregamento móvel previstas pela mesma. Em seguida, será realizada uma análise da viabilidade da passagem das CVCs sobre as estruturas verificadas. A partir dessa análise, será proposta uma alternativa para a determinação de um limite no peso bruto total combinado (PBTC) para as situações onde as CVCs sejam mais desfavoráveis do que os veículos previstos por norma.

Tendo em vista que as cargas por eixo das CVCs são menores que as cargas normativas das classes 36 e 45, nos exemplos numéricos serão analisadas, prioritariamente, as vigas principais da superestrutura, pois a laje e as vigas transversais terão solicitações menores que aquelas relativas aos trens-tipo normativos.

A determinação dos esforços solicitantes será realizada por meio da utilização do *software Structural Analysis Program (STRAP)*.

O *software* mencionado foi elaborado com base no método dos elementos finitos, permitindo a modelagem de uma grande gama de sistemas estruturais, tanto para análise de estruturas planas como tridimensionais, por meio de um mapeamento do modelo, mais comumente denominado de discretização, que consiste num agregado de elementos mecânicos, admitidos como contínuos, conectados entre si por pontos denominados de nós.

Vale mencionar que o *software* em questão disponibiliza ao usuário menus para a seleção de Nós (pontos discretos), Elementos Lineares (barras), Elementos de Superfície (placas e chapas) e Elementos de Volume (sólidos), os quais permitem as modelagens de diversos tipos. No Capítulo 3 desse trabalho, onde serão descritas todas as premissas adotadas para as análises das estruturas anteriormente mencionadas, será apresentada uma síntese sobre o funcionamento do *software* onde todas as etapas como entrada de dados e saída de resultado serão exemplificadas.



As estruturas serão discretizadas no *software* AutoCad uma vez que o STRAP permite a interface com o mesmo e pela maior facilidade na entrada de dados ou até mesmo uma possível alteração na modelagem da estrutura em um programa de desenho gráfico.

Conforme mencionado no item 1.2, além do estudo ampliado do Relatório, será realizada a verificação da capacidade portante de uma estrutura usual. De forma análoga à ampliação do Relatório, será feita a mesma análise comparativa dos esforços solicitantes. Uma vez concluída essa comparação, serão realizadas as verificações de segurança relativas aos estados limites últimos de ruptura, fadiga no aço e de fissuração.

A estrutura a ser verificada trata-se de uma ponte em viga, projetada e executada para a classe 36, constituída por duas vigas principais isostáticas com extremos em balanço. Por se tratar de uma estrutura mais simples, do ponto de vista estrutural e geométrico, sua modelagem será realizada diretamente no STRAP dentro do seu módulo básico.

Para a realização das verificações acima descritas, serão utilizadas planilhas de dimensionamento desenvolvidas no Excel, baseadas nas normas em vigor com os seus respectivos coeficientes de ponderação.

A obtenção de dados e informações em publicações técnicas e científicas especializadas, dissertações e teses voltadas às áreas de interesse, segundo os objetivos mencionados, objetivou identificar a necessidade, não apenas de uma verificação mais rigorosa nos critérios de Análise Estrutural, como também na fixação dos Carregamentos Móveis normativos, de modo a adequá-los às exigências atuais do tráfego rodoviário.

Dentre os trabalhos, destacam-se o Relatório Técnico da EESC (2001), já mencionado; o Relatório de Pesquisa “44t-Fahrzeugkombinationen auf Brücken Bericht zum Teil A des Forschungsvorhabens”, do Ministério de Transporte da Alemanha (1998); a NBR-7187 “Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido” (1987); a NBR-7188 “Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela

de Pedestre” (1984); a norma australiana de cargas de projeto – “’92 Austroads Bridge Design Code, Section 2: Design Loads” (1992); a norma canadense do estado de Ontario “Ontario Highway Bridge Design Code – OHBDC” (1991); as especificações americanas do PRECAST PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI) de 1997; a norma alemã DIN-Fachbericht 101 “Einwirkungen auf Brücken” (2001) e o *Eurocode* 1, parte 3 “Verkehrslasten auf Brücken” (1991).

A metodologia utilizada no relatório elaborado para o Ministério de Transporte da Alemanha, desenvolvido pelo escritório Leonhardt, Andrä und Partner, é semelhante àquela tratada no relatório da USP. A descrição detalhada deste trabalho será apresentada no item referente à experiência internacional sobre o tema em questão.

A pesquisa das normas mencionadas justifica-se pela necessidade de uma reavaliação nos conceitos do estabelecimento dos carregamentos móveis normativos para nossas obras de arte especiais, uma vez que, conforme será constatado a seguir, a maioria das normas e códigos internacionais, prescrevem critérios para determinação do número de faixas a serem carregadas.

## 1.5 Apresentação do Trabalho

Uma vez exposto o problema a ser estudado e estabelecida uma metodologia de modo a dar indicações que servirão de base para que se alcance os objetivos deste trabalho, no Capítulo 2, serão descritos os aspectos mais relevantes com relação a como é tratada a ação das cargas móveis não só pela Norma Brasileira como também por normas e códigos internacionais citados no item 1.4.

O estudo ampliado do relatório da USP, constando a análise comparativa entre os esforços solicitantes provocados pelas CVCs e pelos veículos normativos, será realizado no Capítulo 3. Nesse mesmo capítulo, também será apresentada a proposta de limitação do Peso Bruto Total Combinado das CVCs.

Toda a verificação da capacidade portante do projeto típico, incluindo as premissas adotadas para a elaboração das planilhas de dimensionamento, verificação

dos estados limites de fadiga no aço e abertura de fissuras, será realizada no quarto capítulo.

No Capítulo 5 serão abordadas as experiências em diversos países com relação ao tema deste trabalho. Será feita uma análise de como é tratada a questão de veículos normativos *versus* veículos permitidos em outros países.

Finalmente, no Capítulo 6, serão apresentadas as considerações finais obtidas neste trabalho e as indicações para a continuidade deste estudo.

## Capítulo 2 - Normas e Códigos

---

### 2.1 Preliminares

Atualmente, a maioria das pontes têm sido projetadas levando-se em consideração o crescente aumento do volume de tráfego nas rodovias. Portanto, é conveniente uma maior atenção dos órgãos responsáveis pela elaboração das normas nas especificações dos carregamentos a serem considerados nos projetos das obras de arte especiais. Tais especificações apresentam uma considerável variação nos diferentes países do mundo.

Muitas normas são baseadas nas especificações da norma<sup>1</sup> americana “*American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO*”. A título de exemplo pode-se citar a norma australiana “*’92 Austroads Bridge Design Code, Section 2: Design Loads*” (1992), a norma colombiana “*Codigo Colombiano de Diseño Sismico de Puente*” (Herrera 1996), dentre outras.

Na Europa, já existe uma preocupação dos países em introduzir um certo grau de uniformidade nas especificações de carregamentos. Um progresso considerável tem sido obtido, nesta direção, através do trabalho de instituições como o “*Comité Euro-Internacional du Béton*” – CEB e a “*Fédération Internationale du Précontrainte*” – FIP que, desde 1998, se unificaram constituindo a “*Fédération Internationale du Béton*” – FIB.

---

<sup>1</sup> Por uma questão de padronização, as especificações americanas serão aqui denominadas “Norma Americana”

Um trabalho de grande interesse, desenvolvido pelos países membros da comunidade europeia, é o *Eurocode*. Trata-se de normas e especificações a serem adotadas por tais países com as devidas adaptações para as particularidades de cada um. As ações das cargas móveis em pontes rodoviárias encontram-se definidas no *Eurocode I, Teil 3 (EC1)* de 1991 “*Verkehrslasten für Brücken*”.

No Brasil, conforme será descrito a seguir, a fixação do carregamento móvel teve uma grande influência da antiga Norma Alemã DIN 1072. Foram mantidas as mesmas dimensões e disposição de cargas do veículo tipo da referida norma com alteração dos valores das cargas.

Neste capítulo, será realizado um estudo sobre como a ação do carregamento móvel atuante nas estruturas é considerada. Serão apresentadas as prescrições referentes às ações verticais oriundas da carga móvel, não apenas pela norma brasileira, como também pelas normas americana, canadense<sup>1</sup>, australiana, alemã e pelo *Eurocode*.

## **2.2 Norma Brasileira**

Conforme será descrito a seguir, a ação das cargas móveis, de acordo com a norma brasileira, não corresponde aos veículos reais que trafegam sobre as pontes, mas a um carregamento hipotético, que possa reproduzir as solicitações provocadas pelos mesmos.

### **2.2.1 Breve Histórico**

Um marco significativo na engenharia rodoviária brasileira foi o projeto e execução da primeira auto-estrada de característica especial: a Via Anchieta. A partir de 1937, iniciou-se a construção da ligação do Planalto Paulista com a Baixada Santista.

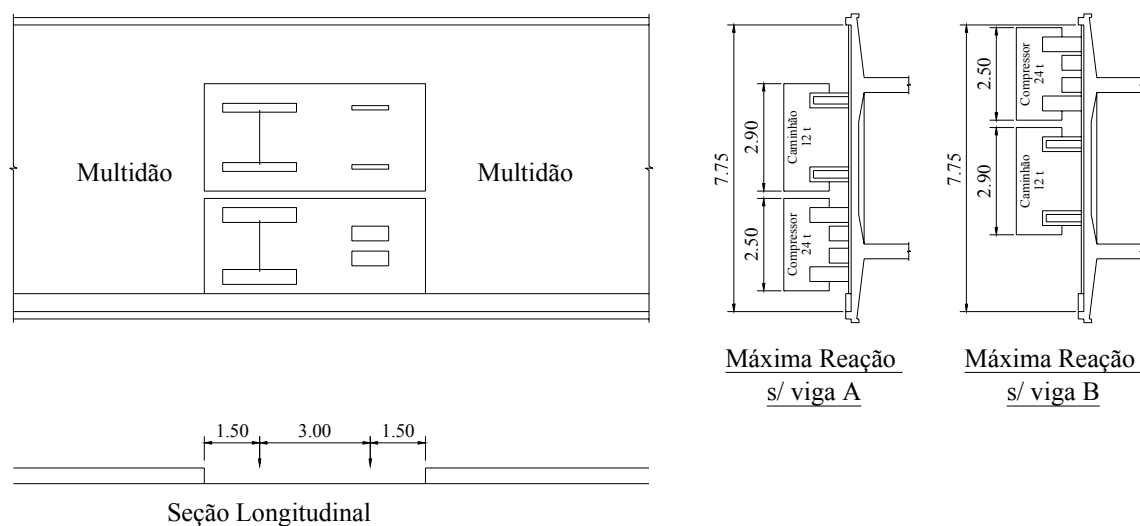
Segundo MORAES (1994), os estudos necessários e a própria construção levaram o DER-SP a exigir de seus técnicos um grande esforço tecnológico. Para enfrentar o desafio representado pela topografia da Serra do Mar, o DER criou uma

---

<sup>1</sup> As especificações referidas como “Norma Canadense”, representam a Norma de Pontes do Estado de Ontario, Canadá

comissão especial, composta por engenheiros de seu quadro, denominada Serviço Técnico da Via Anchieta – SVT.

O primeiro trabalho dessa comissão foi a elaboração de Normas e Procedimentos a serem adotados, uma vez que ainda não existia nenhuma normatização. Esse trabalho foi baseado nas normas alemãs para projeto e construção das *Autobahnen*. Criou-se um trem-tipo especial, que previa a aplicação de um caminhão e de um compressor combinados nos dois sentidos, conforme o esquema representado na figura 2.1.



**Figura 2.1 - Carga Tipo - Via Anchieta [MORAES *et al.* (1994)]**

Observa-se, nesta composição de cargas, a preocupação da possibilidade do tráfego de mais de um veículo na seção analisada.

Segundo VASCONCELOS (1993), somente a partir de 1941, com o surgimento da norma NB-2 “Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado”, foram estabelecidos os valores oficiais para ações e carregamentos nas pontes, através da NB-6 “Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias”, cuja disposição do carregamento teve novamente como base os veículos normativos alemães. Curiosamente, a norma brasileira não previu, para a Classe 12, uma disposição similar à da norma alemã que, como descrito para o caso da Via Anchieta, previa o tráfego de dois veículos pesados.

Nos parágrafos a seguir, serão apresentadas as prescrições referentes à ação vertical do carregamento móvel, de acordo com a NBR-7188/84 e a NB-6/60, tendo em vista que grande parte das pontes brasileiras foram construídas entre os anos de 60 e 70.

### 2.2.2 Carga Móvel

Tanto a NB-6/60 quanto a NBR-7188/84 subdividem as pontes em classes de acordo com a carga máxima a ser permitida para o tráfego. Conforme as prescrições da NB-6/60, as pontes eram projetadas para as classes 12, 24 e 36. Nos termos do quanto mencionado no item 1.1, até então, o peso bruto total permitido para veículos era de 360 kN. A partir da publicação da NBR-7188/84, as classes 24 e 36 foram substituídas pelas classes 30 e 45, respectivamente. A carga máxima para as rodovias foi elevada para 450 kN e a classe 12 foi mantida.

O carregamento móvel em ambas as normas acima referidas é simulado a um trem tipo hipotético, de peso e geometria estabelecidos pelas mesmas, de acordo com a classe da obra. Além disso, é prevista uma carga uniformemente distribuída por unidade de área, atuando no tabuleiro e representando a passagem de veículos mais leves ou de multidão. A figura 2.2 apresenta a disposição dos carregamentos contida nestas normas.

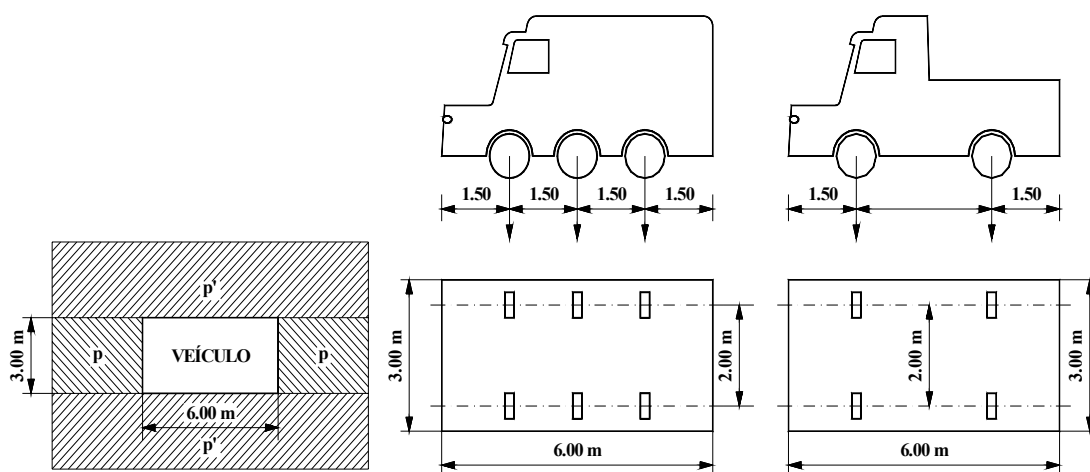


Figura 2.2 – Disposição dos Carregamentos [MORAES *et al.* (1994)]

Os valores do peso total do veículo, carga por eixo e cargas uniformemente distribuídas por unidade de área estão descritos nas tabelas 2.1 e 2.2, correspondentes às NB-6/60 e NBR-7188/84, respectivamente.

**TABELA 2.1 – Carregamentos da NB-6/60**

CLASSE DA PONTE	VEÍCULO			CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA		
	TIPO	CARGA EIXO (kN)	PESO TOTAL (kN)	q (kN/m <sup>2</sup> )	q' (kN/m <sup>2</sup> )	Disposição da Carga
36	36	120	360	5	3	Carga q à frente e atrás do veículo
24	24	80	240	4	3	Carga q' situada no restante da pista e passeios
12	12	40/80	120	3	3	

**TABELA 2.2 – Carregamentos da NBR-7188/84**

CLASSE DA PONTE	VEÍCULO			CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA		
	TIPO	CARGA EIXO (kN)	PESO TOTAL (kN)	q (kN/m <sup>2</sup> )	q' (kN/m <sup>2</sup> )	Disposição da Carga
45	45	150	450	5	3	Carga q em toda a pista
30	30	100	300	5	3	Carga q' situada nos passeios
12	12	40/80	120	4	3	

Com as combinações de cargas acima descritas, pretende-se reproduzir as solicitações provocadas pelo tráfego real sobre a ponte. Observa-se que, em nenhuma das normas referidas, foi prevista a passagem simultânea de dois ou mais trens-tipo.

### 2.2.3 Coeficiente de Impacto

De acordo com o item 7.2.1.2 da NBR-7187/87, o efeito dinâmico do carregamento móvel é levado em consideração majorando-se o seu efeito estático através da sua multiplicação pelo coeficiente de impacto  $\varphi$ . Para pontes rodoviárias  $\varphi$  é definido como:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 \cdot \ell \geq 1,00$$



onde:

$\varphi$  = coeficiente de impacto

$\ell$  = Comprimento do vão, em metros, de cada vão teórico do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural. No caso de vãos desiguais, em que o menor vão seja igual ou superior a 70% do maior, permite-se considerar um vão ideal equivalente à média aritmética dos vãos teóricos. Para vigas em balanço, “ $\ell$ ” é tomado como duas vezes o seu comprimento.

Não deve ser considerado o impacto na determinação do empuxo de terra provocado pelas cargas móveis, no cálculo de fundações e nos passeios das pontes rodoviárias.

#### **2.2.4 Fadiga**

A Norma Brasileira não prevê nenhum tipo de carregamento especial para a verificação do Estado Limite Último de Fadiga. Esta verificação deverá ser feita para a Combinação Frequente das Ações a ser descrita no item 2.2.6

#### **2.2.5 Carga de Pedestre**

Conforme apresentado nas tabelas 2.1 e 2.2, tanto a NB-6/60 quanto a NBR-7188/84, consideram o carregamento de pedestre como sendo equivalente a uma carga uniformemente de 3 kN/m<sup>2</sup>. Vale ressaltar, que o coeficiente de impacto não deve ser levado em consideração para este carregamento.

#### **2.2.6 Combinações de Ações**

Conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118 (2001), toda a seção 10, “Verificação de Segurança”, da NBR-7187/87 deverá ser eliminada. Dessa forma, tanto os coeficientes de ponderação quanto as combinações de ações, a seguir apresentadas, estarão de acordo com o referido Projeto de Revisão.

- Combinação de Ações nos Estados Limites Últimos

$$S_d = \begin{Bmatrix} 1,40 \\ 1,00 \end{Bmatrix} S_{gk} + \begin{Bmatrix} 1,40 \\ 0,00 \end{Bmatrix} S_{qk}$$

Na expressão apresentada anteriormente, os valores de  $\gamma_f$ , na parte superior das chaves, devem ser usados quando a respectiva ação provocar efeitos desfavoráveis e os valores na parte inferior, quando a respectiva ação provocar efeitos favoráveis. Vale ressaltar que para a verificação do Estado Limite Último de Fadiga, deverá ser utilizada a Combinação Freqüente das Ações, descrita a seguir.

- Combinação Freqüente das Ações

$$S_d = S_{gk} + (\psi)S_{qk}$$

onde:

$$\psi = 0,5 \text{ para vigas}$$

$$\psi = 0,7 \text{ para transversinas}$$

$$\psi = 0,8 \text{ para lajes}$$

## 2.3 Norma Americana

De acordo com o PRECAST PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI) de 1997, a Norma Americana, *American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO*, divide os tipos de cargas sob três aspectos:

- quanto à duração → permanente ou transitório;
- quanto à direção → vertical, transversal, longitudinal;
- quanto à deformação → efeito da temperatura, retração, fluência.

Além disso, o tipo de efeito (momento fletor, força cortante, forças normais, etc...) algumas vezes irá influenciar na magnitude de tais tipos de carregamento.

A Norma ainda subdivide os carregamentos citados acima. As cargas permanentes, por exemplo, são subdivididos em peso próprio, cargas permanentes complementares tais como pavimentação, recapeamento, passeios, guarda-corpos e cargas provocadas pelas pressões exercidas pela terra.

Neste item do trabalho, serão enfatizados os procedimentos a serem seguidos, referentes às cargas móveis, determinados por duas especificações da AASHTO: a *Standard Specifications for Highway Bridges* (referida como *Standard Specifications*) e a *LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN Bridge Design Specifications (LRFD Specifications)*.

Cabe registrar, que as unidades utilizadas na Norma Americana serão aqui substituídas pelas usualmente adotadas no Brasil. Além disso, a lista de símbolos anteriormente apresentada não deverá ser levada em consideração no item 2.3.7, uma vez que serão mantidos todos os símbolos do PCI (1997) no referido item. Tal procedimento justifica-se pela existência de diversas nomenclaturas específicas na referência.

### 2.3.1 Determinação do Número de Faixas

A não ser que seja especificado de uma outra forma, o número de faixas de projetos deve ser determinado adotando-se a parte inteira da seguinte divisão: largura da pista em metros entre defensas ou meio-fios dividida por 3,66. Supõe-se que as cargas devam ocupar uma largura transversal de 3,05m dentro da faixa de projeto.

Fazendo-se uma previsão de que mais de uma faixa de projeto esteja carregada, dada a baixa probabilidade de todas as faixas estarem submetidas ao carregamento máximo, a especificação da AASHTO *Standard Specifications*, no seu artigo 3.12, permite os seguintes percentuais para cargas móveis quando for usado um modelo de análise refinado.<sup>1</sup>

**TABELA 2.3 – Percentuais para Carregamentos de Múltiplas Faixas da *Standard Specifications***

Uma ou duas faixas carregadas	100%
Três faixas carregadas	90%
Quatro ou mais faixas	75%

---

<sup>1</sup> O PCI (1997) não especifica quais modelos de cálculo seriam considerados como sendo refinados

O item 3.6.1.1.2, da especificação da AASHTO *LRFD Specifications*, apresenta um coeficiente “m” para o carregamento móvel em função do número de faixas carregadas conforme descrito na tabela 2.4.

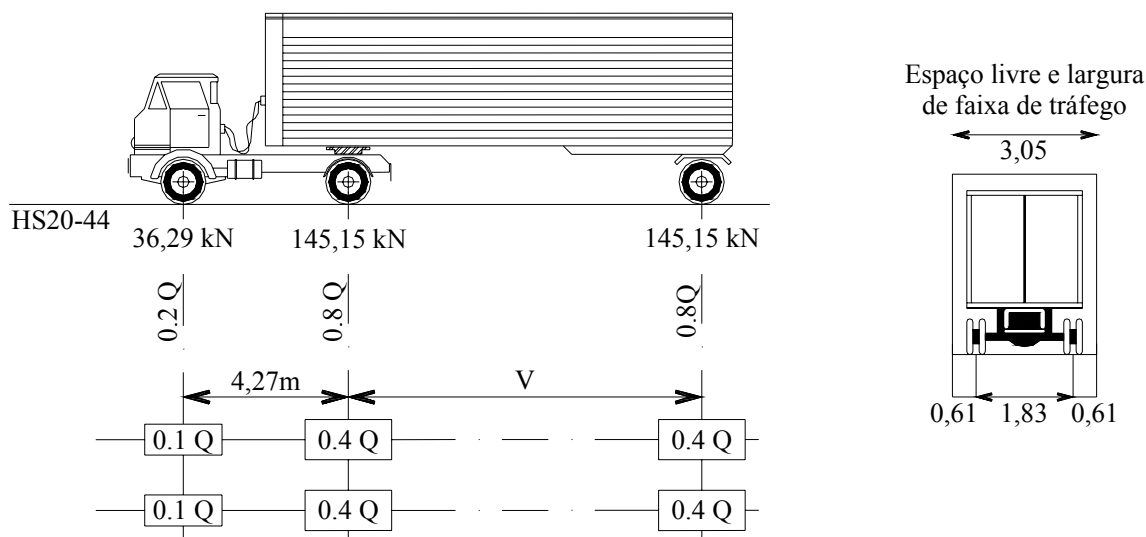
**TABELA 2.4 – Coeficiente da *LRFD Specifications* para Carregamentos de Múltiplas Faixas**

Uma faixa carregada	$m = 1,20$
Duas faixas carregadas	$m = 1,00$
Três faixas carregadas	$m = 0,85$
Quatro ou mais faixas	$m = 0,65$

### 2.3.2 Carga Móvel Segundo a *Standard Specifications*

De acordo com o item 3.7 da *Standard Specifications*, existem quatro classes de veículos ou carregamentos de faixa a serem usados no projeto de superestruturas de pontes de vãos médios e longos<sup>1</sup>.

A maioria das pontes são projetadas para o veículo HS20-44, apresentado na Figura 2.3. A carga linear equivalente, descrita na figura 2.4, é, geralmente, a determinante para o projeto de vigas em vãos superiores a 43 m.



$Q$  = Peso combinado nos dois primeiros eixos.

$V$  = Espaçamento variável - 4,27 m até 9,14 m. Deverá ser usado o espaçamento que produza os máximos esforços.

**Figura 2.3 - Veículo HS20-44 [PCI (1997)]**

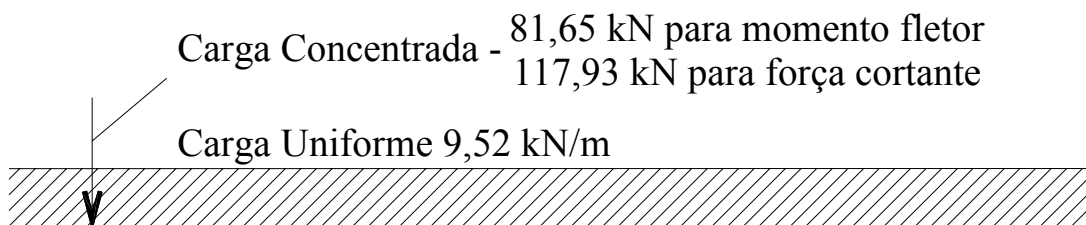
<sup>1</sup> O PCI (1997) não especifica os comprimentos dos vãos considerados médios e longos

Quando o veículo HS20-44 é utilizado para o cálculo das solicitações, deverão ser consideradas as seguintes premissas:

- para vãos isostáticos, a distância variável entre eixos traseiros,  $V$ , deve ser de no mínimo 4,27 m;
- para vãos contínuos, a distância  $V$  é variada de modo a proporcionar o máximo valor de momento negativo.

Quando a Carga Linear Equivalente é utilizada para o cálculo das solicitações, deverão ser consideradas as seguintes premissas:

- para pontes de vãos isostáticos e para maximizar o momento positivo em vigas contínuas, uma carga concentrada deve ser usada como apresentado na figura 2.4.
- para vãos contínuos, uma carga concentrada adicional deve ser disposta, de modo a maximizar apenas o momento negativo. A segunda carga deve ser disposta em outro vão da viga.



**Figura 2.4 - Carga Linear Equivalente [PCI(1997)]**

Para projetos de pontes localizadas no Sistema Interestadual Americano, também é prevista uma carga dupla, conhecida como *Alternate Military Loading*, mostrada na figura 2.5. Esse carregamento simula veículos militares pesados e pode ser determinante para o projeto de vigas no caso de vãos inferiores a 12 m.

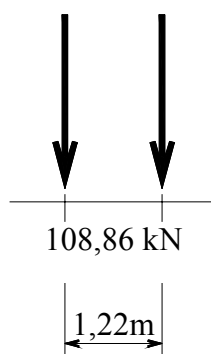


Figura 2.5 - *Alternate Military Loading* [PCI (1997)]

Alguns estados americanos começaram a utilizar, para projeto, o veículo HS25, que consiste em um acréscimo de 25% sobre as cargas do veículo HS20-44, anteriormente descrito. Além disso, objetivando-se prever a presença de veículos mais pesados, alguns estados desenvolveram configurações adicionais para carregamentos móveis, conhecidos como *Permit Design Loadings*.

### 2.3.3 Carga Móvel Segundo a *LRFD Specifications*

A *LRFD Specifications* designa o carregamento móvel nas pontes como HL-93. Tal carregamento consiste na seguinte combinação: *Design Truck* OU *Design Tandem* E *Design Lane Load*

O veículo HS20-44, usado na *Standard Specifications*, representa o *Design Truck* (trem-tipo ou caminhão de projeto). O *Design Tandem* (eixo duplo de projeto) consiste em um par de eixos espaçados de 1,22 m, pesando 113,40 kN, conforme apresentado na figura 2.6. Em ambos os carregamentos, a distância transversal entre as rodas é de 1,83 m.

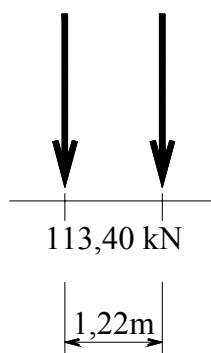
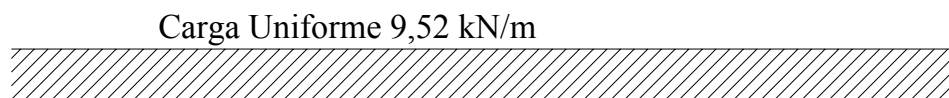


Figura 2.6 - *Design Tandem* [PCI (1997)]

O carregamento *Design Lane Load* (ou carga linear equivalente de projeto) consiste em uma carga uniformemente distribuída de 9,52 kN/m na direção longitudinal. Esse carregamento é distribuído, na direção transversal, em uma largura de 3,05 m.



**Figura 2.7 - *Design Lane Load* [PCI (1997)]**

O máximo efeito da força do carregamento móvel é o maior dos seguintes:

- o efeito combinado do *Design Tandem* com o carregamento *Design Lane Load*, ou
- o efeito combinado do *Design Truck* com o carregamento *Design Lane Load*, e
- para elementos contínuos, tanto para momento negativo quanto para as reações dos pilares internos: a combinação de 90% do efeito de dois veículos HS20-44 (com um espaçamento mínimo de 15,24 m entre o eixo dianteiro de um caminhão e o eixo traseiro do outro) com 90% do efeito de um carregamento *Design Lane Load*. A distância entre os eixos de 145,15 kN de cada caminhão deve ser de 4,27 m.

Os eixos que não contribuam para maximizar o efeito da força em questão devem ser desconsiderados. Tanto a faixa de projeto quanto a posição da largura de 3,05 m de faixa carregada em cada faixa devem ser posicionadas de modo a provocarem o máximo efeito.

Os carregamentos *Design Truck* ou *Design Tandem* devem ser posicionados transversalmente de modo que o eixo de cada roda carregada não esteja a uma distância inferior a 0,61 m do limite de uma faixa de tráfego quando os elementos estruturais que estiverem sendo projetados forem vigas.

A menos que tenham sido especificados de outra forma, os comprimentos das faixas de tráfego, ou parte dele, que contribuam para maximizar o efeito da solicitação em questão, devem ser submetidos ao carregamento *Design Lane Load*. Somente os trechos dos vãos que contribuam para maximizar o efeito da força devem ser carregados. Linhas de influência podem ser utilizadas para determinar que partes do vão devem ser carregadas.

### 2.3.4 Coeficiente de Impacto

No item 3.8 da *Standard Specifications*, o coeficiente de impacto ou incremento é expresso como sendo uma fração da carga móvel e determinado usando-se a expressão:

$$\varphi = \frac{15,24}{(\ell + 38,1)}$$

onde:

$\varphi$  = coeficiente de impacto (máximo de 0,30)

$\ell$  = comprimento do vão, em metros, (exceto balanços) para o cálculo de momentos fletores devido ao carregamento do veículo;

= para força cortante devido ao carregamento do veículo: o comprimento do trecho carregado do vão da seção em questão até a reação mais distante..

Cabe registrar que, de acordo com o PCI (1997), a variável “impacto” para o cálculo da força cortante, tanto para vãos isostáticos quanto para vãos contínuos, não é usada. De preferência, utiliza-se o comprimento do vão da seção em questão

No item 3.6.2 da *LRDF Specifications* o efeito estático do caminhão HS20-44 ou do carregamento *Design Tandem* é multiplicado por  $[1 + (IM/100)]$ , onde IM é o fator de impacto para os diferentes elementos da ponte. Para o cálculo de lajes, em todos os estados limites, é adotado um fator de impacto igual a 75%. No cálculo dos



demais elementos estruturais adotam-se 33% e 15% para os Estados Limites Últimos e de Utilização, respectivamente.

O coeficiente de impacto não é aplicável para o carregamento *Design Lane Load* nem para cargas de pedestre.

### 2.3.5 Fadiga

A *LRDF Specifications* prevê um carregamento para fadiga: um único caminhão HS20-44 com uma distância entre eixos traseiros constante de 9,14 m. O coeficiente de impacto adotado é de 15%. De acordo com o PCI (1997), a especificação *Standard Specifications* não prevê nenhum tipo de carregamento especial para fadiga no caso de vigas. Cabe registrar que a referência não mencionada a respeito das prescrições da *Standard Specifications* com relação aos demais elementos estruturais.

### 2.3.6 Carga de Pedestre

Na *Standard Specifications*, a área de passeio deve ser carregada com uma carga uniformemente distribuída variável, decrescente com o vão. Para vãos inferiores a 7,62 m, a carga máxima é de 4,14 kN/m<sup>2</sup>. Para vãos entre 7,62m e 30,50m, é adotada uma carga de 2,94 kN/m<sup>2</sup>. Para vãos superiores a 30,50m, a carga adotada é calculada de acordo com a expressão abaixo:

$$q = \left( 145 + \frac{4470}{\ell} \right) \left( \frac{16,75 - b}{15,25} \right)$$

onde:

$\ell$  = vão da ponte em metros;

b = largura do passeio em metros;

q = carga móvel por metro quadrado com um valor máximo de 2,94 kN/m<sup>2</sup>

Na *LRDF Specifications*, é adotada uma carga de 5,17 kN/m<sup>2</sup> para todos os passeios mais largos do que 0,61 m. Esse carregamento deve ser considerado juntamente com o carregamento do veículo. Para pontes onde sejam previstos apenas o tráfego de pedestres e bicicletas a carga deverá ser de 5,86 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.3.7 Combinações de Ações

Ambas as especificações da AASHTO contêm combinações de cargas, subdivididas em grupos, que representam prováveis carregamentos simultâneos aos quais a estrutura possa estar submetida.

Existem dois métodos principais de projetos:

1. Cargas de Serviço (Método das Tensões Admissíveis)

Nesse método, a “tensão admissível” é definida dividindo-se a resistência do material por um coeficiente de segurança. A tensão resultante, causada pelos efeitos dos carregamentos, não deve ultrapassar a tensão admissível.

$$f_{\text{total}} \leq f_{\text{admissível}}$$

2. Cargas de Ruptura (Método dos Estados Limites)

Nesse método, as seguintes relações devem ser atendidas:

$$\text{Capacidade Resistente} \geq \text{Solicitação Atuante}$$

OU

$$\text{Resistência Minorada} \geq \text{momento fletor, força cortante ou força normal majorados}$$

O valor da Resistência Nominal de um elemento,  $R_n$ , é determinado através de procedimentos apresentados nas especificações. Esse valor é então minorado por um coeficiente de resistência,  $\phi$ , adequado para as condições específicas de projeto de modo a obter a Capacidade Resistente.

Os efeitos das cargas,  $Q_i$ , são usualmente calculados usando-se os procedimentos convencionais de análise elástica. Uma vez determinados são majorados por valores especificados de coeficientes de carga,  $\gamma_i$ , de modo a obter a Solicitação Atuante.

De uma forma concisa, a equação a seguir expressa o que foi exposto:

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$$

A *Standard Specifications* prevê o seguinte grupo de combinação de carregamentos para o Método das Tensões Admissíveis e o Método dos Estados Limites:

$$\begin{aligned} \text{Grupo (N)} = & \gamma[\beta_D D + \beta_L(L + I) + \beta_C CF + \beta_E E \\ & + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL \\ & + \beta_{LF} LF + \beta_R(R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE] \end{aligned}$$

onde:

N = número do grupo

$\gamma$  = coeficiente de ponderação das ações (ver tabela 2.5)

$\beta$  = coeficiente (ver tabela 2.5)

D = carga permanente

L = carga móvel

I = coeficiente de impacto

E = empuxo de terra

B = empuxo de água

W = ação de vento na estrutura

LF = força longitudinal

CF = força centrífuga

R = encurtamento elástico

S = retração

T = temperatura

EQ = terremoto

SF = correnteza

ICE = pressão do gelo

WL = ação do vento no carregamento móvel

Para o Método das Tensões Admissíveis, o projeto de elementos sujeitos à flexão da superestrutura deve seguir às especificações da combinação de carregamento do Grupo I, conforme descrito a seguir:

$$f_D + f_{(L+I)} \leq f_{\text{admissível}}$$

onde:

$f_D$  = soma de todas as cargas permanentes que provoquem flexão

$f_{(L+I)}$  = carga móvel com impacto

Para o Método dos Estados Limites, a seção de projeto também deve seguir as exigências do Grupo I:

$$\text{Capacidade Resistente} \geq 1,3 [D + 1,67 (L + I)]$$

Uma exceção é o caso de vigas externas à rodovia. Para esse caso as especificações da combinação da carga móvel de passeio e de tráfego (com impacto) podem ser determinantes para o projeto. Dessa forma, o coeficiente 1,67 pode ser substituído por 1,25. Contudo, a capacidade resistente da seção não deverá ser inferior àquela requerida quando é levada em consideração apenas a carga móvel de tráfego (sem impacto), utilizando-se o coeficiente 1,67.

Em vários estados americanos, as estruturas devem ser submetidas a uma análise de uma sobrecarga definida pelos seus respectivos Departamentos de Transportes. Essa sobrecarga é, então, aplicada no Grupo IB, definido na tabela 2.5 e pode, ou não, ser determinante para o projeto. A coluna 14 da referida tabela, fornece o percentual dos esforços a serem utilizados para as combinações de carga no Método das Tensões Admissíveis.

Os valores de  $\beta_D$  a serem adotados na coluna 2 são os seguintes:

$\beta_D = 0,75$ , para verificação de pilares com força normal mínima e máximo momento ou máxima excentricidade;

$\beta_D = 1,00$ , para verificação de pilares com força normal máxima e mínimo momento;

$\beta_D = 1,00$ , para elementos sujeitos à flexão ou à tração.

Os valores de  $\beta_E$  a serem adotados na coluna 5 são os seguintes:

a- Método das Tensões Admissíveis

$\beta_E = 0,7$  e  $1,00$ , para cargas verticais e horizontais, respectivamente, em estruturas de concreto em caixão;

$\beta_E = 1,00$ , para cargas verticais e horizontais nas demais estruturas;

$\beta_E = 1,00$  e  $0,5$ , para cargas laterais em estruturas rígidas. Devem ser verificados os dois resultados para definir o coeficiente  $\beta$  determinante.

b- Método dos Estados Limites

$\beta_E = 1,3$ , para pressão lateral, em muro de contenção, estruturas de concreto em caixão e estruturas rígidas, excluindo-se as estruturas rígidas de bueiros;

$\beta_E = 0,5$ , para pressão lateral na verificação de momentos positivos de pórticos e estruturas rígidas para bueiros;

$\beta_E = 1,00$ , para pressão vertical de terra;

$\beta_E = 1,5$ , para bueiros flexíveis.

Na *LRFD Specifications*, a carga total majorada,  $Q$ , é dada por:

$$Q = \eta \sum \gamma_i q_i$$

onde:

$\eta$  = modificador variável de carga, que depende da ductilidade, redundância e importância operacional. Seu valor é geralmente determinado pelos Departamentos de Transportes Estaduais;

$\gamma_i$  = coeficientes de carga especificados nas tabelas 2.6 e 2.7;

$q_i$  = cargas especificadas.

TABELA 2.5 – Coeficientes  $\gamma$  e  $\beta$  da AASHTO

No. da Col.	1	2	3	3 <sup>A</sup>	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Grupo	$\gamma$	Coeficientes $\beta$													%	
		D	(L+I) <sub>n</sub>	(L+I) <sub>p</sub>	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE		
MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS	I	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
X	1.0	1	1	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	I	1.3	$\beta_D$	1.67*	0	1.0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	Não Aplicável
	IA	1.3	$\beta_D$	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	$\beta_D$	0	1	1.0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	1	
	IX	1.2	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	1	
X	1.3	1	1.67	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0		

Componentes da estrutura de uma ponte devem resistir às combinações dos efeitos extremos de cargas majoradas, especificados para cada estado limite. São usadas as seguintes designações para cargas:

Cargas Permanentes:

DD = carga permanente

ES = sobrecarga de terra

DC = complementos

EV = pressão vertical do carregamento de terra

DW = recapeamento

EH = empuxo de terra

Cargas Móveis:

BR =	frenagem	WA =	correnteza
CE =	força centrífuga	WL =	carga do vento no carregamento móvel
CR =	Fluência	WS =	carga do vento na estrutura
CT =	força de colisão entre veículos	SE =	recalque
CV =	força de colisão entre navios	LS =	sobrecarga móvel
EQ =	terremoto	PL =	carga de pedestre
FR =	força de atrito	SH =	retração
IC =	carga de gelo	TU =	temperatura uniforme
IM =	Impacto	TG =	gradiente de temperatura
LL =	carga do veículo		

Cabe ao projetista determinar se todas as cargas de uma determinada combinação são aplicáveis para a situação que esteja sendo estudada. Os vários valores de coeficientes encontram-se nas tabelas 2.6 e 2.7.

**TABELA 2.6 - Coeficientes de Carga**

Tipo de Carga	Coeficiente de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Componente e Complementos	1.25	0.90	
DD: Carga Permanente	1.80	0.45	
DW: Recapeamento	1.50	0.65	
EH: Pressão Horizontal de Terra	- Ativa	1.50	0.90
	- Passiva	1.35	0.90
EV: Pressão Vertical de Terra	- Estabilidade Global	1.35	N/A
	- Estrutura de Retenção	1.35	1.00
	- Estrutura Rígida Enterrada	1.30	0.90
	- Pórticos Rígidos	1.35	0.90
	- Estrutura Flexível Enterrada		
	Diferente de Galerias Metálicas	1.95	0.90
- Galerias Metálicas	1.50	0.90	
ES: Cargas em Superfícies	1.50	0.75	

TABELA 2.7 - Combinações x Estados Limites

Combinação de Carga	DC DD DW EG EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar um desses de cada vez			
										EQ	IC	CT	CV
STRENGTH-I	$\gamma_P$	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
STRENGTH-II	$\gamma_P$	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
STRENGTH-III	$\gamma_P$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
STRENGTH-IV EH, EV, ES, DW	$\gamma_P$	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
DC ONLY	1.5												
STRENGTH-V	$\gamma_P$	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EXTREME EVENT-I	$\gamma_P$	$\gamma_{EQ}$	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
EXTREME EVENT-II	$\gamma_P$	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
SERVICE-I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICE-II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-
SERVICE-III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
FATIGUE-LL,IM & CE ONLY	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Os coeficientes devem ser escolhidos de modo a produzirem o máximo efeito das ações. Para cada combinação, ambos os extremos (positivo e negativo) devem ser analisados. Em combinações de cargas onde um efeito de uma diminui o da outra, o valor mínimo é aplicável à carga que esteja reduzindo o efeito. Para os efeitos de carga permanente, deve ser escolhido o coeficiente de carga (máximo ou mínimo) da tabela 2.6 que produza a combinação mais crítica.

O projeto de vigas protendidas com pré-tração, usando a *LRFD Specifications*, normalmente consiste em atender aos requisitos das combinações de cargas *Service I*, *Service III* e *Strength*, a serem descritas posteriormente. O uso dos veículos mais pesados para a verificação das tensões de trabalho de elementos protendidos resultaria em projetos muito conservadores. Além disso, não foi observada uma



fissuração excessiva em pontes já existentes, projetadas para as cargas relativamente baixas da *Standard Specifications*.

A combinação *Service III* determina um coeficiente de 0,80 para reduzir o efeito de cargas móveis no Estado Limite de Serviço. Essa combinação é aplicável quando são atendidas as tensões de tração admissíveis de elementos protendidos.

Já a combinação *Strength I* é usada para o projeto no estado limite *Strength*. Outras combinações de cargas para os estados limites *Extreme Event* (Ações Excepcionais) e *Strength* não foram mencionadas, mas podem ser requeridas por agências ou Departamentos de Transportes, tais como a combinação *Strength II* para veículos especiais.

As várias combinações aplicáveis às vigas protendidas e apresentadas na tabela 2.7 são descritas abaixo:

- STRENGTH I – combinação básica de ações relacionada ao uso comum de carregamento móvel de pontes sem ação do vento;
- STRENGTH II – combinação de ações relacionada ao uso de pontes por veículos especiais sem a ação do vento. Se um veículo especial estiver trafegando sem estar escoltado, deve ser admitida a ocupação das outras faixas por veículos especificados. Para pontes de extensões superiores às dos veículos especiais, deve ser levada em consideração uma carga de faixa adicional anterior e posterior ao veículo.
- SERVICE I – combinação de ações relacionada a utilização normal de pontes com ação do vento a uma velocidade de 24,59 m/s. Todas as ações são levadas em consideração com seus valores nominais e condições extremas de carga são excluídas. A compressão do concreto em elementos protendidos é analisada utilizando-se essa combinação de cargas.
- SERVICE III – combinação de ações relacionada apenas a estruturas de concreto protendido, tendo como objetivo principal o controle da

fissuração. Tensões de tração em elementos de concreto protendido são analisadas utilizando-se essa combinação de cargas.

- FATIGUE – combinação de ações de Fadiga relacionada à carga móvel gravitacional do veículo e resposta dinâmica. Conseqüentemente, as cargas BR, LS e PL não precisam ser consideradas. O coeficiente de ponderação é aplicado a um único caminhão HS20-44.

## 2.4 Norma Canadense

Neste item do trabalho serão descritos os procedimentos da Seção 2 da Norma Canadense *Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC)* de 1991. A referida norma trata das cargas móveis e permanentes. Serão enfatizados os itens referentes aos esforços causados pelos carregamentos móveis previstos pela norma.

### 2.4.1 Determinação do Número de faixas

O número de faixas de projeto deve ser determinado a partir da tabela 2.8:

**TABELA 2.8 - Determinação do Número de Faixas**

Número de faixas de projeto	
$W_c$	n
6.0 m ou menor	1
maior do que 6.0 m até 10.0 m (inclusive)	2
maior do que 10.0 m até 13.5 m (inclusive)	3
maior do que 13.5 m até 17.0 m (inclusive)	4
maior do que 17.0 m até 20.5 m (inclusive)	5
maior do que 20.5 m até 24.0 m (inclusive)	6
maior do que 24.0 m até 27.5 m (inclusive)	7
maior do que 27.5 m	8

Cada faixa de projeto deve ter uma largura de:

$$W_e = \frac{W_c}{n}$$

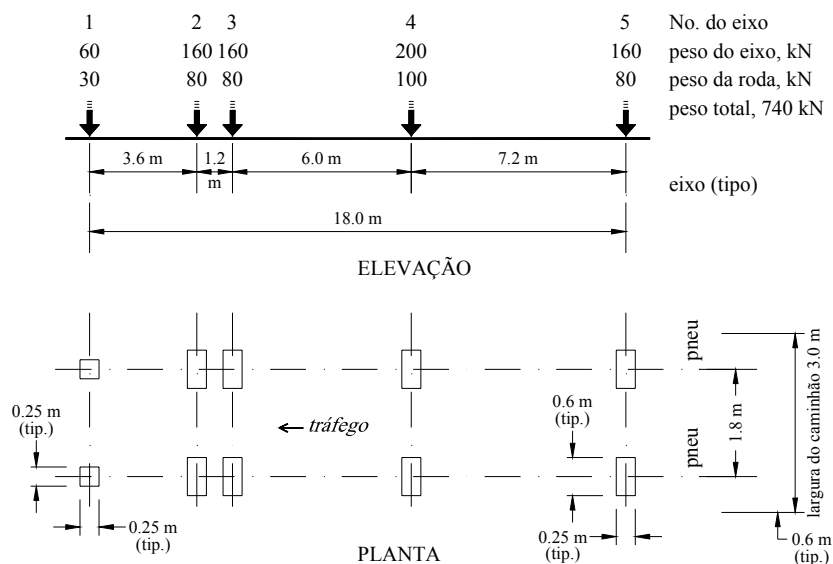
Quando mais de uma faixa de projeto for carregada, os carregamentos móveis devem ser multiplicados por um Coeficiente de Modificação, obtido na tabela 2.9. Deve-se selecionar as faixas de projeto a serem carregadas nas suas hipóteses mais desfavoráveis.

**TABELA 2.9 - Coeficiente de Modificação para Carregamentos de Múltiplas Faixas**

Coeficientes de Modificação para carregamento de múltiplas faixas	
Número de Faixas de Projeto Carregadas	Coeficiente de Modificação
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 ou mais	0.55

### 2.4.2 Carregamentos Móveis

A OHBDC (1991) prevê dois tipos de carregamentos móveis: o *OHBD Truck* e o *OHBD Lane Load*. O *OHBD Truck* consiste num caminhão idealizado de cinco eixos apresentado na figura 2.8.



**Figura 2.8 - OHBD Truck [OHBDC (1991)]**

O carregamento *OHBD Lane Load* consiste de uma carga uniformemente distribuída de 10 kN/m numa largura de 3.0 m e um veículo *OHBD Truck* com uma

redução de 30% no peso de cada eixo. Os eixos dos veículos que reduzam o efeito do carregamento devem ser desconsiderados e a carga uniformemente distribuída deverá ser aplicada somente onde causar um aumento no esforço em questão.

Para o Estado Limite de Fadiga, e para as exigências da *OHBD* referentes à limitação de vibração da superestrutura, o carregamento móvel deverá constar apenas de um veículo. O eixo do veículo deve coincidir com o eixo de uma faixa de tráfego e apenas uma delas deverá ser carregada. Não deve ser levado em consideração o carregamento *OHBD Lane Load* para esse estado limite.

Para Estados Limites de Utilização diferentes das exigências de limitação de vibração e para o Estado Limite Último, deverão ser considerados os dois carregamentos previstos pela norma, adotando-se aquele cuja situação apresente-se como a mais desfavorável.

Supõe-se que os carregamentos possam ocupar qualquer posição dentro de cada faixa de projeto, na direção longitudinal, em ambos os sentidos. A largura do veículo não deve ultrapassar a da faixa de projeto exceto nas situações previstas nos itens 2-4.3.1.8 e 2-4.3.1.9 da norma descritos abaixo:

“2-4.3.1.8

Na análise de reações locais da estrutura, provocadas por cargas de rodas de um ou dois eixos, em lajes, em seus elementos incorporados, e em guarda-corpos:

- a) deverão ser considerados os eixos dois e três do caminhão, mesmo quando o eixo quatro provoque maiores reações, e
- b) apenas no Estado Limite Último, a distância mínima entre o eixo das rodas e um passeio, meio-fio ou defesa, deverá ser de 0.3 m .

Essas exigências não devem ser aplicadas para pontes em laje de concreto nem para os carregamentos descritos no item 2-4.3.1.9, mas sim para lajes de concreto, quando piorarem os efeitos críticos das cargas.

#### 2-4.3.1.9

Quando passeios ou áreas adjacentes às rodovias são separados destas por meio-fio e não por parapeito, reações locais devem ser analisadas levando-se em consideração um carregamento *OHBD Truck* com cada carga de eixo reduzida a 70% do seu valor e com o eixo das rodas a uma distância não inferior a 0,3 m da face do meio-fio. Essa exigência não deve ser aplicada para efeitos longitudinais nas pontes em laje, nem para vigas principais, devendo ser levado em consideração apenas para Estados Limites Últimos.”

### 2.4.3 Coeficiente de Impacto

Os carregamentos móveis previstos pela norma anteriormente descritos devem ser adicionados pelos valores de *Dynamic Load Allowance* (ou coeficiente de impacto) especificados na tabela abaixo:

TABELA 2.10 - Valores de Coeficientes de Impacto segundo a OHBDC

Coeficiente de Impacto	
Número de Eixos	$\phi$
1	0,40
2	0,30
3 ou mais	0,25

Para a carga uniformemente distribuída o valor de  $\phi$  é de 0,10. O impacto deve ser incluído como parte das cargas transferidas da superestrutura para a infraestrutura, devendo ser desconsiderado em cargas transferidas para as fundações e em partes enterradas dos pilares.

### 2.4.4 Carga de Pedestre

Para passeios de pontes rodoviárias e para passarelas, a carga móvel de pedestre aplicada deverá ser:

$$q = 6.2 - \frac{a}{25}$$

onde:

$$2.0 \leq q \leq 5.0 \text{ kPa}$$

a = área carregada em m<sup>2</sup>

Os carregamentos móveis e a carga móvel de pedestre só deverão ser levados em consideração simultaneamente nos Estados Limites Últimos. Para tal situação, o valor da carga móvel de pedestre deverá ser reduzido de 20%.

O carregamento móvel especificado no item 2-4.3.1.9 da norma e o carregamento móvel de pedestre não devem ser considerados agindo simultaneamente num passeio.

Além da carga de pedestre, a norma ainda prevê um carregamento para o meio-fio. Para um meio-fio contínuo, esta carga deverá consistir em uma carga lateral uniformemente distribuída de 25 kN/m. Para um meio-fio apoiado em apoios discretos, o carregamento deve consistir em cargas concentradas de 40 kN.

As cargas de meio-fio devem ser aplicadas no topo do mesmo ou a uma distância de 0.25 m acima do topo da laje. Deverá ser escolhido o menor dos dois valores e tal carregamento só será considerado nos Estados Limites Últimos.

#### **2.4.5 Carregamento de Manutenção**

Além dos carregamentos já mencionados, a Norma Canadense ainda prevê um carregamento chamado *Maintenance Access Loads*.

Passeios e guarda-corpos devem ser projetados para uma carga uniformemente distribuída numa área retangular de 1.00m x 0.50m de 2.0 kN. Esse carregamento deverá ser posicionado em qualquer lugar da área de passagem ou gradeamento.

Se a largura de um passeio ou de uma passarela for maior do que 3.0 m e for previsto um acesso para veículos de manutenção da estrutura, o “veículo de manutenção” apresentado na figura 2.9 deverá ser levado em consideração.

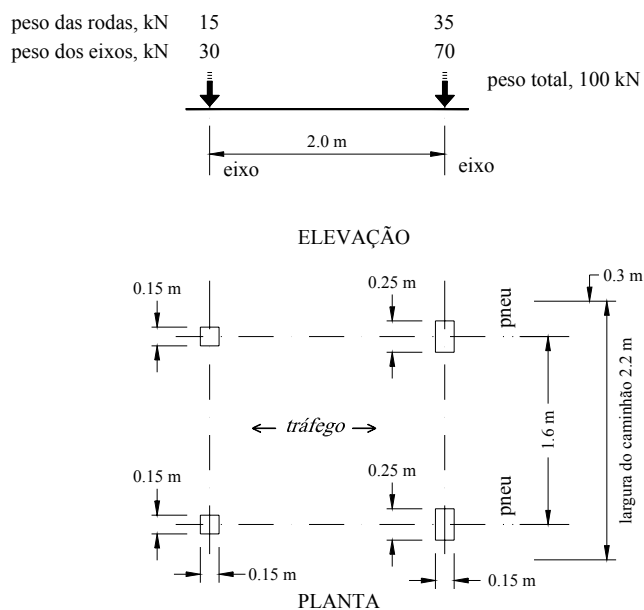


Figura 2.9 - Veículo de Manutenção [OHBD (1991)]

Os carregamentos previstos para representar uma possível carga devida a manutenção não devem ser considerados agindo simultaneamente aos carregamentos de pedestre ou de tráfego e, com exceção das passarelas, só deverão ser previstos para os Estados Limites Últimos.

## 2.5 Norma Australiana

Este item do trabalho refere-se a norma de Cargas de Projeto da Norma Australiana '92 *Austroads Bridge Design Code, Section 2: Design Loads* (ABDC) de 1992. Serão enfatizados os itens referentes às cargas móveis e aos carregamentos verticais provocados pelas mesmas.

Como em versões anteriores, parte da norma é baseada nas especificações da Norma Americana, *American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO*.

Nota-se a influência da Norma Canadense *Ontario Highway Bridge Design Code* no que tange ao desenvolvimento de uma norma de pontes com base no Método dos Estados Limites, uma vez que o código canadense foi um dos pioneiros a adotar tal procedimento.

A Norma Australiana prevê três tipos de veículos: *T44 Truck*, *L44 Lane* e o *Heavy Load Platform*. Todas as pontes rodoviárias devem ser projetadas para suportar os esforços solicitantes provocados pelos veículos *T44 Truck* e o *L44 Lane*. As cargas devidas ao veículo *Heavy Load Platform* deverão ser levadas em consideração para situações a serem descritas posteriormente.

### 2.5.1 *T44 Truck*

O carregamento do veículo *T44 Truck* deve consistir das cargas mostradas na figura 2.10. As cargas representam cargas por eixo de um caminhão hipotético de peso total igual a 432 kN. O espaçamento entre eixos deve ser variável entre os valores especificados de modo a produzir o máximo efeito na estrutura.

O veículo deve ser posicionado transversalmente numa faixa padronizada de 3 metros devendo existir apenas um veículo por faixa.

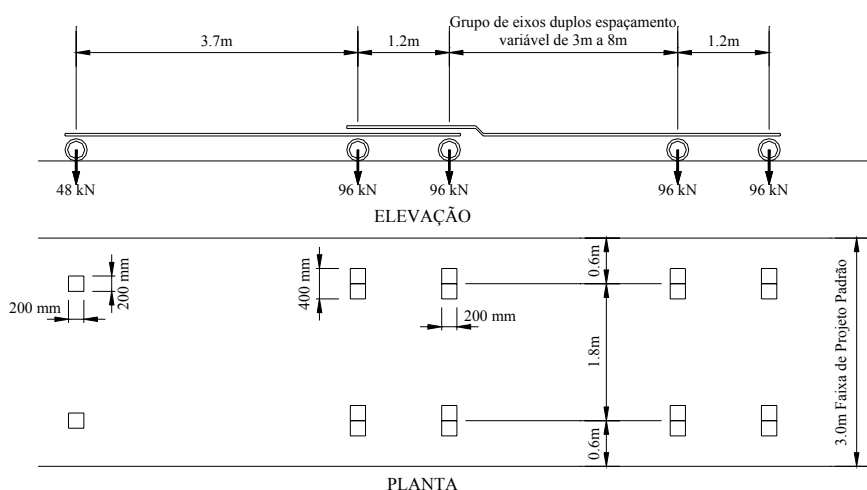


Figura 2.10 - Carregamento *T44-Truck* [ABDC (1992)]

### 2.5.2 *L44 Lane*

O carregamento *L44 Lane* deve consistir de uma carga uniformemente distribuída conforme apresentado na figura 2.11 além de uma carga concentrada de 150 kN. Assim como no veículo *T44 Truck* o carregamento distribuído dever ser considerado para uma extensão transversal de 3 metros por faixa no sentido transversal.



Para vãos contínuos, o carregamento *L44 Lane* deve ser contínuo ou descontínuo de modo a produzir o efeito mais desfavorável assim como a carga concentrada deve ser posicionada no local onde produza o máximo efeito na estrutura. Apenas uma carga concentrada deve ser posicionada para cada faixa.

É importante salientar que o carregamento *L44 Lane* não é aplicável para vãos menores do que 10 metros.

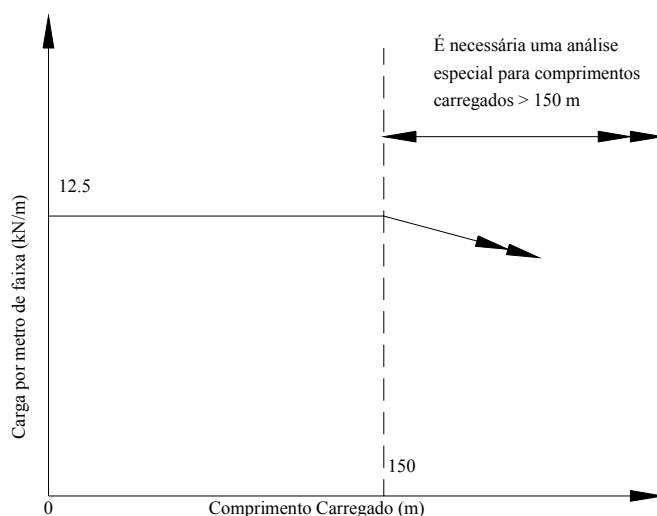


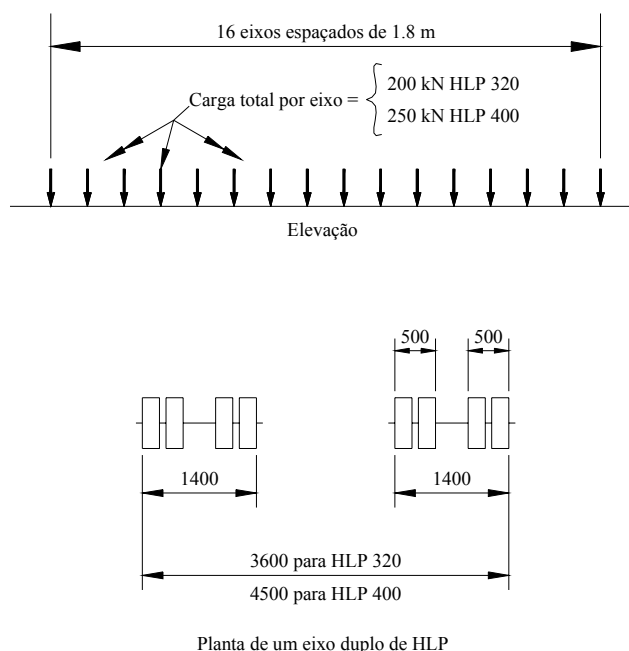
Figura 2.11 - Carregamento *L44-Lane* [ABDC (1992)]

### 2.5.3 Heavy Load Platform

O carregamento *Heavy Load Platform* (HLP) deve apresentar as seguintes configurações:

- (i) 16 linhas de eixos.
- (ii) A carga total por eixo deve ser 200kN para o carregamento HLP320, ou 230kN para o carregamento HLP400. A carga entre os eixos deve ser igualmente distribuída entre as rodas.
- (iii) Os eixos devem ter um espaçamento de 1,8 m.
- (iv) 8 pneus por linha de eixo.
- (v) A largura total dos eixos deve ser 3,6 m para o carregamento HLP320 ou de 4,5m para o carregamento HLP400. A distância transversal entre duas rodas ao longo de um eixo é a mostrada na figura 2.12.

- (vi) Para pontes contínuas, o carregamento deve ser separado em dois grupos de 8 eixos com uma abertura central de 6 a 15 metros. A abertura deve ser escolhida de modo a proporcionar o efeito mais desfavorável.
- (vii) A área de contato dos pneus para cada dupla de rodas deve ser de 500mmx200mm.



**Figura 2.12 - Carregamento *Heavy Load Platform* [ABDC (1992)]**

As pontes deverão ser projetadas para suportar os esforços provocados pelo carregamento *Heavy Load Platform* quando ocorrerem as situações abaixo descritas:

- Para pontes em rodovias de Classes Funcionais 1,2,3,6 e 7 (ver tabela 2.11).
- Para pontes em rodovias de Classes Funcionais 4,5,8 e 9 (ver tabela 2.11) a *Authority* (autoridade competente) deve determinar a necessidade da ponte ser projetada para suportar os efeitos do carregamento *Heavy Load Platform*.
- Para pontes em rotas especiais, determinadas pela autoridade competente, o carregamento de projeto HLP400, ou uma configuração pesada especial especificada pela mesma, deve ser aplicada.

**TABELA 2.11 – Classe das Rodovias da Norma Australiana**

<b>Classe 1</b>	Rodovias que formam avenida principal para a comunicação entre regiões maiores da Austrália, incluindo conexões diretas entre capitais.
<b>Classe 2</b>	Rodovias não pertencentes à Classe 1, cuja função principal é formar avenida de comunicação para movimentação entre: <ul style="list-style-type: none"> <li>• uma capital e estados adjacentes e suas capitais; ou</li> <li>• uma capital e cidades chaves; ou</li> <li>• cidades chaves.</li> </ul>
<b>Classe 3</b>	Rodovias não pertencentes às Classes 1 ou 2, cuja principal função seja formar uma avenida de comunicação para movimentações entre: <ul style="list-style-type: none"> <li>• centros importantes e as rodovias das Classes 1 e 2 e/ou cidades chaves; ou</li> <li>• centros importantes; ou</li> <li>• uma via natural entre uma cidade e uma área rural</li> </ul>
<b>Classe 4</b>	Rodovias não pertencentes às Classes 1, 2 ou 3, cuja principal função seja permitir o acesso às propriedades de acesso limitado (incluindo propriedade entre uma cidade e uma área rural)
<b>Classe 5</b>	Rodovias que forneçam quase que exclusivamente uma atividade ou função que não sejam designadas para as Classes 1, 2, 3 ou 4.
<b>Classe 6</b>	Rodovias cuja função principal seja formar a avenida principal de comunicação de movimentos de tráfego intenso.
<b>Classe 7</b>	Rodovias não pertencentes à Classe 6, cuja função principal seja complementá-las, permitindo alternativas no tráfego, ou que desviam o tráfego para sistemas locais de trânsito.
<b>Classe 8</b>	Rodovias não pertencentes às Classes 6 e 7, cuja função principal seja permitir o acesso às propriedades de acesso limitado.
<b>Classe 9</b>	Rodovias que forneçam quase que exclusivamente uma atividade ou função que não sejam designadas para as Classes 6, 7 ou 8.

## 2.5.4 Número de Faixas de Projeto

Para a determinação do número de faixas e posicionamento transversal do carregamento móvel, a Norma Australiana estabelece diferentes critérios para os carregamentos *T44 Truck*, *L44 Lane* e *Heavy Load Platform*, conforme descritos a seguir:

### A. *T44 Truck* e *L44 Lane*

Inicialmente, supõe-se que os carregamentos *T44 Truck* e *L44 Lane* devem ocupar uma Faixa de Projeto Padronizada de 3 m de largura.

Pretendendo-se determinar a largura e a posição transversal do carregamento, deve-se proceder da seguinte forma:

- (a) Para pontes urbanas e outras pontes especificadas pela Autoridade Competente.

O número de Faixas de Projeto Padronizadas  $n$  deve ser:

$$n = \frac{w}{3.1} \text{ (menor número inteiro mais próximo)}$$

onde:

$w$  = largura da pista (em metros) entre meio-fios ou defensas (a menor das duas distâncias).

Essas Faixas de Projeto Padronizadas devem ser posicionadas na ponte lateralmente de modo a produzirem os efeitos mais desfavoráveis.

- (b) Para pontes rurais não especificadas acima.

Para uma faixa carregada, a Faixa de Projeto Padronizada deve ser posicionada lateralmente em qualquer posição dentro da largura efetiva de pista.

Para duas ou mais faixas carregadas, as Faixas de Projeto Padronizadas devem ser posicionadas entre a marcação das faixas de tráfego. O eixo de cada Faixa de Projeto Padronizada deve ser posicionado lateralmente a uma distância de até 500mm do eixo da marcação da pista de tráfego, objetivando-se a obtenção dos efeitos mais desfavoráveis.

### ***B. Heavy Load Platform***

Supõe-se que os carregamentos HLP320 e HLP400 devam ocupar simetricamente duas Faixas de Projeto Padronizadas.

As Faixas de Projeto Padronizadas contendo o carregamento *Heavy Load Platform* devem ser posicionadas na ponte lateralmente como especificado pela Autoridade Competente.

Para que sejam levados em consideração os erros de posicionamento dos veículos reais, as pontes devem ser projetadas para suportarem os esforços causados pelo carregamento *Heavy Load Platform* posicionados lateralmente a uma distância de 1 m em qualquer direção da posição especificada.

Se as duas Faixas de Projeto Padronizadas contendo o carregamento *Heavy Load Platform* estiverem posicionadas de tal forma que uma ou mais faixas de tráfego fiquem descarregadas, metade de um dos carregamentos *T44 Truck* ou *L44 Lane* deve ser posicionado nessas faixas, a menos que a Autoridade Competente decida por outra alternativa.

### **2.5.5 Coeficientes de Modificação para Pontes de Múltiplas Faixas Carregadas**

Os Coeficientes de Modificação apresentados na tabela a seguir levam em consideração a baixa probabilidade de que carregamentos extremos ocorram simultaneamente em todas as faixas. Esses coeficientes são baseados na Norma Canadense de 1983 *Ontario Highway Bridge Design Code*.

Quando mais de uma Faixa de Projeto Padronizada é carregada simultaneamente, todas as cargas dos carregamentos *T44 Truck* e *L44 Lane* devem ser multiplicadas pelos coeficientes apresentados na tabela 2.12.

TABELA 2.12 - Coeficientes de Modificação de Carga

Número de Faixas de Projeto Padronizadas Carregadas	Coefficiente de Modificação de Carga
1	1.0
2	0.9
3	0.8
4	0.7
5	0.6
6 ou mais	0.55

As cargas do carregamento *Heavy Load Platform* não devem ser multiplicadas pelos Coeficientes de Modificação.

### 2.5.6 Carga de Pedestre

Passarelas para pedestres e passeios em pontes rodoviárias devem ser projetadas para suportarem um carregamento distribuído por metro quadrado como apresentado na figura 2.13.

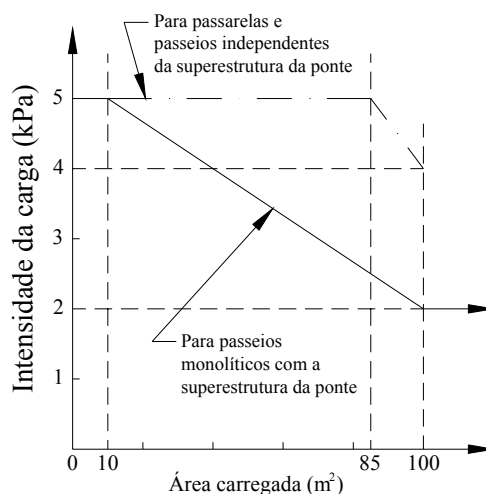


Figura 2.13 - Carga de Pedestre [ABDC (1992)]

A área considerada será aquela relacionada ao elemento estrutural que esteja sendo levado em consideração.

O projeto de pontes rodoviárias para a aplicação simultânea do tráfego de pista e tráfego de pedestre não é necessário segundo a Norma Australiana.

Quando prevista a passagem de veículos leves ou gado sobre os passeios, estes devem ser projetados para suportar uma única carga concentrada de 20 kN.

### 2.5.7 Coeficientes de Ponderação

Para Estado Limite de Utilização, o coeficiente de ponderação deve ser 1.0 para todos os tipos de carregamento (com o coeficiente de impacto sendo multiplicado posteriormente). Para Estado Limite Último, os coeficientes de ponderação deverão ser os apresentados na tabela 2.13.

**TABELA 2.13 - Coeficientes de Ponderação da Norma Australiana**

Carregamento	Coeficiente
<i>T44 Truck</i> <sup>1</sup>	2.0
<i>L44 Lane</i> <sup>1</sup>	2.0
<i>Heavy Load Platform</i> <sup>1</sup>	1.5 <sup>2</sup>
Carga de Pedestre <sup>1</sup>	2.0
Notas	
<sup>1</sup> com o coeficiente de impacto sendo adicionado posteriormente	
<sup>2</sup> a Autoridade Competente pode reduzir os coeficientes de ponderação para o carregamento <i>Heavy Load Platform</i> tanto no Estado Limite de Utilização quanto no Estado Limite Último quando a mesma considerar que poderá exercer um alto grau de controle e monitorar a passagem do carregamento <i>Heavy Load Platform</i> real sobre uma ponte. Em tais casos, a Autoridade Competente deve determinar quais coeficientes deverão ser usados.	

Para as cargas permanentes, a norma estabelece coeficientes de ponderação igual a 1,0 e 1,2 nas verificações referentes aos Estados Limites de Utilização e Estados Limites Últimos, respectivamente.

### 2.5.8 Efeito da Carga Dinâmica

A forma com que é levado em consideração o efeito dinâmico do carregamento móvel pela Norma Australiana é análoga à Norma Brasileira. Multiplicam-se os carregamentos por um coeficiente específico de modo a majorá-los entre 10 e 40% passando-se, dessa forma, a tratá-los como estáticos.

O termo *impact factor* (coeficiente de impacto) na Norma Australiana foi substituído pela expressão *Dynamic Load Allowance* (carga dinâmica permitida ou admissível) pelo fato de o primeiro sugerir que o efeito de um carregamento dinâmico seja apenas devido a ação de impacto de uma roda.

Como cargas de veículos estáticos e dinâmicos são variáveis aleatórias independentes, é necessário algum ajuste na “*dynamic load allowance*”. Esse ajuste foi incorporado na Norma Canadense *Ontario Highway Bridge Design Code* de 1983 o que a torna a base da *dynamic load allowance* especificada na Norma Australiana.

#### a) Carregamentos *T44 Truck e L44 Lane*

Sabe-se que para pontes de múltiplas faixas existe uma pequena probabilidade do máximo efeito da carga dinâmica ocorra simultaneamente em todas as faixas. Os Coeficientes de Modificação para Pontes de Múltiplas Faixas apresentados na tabela 2.12, levam isso em consideração.

Os seguintes valores de *dynamic load allowance*<sup>1</sup> podem ser usados como estimativa para ante-projeto dos elementos principais, para vãos simplesmente apoiados e estruturas contínuas de qualquer vão:

- inferior a 22,5m    0,2
- entre 22,5 e 60m    0,3
- superior a 60m    0,4

---

<sup>1</sup> Percebe-se uma incoerência nos valores de “coeficientes de impacto” apresentados pela norma. Sabe-se que o efeito dinâmico na estrutura é inversamente proporcional ao vão da obra



### **b) Carregamento *Heavy Load Platform***

O valor de *dynamic load allowance* para o carregamento *Heavy Load Platform* deve ser 0,1. Esse valor é baseado na Norma Canadense *Ontario Highway Bridge Code* de 1983. Admite-se que o veículo esteja trafegando a uma velocidade de 10 km/h.

#### **2.5.8.1 Efeito do Carregamento Dinâmico para as Lajes**

A Norma Australiana sugere um valor maior ou igual a 0,25 para qualquer tipo de carregamento. Nesse item a Norma Australiana não adotou a sugestão da norma Canadense que seria de 0,4.

A aplicação da *dynamic load allowance* se estende a todos os elementos estruturais até o solo. Para elementos da infra-estrutura que estejam enterrados deverá ser feita uma interpolação linear variando-se o coeficiente do valor adotado na superfície até zero a uma profundidade de 2m.

## **2.6 *Eurocode***

Conforme mencionado anteriormente, o *Eurocode 1, Teil 3* (EC1) “Verkehrslasten auf Brücken” de 1991, estabelece as especificações para o carregamento móvel a ser considerado nas pontes. Este trabalho foi desenvolvido pelos países membros da comunidade europeia objetivando-se a uniformização dos critérios para definição do carregamento móvel.

Os carregamentos indicados neste código correspondem aos trechos onde foi observada maior intensidade de tráfego na Europa, devendo-se ajustar para cada país, através de coeficientes de adaptação, de acordo com suas particularidades. A seguir, serão descritos os aspectos considerados mais relevantes.

Vale ressaltar que, diferentemente de todas as normas estudadas, o efeito dinâmico do carregamento móvel já é levado em consideração nos valores de carga previstos para os veículos adotados pelo EC1 (1991).

### **2.6.1 Classificação das Ações**

De acordo com as idéias básicas do EC1 (1991), as ações são fornecidas para três áreas de emprego:

- condições normais
- condições excepcionais
- verificação da fadiga

### **2.6.2 Campo de Aplicação**

O campo de aplicação em pontes rodoviárias está limitado para estruturas com vão individual inferior a 200m ou com largura do tabuleiro inferior a 42m. Para pontes fora destes limites, as condições da carga devem ser fixadas para cada caso tendo em vista que para tais condições os carregamentos previstos deste código são considerados conservadores.

Com os modelos e as regulamentações correspondentes, pretende-se levar em consideração para o projeto, cálculo e dimensionamento, todas as situações de tráfego normalmente previsíveis (por exemplo, tráfego em cada direção sobre cada faixa de tráfego devido ao carregamento móvel).

Para pontes que são limitadas para carga através de placas de sinalização, devem ser utilizados modelos especiais (por exemplo: para estradas locais, como também estradas privadas).

As ações das cargas da fase construtiva como caminhões para transporte de terra ou guindastes, cargas para provas de carga e supervisão como também para pesquisas não são levadas em consideração. Caso seja exigido, estas cargas devem ser particularmente determinadas.

### **2.6.3 Determinação das Faixas de Tráfego**

O número de faixas de tráfego  $n_1$  é variável e deve ser determinado a partir da largura do tabuleiro  $w$ , conforme tabela 2.14.

**TABELA 2.14- Determinação das Faixas de Tráfego Segundo o Eurocode**

Largura do Tabuleiro (w)	Número de Faixas de Tráfego de Cálculo ( $n_l$ )	Largura de Uma Faixa de Tráfego de Cálculo	Largura da Área Residual
$w < 5,4\text{m}$	1	3,0m	$w - 3,0\text{m}$
$5,4\text{m} \leq w < 6,0\text{m}$	2	$\left(\frac{w}{2}\right)$	0
$w \geq 6,0\text{m}$	Inteiro $\left(\frac{w}{3}\right)$	3,0 m	$w - n_l \times 3,0$

### 2.6.4 Modelos de Carga

Ações devidas à carga móvel consistem de carros de passeio, caminhões, veículos e veículos especiais (por exemplo: para transportes industriais) e provocam cargas verticais e horizontais, estáticas e dinâmicas.

As cargas definidas nesta seção não descrevem nenhuma carga real. Os modelos foram escolhidos, de modo que suas ações correspondam às dos modelos reais existentes.

As ações verticais do tráfego sobre pontes rodoviárias são descritas através de quatro modelos designados “Modelos de Carga”:

- Modelo 1: Carga sobre dois eixos e carga uniformemente distribuída para ação proveniente dos veículos pesados e veículos leves respectivamente. Este modelo pode ser utilizado tanto para as verificações locais quanto para as verificações globais.
- Modelo 2: Carga sobre um eixo para verificação local. Este modelo é normalmente utilizado para elementos com vãos muito pequenos.
- Modelo 3: Veículos Especiais para trechos altamente carregados. Este modelo deve ser utilizado somente sob exigência do proprietário sendo considerado apenas para verificação global.

- Modelo 4: Carga uniformemente distribuída para multidão. Este modelo deve ser utilizado somente sob exigência do proprietário sendo considerado apenas para verificação global.

A figura 2.14 apresenta ambos os elementos do Modelo 1: seis eixos duplos (*Tandem*) e cargas uniformemente distribuídas nas faixas de tráfego a serem consideradas.

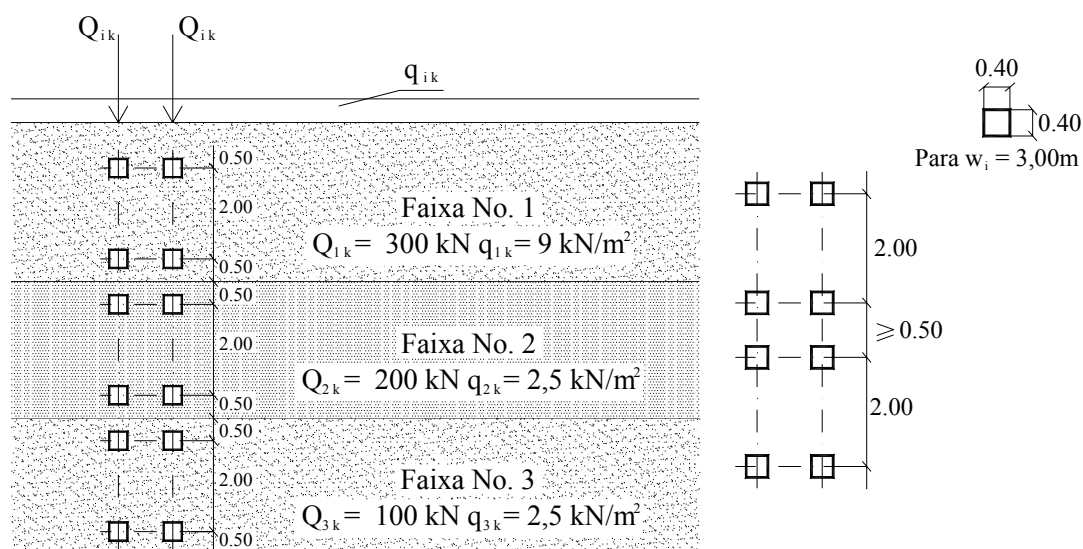


Figura 2.14 – Modelo 1 [EC1 (1991)]

As cargas dos eixos duplos são diferentes em cada faixa de tráfego unitária. Elas importam em 600 kN na faixa 1, 400 kN na faixa 2 e 200 kN na faixa 3. Para as cargas uniformemente distribuídas, a carga é de 9 kN/m<sup>2</sup> para faixa 1 e de 2,5 kN/m<sup>2</sup> para as demais faixas.

TABELA 2.15 – Cargas por Faixa de Tráfego

Posição	Eixo duplo	Carga uniformemente distribuída
	Carga por eixo $Q_{jk}$ ( kN )	$q_{jk}$ ( ou $q_{rk}$ ) ( kN/m <sup>2</sup> )
Faixa 1	300	9
Faixa 2	200	2,5
Faixa 3	100	2,5
Outras Faixas	-	2,5
Faixa residual	-	2,5

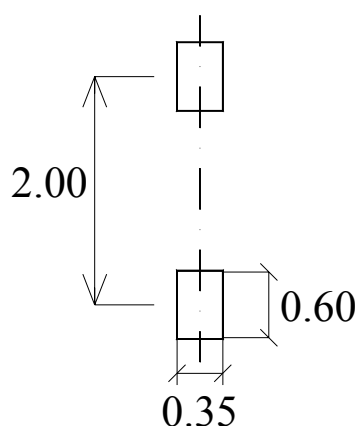
Os valores indicados na tabela acima podem ser ajustados através dos coeficientes de adaptação  $\alpha_Q$  e  $\alpha_q$  respectivamente para as cargas dos eixos e para as cargas uniformemente distribuídas. Estes coeficientes devem ser fixados nas normas de cada país devendo ser respeitados os limites abaixo:

$$\alpha_{Q1} \geq 0,8$$

$$\text{para "i"} \geq 2 \Rightarrow \alpha_{qi} \geq 1$$

onde "i" = número da faixa

O Modelo 2 consiste em uma carga por eixo de valor total  $Q = 400$  kN. A distância entre os pneus é de 2,0m e a área de contato dos pneus foi fixada em 35cm na direção longitudinal e 60cm na direção transversal conforme a figura 2.15.



**Figura 2.15 - Modelo 2 [EC1 (1991)]**

No Modelo 3, são dados oito tipos de veículos especiais de pesos totais entre 600 kN até 3600 kN conforme apresentado na tabelas 2.16 e 2.17.

O Modelo 4 consiste em uma carga uniformemente distribuída de  $5$  kN/m<sup>2</sup> representando a multidão. Este modelo deve ser considerado somente em exigências expressas do contratante.

TABELA 2.16 – Configurações do Modelo 3

<b>Peso Total (kN)</b>	<b>Configuração</b>	<b>Designação</b>
<b>600</b>	4 eixos de 150 Kn	600/150
<b>900</b>	6 eixos de 150 kN	900/150
<b>1200</b>	8 eixos de 150 kN	1200/150
	ou 6 eixos de 200kN	1200/200
<b>1500</b>	10 eixos de 150 kN	1500/150
	ou 7 eixos de 200kN	1500/200
	+ 1 eixo de 100 kN	
<b>1800</b>	12 eixos de 150 kN	1800/150
	ou 9 eixos de 200 kN	1800/200
<b>2400</b>	12 eixos de 200 kN	2400/200
	ou 10 eixos de 240 kN	2400/240
	ou 6 eixos de 200kN (distância entre eixos de 12m)	2400/200/200
	+ 6 eixos de 200 kN	
<b>3000</b>	15 eixos de 200 kN	3000/200
	ou 12 eixos de 240 kn	3000/240
	+ 1 eixo de 120 kN	
	ou 8 eixos de 200 kN (distância entre eixos de 12m)	3000/200/200
	+ 7 eixos de 200 kN	
<b>3600</b>	18 eixos de 200 kN	3600/200
	ou 15 eixos de 240 kN	3600/240
	ou 9 eixos de 200 kN (distância entre eixos de 12m)	3600/200/200
	+ 9 eixos de 200 kN	

TABELA 2.17 - Geometria do Modelo 3

Peso Total (kN)	Eixos de 150 kN	Eixos de 200 kN	Eixos de 240 kN
<b>600</b>	n = 4x150		
	e = 1,50m		
<b>900</b>	n = 6x150		
	e = 1,50m		
<b>1200</b>	n = 8x150	n = 6x200	
	e = 1,50m	e = 1,50m	
<b>1500</b>	n = 10x150	n = 1x100+7x200	
	e = 1,50m	e = 1,50m	
<b>1800</b>	n = 12x150	n = 9x200	
	e = 1,50m	e = 1,50m	
<b>2400</b>		n = 12x200	n = 10x240
		e = 1,50m	e = 1,50m
		n = 6x200+6x200	
		e = 5x1,50m+12,00m+5x1,50m	
<b>3000</b>		n = 15x200	n = 1x120+12x240
		e = 1,50m	e = 1,50m
		n = 8x200+7x200	
		e = 7x1,50m+12,00m+6x1,50m	
<b>3600</b>		n = 18x200	n = 12x240
		e = 1,50m	e = 1,50m
			n = 8x240+7x240
			e = 7x1,50m+12,00m+6x1,50m

onde:

n = número de eixos;

e = espaçamento entre os eixos.

### 2.6.5 Modelos de Carregamentos para Fadiga

São cinco os chamados Modelos de Carregamentos para Fadiga disponibilizados como base para pesquisas de resistência em serviço.

Os Modelos de Carregamentos para Fadiga foram desenvolvidos, como todos os outros modelos de carga, através de monitoração.

O Modelo 1 corresponde à configuração do modelo principal descrito no item 2.6.4 multiplicando-se por 0,7 e 0,3 os valores das cargas dos eixos e das cargas uniformemente distribuídas respectivamente.

O Modelo 2 consiste de um grupo idealizado de veículos designado como “Carregamento Móvel Frequente”. Cada “Veículo Frequente” é definido através de:

- número de eixos e distância entre eixos (tabela 2.18, colunas 1 e 2);
- a “Carga Frequente” para cada eixo (tabela 2.18, coluna 3);
- a distância entre rodas e a superfície de contato das mesmas (tabela 2.19 e tabela 2.19)

**TABELA 2.18 - Modelo 2 - Parte 1**




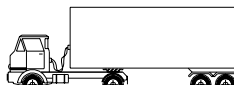

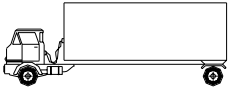
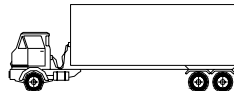
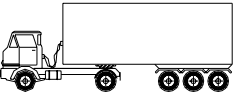
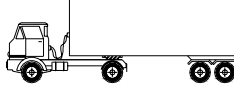
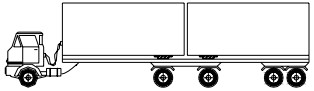
1	2	3	4
Veículo	Distância entre eixos (m)	Carga frequente por eixo (kN)	Tipos de Pneus (ver tab. 2.20)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C



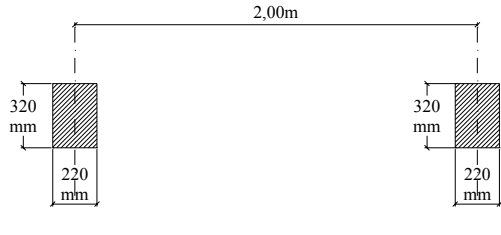
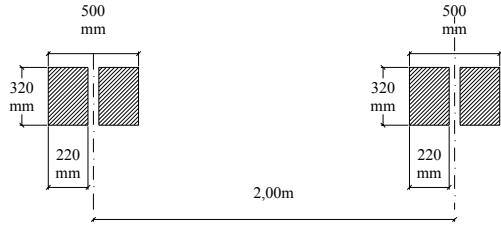
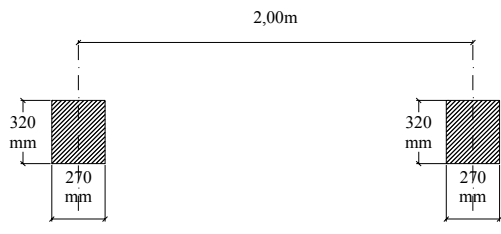
TABELA 2.19 - Grupo de Veículos

Tipos de Veículo			Tráfego			
1	2	3	4	5	6	7
			Parcela de Tráfego Pesado (%)			
Veículo Pesado	Distância entre eixos (m)	Carga por eixo (kN)	Trecho Longo	Trecho Médio	Tráfego Local	Distância entre as rodas
	4,5	70 130	20,0	50,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	5,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	40,0	20,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	25,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	10,0	5,0	A B C C C

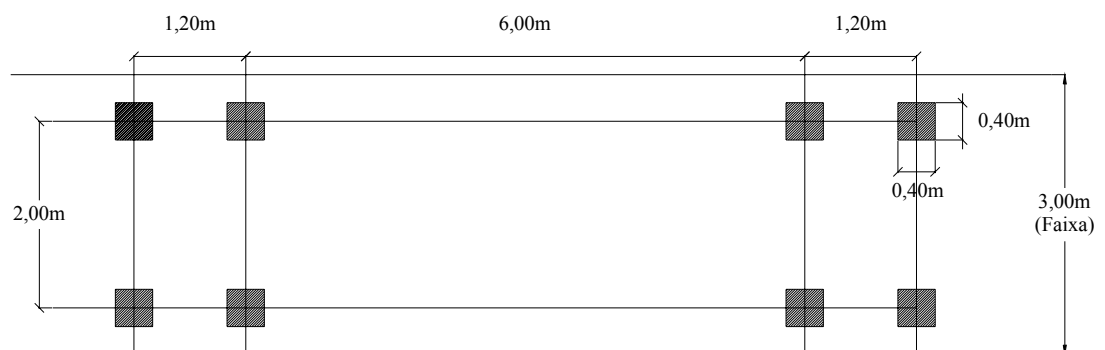
Para a escolha do tipo de tráfego, podem ser considerados:

- Trecho Longo – acima de 100km;
- Trecho Médio – entre 50km e 100km;
- Tráfego Local – abaixo de 50km

**TABELA 2.20 - Distância entre Rodas e Geometria**

Tipos de Pneus e eixos	Geometria
A	
B	
C	

O Modelo 3 consiste de 4 eixos iguais de 120 kN cada. A figura 2.16 mostra a distância entre os eixos e a superfície de contato dos pneus.



**Figura 2.16 - Modelo 3 [EC1 (1991)]**

O Modelo 4 consiste em um grupo de “Caminhões Padrão” conforme definido a seguir:

- número de eixos e distância entre eixos (tabela 2.19, colunas 1 e 2);
- a “Carga Freqüente” para cada eixo (tabela 2.19, coluna 3);
- a distância entre rodas a superfície de contato das mesmas (2.19 e 2.20).

O Modelo 5 consiste da avaliação direta dos dados de tráfego através de tratamentos estatísticos e extrapolações para o futuro.

### 2.6.6 Carga de Pedestre

Para passarelas é previsto um carregamento uniformemente distribuído variando de 2,5 kN/m<sup>2</sup> a 5,0 kN/m<sup>2</sup> em função do vão individual, cuja determinação é feita através da equação abaixo:

$$2,5 \leq q_{fk} = 2,0 + \frac{120}{\ell + 30} \leq 5,0 \text{ (em kN/m}^2\text{)}$$

onde:

$\ell$  = vão individual em metros.

Para passarelas acopladas a pontes rodoviárias deverá ser adotado somente o valor de 5,0 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.6.7 Coeficientes de Ponderação

Para o Estado Limite Último, o EC1 (1991) estabelece os mesmos coeficientes de ponderação utilizados pela NBR-7187/87. Para as cargas permanentes é utilizado um coeficiente igual a 1,35 e para as cargas móveis 1,5.

Os coeficientes  $\psi$  que devem ser utilizados para as verificações dos Estados Limites de Utilização são fixados de acordo com a combinação de carga sendo considerada. A tabela 2.21 apresenta as combinações prescritas pela referência com seus respectivos coeficientes de ponderação.

TABELA 2.21 – Coeficientes  $\psi$  das Ações segundo EC1 (1991)

Tipos de Carga/Combinações	Cargas do Veículo				Carga Uniformemente Distribuída			
	$\psi$	$\psi_1'$	$\psi_1$	$\psi_2$	$\psi$	$\psi_1'$	$\psi_1$	$\psi_2$
<b>Combinação Característica (Rara)</b>	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
<b>Combinação não Freqüente</b>	-	0,80	-	-	-	0,80	-	-
<b>Combinação Freqüente</b>	-	-	0,75	-	-	-	0,40	-
<b>Combinação Quase Permanente</b>	-	-	-	0	-	-	-	0

## 2.7 Norma Alemã

A nova Norma Alemã, “*DIN-Fachbericht 101 – Einwirkungen auf Brücken*”, colocada à disposição do meio técnico desde julho de 2001 para conhecimento e obrigatória para os contratos a partir de julho de 2002, está baseada no EC1 (1991) e mantém os princípios básicos ali prescritos.

Em comparação com a anterior Norma Alemã, “*DIN 1072 – Strassen-und Wegebrücken, Lastannahmen*”, na qual se baseia a atual Norma Brasileira, chama a atenção especialmente a consideração da regulamentação para verificação à fadiga.

Diferentemente da regulamentação da DIN 1072 (faixa principal e faixa secundária), o número de faixas de tráfego  $n_j$  é variável e deve ser determinado a partir da largura do tabuleiro  $w$ , pela adoção da largura de faixa de tráfego unitária  $w = 3\text{m}$ . Por simplificação, não foi fixada na nova norma qualquer sobra de faixa de tráfego.

A seguir, serão apresentados os ajustes realizados pelos alemães de modo a adequar as especificações do *Eurocode* às particularidades da Alemanha.

### 2.7.1 Modelos de Carga

Foram adotados os modelos de carga previstos no *Eurocode* utilizando-se para o coeficiente  $\alpha_Q = 0,8$  para as faixas de tráfego 1 e 2 do Modelo 1 e para o Modelo 2.

Para a terceira faixa de tráfego foi eliminado o terceiro veículo. Os demais valores das cargas mantiveram-se os mesmos.

Comparando-se com a DIN 1072 o peso total dos veículos mantém-se praticamente o mesmo, porém a carga distribuída na faixa 1 foi nitidamente aumentada. No carregamento móvel, o coeficiente de impacto já foi levado em consideração, tanto que, diferentemente da DIN 1072, não é realizada qualquer majoração das cargas.

### **2.7.2 Modelos de Carregamentos para Fadiga**

Na Alemanha, somente o Modelo 3 do *Eurocode* será empregado, mantendo-se todas as características descritas no item 2.6.5.

### **2.7.3 Cargas de Pedestre**

Para carga de pedestre, a Norma Alemã incorporou integralmente as recomendações do *Eurocode*.

### **2.7.4 Coeficientes de Ponderação**

Assim como para carga de pedestre, a Norma Alemã incorporou integralmente as recomendações do *Eurocode* com relação aos coeficientes de ponderação adotados para as verificações dos Estados Limites Últimos. Para os Estados Limites de Utilização, a única diferença com relação aos valores apresentados na tabela 2.21 é o valor de  $\psi_2$  adotado para as cargas do veículo. De acordo com a DIN (2001), deverá ser utilizado um  $\psi_2$  igual a 0,2 para a referida situação.

## **2.8 Síntese das Normas Estudadas**

Do exposto nos parágrafos anteriores, pode-se confirmar o que já havia sido colocado no item 2.1 a respeito das diferentes considerações sobre a ação do carregamento móvel. Por outro lado, constatou-se uma certa uniformidade de critérios com relação à aplicação de faixas múltiplas de carregamento, excetuando-se, apenas, a norma brasileira.

Com o objetivo de evidenciar essas diferenças, será apresentado um exemplo numérico de uma estrutura usual de pontes de acordo com as diversas normas estudadas.

Dessa forma, foi escolhida a Ponte Sobre o Rio Capivara, projetada no ano de 2000 pela Empresa Ademir Santos Engenharia & Estruturas Ltda. para a Classe 45 e executada em 2001 pelo Consórcio Litoral Norte. A obra situa-se na rodovia estadual BA-099, Litoral Norte de Salvador – BA, onde serão executadas cinco pontes com o mesmo sistema construtivo e estrutural.

Trata-se de um tabuleiro de oito vigas principais, pré-moldadas, espaçadas de 1,40m e largura total de 11,40m. O sistema estrutural é constituído por três vãos isostáticos com comprimentos de 19,00m para os vãos extremos e 22,00m para o vão central. As figuras 2.17 e 2.18 apresentam a seção transversal e o esquema longitudinal da obra, respectivamente.

A estrutura será analisada exclusivamente em relação às vigas principais. Para a obtenção dos esforços para esses elementos, a superestrutura será considerada como sendo uma grelha plana constituída de elementos de placa (representando a laje do tabuleiro) e barras (representando as vigas principais e as transversinas) conforme o esquema apresentado na figura 2.19. Vale ressaltar que apenas o vão central será analisado, uma vez que o mesmo apresentará as maiores solicitações.

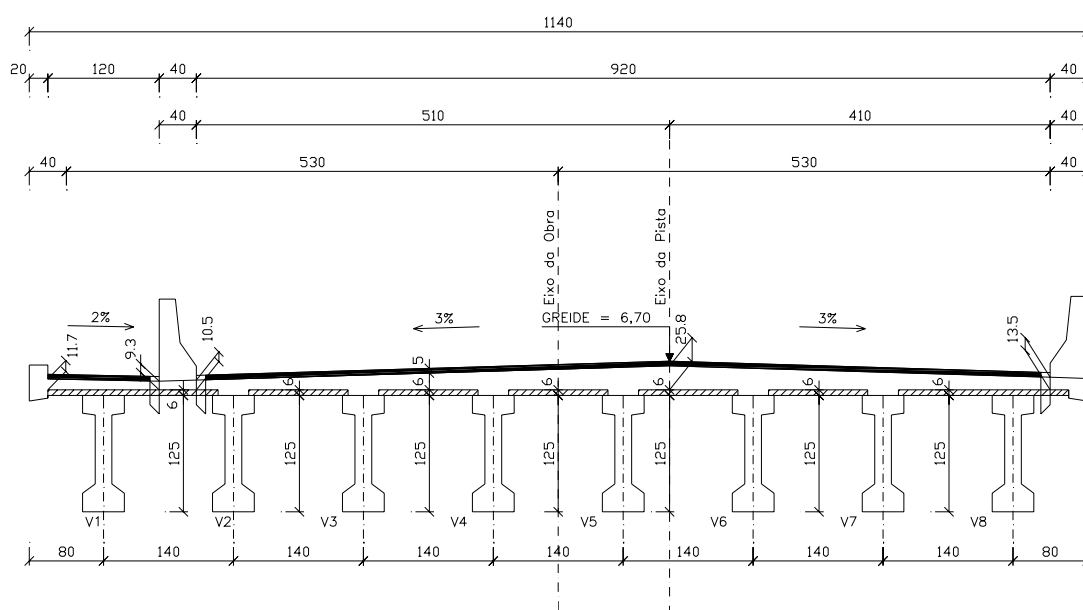
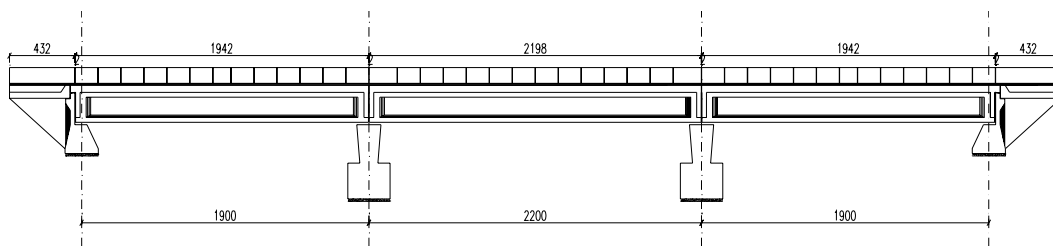
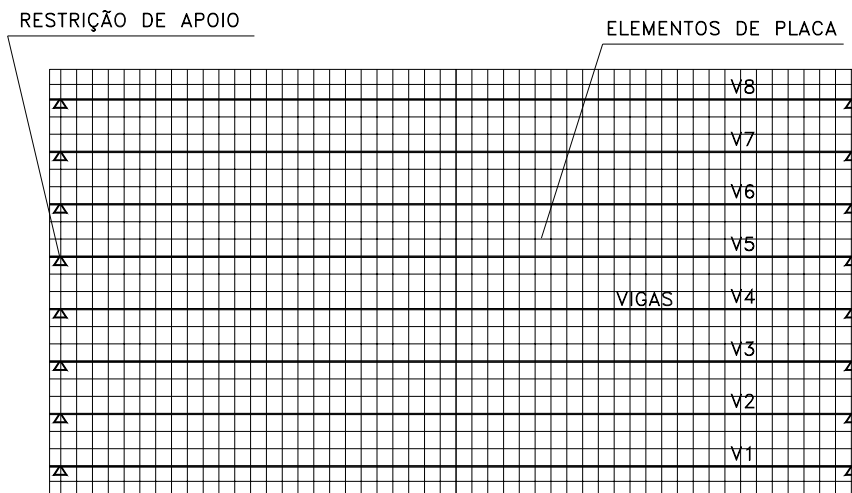


Figura 2.17 - Seção Transversal



**Figura 2.18 - Esquema Longitudinal**



**Figura 2.19 - Esquema da Modelagem**

O carregamento permanente foi subdividido em três partes:  $g_1$ ,  $g_2$  e  $g_3$ , sendo  $g_1$  o carregamento devido ao peso próprio do pré-moldado,  $g_2$  o carregamento devido ao peso próprio da laje/pré-laje e  $g_3$  o carregamento devido à pavimentação, transversinas, defesa, recapeamento e cargas no passeio. Para o cálculo dos esforços provenientes dos carregamentos  $g_1$  e  $g_2$ , foi desconsiderado o efeito de grelha da estrutura devido ao processo construtivo deste tipo de sistema estrutural. A tabela 2.22 apresenta um resumo das cargas permanentes consideradas.

**TABELA 2.22 – Resumo das Cargas Permanentes: Exemplo Numérico**

CARGAS NAS BARRAS (kN/m)			
VP <sub>(seção típica)</sub> – $g_1$	VP <sub>(seção engrossada)</sub> – $g_1$	Transversinas – $g_3$	
8.7	14.1	7.9	
CARGAS NOS ELEMENTOS (kN/m <sup>2</sup> )			
LAJE/PRÉ-LAJE – $g_2$	PAV./RECAP. – $g_3$	DEFENSA – $g_3$	G.-CORPO – $g_3$
5.9	3.2	14.7	1.0

As cargas móveis foram avaliadas para as situações mais desfavoráveis das normas anteriormente descritas. Para a norma brasileira o carregamento móvel será avaliado de acordo com as prescrições da NBR-7188/84 apresentadas no item 2.2.2. As tabelas 2.23 a 2.27 apresentam as cargas consideradas para as demais normas.

**TABELA 2.23 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Americana: Exemplo Numérico**

NORMA AMERICANA <sup>1</sup>							
Faixas Carregadas	m <sup>2</sup>	Coef. de Impacto	Cargas Consideradas			Carga de Pedestre (kN/m <sup>2</sup> )	Combinações
2	1.00	1.33	<i>Design Truck</i>	<i>Design Tandem</i>	<i>Design Lane Load</i>	5.17	<i>Design Truck ou Design Tandem + Design Lane Load</i>

**TABELA 2.24 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Canadense: Exemplo Numérico**

Norma Canadense						
Faixas Carregadas	m	Coef. de Impacto	Cargas Consideradas		Carga de Pedestre (kN/m <sup>2</sup> )	Combinações
2	0.9	1.25	<i>OHBD Truck</i>	<i>OHBD Lane Load</i>	4.0	<i>OHBD Truck ou OHBD Lane Load</i>

**TABELA 2.25 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Australiana: Exemplo Numérico**

Norma Australiana						
Faixas Carregadas	m	Coef. de Impacto <sup>3</sup>	Cargas Consideradas		Carga de Pedestre (kN/m <sup>2</sup> )	Combinações
3	0.8	1.40	<i>T44 Truck</i>	<i>L44 Lane</i>	-	<i>T44 Truck ou L44 Lane</i>

<sup>1</sup> Foram consideradas as prescrições da *LRDF Specifications*, uma vez que as mesmas são mais desfavoráveis do que as da *Standard Specifications*

<sup>2</sup> Coeficiente de multiplicação para carregamentos de múltiplas faixas

<sup>3</sup> Conforme foi mencionado no item 2.5.8, existe uma incoerência nos valores de “coeficientes de impacto” apresentados pela norma. Dessa forma, embora o vão da obra seja inferior a 22,5m, adotou-se um coeficiente de impacto igual a 1,4



TABELA 2.26 – Resumo das Cargas Móveis do *Eurocode*: Exemplo Numérico

<i>Eurocode</i>				
Faixas Carregadas	Coef. de Impacto	Cargas Consideradas	Carga de Pedestre (kN/m <sup>2</sup> )	Combinações
3	-	Modelo 1	5.0	Modelo 1

TABELA 2.27 – Resumo das Cargas Móveis da Norma Alemã: Exemplo Numérico

Norma Alemã				
Faixas Carregadas	Coef. de Impacto	Cargas Consideradas	Carga de Pedestre (kN/m <sup>2</sup> )	Combinações
3	-	Modelo 1	5.0	Modelo 1

A tabela 2.28 apresenta um resumo das solicitações provocadas por cada carregamento anteriormente descrito.

TABELA 2.28 – Resumo das Solicitações: Exemplo Numérico

	M (kN.m)	V (kN)
Carga Permanente	1429	264
Norma Brasileira	1294	242
Norma Americana	998	150
Norma Canadense	974	162
Norma Australiana	875	132
<i>Eurocode</i>	1880	258
Norma Alemã	1510	206

Para a determinação das solicitações de cálculo, foram utilizados os coeficientes de ponderação referentes ao Estado Limite Último de cada norma estudada<sup>1</sup>. A tabela 2.29 apresenta um resumo dos coeficientes utilizados para as normas estudadas.

<sup>1</sup> Cabe registrar que a OHBDC (1991) não especifica os coeficientes de ponderação que devem ser utilizados para nenhum Estado Limite.

**TABELA 2.29 – Coeficientes de Ponderação: Exemplo Numérico**

	Carga Permanente	Carga Móvel
Norma Brasileira	1.4	1.4
Norma Americana	1.8/1.5 <sup>1</sup>	1.75
Norma Canadense	-	-
Norma Australiana	1.2	2.0
<i>Eurocode</i>	1.35	1.5
Norma Alemã	1.35	1.5

A tabela 2.30 apresenta um resumo dos valores das solicitações de cálculo.

**TABELA 2.30 – Resumo das Solicitações de Cálculo: Exemplo Numérico**

	M <sub>d</sub> (kN.m)	V <sub>sd</sub> (kN)
Norma Brasileira	3812	708
Norma Americana	4282	731
Norma Canadense	-	-
Norma Australiana	3464	581
<i>Eurocode</i>	4749	743
Norma Alemã	4194	665

Pelos resultados apresentados na tabela 2.30, comprova-se uma grande variação nas solicitações. Esta diferença ultrapassa 25% quando comparados os resultados obtidos para a Norma Australiana e o *Eurocode*, embora a Norma Australiana prescreva valores de coeficientes de ponderação superiores aos apresentados pelo *Eurocode*.

Percebe-se que os veículos utilizados pelas normas americana e australiana, para esse caso particular, são os menos restritivos dentre os estudados, face os resultados apresentados na tabela 2.28. Porém, a Norma Americana trata-se da mais conservadora no que tange à questão dos coeficientes de ponderação.

---

<sup>1</sup> Conforme apresentado na tabela 2.6, a *LRDF Specifications* determina diferentes coeficientes para cargas permanentes

Outra conclusão que pode ser evidenciada é que, quando comparados isoladamente, os veículos mais desfavoráveis foram os das normas brasileira e alemã, além do *Eurocode*. Estas normas simulam o carregamento móvel através de um modelo hipotético com pequenas distâncias entre eixos, o que, para o exemplo em questão, foi determinante na grandeza das solicitações.

No caso particular da norma brasileira, o aspecto abordado no parágrafo anterior torna-se mais relevante, uma vez que se trata da única norma estudada que não prevê a passagem de mais de um veículo simultaneamente. Além disso, o carregamento lateral uniformemente distribuído considerado pela norma brasileira é o menos desfavorável dentre as normas estudadas.

Vale ressaltar que as conclusões aqui obtidas referem-se a um caso particular de vão e sistema estático. Para uma conclusão mais ampla dessa comparação seria necessária uma ampliação deste estudo variando-se o comprimento dos vãos e sistemas estáticos, o que não faz parte do escopo deste trabalho.

## **Capítulo 3 - Análise das Conseqüências das CVCs Através de Comparação entre Esforços Solicitantes**

---

### **3.1 Preliminares**

Conforme mencionado anteriormente, o estudo sobre as conseqüências do tráfego das Combinações de Veículo de Carga já foi iniciado pelo Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da USP através de uma prestação de serviço realizada para o DER-SP. Desses estudos, resultaram os critérios adotados para a elaboração da “Norma para Concessão de Autorização Especial de Trânsito de CVCs”, descrita no item 1.3.

As possibilidades de variações das CVCs previstas na resolução do CONTRAN são inúmeras, de forma que não seria exequível varrer todas elas. Neste trabalho, assim como na prestação de serviços anteriormente mencionada, julgou-se mais apropriado escolher os casos julgados mais críticos.

Dessa forma, foram selecionadas as seguintes CVCs: Rodotrem de 740 kN com 19,80m (RT 74/20) e Bi-trem de 740 kN com 24,90m (BT 74/25). Além das CVCs será incluído no estudo um caminhão basculante de areia ou pedra que, em tese, é o veículo de tráfego normal mais severo em relação às solicitações nas pontes.

Cabe registrar que, além dos veículos mencionados, no Relatório Técnico foi analisada outra CVC. Trata-se do Rodotrem de 740 kN (RT 74/25). Conforme será constatado com os resultados obtidos pelo referido estudo a serem apresentados

posteriormente, tal CVC provoca solicitações similares às produzidas pelo BT 74/25. Por isso, julgou-se desnecessária, para este trabalho, a inclusão do RT 74/25.

As configurações das CVCs e do caminhão basculante a utilizar na análise são apresentadas na figura 3.1. Vale ressaltar que na definição das cargas das CVCs e do caminhão basculante foi considerada a tolerância de peso prevista na resolução 104 de 21/12/1999, do COTRAN, de 5% no peso total. Sendo assim, as CVCs de 740 kN passaram para 777 kN e o caminhão basculante de 485 kN para 510 kN.

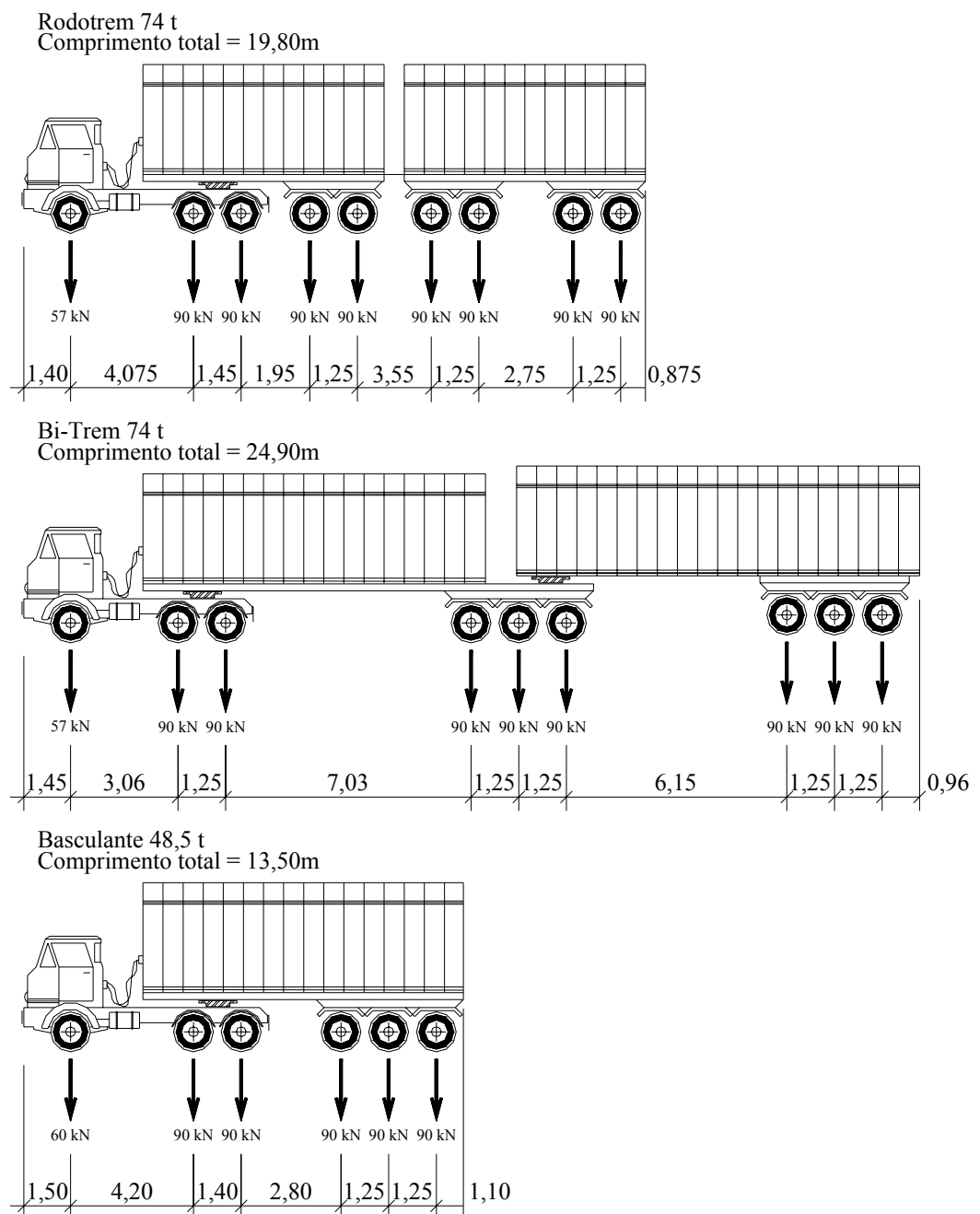


Figura 3.1 - Combinações de Veículos de Carga (CVCs)

Nos parágrafos a seguir, será apresentada uma síntese do Relatório já mencionado e, em seguida, uma ampliação do mesmo através de exemplos numéricos para situações de projeto que não foram contempladas.

## **3.2 Síntese de Estudo Anterior**

O procedimento utilizado no estudo foi baseado em comparações teóricas entre os máximos esforços solicitantes provenientes dos trens-tipo normativos empregados no projeto estrutural da obra de arte especial, com os máximos esforços gerados pelas Combinações de Veículos de Carga escolhidas.

Dessa forma, admitiu-se que os elementos estruturais analisados tenham sido adequadamente dimensionados e executados, assim como não apresentam patologias de execução ou deterioração que possam comprometer sua capacidade estrutural. Os itens a seguir descrevem como o relatório foi estruturado.

### **3.2.1 Definição da Carga Móvel**

O carregamento móvel considerado no estudo foi constituído por uma CVC, ou um caminhão basculante, e carga uniformemente distribuída de  $5 \text{ kN/m}^2$  no restante do tabuleiro, o que corresponde à substituição do veículo normativo pela CVC, ou pelo caminhão basculante, mantendo-se a mesma carga distribuída especificada para a classe 45 da NBR-7188/84.

A substituição dos veículos de norma por CVC ou caminhão basculante, que têm cargas das rodas menores, se justifica pelo fato de que o objetivo do estudo foi a verificação da estrutura principal. Os esforços dos veículos das classes 36 e 45 devem ser mais críticos em regiões da estrutura secundária, como as lajes. Dessa forma, supondo que essas regiões foram dimensionadas adequadamente para as forças das rodas dos veículos de norma, a passagem das CVCs com menores cargas por rodas que os veículos normativos, não deve ser crítica.

Outro aspecto que mereceria ser discutido é a possibilidade de associar-se mais de uma CVC sobre o tabuleiro da ponte, na forma de comboio ou passando em faixas adjacentes. Este tipo de análise poderia ser feito considerando situações representativas de CVCs, mas sem as cargas distribuídas. A consideração de

situações possíveis de associações extremamente desfavoráveis de CVCs configuraria uma situação excepcional e seria, portanto, objeto de coeficientes de ponderação de ações menores que os empregados em projeto. Além disso, conforme exposto no Capítulo 2 deste trabalho, a Norma Brasileira não prevê a passagem de mais de um veículo simultaneamente.

### **3.2.2 Quantificação da Segurança**

Uma das dificuldades encontradas na elaboração do Relatório foi a quantificação da segurança. Até 1978, a segurança das pontes com relação à capacidade portante era realizada considerando-se um coeficiente global de segurança de 1,65 para as cargas permanentes e 2,0 para as cargas móveis, tendo em vista a natureza distinta destes carregamentos.

A NBR-6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado, de 1978, não é explícita nesse aspecto e a própria norma de ações e segurança nas estruturas, NBR-8681, de 1984, não faz essa diferenciação. Assim, é de se esperar que as pontes projetadas antes de 1978 apresentem coeficiente de segurança das cargas móveis 1,21 vezes o coeficiente de segurança usual.

Nas pontes projetadas entre 1978 e 1984, época da mudança da NB-6, a consideração desta relação de 1,21 entre os coeficientes ficou por conta da interpretação do projetista. A partir de 1984, com as cargas da nova NB-6 (NBR-7188), pode-se supor que as pontes foram projetadas sem a diferença de coeficiente.

Com a entrada em vigor da nova NB-2(NBR-7187) de 1987, aparece novamente uma diferença na segurança com a consideração do coeficiente de ponderação de 1,35 para as ações permanentes e 1,5 para as ações da carga móvel, o que corresponde a uma relação entre os coeficientes de 1,11, diferente da relação anterior de 1,21.

Em função dessas mudanças, nas pontes projetadas entre 1978 e 1984 fica praticamente impossível definir os coeficientes de segurança dos esforços solicitantes das ações normativas para quantificação da segurança teórica das pontes.

Diante do exposto, a análise comparativa entre esforços solicitantes foi realizada para os valores característicos, conforme será apresentado posteriormente.

### **3.2.3 Cadastro das Obras Existentes**

O levantamento do universo de obras de arte especiais da rede viária, sob jurisdição do DER-SP, permitiu a definição dos grupos estruturais representativos desse universo, a partir da classificação em função das características principais, tais como, geometria, dimensões do tabuleiro, tipologia estrutural, etc.

O levantamento foi feito com base na documentação técnica registrada em oito CDs, que foram disponibilizados pelo DER à equipe de trabalho da EESC-USP. A documentação técnica era composta por 17.542 arquivos, cada arquivo correspondendo à digitalização de uma das pranchas de desenhos dos projetos das obras de arte especiais.

O resultado final da análise da documentação acima referida foi o cadastramento de 2.276 obras de arte especiais, sendo que em 1.146 obras os dados cadastrados estavam completos. Cabe registrar que o Banco de Dados não contém a totalidade das obras de arte atualmente existente na malha viária do DER-SP.

### **3.2.4 Casos Analisados**

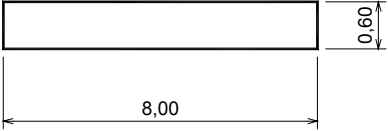
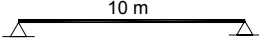
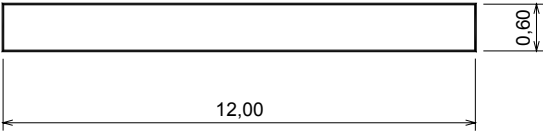
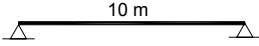
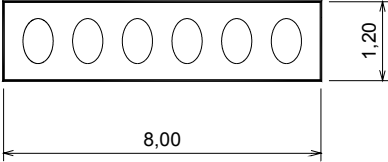
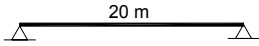
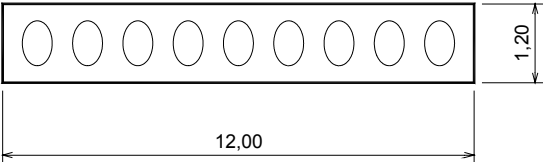
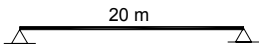
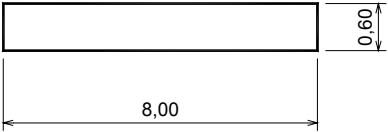
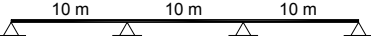
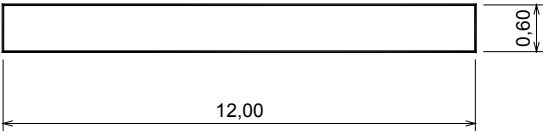
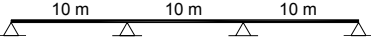
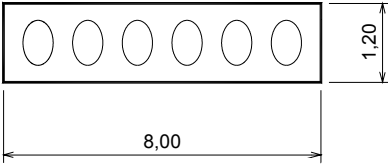
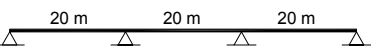
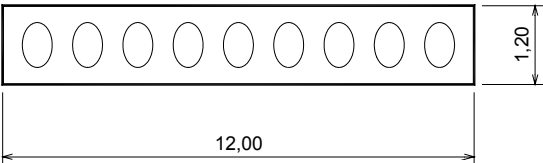
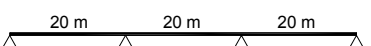
A partir do levantamento mencionado no item 3.2.3, foram escolhidos os casos a serem analisados no Relatório, tomando-se como base as seguintes diretrizes:

- (a) Procurou-se atender mais diretamente aos tipos estruturais mais comuns;
- (b) Buscaram-se as envoltórias das situações reais, mesmo tratando-se de situações idealizadas;
- (c) Utilizou-se o menor travamento transversal para se obter distribuições de esforços mais desfavoráveis.

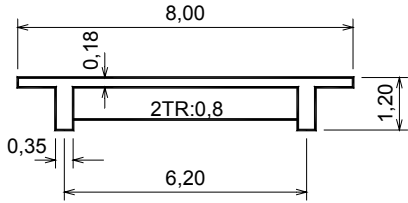
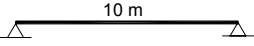
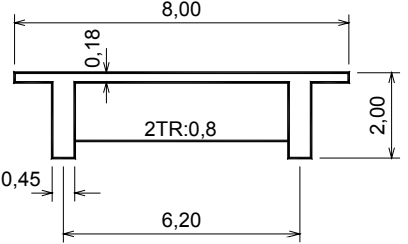
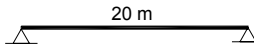
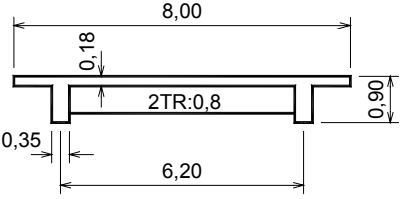
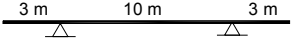
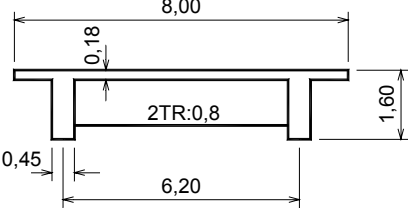
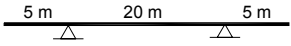
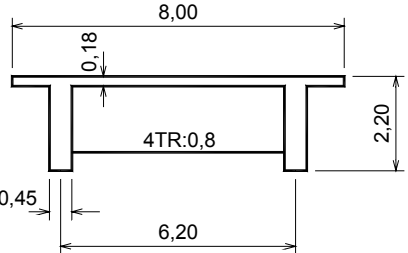
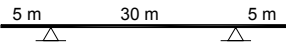
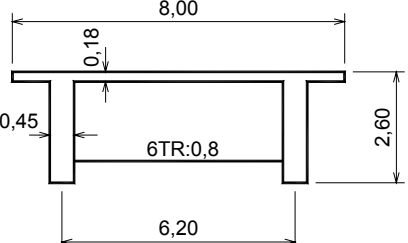
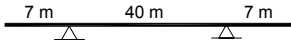
Em função do exposto, foram selecionadas as variáveis para a escolha dos casos de seção transversal, esquema longitudinal, vãos principais e largura dos tabuleiros a serem analisados. As tabelas 3.1 a 3.4 apresentam as características geométricas de todos os casos estudados.



TABELA 3.1 – Características Geométricas: Pontes de Laje

Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
Laje maciça TE		
Laje maciça TL		
Laje vazada TE		
Laje vazada TL		
Laje maciça TE		
Laje maciça TL		
Laje vazada TE		
Laje vazada TL		

**TABELA 3.2 – Características Geométricas – Ponte de Viga (2 Vigas)**

Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
2 vigas TE		
2 vigas TE		
2 vigas TE		
2 vigas TE		
2 vigas TE		
2 vigas TE		

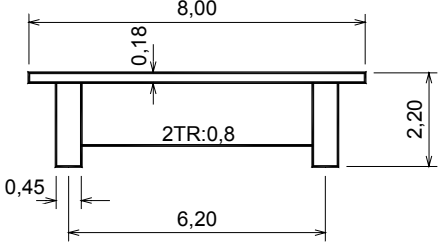
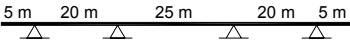
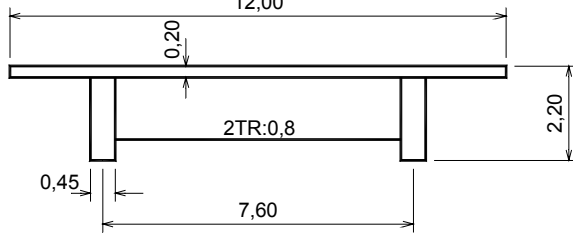
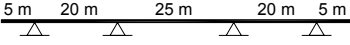
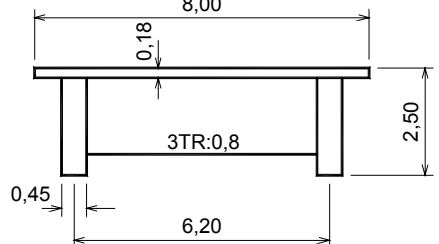
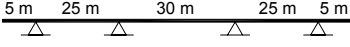
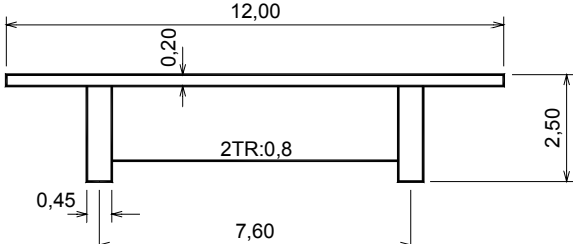
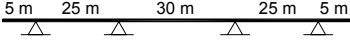
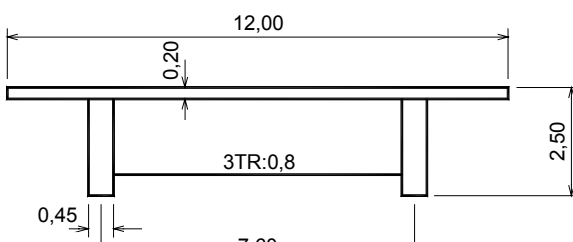
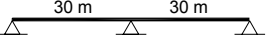
**TABELA 3.2 (Continuação) - Características Geométricas – Ponte de Viga (2 Vigas)**

Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
2 vigas TE		
2 vigas TE		
2 vigas TE		
2 vigas TL		
2 vigas TL		
2 vigas TL		

TABELA 3.2 (Continuação) - Características Geométricas – Ponte de Viga (2 Vigas)

Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
2 vigas TL		
2 vigas TL		
2 vigas TL		
2 vigas TL		
2 vigas TL		
2 vigas TL		

TABELA 3.2 (Continuação) - Características Geométricas – Ponte de Viga (2 Vigas)

Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
2 vigas TE		
2 vigas TL		
2 vigas TE		
2 vigas TL		
2 vigas TL		

**TABELA 3.3 - Características Geométricas – Ponte de Viga (5 Vigas)**

Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
5 vigas TE		
5 vigas TE		
5 vigas TE		
5 vigas TE		
5 vigas TL		
5 vigas TL		
5 vigas TL		
5 vigas TL		

TABELA 3.3 (Continuação) - Características Geométricas – Ponte de Viga (5 Vigas)

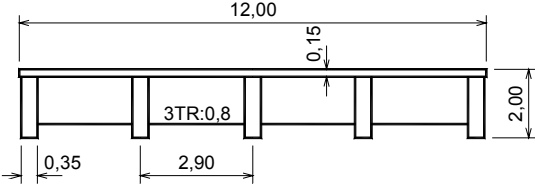
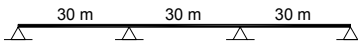
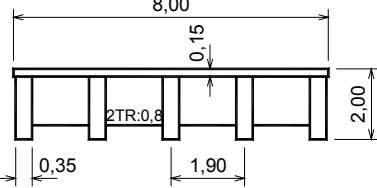
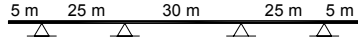
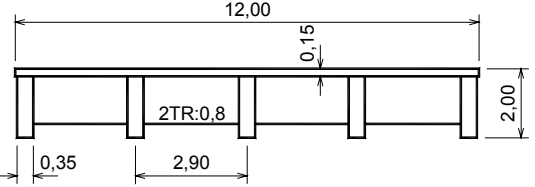
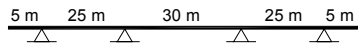
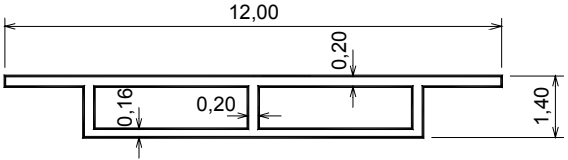
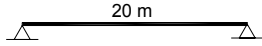
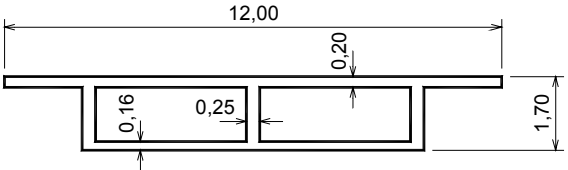
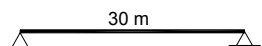
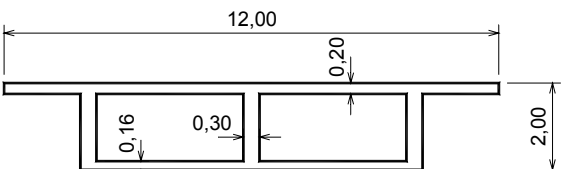
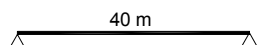
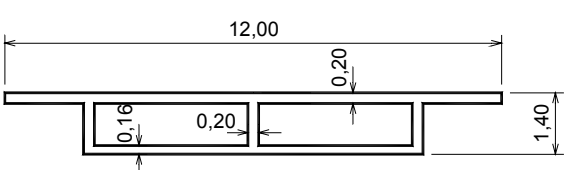
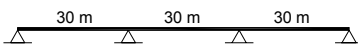
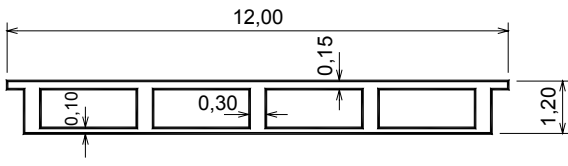
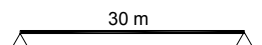
Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
5 vigas TL		
5 vigas TE		
5 vigas TL		
5 vigas TE	Iguais aos dos casos 1 a 4 porém sem transversinas	Iguais aos dos casos 1 a 4
5 vigas TL	Iguais aos dos casos 5 a 8 porém sem transversinas	Iguais aos dos casos 5 a 8

TABELA 3.4 - Características Geométricas – Viga de Seção Celular

Caso	Esquema transversal	Esquema longitudinal
2 células TL		
2 células TL		
2 células TL		
2 células TL		
4 células TL		

onde:

TE = tabuleiro estreito;

TL = tabuleiro largo.

Para todas as situações acima mencionadas, foi considerada a hipótese de tabuleiro reto.

### 3.2.5 Cálculo dos Esforços Solicitantes

A determinação dos esforços solicitantes foi feita por meio da utilização do *software* STRAP, conforme mencionado no item 1.4. O *software* oferece várias opções de saída de resultados tanto para as barras como para os elementos de placa.



Para as barras, uma das opções para computar os resultados dos esforços solicitantes é diretamente da saída gráfica. Outra opção de saída de resultados é através de arquivos de texto em forma de tabela.

As estruturas foram modeladas como sendo grelhas planas constituídas de elementos de barra, representando as vigas principais e transversinas, e elementos de placa representando o tabuleiro.

Como a análise foi restrita à estrutura principal, os resultados puderam ser obtidos diretamente da saída gráfica disponibilizada pelo programa.

Para a pavimentação, foi considerado um carregamento uniformemente distribuído por unidade de  $2,4 \text{ kN/m}^2$ , sobre os elementos de placa. Não foram feitas considerações para a avaliação de ações horizontais e, por conseqüência, foram obtidos apenas esforços solicitantes provenientes das ações verticais.

### **3.2.6 Comparação dos Esforços Solicitantes**

Os esforços obtidos da análise estrutural das obras de arte foram apresentados na forma de gráfico de colunas, tomando-se como referência para todos os casos analisados a carga móvel das classes 24, 36 e 45. Portanto, foram apresentados valores relativos entre os esforços provenientes da carga móvel CVC e carga móvel normativa.

Complementando a análise, também foram apresentados gráficos com valores relativos dos efeitos da carga móvel CVC em relação aos efeitos do carregamento total (carga permanente mais carga móvel).

Conforme mencionado no item 3.2.2, estabeleceu-se, neste relatório, a comparação dos esforços desconsiderando-se os coeficientes de ponderação. A seguir, serão apresentados alguns dos resultados <sup>1</sup>obtidos no estudo.

---

<sup>1</sup> Para informações complementares, ver EL DEBS *et al.* (2001)

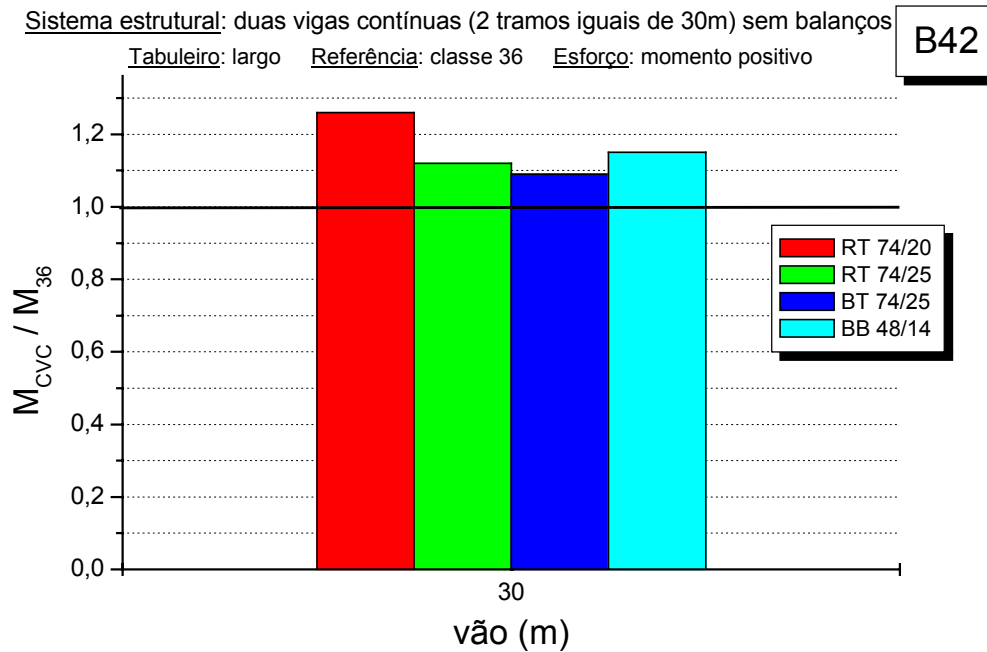


Figura 3.2 – Momento Fletor Positivo – Vão Contínuo de dois Tramos [EL DEBS *et al.* (2001)]

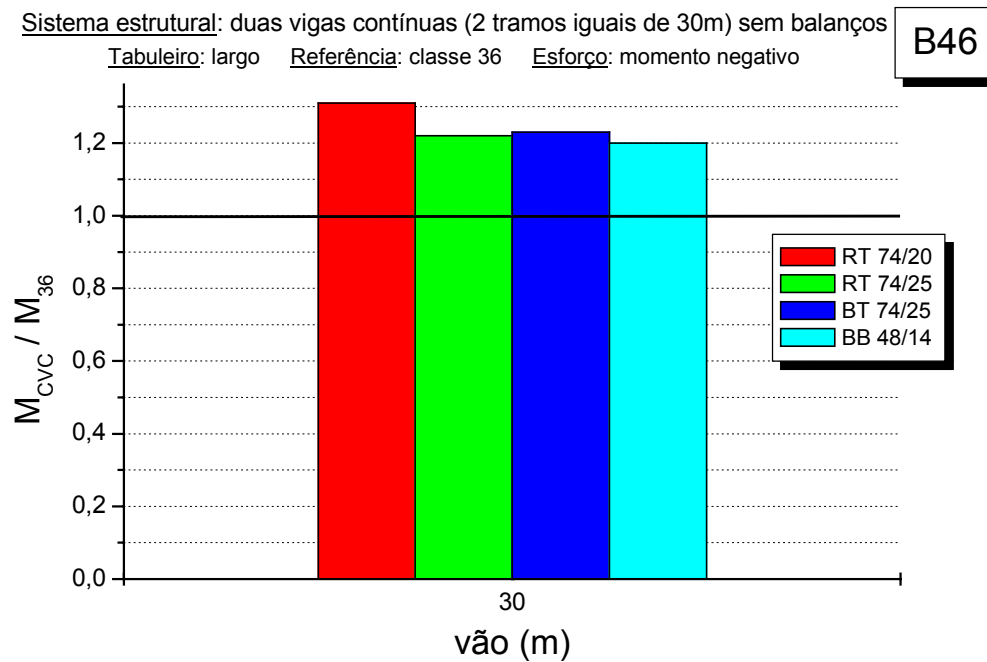


Figura 3.3 - Momento Fletor Negativo – Vão Contínuo de dois Tramos [EL DEBS *et al.* (2001)]

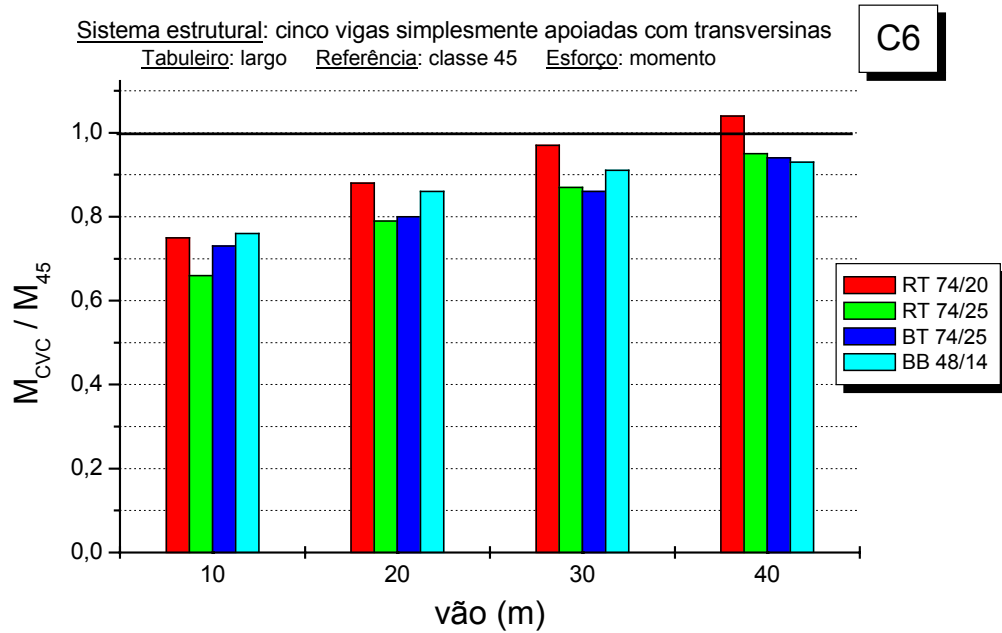


Figura 3.4 - Momento Fletor – Vão Isostático sem Balanços [EL DEBS *et al.* (2001)]

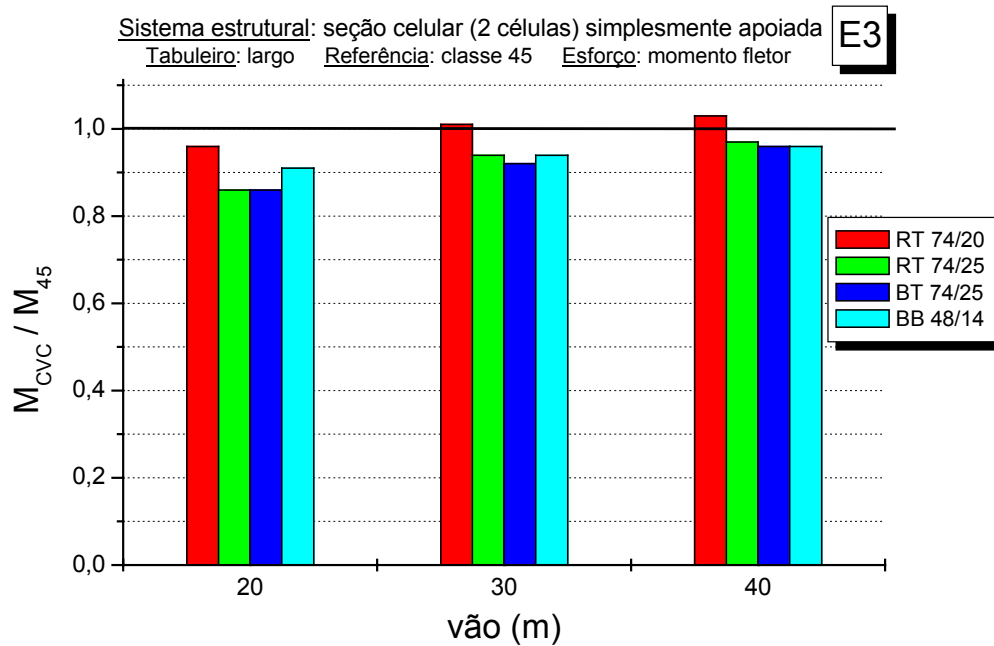


Figura 3.5 - Momento Fletor – Vão Isostático Seção Celular [EL DEBS *et al.* (2001)]

### 3.2.7 Recomendações para Tomadas de Decisão

Com base nos resultados obtidos pela análise estrutural dos casos representativos das pontes, foram registradas as seguintes constatações:

- sistematicamente, para todos os tipos de sistemas estruturais, as solicitações produzidas pelas CVCs analisadas ultrapassam significativamente as solicitações produzidas pela classe 24;
- as solicitações produzidas pela CVC RT74/20 ultrapassam consideravelmente as da classe 36 em várias situações, atingindo diferenças da ordem de 30%;
- ainda para a classe 36, observa-se que as solicitações produzidas pelas CVCs RT74/25 e BT74/25 ultrapassam em menor grau os valores normativos, tanto em ocorrências como em intensidade;
- para a maioria dos casos analisados, o veículo BB48/14 apresentou-se mais crítico que as CVCs RT74/25 e BT74/25;
- as pontes da classe 45 mostraram-se adequadas para as CVCs analisadas, exceto para a CVC RT74/20 que, em alguns casos, apresentaram solicitações ligeiramente superiores às normativas, com diferenças da ordem 10%.

Analisando os resultados pode-se concluir que as pontes classe 24 não comportam o tráfego das CVCs incluídas neste estudo, conclusão que pode também ser estendida para as pontes classe 30 da norma atual.

Comparando-se o efeito da carga móvel, conclui-se que a CVC RT74/20 acarreta solicitações ligeiramente superiores às da classe 45 em alguns casos, porém consideravelmente superiores às da classe 36 para a maioria dos casos, demonstrando a incompatibilidade dessa CVC com as pontes classe 36.

As solicitações das CVCs RT74/25 e BT74/25 resultam inferiores às da classe 45 e pouco superiores às da classe 36, exceto para as pontes de seção celular onde a diferença atinge 35%. Entretanto, tal diferença é reduzida para no máximo 10% quando a análise é estendida para a totalidade das ações (permanente + carga móvel), valor aceitável pois corresponde a uma pequena quantidade de pontes projetadas entre 1978 (publicação da NBR 6118) e 1984 (publicação da NBR 7188), período em que houve alteração no método de introdução da segurança no projeto de obras de concreto armado e nas classes das pontes rodoviárias, respectivamente.

Pelos resultados da análise comparativa dos efeitos da carga móvel das CVC em relação à carga móvel normativa e com a discussão anterior, recomenda-se que:

- não seja permitido o tráfego das CVCs pelas pontes classe 24 (da norma antiga) e classe 30 (da norma atual);
- a CVC RT74/20 receba autorização para trafegar apenas nas rodovias com pontes classe 45 e vão inferior a 25m, não permitindo seu tráfego nas rodovias com pontes classe 36 e 24 (da norma antiga), classe 30 (da norma atual) e nas rodovias com pontes de laje contínua de qualquer classe e vão;
- as CVCs RT74/25 e BT74/25 recebam autorização para trafegar somente nas rodovias com pontes classe 36 e 45.

Com relação às verificações de situações específicas, para os veículos analisados neste trabalho, pode-se fazer uma primeira avaliação com os gráficos do anexo 3. No entanto, em situações em que houver necessidade de uma melhor definição, recomendam-se os seguintes níveis de verificação:

- análise comparativa de solicitações, como foi realizada neste estudo, complementada com inspeção, de acordo com a norma NBR 9452 – Vistorias de pontes e viadutos de concreto (1986);
- comparação entre os esforços solicitantes e os respectivos esforços resistentes obtidos do projeto, complementada com inspeção para avaliação do estado geral da ponte;
- avaliação mediante prova de carga.

Finalizando, cabe o alerta sobre os seguintes pontos:

- a análise realizada nesse trabalho tem por hipótese básica que as pontes não apresentam patologias que possam comprometer sua integridade estrutural. Entretanto, a passagem de veículos pesados (simples ou combinados) com maior frequência e/ou com excesso de peso sobre as pontes tenderá a acelerar a deterioração dos elementos estruturais, portanto a necessidade de inspeção nas pontes e o efetivo controle do peso dos veículos são fatores fundamentais para preservar a integridade estrutural das pontes;
- o estudo realizado contemplou apenas o efeito das ações verticais das cargas móveis, como é usual na análise de veículos especiais sobre as pontes. No entanto, merece destacar que o tráfego normal de veículos pode acarretar ações horizontais, como a força de frenagem. A força de frenagem é normalmente avaliada como uma fração do peso do veículo de referência. Desta forma, a força de frenagem produzida pelas CVCs tende

a ser maior que a produzida pelos veículos normativos. Esta força produz efeitos importantes apenas nos aparelhos de apoio e na infraestrutura das pontes. Normalmente, as pontes apresentam capacidade de absorver excessos de forças desse tipo, mediante reservas de resistência ou caminhos alternativos de força, como a mobilização de empuxos passivos em pontes com sistema estrutural com balanços e cortinas. Entretanto, a mobilização desses caminhos alternativos faz que os aparelhos de apoios e os pilares funcionem de forma não prevista no projeto. Este aspecto reforça ainda mais o alerta do item anterior sobre a necessidade de inspeção nas pontes, incluindo não só a superestrutura, como também os aparelhos de apoio e a infraestrutura.

- o veículo BB48/14, considerado na presente análise com peso bruto total correspondente à somatória das cargas máximas permitidas por eixo (PBT = 48,5t), mostrou-se mais desfavorável que as CVCs RT74/25 e BT74/25 na maioria dos casos analisados e até mesmo mais desfavorável que a CVC RT 74/20 em alguns casos, demonstrando que o peso bruto total desse tipo de veículo deve ser limitado em 45t, valor estabelecido pela Resolução 12/98 do CONTRAN;
- o banco de dados empregado nesse trabalho, elaborado com base em informações disponibilizadas pelo DER-SP, não abrangeu a totalidade das pontes da malha viária. Portanto não constitui um conjunto completo de informações para uso em análises específicas de uma determinada rodovia ou trecho. (EL DEBS *et al.*, 2001, p. 49-50).

Conforme mencionado no item 1.3, as recomendações citadas acima serviram de base para a elaboração da norma apresentada no referido item. Cabe registrar que, pelos resultados obtidos no estudo, constatou-se que a CVC mais crítica trata-se da RT 74/20.

### **3.3 Estudo de Casos Especiais**

Pôde-se observar que, em nenhum dos casos analisados pelo Relatório, foi considerada uma possível escondidade ou curvatura para as obras estudadas. Além disso, não foi proposta uma alternativa para limitação do Peso Bruto Total Combinado (PBTC) para as situações nas quais os esforços solicitantes provocados pelas CVCs fossem superiores aos provocados pelos veículos normativos.

Este item do trabalho constitui-se em uma ampliação do Relatório. Esta ampliação será feita através de exemplos numéricos de pontes projetadas para carregamentos normativos em situações não contempladas no Relatório.

Inicialmente, serão analisadas três obras. A primeira delas projetada para a classe 36 e as demais para a classe 45. Será feita uma análise comparativa dos esforços solicitantes análoga à apresentada no Relatório. Por se tratar de uma ampliação do mesmo, as premissas básicas adotadas no Relatório serão aqui mantidas.

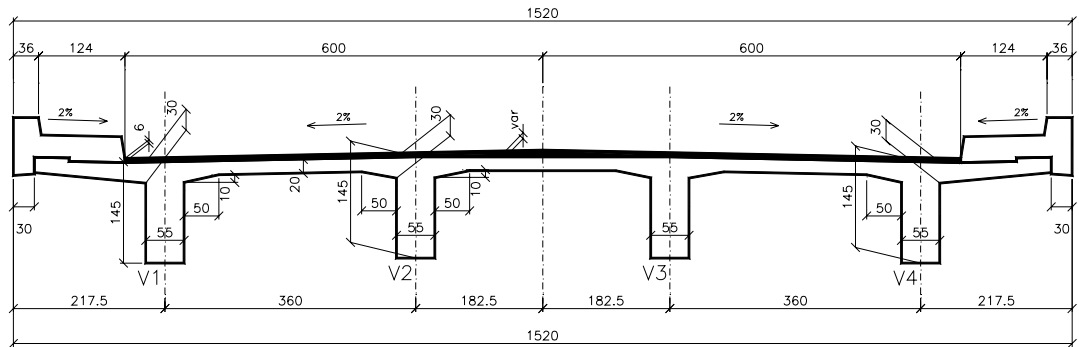
Dessa forma, o carregamento móvel representando as CVCs será constituído por uma única CVC ou Caminhão Basculante associado a uma carga uniformemente distribuída de  $5 \text{ kN/m}^2$ . Além disso, a análise será restrita à estrutura principal das obras.

Uma vez concluída a análise dos esforços solicitantes, será apresentada uma alternativa para limitação do PBTC da CVC que provoque esforços solicitantes superiores aos provocados pelos veículos normativos.

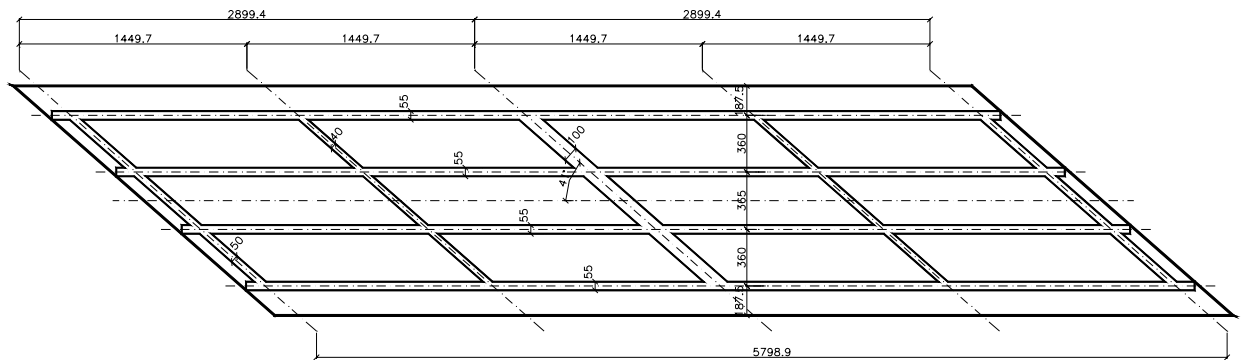
### **3.3.1 Ponte Esconsa 01**

A primeira obra a ser analisada é um viaduto existente sobre a BR-324, trecho Salvador-Feira de Santana/BA executada em 1971 pela Construtora Norberto Odebrecht e projetada em 1970 pelo consórcio Tenpo/Dorsch para a Classe 36.

Trata-se de uma superestrutura constituída por quatro vigas principais, espaçadas de aproximadamente 3,60m e largura total de 15,20m. O sistema estrutural é constituído de 2 vãos de cerca de 29m. A esconsidade da obra é de aproximadamente  $49^\circ$ . As figuras 3.6 e 3.7 apresentam a seção transversal e a planta da obra, respectivamente.

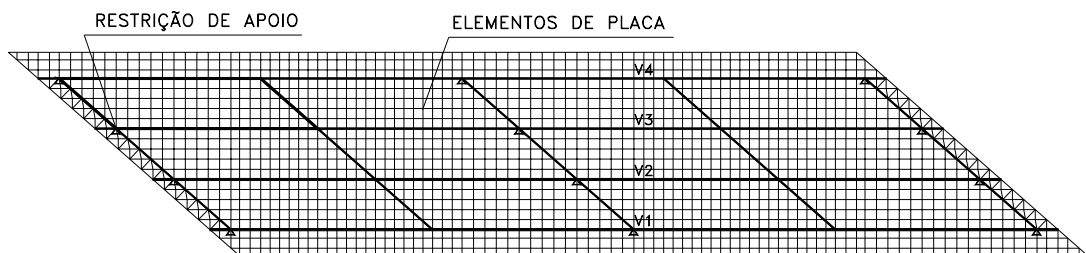


**Figura 3.6 - Seção Transversal – Ponte Esconsa 01**



**Figura 3.7 - Planta da Estrutura – Ponte Esconsa 01**

Para a obtenção dos esforços, a superestrutura será considerada como sendo uma grelha plana constituída de elementos de placa (representando a laje do tabuleiro) e barras (representando as vigas principais e as transversinas) conforme o esquema apresentado na figura 3.8.



**Figura 3.8 - Esquema do Modelo de Cálculo – Ponte Esconsa 01**

Os critérios para a definição dos elementos foram estabelecidos de acordo com HAMBLY (1991). Segundo o autor, para esconsidades superiores a  $20^\circ$ , não é apropriado o emprego de elementos em forma de paralelogramo. Para tal situação, o



autor recomenda a utilização de elementos retangulares associados a elementos triangulares.

As vigas principais, transversinas extremas e transversinas de apoio foram consideradas como vigas “T”, levando-se em consideração a contribuição da laje, de acordo com o item 14.6.2.2 (“Largura Colaborante de Vigas de Seção T”) do Projeto de Revisão da NBR-6118.

Conforme a referida norma, a largura colaborante  $b_f$  deve ser dada pela largura da viga  $b_w$  acrescida de no máximo 10% da distância “a” entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que houver laje colaborante. No caso de vãos contínuos, com momento em apenas uma extremidade, a distância “a” deverá ser de  $0,75 \ell$ , sendo  $\ell$  o comprimento do tramo considerado. No caso de vãos contínuos, com momento nas duas extremidades, a distância “a” deverá ser de  $0,60 \ell$ .

Para o projeto em questão, será adotada para largura contribuinte das vigas principais, a distância entre vigas, uma vez que esta é inferior ao resultado obtido de acordo com o parágrafo anterior.

De acordo com o projeto original, as transversinas intermediárias estão desconectadas da laje. Dessa forma, serão consideradas como barras de seções retangulares.

A tabela a seguir apresenta um resumo das propriedades geométricas das barras.

**TABELA 3.5 - Propriedades Geométricas das Barras da Ponte Esconsa 01**

	<b>VP</b>	<b>TE</b>	<b>TA</b>	<b>TI</b>
<b><math>b_w</math> (cm)</b>	<b>55</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>40</b>
<b><math>h</math> (cm)</b>	<b>145</b>	<b>145</b>	<b>145</b>	<b>115</b>
<b><math>b_f</math> (cm)</b>	<b>360</b>	<b>107</b>	<b>157</b>	-
<b><math>h_f</math> (cm)</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>	-

onde:

VP – Viga Principal

TE – Transversina Extrema

TA – Transversina de Apoio

TI – Transversina Intermediária

O laje do tabuleiro será considerada como elementos de placa de espessura constante de 20 cm conforme indicado na seção transversal. As mísulas serão consideradas apenas como carga permanente conforme será descrito a seguir.

O concreto para todos os elementos da superestrutura possui resistência característica de 25 MPa de acordo com o projeto original.

Os carregamentos foram divididos em carregamento permanente e móvel. Além disso, o carregamento permanente foi subdividido em carregamento atuante diretamente nas barras e carregamento uniformemente distribuído atuando sobre os elementos.

A tabela a seguir apresenta um resumo dos carregamentos permanentes considerados.

**TABELA 3.6 - Cargas Permanentes da Ponte Esconsa 01**

<b>CARGAS NAS BARRAS (kN/m)</b>			
<b>VP</b>	<b>TE</b>	<b>TA</b>	<b>TI</b>
15.2	14.4	36.3	11.5
<b>CARGAS NOS ELEMENTOS (kN/m<sup>2</sup>)</b>			
<b>BALANÇO</b>	<b>TRECHO CENTRAL</b>	<b>RECAPEAMENTO</b>	<b>-</b>
21.1	7.5	2	-

Vale ressaltar que para o trecho em balanço, o carregamento proveniente do guarda-corpo já foi levado em consideração. Além disso, o carregamento devido à pavimentação já se encontra incorporado no valor de 7.5 kN/m<sup>2</sup> apresentado para o trecho central.

O carregamento móvel será avaliado para o veículo normativo da classe 36 descrito no item 2.2.2 e as CVCs descritas no item 3.1. A carga de multidão e do passeio serão consideradas como sendo um carregamento uniformemente distribuído por unidade de área atuando sobre os elementos. As cargas provenientes dos pneus

serão consideradas como sendo parcialmente distribuídas propagando-se até o plano médio da laje.

As dimensões do retângulo de contato dos pneus das CVCs foram adotadas, a favor da segurança, iguais às do eixo traseiro do veículo normativo TB12. Isso se justifica por este veículo apresentar uma carga por eixo aproximadamente igual às das CVCs. Dessa forma, serão adotadas dimensões constantes para todos os pneus das CVCs de 20x30 cm.

Para todos os veículos será considerada a homogeneização do carregamento uniformemente distribuído aplicado na projeção do veículo descontando-se para cada roda uma fração correspondente ao acréscimo deste carregamento.

Todos os carregamentos aplicados na pista serão computados levando-se em consideração o coeficiente de impacto conforme a expressão apresentada no item 2.2.3.

A tabela a seguir apresenta um resumo do carregamento móvel considerado para a classe 36.

**TABELA 3.7 - Carregamento TB36 da Ponte Esconsa 01**

CLASSE DA PONTE	VEÍCULO				CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA		
	Pneu (cmxcm)	Plano Médio da Laje (cmxcm)	Carga Pneu (kN)	Carga Pneu p/ unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )	P <sub>pista veículo</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>pista</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' <sub>passageio</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
36	20x45	52x77	53,87	135	6	3,6	3

A tabela a seguir apresenta um resumo do carregamento móvel considerado para as CVCs.

**TABELA 3.8 – Carregamento das CVCs da Ponte Esconsa 01**

CVC	VEÍCULO						CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	
	Pneu (cmxcm)	Plano Médio da Laje (cmxcm)	Carga Pneu (kN)	Carga Pneu Cabine (kN/)	Carga Pneu p/ unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Pneu Cabine (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>pista</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' <sub>passoio</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
RT74/20	20x30	52x62	34,1	14,4	106	45	6	3
BT/7425	20x30	52x62	29,1	9,4	90	29	6	3
CB48/14	20x30	52x62	33,6	15,7	104	49	6	3

Na tabela a seguir, estão contidos os valores característicos máximos dos esforços obtidos nas seções críticas da viga V4, uma vez que a mesma apresentou as maiores solicitações.

**TABELA 3.9 – Resumo das Solicitações da Ponte Esconsa 01**

	M <sup>+</sup> (kN.m)	M <sup>-</sup> (kN.m)	V (kN)
Carga Permanente	3650	-6720	1270
TB36	896	-678	203
RT74/20	1120	-1070	290
BT/7425	669	-649	190
CB48/14	894	-760	216
Multidão C36	1200	-1740	329
Multidão CVCs	1470	-1940	360
<b>COMBINAÇÃO 1: VEÍCULO + MULTIDÃO</b>			
	M <sup>+</sup> (kN.m)	M <sup>-</sup> (kN.m)	V (kN)
TB36	2096	-2418	532
RT74/20	2590	-3010	656
BT/7425	2139	-2589	556
CB48/14	2364	-2700	582
<b>COMBINAÇÃO 2: PERMANENTE + MÓVEL</b>			
	M <sup>+</sup> (kN.m)	M <sup>-</sup> (kN.m)	V (kN)
TB36	5746	-9138	1802
RT74/20	6240	-9730	1926
BT/7425	5789	-9309	1826
CB48/14	6014	-9420	1852

As figuras a seguir apresentam gráficos de comparação dos resultados entre as solicitações provocadas pelas CVCs e o trem-tipo da Classe 36, com e sem a inclusão da carga permanente.

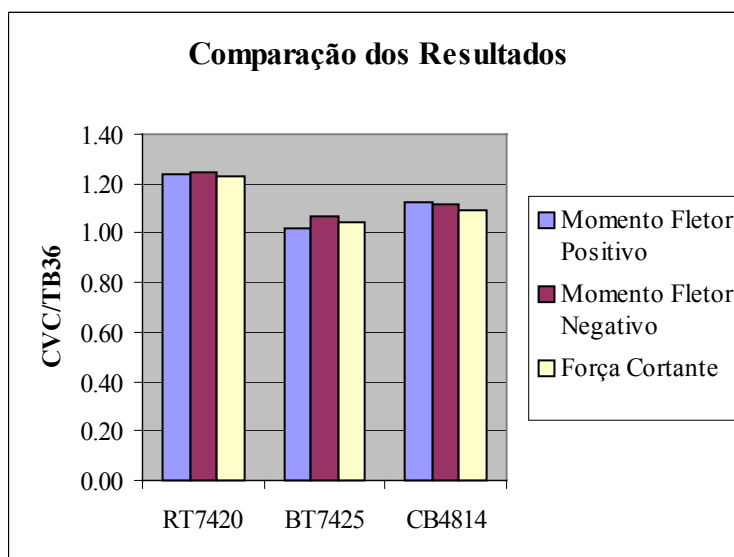


Figura 3.9 - Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Móvel – Ponte Esconsa 01

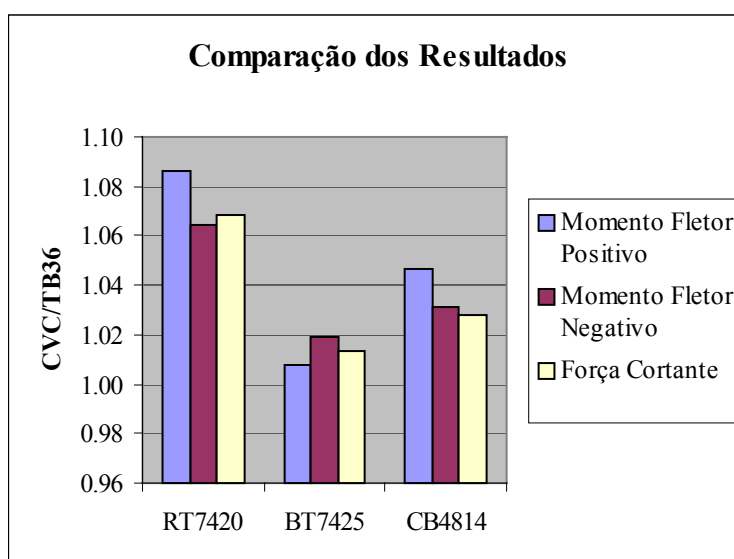
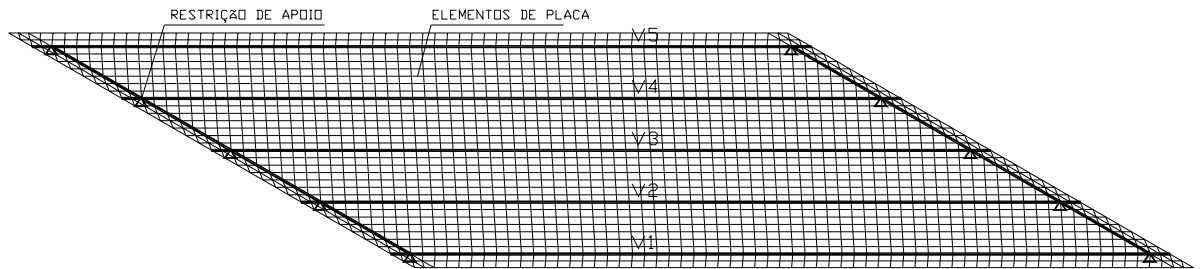


Figura 3.10 – Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Total – Ponte Esconsa 01

Comparando-se os resultados obtidos com os encontrados no relatório técnico para o mesmo sistema estrutural, observa-se que, para esse caso particular, não houve influência da esconsidade.



Assim como na primeira ponte analisada, a superestrutura será considerada como sendo uma grelha plana constituída por elementos de placa (representando a laje do tabuleiro) e barras (representando as vigas principais e as transversinas) conforme o esquema apresentado na figura 3.12.

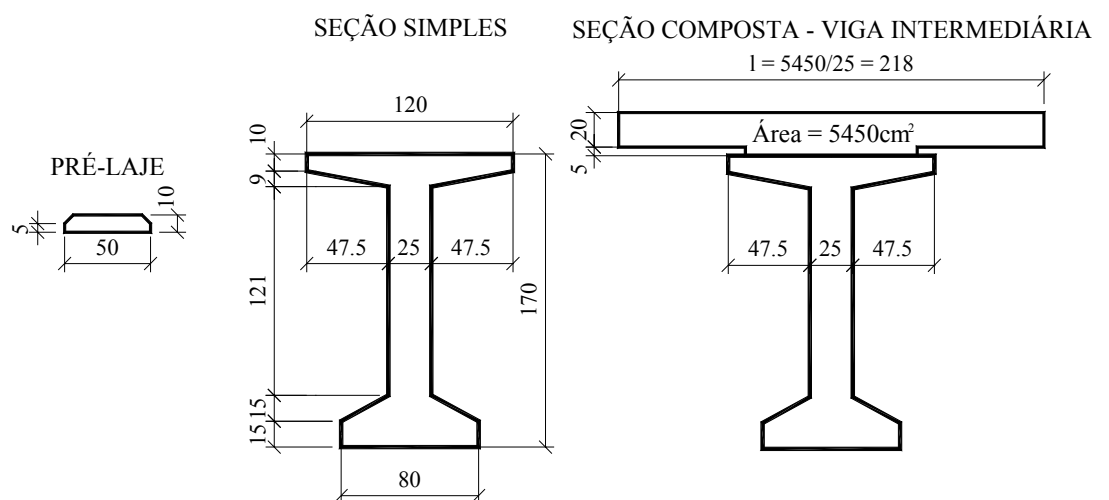


**Figura 3.12 - Esquema do Modelo de Cálculo – Ponte Esconsa 02**

Para a definição da modelagem e das propriedades geométricas das transversinas de apoio, foram seguidos os mesmos critérios descritos no item 3.3.1.

Para as vigas centrais foi adotada uma Largura Colaborante igual ao entre-eixos das mesmas. Para as vigas extremas adotou-se a semi-distância do entre-eixos adicionada ao balanço transversal. Cabe registrar que foi desconsiderada a região da pré-laje onde não existe penetração do concreto devido ao chanfro de 5 cm existente na placa.

A figura 3.13 apresenta a seção transversal da pré-laje e da viga pré-moldada utilizada para o cálculo das propriedades geométricas contidas na tabela 3.10.



**Figura 3.13 - Cálculo da Largura Colaborante da Laje**

Adotando-se o mesmo critério para as vigas extremas, o “ $\ell$  equivalente” adotado para o cálculo das suas propriedades foi de 183cm. Vale ressaltar que as vigas pré-moldadas ainda possuem um engrossamento nas suas almas de 10cm em um comprimento de 200cm a partir das suas extremidades.

A tabela a seguir apresenta um resumo das propriedades geométricas das barras.

**TABELA 3.10 - Propriedades Geométricas das Barras da Ponte Esconsa 02**

	<b>VP</b> (perfil simples)	<b>VPE</b> (perfil simples)	<b>VPI</b> (perfil composto)	<b>VPIE</b> (perfil composto)	<b>VPE</b> (perfil composto)	<b>VPEE</b> (perfil composto)	<b>TA</b>
<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>	<b>0.6865</b>	<b>0.8093</b>	<b>1.2315</b>	<b>1.3543</b>	<b>1.1444</b>	<b>1.2668</b>	-
<b>Inércia (m<sup>4</sup>)</b>	<b>0.2522</b>	<b>0.2677</b>	<b>0.5302</b>	<b>0.5630</b>	<b>0.5032</b>	<b>0.5325</b>	-
<b>b<sub>w</sub> (cm)</b>	-	-	-	-	-	-	<b>30</b>
<b>h (cm)</b>	-	-	-	-	-	-	<b>145</b>
<b>b<sub>f</sub> (cm)</b>	-	-	-	-	-	-	<b>59.7</b>
<b>h<sub>f</sub> (cm)</b>	-	-	-	-	-	-	<b>25</b>

onde:

VP – Viga Pré-Moldada (Perfil Simples)

VPE – Viga Pré-Moldada de Seção Engrossada (Perfil Simples)

VPI – Viga Pré-Moldada Interna (Perfil Composto)

VPIE – Viga Pré-Moldada Interna de Seção Engrossada (Perfil Composto)

VPE – Viga Pré-Moldada Extrema (Perfil Composto)

VPEE – Viga Pré-Moldada Extrema de Seção Engrossada (Perfil Composto)

TA – Transversina de Apoio

A laje do tabuleiro será considerada como elementos de placa de espessura constante igual a 25 cm conforme indicado na seção transversal e o concreto para todos os elementos da superestrutura possui resistência característica de 30 MPa de acordo com o projeto original.

Os carregamentos foram divididos em carregamento permanente e móvel. Além disso, o carregamento permanente foi subdividido em três partes:  $g_1$ ,  $g_2$  e  $g_3$ ,



sendo  $g_1$  o carregamento devido ao peso próprio do pré-moldado,  $g_2$  o carregamento devido ao peso próprio da laje/pré-laje e  $g_3$  o carregamento devido à pavimentação, transversinas, defesa, recapeamento e canteiro central. Para o cálculo dos esforços provenientes dos carregamentos  $g_1$  e  $g_2$  foi desconsiderado o efeito de grelha da estrutura devido ao processo construtivo deste tipo de sistema estrutural.

A tabela a seguir apresenta um resumo das cargas permanentes consideradas.

**TABELA 3.11 - Cargas Permanentes da Ponte Esconsa 02**

<b>CARGAS NAS BARRAS (kN/m)</b>			
<b>VP<sub>(seção típica)</sub> – <math>g_1</math></b>	<b>VP<sub>(seção engrossada)</sub> – <math>g_1</math></b>	<b>Transversinas – <math>g_3</math></b>	
17.2	20.2	9.4	
<b>CARGAS NOS ELEMENTOS (kN/m<sup>2</sup>)</b>			
<b>LAJE/PRÉ-LAJE – <math>g_2</math></b>	<b>PAV./RECAP. – <math>g_3</math></b>	<b>DEFENSA – <math>g_3</math></b>	<b>CANTEIRO – <math>g_3</math></b>
6.25	3.7	17.5	18.4

Vale ressaltar que para o trecho do canteiro central, a carga proveniente da terra já foi levada em consideração.

O carregamento móvel será avaliado para o veículo normativo da classe 45 descrito no item 2.2.2 e as CVCs descritas no item 3.1 adotando-se os mesmos critérios apresentados para a ponte esconsa 01.

A tabela a seguir apresenta um resumo das cargas móveis consideradas para a classe 45.

**TABELA 3.12 - Carregamento TB45 da Ponte Esconsa 02**

<b>CLASSE DA PONTE</b>	<b>VEÍCULO</b>				<b>CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA</b>	
	<b>Pneu (cmxcm)</b>	<b>Plano Médio da Laje (cmxcm)</b>	<b>Carga Pneu (kN)</b>	<b>Carga Pneu p/ unidade de área (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q_{\text{pista veículo}}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>q'_{\text{passeio}}</math> (kN/m<sup>2</sup>)</b>
45	20x50	59x89	69,14	132	5,8	-

A tabela a seguir apresenta um resumo das cargas móveis consideradas para as CVCs.

**TABELA 3.13 – Carregamento das CVCs da Ponte Esconsa 02**

CVC	VEÍCULO						CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	
	Pneu (cmxcm)	Plano Médio da Laje (cmxcm)	Carga Pneu (kN)	Carga Pneu Cabine (kN/)	Carga Pneu p/ unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Pneu Cabine (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>pista</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' <sub>passageio</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
RT74/20	20x30	59x69	32,8	13,8	80,7	34	5,8	-
BT/7425	20x30	59x69	27,9	8,9	68,7	22	5,8	-
CB48/14	20x30	59x69	32,4	15,1	79,6	37	5,8	-

A tabela a seguir apresenta os valores característicos máximos dos esforços obtidos nas seções críticas da viga V1, uma vez que a mesma apresentou as maiores solicitações da ponte em estudo.

**TABELA 3.14 – Resumo das Solicitações da Ponte Esconsa 02**

	M (kN.m)	V (kN)
Carga Permanente	6060	714
TB45	1580	229
RT74/20	1620	261
BT/7425	1180	203
CB48/14	1190	187
Multidão	1830	222
<b>COMBINAÇÃO 1: VEÍCULO + MULTIDÃO</b>		
	M (kN.m)	V (kN)
TB45	3410	451
RT74/20	3450	483
BT/7425	3010	425
CB48/14	3020	409
<b>COMBINAÇÃO 2: PERMANENTE + MÓVEL</b>		
	M (kN.m)	V (kN)
TB45	9470	1165
RT74/20	9510	1197
BT/7425	9070	1139
CB48/14	9080	1123

As figuras a seguir apresentam gráficos de comparação dos resultados entre as solicitações provocadas pelas CVCs e o trem-tipo da Classe 45, com e sem a inclusão da carga permanente.

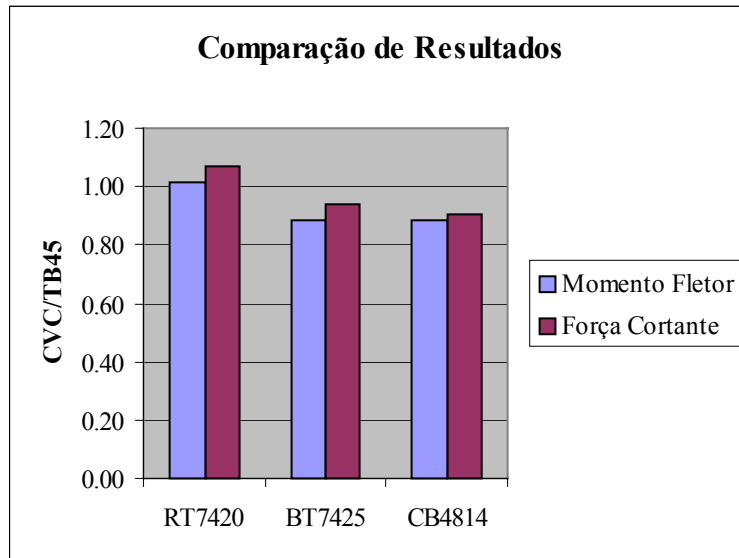


Figura 3.14 - Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Móvel – Ponte Esconsa 02

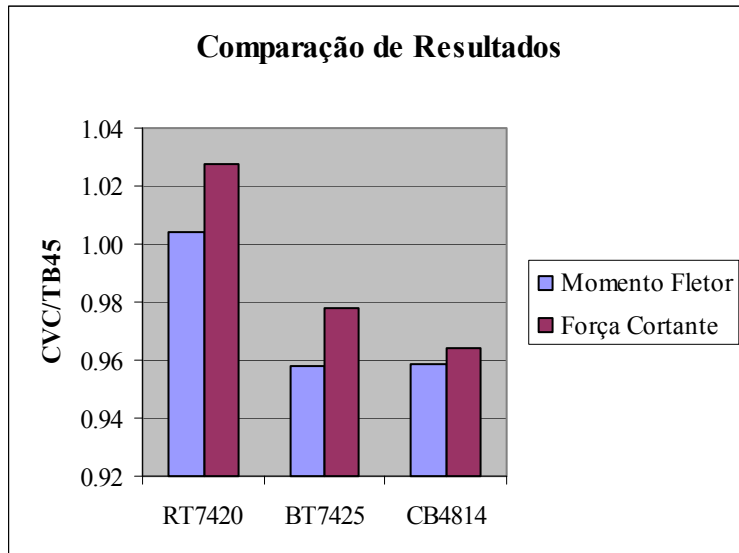


Figura 3.15 – Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Total – Ponte Esconsa 02

Assim como na primeira ponte analisada, comparando-se os resultados obtidos com os encontrados no relatório técnico para o mesmo sistema estrutural, observa-se que, também para esse caso, não houve uma influência da esconsidade.

Nota-se um ligeiro aumento de cerca de 3% dos esforços provocados pelo veículo RT7420 com relação ao veículo da classe 45 quando considerada a totalidade das ações (carregamento móvel e carregamento permanente).

Face aos resultados obtidos, pode-se considerar que a passagem das CVCs para a ponte em questão não comprometeria a segurança da estrutura.

### 3.3.3 Ponte Curva

A terceira ponte a ser analisada é um viaduto situado na cidade de Alagoinhas, no interior da Bahia, projetado no ano de 2000 pela empresa Ademir Santos Engenharia & Estruturas Ltda. para a classe 45.

Trata-se de uma superestrutura em viga caixão unicelular com largura total do tabuleiro de 13m. O sistema estrutural é constituído de um vão isostático de 42m e um raio de curvatura igual a 160m. A figura 3.16 apresenta a seção transversal da ponte.

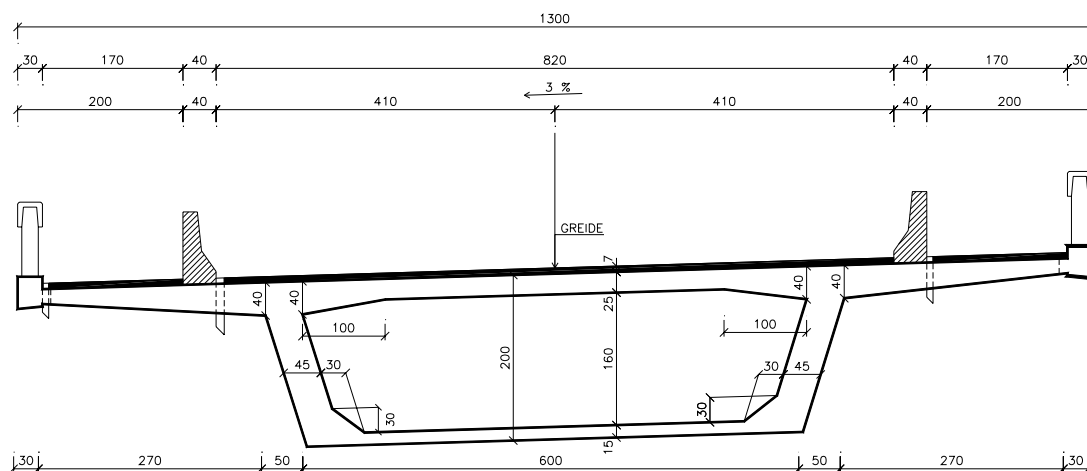
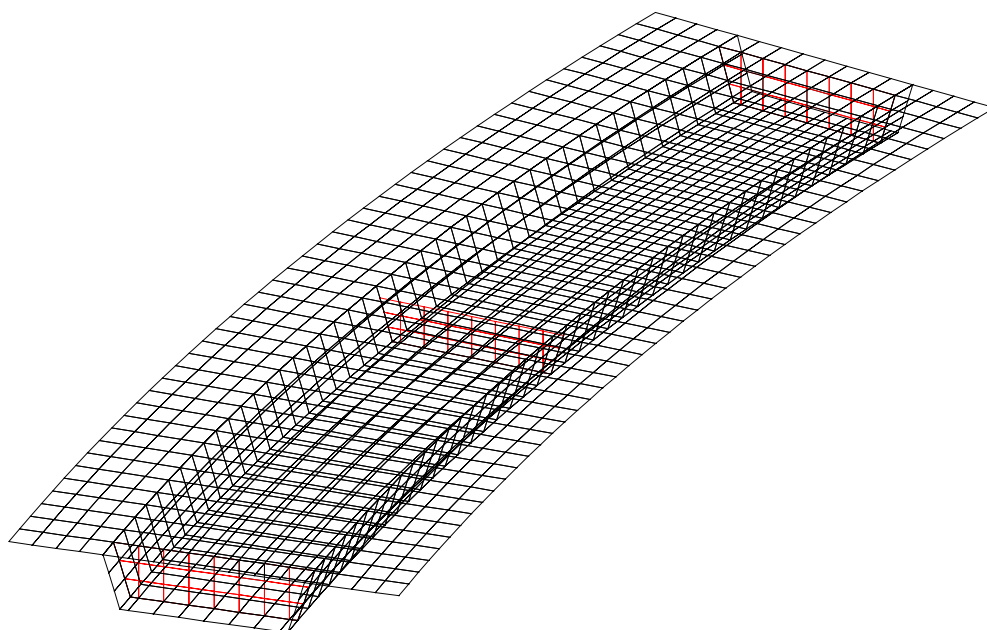


Figura 3.16 - Seção Transversal da Ponte Curva

Cabe registrar que as nervuras possuem um engrossamento a partir de uma distância de 6,30 metros, medida a partir do eixo da transversina de apoio, chegando a espessura de 90 cm na região do apoio. Além das transversinas de apoio, já mencionadas, a ponte possui ainda uma transversina intermediária de seção retangular de 30x150cm, desconectada da laje superior. As transversinas de apoio possuem espessura constante igual a 50 cm e são conectadas tanto na laje inferior quanto na laje superior. As lajes possuem um prolongamento no sentido longitudinal de um metro medido a partir do eixo da transversina de apoio.

Usualmente, uma superestrutura com as características geométricas descritas anteriormente é modelada, de uma forma aproximada, como sendo uma grelha plana constituída de “barras equivalentes”, no sentido longitudinal, representando o caixão e barras transversais representando as transversinas e o efeito diafragma exercido pela laje inferior.

Por se tratar de um trabalho acadêmico, julgou-se conveniente a adoção de um modelo de cálculo mais refinado para a determinação dos esforços solicitantes. Dessa forma, a superestrutura será considerada como sendo um pórtico espacial constituído de elementos de casca representando as lajes inferior e superior, as nervuras e as transversinas de apoio e intermediária. A figura 3.17 apresenta um esquema do modelo.



**Figura 3.17 - Esquema da Modelagem - Ponte Curva**

Os carregamentos foram divididos em carregamento permanente e móvel. O carregamento devido ao peso próprio da estrutura foi considerado multiplicando-se a espessura de cada elemento pelo peso específico do concreto armado, através do comando *self weight* (peso próprio) disponibilizado pelo STRAP. Todos os demais carregamentos foram considerados como sendo distribuídos por unidade de área

atuando na laje superior. Cabe registrar que os elementos possuem espessuras médias nos trechos variáveis existentes nas nervuras e nas lajes.

A tabela 3.15 apresenta um resumo das cargas permanentes consideradas além do peso próprio da estrutura.

**TABELA 3.15 - Cargas Permanentes da Ponte Curva**

<b>CARGAS ATUANTES NA LAJE SUPERIOR (kN/m<sup>2</sup>)</b>			
<b>PAVIMENTAÇÃO</b>	<b>RECAPEAMENTO</b>	<b>DEFENSA</b>	<b>GUARDA-CORPO</b>
1.68	2.0	14.5	10.4

Vale ressaltar que o recapeamento só foi considerado para o trecho da pista em uma largura de 8,20 metros.

O carregamento móvel será avaliado para o veículo normativo da classe 45 descrito no item 2.2.2 e as CVCs descritas no item 3.1. Foram adotados os mesmos critérios apresentados para a ponte esconsa 01.

A tabela 3.16 apresenta um resumo das cargas móveis consideradas para a classe 45.

**TABELA 3.16 - Carregamento TB45 da Ponte Curva**

<b>CLASSE DA PONTE</b>	<b>VEÍCULO</b>				<b>CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA</b>	
	<b>Pneu (cmxcm)</b>	<b>Plano Médio da Laje (cmxcm)</b>	<b>Carga Pneu (kN)</b>	<b>Carga Pneu p/ unidade de área (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q<sub>pista veículo</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>q'<sub>passoio</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>
45	20x50	62,5x92,5	66,36	115	5,5	3

A tabela 3.17 apresenta um resumo das cargas móveis consideradas para as CVCs.

**TABELA 3.17 – Carregamento das CVCs da Ponte Curva**

CVC	VEÍCULO						CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	
	Pneu (cmxcm)	Plano Médio da Laje (cmxcm)	Carga Pneu (kN)	Carga Pneu Cabine (kN/)	Carga Pneu p/ unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Pneu Cabine (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>pista</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' passeio (kN/m <sup>2</sup> )
RT74/20	20x30	62,5x72,5	31,5	13,3	69,6	29,3	5,5	3
BT/7425	20x30	62,5x72,5	26,8	8,6	56,2	18,9	5,5	3
CB48/14	20x30	62,5x72,5	31,1	14,5	68,7	32,1	5,5	3

No dois casos anteriores (Ponte Esconsa 01 e Ponte Esconsa 02), os esforços foram obtidos diretamente da saída gráfica do STRAP. Para o modelo aqui analisado houve a necessidade de uma integração das forças nos elementos provenientes de cada carregamento. O *software* disponibiliza diversas formas de saídas de resultados para elementos de placa. Os resultados podem ser obtidos no centro do elemento, ao longo de uma seção definida (na direção da seção ou perpendicular a mesma), ou através de mapas de contorno.

O procedimento apresentado nos parágrafos a seguir, que foi utilizado para a determinação do momento fletor devido ao carregamento permanente, foi o mesmo adotado para todas as cargas apresentadas nas tabelas 3.16 e 3.17.

Inicialmente, foram computadas todas as forças na direção longitudinal (forças no centro de cada elemento, obtidas diretamente da saída gráfica do programa) dos elementos das lajes inferior e superior, situados no meio do vão. Uma vez computadas as forças, foram determinadas as resultantes de tração (laje inferior) e compressão (laje superior) multiplicando-se cada força pelo comprimento do seu respectivo elemento. A tabela 3.18 apresenta um resumo das etapas descritas.

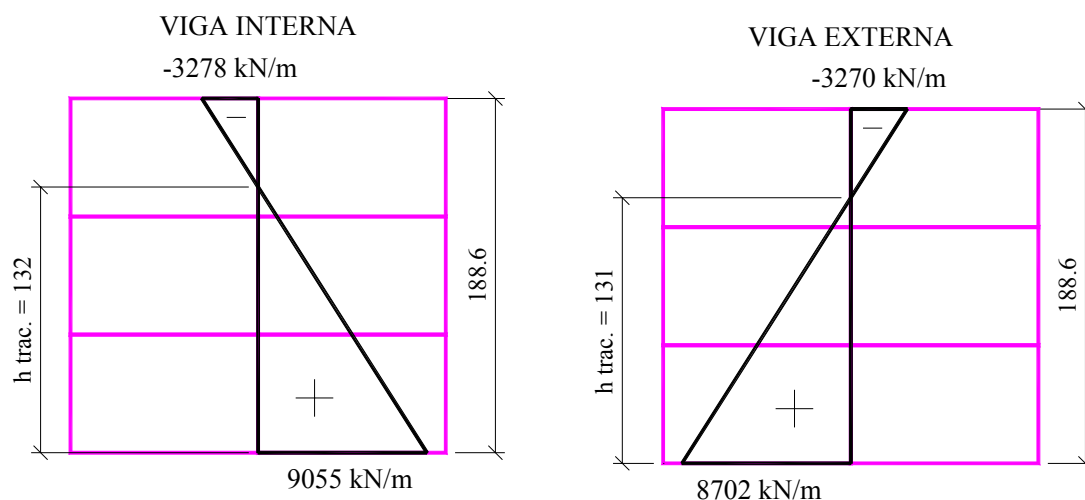
TABELA 3.18 – Integração das Forças das Lajes Superior e Inferior da Ponte Curva

LAJE SUPERIOR			LAJE INFERIOR		
Comprimento do Elemento (m)	Força no Centro do Elemento (kN/m)	Força Longitudinal Resultante (kN)	Comprimento do Elemento (m)	Força no Centro do Elemento (kN/m)	Força Longitudinal Resultante (kN)
0.7848	-1415.0	-1110.5	-	-	-
0.7848	-1892.0	-1484.8	-	-	-
0.7848	-2377.0	-1865.5	-	-	-
0.7848	-2869.0	-2251.6	-	-	-
0.8402	-2815.0	-2365.2	0.2778	3144.0	873.4
0.8402	-1988.0	-1670.3	0.8402	3072.0	2581.1
0.8402	-1818.0	-1527.5	0.8402	2999.0	2519.8
0.8402	-1808.0	-1519.1	0.8402	2959.0	2486.2
0.8402	-1809.0	-1519.9	0.8402	2941.0	2471.0
0.8402	-1823.0	-1531.7	0.8402	2947.0	2476.1
0.8402	-1995.0	-1676.2	0.8402	2982.0	2505.5
0.8402	-2817.0	-2366.8	0.2778	3027.0	840.9
0.7848	-2819.0	-2212.4	-	-	-
0.7848	-2283.0	-1791.7	-	-	-
0.7848	-1776.0	-1393.8	-	-	-
0.7848	-1298.0	-1018.7	-	-	-
*****	<b>F<sub>x</sub> =</b>	<b>-27305.6</b>	*****	<b>F<sub>x</sub> =</b>	<b>16753.9</b>

Uma vez determinadas as resultantes de tração e de compressão referentes às parcelas das lajes inferior e superior, foi definido um plano, passando pelo meio do vão, de onde foram computadas as forças nas fibras inferiores e superiores dos elementos das nervuras.

A figura 3.18 apresenta as forças nas fibras inferiores e superiores dos elementos que compõem as nervuras.





**Figura 3.18 – Forças nas Nervuras Devido ao Carregamento Permanente**

Com as forças por metro nas fibras inferiores e superiores, foram determinadas as resultantes de tração e de compressão de cada nervura. A tabela 3.19 apresenta um resumo das resultantes de tração e de compressão de todos os elementos.

**TABELA 3.19 – Resumo das Resultantes de Tração e de Compressão – Carga Permanente**

	Tração (kN)	Compressão (kN)
Laje Superior	-	27305.6
Laje Inferior	16753.9	-
Viga Interna	6268.6	821.5
Viga Externa	5964.0	842.2
Resultante	28969.5	28986.5

Uma vez computadas as resultantes de tração e compressão, foram calculados os centros de gravidade das mesmas, determinando-se, assim, o “braço interno”. Finalmente, multiplicando-se uma das resultantes pelo braço, foi determinado o momento fletor. A tabela 3.20 apresenta um resumo da etapa descrita.

**TABELA 3.20 – Cálculo do Momento Fletor – Carga Permanente**

Resultante (kN)	C.g. comp. (m)	C.g. trac. (m)	Altura Total (m)	Braço (Z)
28969.5	0.009	0.185	1.800	1.606
<b>MOMENTO FLETOR (kN.m) =</b>				<b>46525</b>

Para a determinação da força cortante, foram computadas as reações de apoio, obtidas dos carregamentos anteriormente descritos<sup>1</sup>.

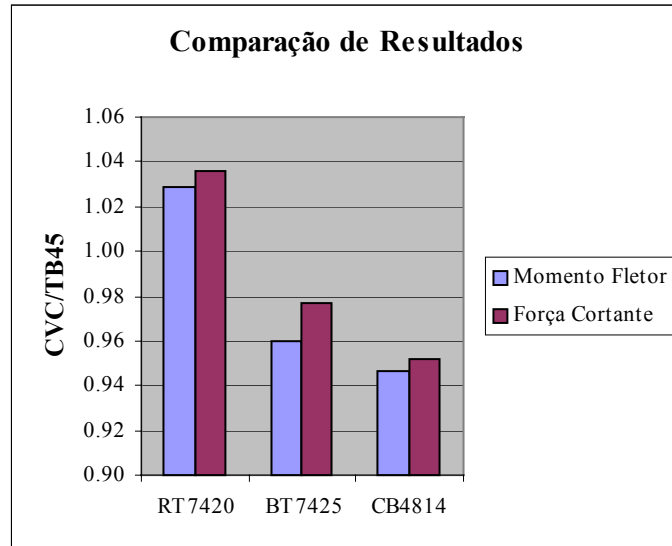
A tabela a seguir apresenta os valores característicos máximos dos esforços obtidos nas seções críticas da ponte em estudo.

**TABELA 3.21 – Resumo das Solicitações da Ponte Curva**

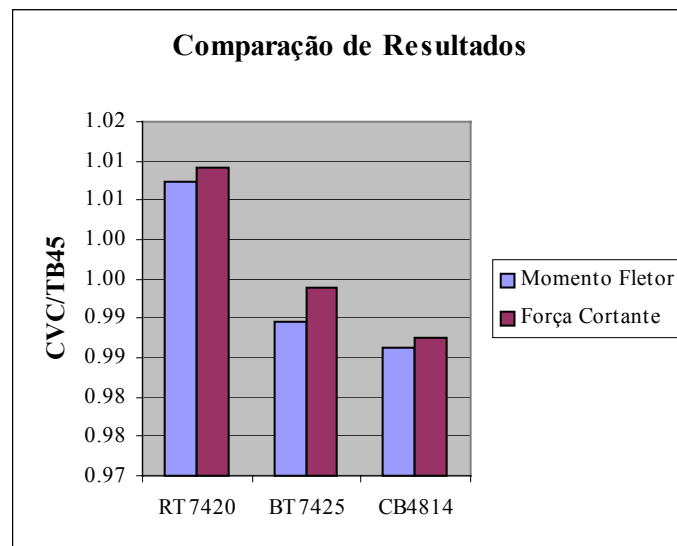
	M (kN.m)	V (kN)
Carga Permanente	46525	4665
TB45	3876	389
RT74/20	4348	446
BT/7425	3243	353
CB48/14	3032	315
Multidão	12189	1166
<b>COMBINAÇÃO 1: VEÍCULO + MULTIDÃO</b>		
	M (kN.m)	V (kN)
TB45	16065	1555
RT74/20	16537	1612
BT/7425	15432	1519
CB48/14	15220	1481
<b>COMBINAÇÃO 2: PERMANENTE + MÓVEL</b>		
	M (kN.m)	V (kN)
TB45	62590	6220
RT74/20	63060	6277
BT/7425	61957	6184
CB48/14	61745	6146

<sup>1</sup> Para as reações de apoio provocadas pelo peso próprio da estrutura, foram desconsideradas as transversinas de apoio.

As figuras a seguir apresentam gráficos de comparação dos resultados entre as solicitações provocadas pelas CVCs e o trem-tipo da Classe 45.



**Figura 3.19 - Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Móvel – Ponte Curva**



**Figura 3.20 – Comparação dos Esforços Devido ao Carregamento Total – Ponte Curva**

Assim como nas primeiras pontes analisadas, comparando-se os resultados obtidos com os encontrados no relatório técnico para um sistema estrutural semelhante, observa-se que, para esse caso, não houve influência da curvatura.

Nota-se um ligeiro aumento de cerca de 1,5% dos esforços provocados pelo veículo RT7420 com relação ao veículo da classe 45 quando considerada a totalidade das ações (carregamento móvel e carregamento permanente).

Face aos resultados obtidos, pode-se considerar que a passagem das CVCs para a ponte em questão não comprometeria a segurança da estrutura.

### 3.3.4 Alternativa para Limitação do PBTC das CVCs

Como pode-se observar tanto nos exemplos numéricos aqui apresentados como também pelos resultados obtidos no Relatório, a CVC mais desfavorável é a RT74/20 de 19,80m de comprimento. Neste item do trabalho, será apresentada uma alternativa para determinação de uma limitação de peso da referida CVC que também possa ser utilizada para as demais combinações quando as mesmas forem mais desfavoráveis do que os veículos normativos.

Conforme apresentado na Combinação 1 da tabela 3.9, os esforços provocados pelo TB36 são de, aproximadamente, 80% dos esforços provocados pela CVC RT74/20. A solução aqui proposta é de se fazer uma redistribuição das cargas dos eixos traseiros, uma vez que, a princípio, o peso da cabine deverá permanecer inalterado. Para tanto, o peso total do veículo será multiplicado pela menor relação entre os esforços provocados pela CVC e pelo veículo normativo.

A tabela a seguir apresenta os novos valores de carga por roda para a CVC em questão após a correção acima descrita.

**TABELA 3.22 – Peso Corrigido das Cargas por Roda do RT74/20**

CVC	Peso Total (kN)	Relação entre Esforços (%)	Peso Total Corrigido (kN)	Peso da Cabine (kN/)	Peso dos Eixos Traseiros (kN)	Carga por Roda Corrigida (kN)
RT74/20	777	80,33	624	57	567	35,4

Objetivando-se verificar a proposta acima descrita, serão calculados os esforços provocados pelo RT74/20, com as respectivas correções de carga por eixo, na ponte analisada no item 3.1.1, o que corresponde ponte esconsa 01. Dessa forma, para a definição das cargas móveis, serão adotados os mesmos critérios apresentados

no referido item. A tabela a seguir apresenta um resumo do carregamento móvel considerado.

**TABELA 3.23 – Peso Corrigido do RT74/20 para a Ponte Esconsa 01**

CVC	VEÍCULO						CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	
	Pneu (cmxcm)	Plano Médio da Laje (cmxcm)	Carga Pneu (kN)	Carga Pneu Cabine (kN/)	Carga Pneu p/ unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Pneu Cabine (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>pista</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' passeio (kN/m <sup>2</sup> )
RT74/20	20x30	52x62	22,62	14,4	70	45	6	3

Para o veículo acima descrito foram encontrados os seguintes valores de esforços nas seções críticas:

**TABELA 3.24 – Solicitações Provocadas pela RT 74/20 após Correção do PBTC**

Momento Fletor Positivo:	2221	kN.m
Momento Fletor Negativo:	2652	kN.m
Força Cortante:	560	KN

Comparando-se os resultados apresentados na tabela 3.24 aos da tabela 3.9 para o TB36, chegar-se-ia a um acréscimo de apenas 2,5% considerando-se a totalidade das ações.

Face aos resultados obtidos chega-se à conclusão que, para a ponte em questão, a alternativa proposta para a limitação do PBTC seria válida.

É importante salientar que para a determinação de um limite do PBTC das CVCs, utilizando-se a alternativa apresentada, seria necessário um estudo de outros sistemas estáticos e estruturais e, a partir desse estudo, determinar a situação mais crítica e a que relação entre esforços as cargas por eixos deveriam ser multiplicadas.

Outro aspecto a ser levado em consideração é a definição do carregamento móvel. Assim como no Relatório, nesse trabalho não foi prevista a passagem de

mais de uma CVC. Essa premissa foi adotada dado o carregamento móvel previsto pela norma brasileira que, conforme apresentado no item 2.2.2 desse trabalho, não prevê a passagem simultânea de mais de um veículo.

Além disso, não foram considerados coeficientes de ponderação, o que, para pontes de concreto armado projetadas antes de 1978, foi uma premissa adotada a favor da segurança. Conforme mencionado no item 1.1, até a referida data eram utilizados coeficientes de ponderação superiores aos das normas atuais.

# **Capítulo 4 - Análise das Conseqüências das CVCs Através da Verificação da Capacidade Portante de um Projeto Típico**

---

## **4.1 Preliminares**

No capítulo anterior deste trabalho foi feita uma análise comparativa entre esforços solicitantes provocados pelas CVCs e pelos veículos normativos análoga à apresentada no Relatório Técnico descrito no referido capítulo. Dessa forma, o capítulo 3 constituiu-se de uma ampliação do Relatório e, por isso, foram mantidas as premissas básicas admitidas pelo mesmo.

Neste capítulo será feito um exemplo numérico onde serão analisados não só os esforços solicitantes como também a segurança em relação aos estados limites últimos de ruptura, fadiga no aço e abertura de fissuras de uma ponte em concreto armado. Para a realização desta análise, procurou-se eleger uma ponte típica de modo que os resultados possam ser extrapolados para pontes similares.

Para a análise acima referida foi escolhida a Ponte Sobre o Rio Carrapato, projetada no ano de 1975 pela TENPO Ltda. para a Classe 36 e executada no mesmo ano pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Bahia. A ponte situa-se na rodovia federal BR-251, trecho Potiraguá – BR-101, próximo ao litoral baiano.

## 4.2 Descrição da Ponte

Trata-se de uma ponte em viga com duas vigas principais espaçadas de 5,20m e largura total do tabuleiro de 10,00m. O sistema estrutural é constituído por um vão central de 24,00m e dois balanços de 6,00m, resultando num comprimento total de 36,00m. A solução analisada constitui um exemplo típico de ponte rodoviária utilizada, inicialmente, nas rodovias federais pelo então Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) e, posteriormente, aproveitada por vários departamentos estaduais. As figuras 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam a seção transversal, meia-planta e meio-corte longitudinal da ponte, respectivamente.

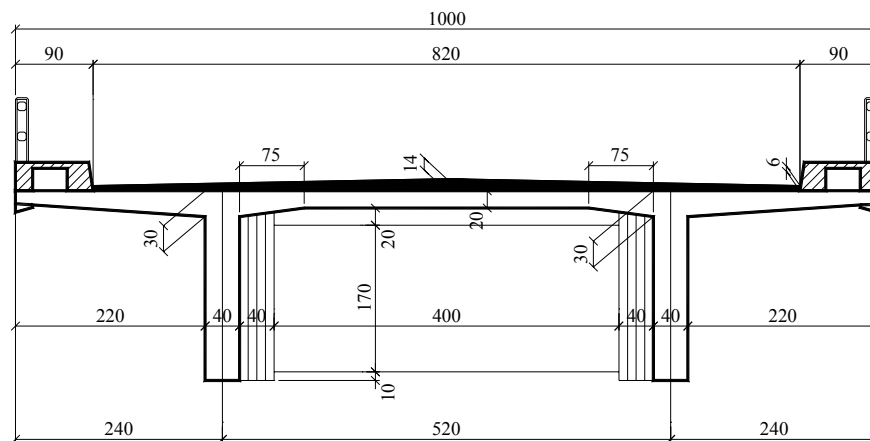


Figura 4.1 - Seção Transversal do Projeto Típico

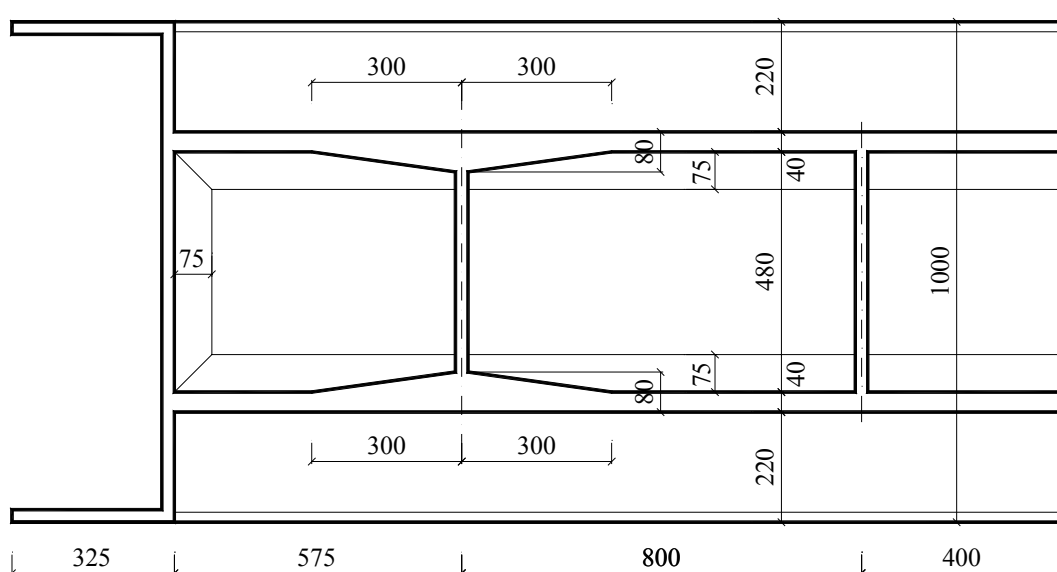


Figura 4.2 - Meia Planta do Projeto Típico



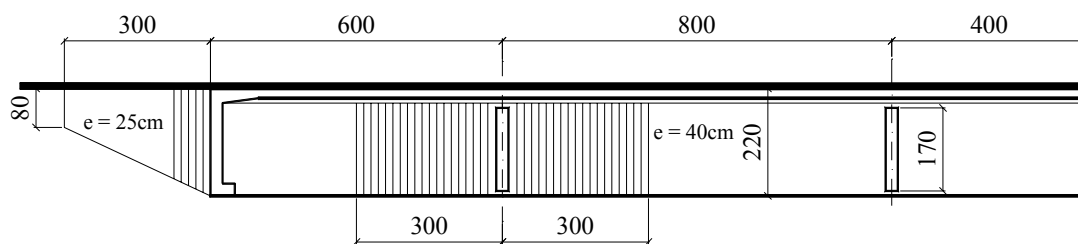


Figura 4.3 – Meio Corte Longitudinal do Projeto Típico

### 4.3 Modelagem da Superestrutura

A estrutura será analisada exclusivamente em relação às vigas principais. Para a obtenção dos esforços para esses elementos, a superestrutura será considerada como sendo uma grelha plana constituída de elementos de placa (representando a laje do tabuleiro) e barras (representando as vigas principais e as transversinas) conforme o esquema apresentado na figura 4.4.

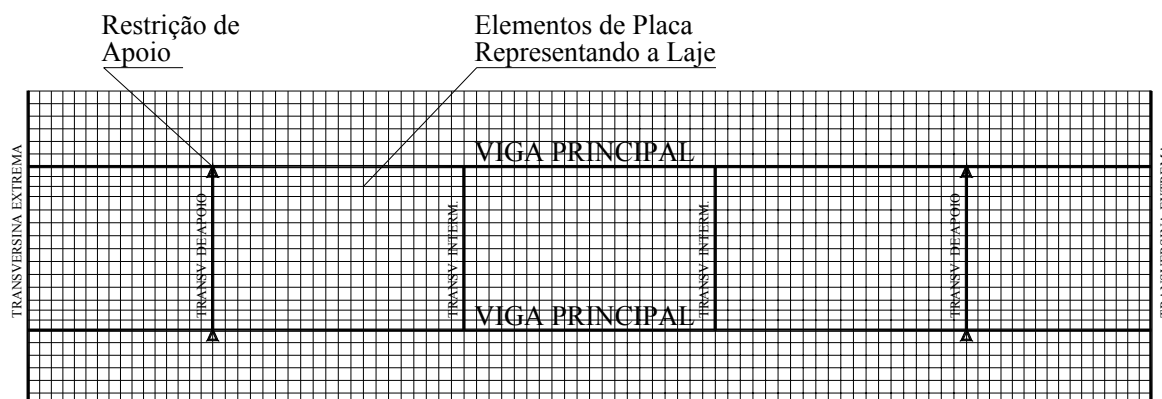


Figura 4.4 – Esquema da Modelagem da Superestrutura

### 4.4 Propriedades Geométricas

As vigas principais foram consideradas como vigas “T”, adotando-se os mesmos critérios apresentados no 3.3.1 deste trabalho. As transversinas extremas foram consideradas vigas de seção “Duplo-T” dada a existência de uma flange inferior na mesma. De acordo com o projeto original, as transversinas de apoio e intermediárias não apóiam a laje do tabuleiro. Dessa forma, as mesmas serão consideradas vigas de seção retangular de dimensões apresentadas na tabela 4.2.

Para os elementos de placa representando a laje do tabuleiro foram adotadas espessuras médias nos trechos em que se apresenta uma variação na espessura da laje.

A tabela a seguir apresenta um resumo das propriedades geométricas das vigas principais.

**TABELA 4.1 - Propriedades Geométricas das Vigas Principais do Projeto Típico**

	TÍPICA	TRECHO VARIÁVEL													
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14
<b>b<sub>w</sub> (cm)</b>	40	77	72	67	61	56	51	45	78	73	68	63	58	53	48
<b>h (cm)</b>	220	220	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	220
<b>b<sub>f</sub> (cm)</b>	308	308	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	308
<b>h<sub>f</sub> (cm)</b>	20	20	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	=	20

A seção “S1” corresponde à seção situada a 40cm do apoio no trecho do vão e a seção “S8” corresponde à seção situada a 37 cm do apoio no trecho do balanço. Vale ressaltar que das seções apresentadas acima foram desconsideradas as superposições das inércias e áreas das mesmas com os elementos de placa.

A tabela a seguir apresenta um resumo das propriedades geométricas das transversinas.

**TABELA 4.2 – Propriedades Geométricas das Transversinas do Projeto Típico**

	TE	TA	TI
<b>b<sub>w</sub> (cm)</b>	25	25	25
<b>h (cm)</b>	220	170	170
<b>b<sub>fsup</sub> (cm)</b>	87,4	-	-
<b>h<sub>fsup</sub> (cm)</b>	20	-	-
<b>b<sub>finf</sub> (cm)</b>	50	-	-
<b>h<sub>finf</sub> (cm)</b>	25	-	-

onde:

TE – Transversina Extrema

TA – Transversina de Apoio

TI – Transversina Intermediária

O concreto para todos os elementos da superestrutura possui resistência característica a compressão de 20 MPa. Para a armadura, foi utilizado o aço CA50.

## 4.5 Determinação dos Esforços Solicitantes

Para a determinação dos esforços solicitantes, os carregamentos foram divididos em carregamento permanente e móvel. Além disso, o carregamento permanente foi subdividido em carregamento atuante diretamente nas barras e carregamento uniformemente distribuído atuando sobre os elementos.

A tabela a seguir apresenta um resumo das cargas permanentes consideradas.

TABELA 4.3 - Carregamento Permanente do Projeto Típico

CARGAS ATUANDO NAS BARRAS (kN/m)															
VP	TÍPICA	TRECHO VARIÁVEL													
		S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7	S8	S9	S10	S11	S12	S13	S14
	19	37	34	32	29	27	24	22	37	35	32	30	28	25	23
TE	14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TI	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
TA	11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CARGAS ATUANDO NOS ELEMENTOS (kN/m <sup>2</sup> )															
PP <sub>LAJE</sub>	E <sub>TIPO</sub>	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9					
	5	4,1	4,8	5,5	6,1	6,8	7,5	7,5	6,6	5,5					
PAVIMENTAÇÃO		RECAPEAMENTO			PASSEIO			GUARDA-CORPO							
2,4		2,0			6,6			13,3							

O trecho central da laje corresponde aos elementos de espessura constante de espessura igual a 20cm (E<sub>TIPO</sub>). O trecho do balanço e a mísula do trecho central estão representados pelos elementos E1 a E9.

Além dos carregamentos apresentados acima, foi incluída a ação de um momento fletor de 40 kN.m e uma carga concentrada de 28 kN nas extremidades das transversinas extremas correspondentes às alas.

O carregamento móvel foi avaliado para o veículo normativo da classe 36 descrito no item 2.2.2 deste trabalho adotando-se os mesmos critérios apresentados no item 3.3.1. A CVC analisada foi o RT74/20 descrita no mesmo item, uma vez que, como se pode observar no capítulo 3, trata-se do veículo mais crítico dos estudados.

A tabela 4.4 apresenta o resumo das cargas móveis consideradas para a classe 36.

**TABELA 4.4 - Carregamento Móvel da Classe 36: Projeto Típico**

CLASSE DA PONTE	VEÍCULO				CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA		
	Pneu (cmxcm)	Plano Médio da Laje (cmxcm)	Carga Pneu (kN)	Carga Pneu p/unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>pista veículo</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' <sub>pista</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' <sub>passoio</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
36	20x45	60x85	59,22	116	6,6	3,9	3

A tabela 4.5 apresenta um resumo das cargas móveis consideradas para a CVC.

**TABELA 4.5 – Carregamento Móvel da CVC: Projeto Típico**

CVC	VEÍCULO						CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA	
	Pneu (cmxcm)	Plano Médio da Laje (cmxcm)	Carga Pneu (kN)	Carga Pneu Cabine (kN/)	Carga Pneu p/unidade de área (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Pneu Cabine (kN/m <sup>2</sup> )	q <sub>pista</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	q' <sub>passoio</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
RT74/20	20x30	60x70	37,5	15,8	89,3	37,6	6,6	3,0

Usualmente, são realizadas verificações de segurança nas seções críticas e nas seções intermediárias situadas nos décimos dos vãos. Dessa forma, para o projeto em questão o vão será dividido em seis seções, onde a seção 1 corresponde à seção do apoio e a seção 6 corresponde ao meio do vão.

A tabela a seguir apresenta os valores característicos máximos e mínimos de momento fletor obtidos nas seções anteriormente mencionadas da ponte em estudo.

**TABELA 4.6 – Resumo de Momento Fletor do Projeto Típico (kN.m)**

SEÇÃO	$M_{gk}$	TB36		RT74/20	
		$M_{qk}^+$	$M_{qk}^-$	$M_{qk}^+$	$M_{qk}^-$
1	-1857	0	-1842	0	-1458
2	100	1273	-1660	1498	-1273
3	1613	2330	-1505	2740	-1150
4	2720	3080	-1356	3630	-1059
5	3360	3520	-1209	4140	-970
6	3560	3670	-1072	4310	-894

A tabela 4.7 apresenta os valores característicos máximos e mínimos de força cortante obtidos para as mesmas seções.

**TABELA 4.7 – Resumo de Força Cortante do Projeto Típico (kN)**

SEÇÃO	$V_{gk}$	TB36		RT74/20	
		$V_{qk}^+$	$V_{qk}^-$	$V_{qk}^+$	$V_{qk}^-$
1E	-510	0	-515	0	-522
1D	807	623	-69	754	-53
2	707	559	-79	662	-61
3	533	471	-89	537	-72
4	364	389	-110	416	-92
5	162	305	-166	302	-125
6	0	241	-223	203	-208

Como pode-se notar, a partir dos resultados obtidos, a CVC é mais desfavorável do que o TB36 para a maioria das seções. Nos parágrafos seguintes será verificada a capacidade portante da ponte em questão.

## 4.6 Verificação da Capacidade Portante

Para a verificação da capacidade portante da estrutura, serão adotadas as recomendações do Projeto de Revisão da NBR-6118, uma vez que, de acordo com a referida norma, as seções correspondentes a verificação da segurança da NBR-7187/87 deverão ser canceladas e substituídas pela mesma. Inicialmente, as vigas principais serão dimensionadas para os esforços solicitantes provocados pela CVC apresentados nas tabelas 4.6 e 4.7. Uma vez concluído o dimensionamento, serão verificados os estados limites de fadiga no aço e abertura de fissuras. Após terem sido determinadas as áreas de aço correspondentes aos esforços provocados pela CVC, será feita uma comparação das mesmas com a armadura existente.

### 4.6.1 Dimensionamento da Armadura Longitudinal

De acordo com o item 17.2 do Projeto de Revisão da NBR-6118, no dimensionamento ao momento fletor de peças lineares de concreto armado, devem ser consideradas as seguintes hipóteses básicas:

- (a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação da peça;
- (b) a deformação das barras passivas aderentes em tração ou compressão, deve ser a mesma do concreto em seu entorno;
- (c) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, podem ser desprezadas;
- (d) a distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola retângulo com tensão de pico igual a  $0,85 f_{cd}$ , sendo  $f_{cd}$  o valor da resistência à compressão do concreto. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de altura  $0,8$  de “ $x$ ” (onde “ $x$ ” é a profundidade da linha neutra), com a seguinte tensão:  
 $0,85 f_{cd}$ , no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta borda comprimida;  
 $0,80 f_{cd}$  no caso contrário.
- (e) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos valores de cálculo do diagrama tensão-deformação;

- (f) o estado limite último é caracterizado seja pelo concreto atingindo o seu encurtamento de ruptura,  $\varepsilon_{cd}$ , igual a 3,5 ‰ ou pelo aço alcançando sua deformação limite de 10 ‰.

Na determinação das solicitações de cálculo para o Estado Limite Último, deverão ser adotados os coeficientes de ponderação das ações apresentados no item 2.2.6 deste trabalho. Conforme apresentado no referido item, o Projeto de Revisão da NBR-6118 prescreve os mesmos coeficientes de ponderação para as cargas móveis e permanentes. Exceto para a verificação do Limite Último de Fadiga, será adotado um coeficiente igual a 1.4, seguindo as recomendações da norma mencionada.

A tabela 4.8 apresenta um resumo das propriedades geométricas, dos esforços solicitantes de cálculo e das áreas de aço obtidas para as seções estudadas. A armadura existente será apresentada após as verificações dos estados limites de fadiga e abertura de fissuras.

**TABELA 4.8 - Dimensionamento da Armadura Longitudinal do Projeto Típico**

Veículo	Seção	$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$b_f$ (cm)	$h_f$ (cm)	$M_{dmax}$ (kN.m)	$M_{dmin}$ (kN.m)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )
RT74/20	1	80	220	20	308	-1.850	-4.630	<b>26.40</b>	<b>53.84</b>
	2	40	220	20	308	2.240	-1.680	<b>25.28</b>	<b>19.21</b>
	3	40	220	20	308	6.090	0	<b>69.75</b>	<b>13.20</b>
	4	40	220	20	308	8.890	1.240	<b>102.73</b>	<b>13.20</b>
	5	40	220	20	308	10.500	2.000	<b>122.02</b>	<b>13.20</b>
	6	40	220	20	308	10.990	2.290	<b>127.94</b>	<b>13.20</b>

#### 4.6.2 Verificação do Estado Limite Último de Fadiga da Armadura Longitudinal

Conforme mencionado no item 2.2.6, o Projeto de Revisão da NBR-6118 determina que a verificação do Estado Limite Último de Fadiga na armadura longitudinal de vigas deverá ser realizada para a Cominação Freqüente das Ações utilizando-se um coeficiente  $\Psi_1$  igual a 0,5.

A determinação das tensões na armadura deverá ser realizada no Estádio II, desprezando-se a resistência do concreto na região tracionada e considerando-se o coeficiente de equivalência  $\alpha_s = 10$ .

A verificação da segurança consiste na limitação da variação de tensões,  $\Delta f_{sd,fad}$ , na armadura. Essa variação é função do diâmetro e da geometria das barras utilizadas. A tabela 29 da norma em questão estabelece os valores de  $\Delta f_{sd,fad}$  a serem adotados para  $2 \times 10^6$  ciclos. No caso do projeto em estudo, foram utilizadas, para armadura longitudinal, barras retas de 22mm de diâmetro. Para essa situação é adotado um valor de  $\Delta f_{sd,fad}$  igual a 180 MPa.

A tabela 4.9 apresenta um resumo da análise das tensões e das armaduras corrigidas para o atendimento da limitação do  $\Delta f_{sd,fad}$ . Os valores em negrito representam as seções onde houve uma necessidade de correção da armadura.

**TABELA 4.9 – Verificação do Estado Limite Último de Fadiga do Projeto Típico**

Veículo	Seção	$M_{dmax}$ (kN.m)	$M_{dmin}$ (kN.m)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{smax}$ (MPa)	$\sigma_{smin}$ (MPa)	$ \Delta \sigma_s $ (MPa)	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{smax}$ (MPa)	$\sigma_{smin}$ (MPa)	$ \Delta \sigma_s $ (MPa)	$A_{sw1corr.}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2corr.}$ (cm <sup>2</sup> )
RT74/20	1	-1.850	-2.580	26,40	-3,2	-45,2	42	53,84	178,6	248,9	70,3	26,40	53,84
	2	850	-540	25,28	168,7	-18,5	187,1	19,21	-6,6	144,1	150,6	<b>26,28</b>	19,21
	3	2.980	1.040	69,75	217,6	75,7	141,8	13,20	-23,8	-8,3	15,5	69,75	13,20
	4	4.540	2.190	102,73	225,1	108,7	116,4	13,20	-35,6	-17,2	18,4	102,73	13,20
	5	5.430	2.880	122,02	227,0	120,2	106,8	13,20	-42,2	-22,3	19,8	122,02	13,20
	6	5.700	3.090	127,94	227,0	123,3	103,7	13,20	-44,1	-23,9	20,1	127,94	13,20

### 4.6.3 Controle de Fissuração

Assim como para a verificação do Estado Limite Último de Fadiga, o controle da fissuração deve ser realizado para a Cominação Freqüente das Ações utilizando-se um coeficiente  $\Psi_1$  igual a 0,5.

A determinação das tensões na armadura deverá ser realizada no Estádio II, desprezando-se a resistência do concreto na região tracionada e considerando-se o coeficiente de equivalência  $\alpha_s = 15$ .



A verificação consiste na limitação da tensão máxima,  $\sigma_{s,max}$ , da armadura tracionada. A tabela 22 da norma em questão estabelece os valores de  $\sigma_{s,max}$  em função do diâmetro da barra utilizada.

Objetivando-se determinar o valor da “tensão máxima admissível” da ponte em questão, serão interpolados, linearmente, os valores prescritos para os diâmetros de 20 e 25mm, uma vez que a norma não estabelece limite na hipótese de estarem sendo utilizadas barras de 22mm.

Dessa forma, o valor da  $\sigma_{s,max}$  adotado para a verificação será de 220 MPa, tendo em vista que as tensões limites para as barras de 20 e 25mm são de 240 e 200MPa, respectivamente.

A tabela 4.10 apresenta um resumo da análise das tensões e das armaduras corrigidas para o atendimento da limitação da  $\sigma_{s,max}$ . Os valores em negrito correspondem às seções onde houve necessidade de correção da armadura dimensionada.

TABELA 4.10 – Verificação do Controle da Fissuração do Projeto Típico

Veículo	Seção	$M_{dmax}$ (kN.m)	$M_{dmin}$ (kN.m)	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{smax}$ (MPa)	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{smax}$ (MPa)	$A_{sw1corr.}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2corr.}$ (cm <sup>2</sup> )
RT74/20	1	-1.850	-2.580	26,40	0	53,84	254,3	26,40	<b>62,24</b>
	2	850	-540	25,28	169,7	19,21	147,3	25,25	19,21
	3	2.980	1.040	69,75	218,1	13,20	0	69,75	13,20
	4	4.540	2.190	102,73	225,1	13,20	0	<b>105,09</b>	13,20
	5	5.430	2.880	122,02	226,6	13,20	0	<b>125,69</b>	13,20
	6	5.700	3.090	127,94	226,6	13,20	0	<b>131,77</b>	13,20

Conforme mencionado no item 1.1 desse trabalho, até 1978 a segurança das pontes no tocante à capacidade portante era realizada considerando-se um coeficiente global de segurança de 1,65 para as cargas permanentes e 2,0 para as cargas móveis. Além disso, as resistências características dos materiais não eram minoradas.

Embora os valores apresentados na tabela 4.6 demonstrem que a CVC provoca momentos fletores superiores aos provocados pelo TB36, a armadura longitudinal

determinada para o veículo especial é ligeiramente inferior à existente no projeto original.

A tabela 4.11 apresenta um resumo comparativo entre as áreas de aço determinadas para o RT74/20 e as existentes no projeto original nas seções estudadas.

**TABELA 4.11 – Comparação da Armadura Longitudinal do Projeto Típico**

Seção	RT74/20		EXISTENTE	
	A <sub>s1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s2</sub> (cm <sup>2</sup> )
1	26,40	62,24	26,40	68,27
2	26,28	19,21	26,61	32,52
3	69,75	13,20	72,66	13,63
4	105,09	13,20	106,52	13,20
5	125,69	13,20	126,50	13,20
6	131,77	13,20	132,69	13,20

Pelos resultados apresentados na tabela 4.11, observa-se que a segurança da estrutura em questão não estaria comprometida com relação a armadura longitudinal. Além disso, pôde-se constatar que a diferença entre os coeficientes de ponderação utilizados na época do projeto e os prescritos pela norma atual foi determinante para a garantia da segurança da estrutura.

#### **4.6.4 Dimensionamento da Armadura Transversal**

As condições fixadas pelo Projeto de Revisão da NBR-6118 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  $V_c$ .

A resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal deve ser considerada satisfatória, quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} < V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} < V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

onde:

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

$V_{Rd2}$  é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto.

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$ , é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde  $V_c$  é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça e  $V_{sw}$  a parcela absorvida pela armadura transversal.

A verificação do Estado Limite Último será realizada de acordo com o Modelo de Cálculo I. O referido modelo admite que as diagonais de compressão são inclinadas de um ângulo  $\theta = 45^\circ$  em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. e admite ainda que a parcela de força cortante complementar,  $V_c$ , tenha valor constante, independente do valor da força cortante de cálculo  $V_{Sd}$ .

A seguir, serão apresentadas as verificações prescritas pela Norma para a verificação do Estado Limite Último quando for utilizado o Modelo de Cálculo I.

a) verificação da compressão diagonal do concreto

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} b_w d$$

$$\text{sendo: } \alpha_v = (1 - f_{ck} / 250)$$

b) cálculo da armadura transversal

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) 0,9 d f_{ywd} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha)$$

onde:

$V_c = V_{c0}$  na flexão simples e na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$$

onde:

$b_w$  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 a tensão na armadura transversal, limitada ao valor  $f_{yd}$  no caso de estribos e a 70% desse valor no caso de barras dobradas, não se tomando, para ambos os casos, valores superiores a 435 MPa;

$\alpha$  é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, podendo-se tomar  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ ;

$f_{ctk,inf}$  é a resistência característica do concreto à tração igual a  $0,21 f_{ck}^{2/3}$ .

A tabela 4.12 apresenta um resumo das propriedades geométricas, dos esforços solicitantes de cálculo e das áreas de aço obtidas nas seções estudadas.

**TABELA 4.12 - Dimensionamento da Armadura Transversal do Projeto Típico**

Veículo	Seção	$b_w$ (cm)	$h$ (cm)	$V_{SD}$ (kN)	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> /m)
RT74/20	1E	80	220	1.454	<b>11,20</b>
	1D	80	220	2.186	<b>13,69</b>
	2	40	220	1.917	<b>17,12</b>
	3	40	220	1.492	<b>11,89</b>
	4	40	220	1.092	<b>6,83</b>
	5	40	220	649	<b>5,60</b>
	6	40	220	285	<b>5,60</b>

#### 4.6.5 Verificação do Estado Limite Último de Fadiga da Armadura Transversal

De acordo com a Norma em questão, a verificação do Estado Limite Último de Fadiga para a armadura de cisalhamento deve ser realizada da mesma forma que para

a armadura longitudinal. Dessa forma, serão adotados os mesmos critérios apresentados no item 4.6.2 desse trabalho.

Para a determinação das tensões na armadura deverá ser tomada uma parcela de 50% do valor de  $V_c$  descrito no item 4.6.4. A variação de tensões admissível para estribos é de 85 MPa.

A tabela 4.13 apresenta um resumo da análise das tensões e das armaduras corrigidas para o atendimento da limitação do  $\Delta f_{sd, fad}$ . Os valores em negrito correspondem às seções onde houve necessidade de correção da armadura dimensionada.

**TABELA 4.13 – Verificação da Fadiga da Armadura Transversal do Projeto Típico**

Veículo	Seção	$V_{d,max}$ (kN)	$V_{d,min}$ (kN)	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\sigma_{sw,max}$ (MPa)	$\sigma_{sw,min}$ (MPa)	$ \Delta \sigma_s $ (Mpa)	$A_{sw,corr.}$ (cm <sup>2</sup> /m)
RT74/20	1E	234	0	11,20	113	0	113	<b>14,92</b>
	1D	640	237	13,69	254	94	160	<b>25,74</b>
	2	766	405	17,12	243	128	114	<b>23,05</b>
	3	529	225	11,89	241	103	139	<b>19,42</b>
	4	300	46	6,83	238	37	201	<b>16,18</b>
	5	41	0	5,60	40	0	40	5,60
	6	0	0	5,60	0	0	0	5,60

Embora os valores de coeficientes de ponderação utilizados na época do projeto sejam superiores aos utilizados pelas normas atuais, a armadura transversal existente no projeto é ligeiramente inferior à encontrada para a CVC após a verificação do Estado Limite Último de Fadiga.

A tabela 4.14 apresenta um resumo comparativo entre as áreas de aço determinadas para o RT74/20 e as existentes no projeto original nas seções estudadas. Os valores em negrito representam as seções onde as armaduras encontradas para a CVC foram superiores às existentes.

**TABELA 4.14 – Comparação da Armadura Transversal do Projeto Típico**

Seção	RT74/20	EXISTENTE
	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw}$ (cm <sup>2</sup> /m)
1E	14,92	21,09
1D	<b>25,74</b>	<b>24,60</b>
2	<b>23,05</b>	<b>19,68</b>
3	<b>19,42</b>	<b>16,40</b>
4	<b>16,18</b>	<b>14,06</b>
5	5,60	9,84
6	5,60	9,84

Vale ressaltar que, assim como na armadura longitudinal, a limitação na variação de tensões da armadura transversal foi determinada para um número de ciclos igual a  $2 \times 10^6$ .

Levando-se em consideração que a função da resistência à fadiga para o aço, representada em escala log.log, consiste de segmentos de reta da forma  $(\Delta f_{sd,fad})^m \times N = \text{constante}$ , podemos considerar para o caso da ação do veículo RT74/20 a adoção de um novo limite para a resistência à fadiga correspondente a um número de ciclos mais adequado.

Adotando-se um valor de “m” igual a 5, indicado na tabela 30 da norma em questão, é possível determinar o número de ciclos limite para a armadura existente. A tabela 4.15 apresenta os valores de tensão e do número de ciclos limite para a armadura existente nas seções onde a armadura dimensionada foi superior à existente.

**TABELA 4.15 –Número de Ciclos Limite para a Armadura Transversal do Projeto Típico**

Veículo	Seção	$Vd_{max}$ (kN)	$Vd_{min}$ (kN)	$A_{sw,exist.}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\sigma_{swmax}$ (MPa)	$\sigma_{swmin}$ (MPa)	$ \Delta \sigma_s $ (Mpa)	Nº de Ciclos
RT74/20	1D	640	237	24,60	141	52	89	<b><math>1.59 \times 10^6</math></b>
	2	766	405	16,68	211	111	100	<b><math>9.07 \times 10^5</math></b>
	3	529	225	16,40	175	74	101	<b><math>8.59 \times 10^5</math></b>
	4	300	46	14,06	116	18	98	<b><math>9.90 \times 10^5</math></b>

Dessa forma, para o projeto em questão, o número máximo de ciclos a ser utilizado para a verificação do Estado Limite Último de Fadiga seria 859.000. Apesar de não ser prevista pela norma brasileira qualquer alteração no número de ciclos na análise de tensões, essa alternativa é considerada pelo *Eurocode*.

A seguir, será reproduzida a tabela 4.5 do EC1 (1991) que estabelece o número de ciclos a ser utilizado em função do tipo de tráfego a que a rodovia possa estar submetida.

**TABELA 4.16 – Número de Ciclos Esperados para Tráfego Pesado Segundo o *Eurocode***

CATEGORIA DO TRÁFEGO	NÚMERO DE CICLOS
1: Auto estradas e estradas com duas ou mais faixas de tráfego em cada direção com grande parcela de veículos pesados.	$2 \times 10^6$
2: Auto estradas e estradas e estradas com parcela média de veículos pesados.	$0,5 \times 10^6$
3: Trechos principais com pequena parcela de veículos pesados	$0,125 \times 10^6$
4: Estradas vicinais com pequena parcela de veículos pesados	$0,05 \times 10^6$

Percebe-se que o número de ciclos determinado para a ponte em questão estaria atendendo às categorias 2, 3 e 4 de tráfego previstas pelo *Eurocode*. Portanto, utilizando-se da alternativa apresentada, a segurança da ponte, em relação a armadura de cisalhamento, também estaria satisfeita.

## Capítulo 5 - Experiência Internacional

---

### 5.1 Preliminares

A preocupação com o estado de conservação do patrimônio até aqui construído, em função não só do crescente desenvolvimento da indústria de transporte como também pelas diferentes épocas de projeto e execução das estruturas, tem sido motivo de estudo em vários países.

Este item do trabalho descreverá como estão sendo tratados os problemas já mencionados como definição do carregamento móvel, cadastramento das obras e quantificação da segurança, por alguns países da Europa e nos Estados Unidos, uma vez que tais dificuldades não se restringem apenas à realidade brasileira, conforme será constatado a seguir.

Uma solução adotada por diversos países foi o desenvolvimento de sistemas conhecidos como *Permits*. A maioria deles tratam-se de *softwares* que têm como principal objetivo permitir uma rápida tomada de decisão quanto a autorização ou não da passagem de determinados veículos, não previstos por suas respectivas normas, por um determinado trecho de rodovia (Chou *et al.* 1999).

Nos Estados Unidos, por exemplo, o sistema que vem sendo utilizado por muitos anos é o *Bridge Rating and Analysis of Structural Systems*. Recentemente, esse *software* foi atualizado para atender às especificações da *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Segundo THOMPSON *et al.* (2000), a grande desvantagem do sistema é que, como a maioria dos programas de cálculo estrutural utilizados hoje



em dia, o BRASS calcula cada estrutura individualmente e não oferece facilidades para a resolução de um grande número de pontes, como pode ocorrer em um determinado trecho de rodovia, simultaneamente.

Desde 1995, um outro sistema conhecido como *Virtis and Opis* está sendo desenvolvido para substituir o antigo *software* acima mencionado. As vantagens em relação ao antigo programa serão principalmente quanto à possibilidade da interface com outros programas além de um banco de dados com um número muito maior de tipos de estrutura.

CASAS *et al.* (2000) apresentaram um sistema de gerenciamento de pontes, desenvolvido na Espanha, chamado *Bridge Management System (BMS)*, que controla a permissão do tráfego de veículos sobre pontes das rodovias espanholas.

A maioria das pontes na Espanha encontra-se em um bom estado de conservação e seus dados de projeto estão relativamente bem documentados. Contudo, assim como em outros países, grande número de pontes mais antigas não apresentam dados como desenhos de projeto, especificações dos materiais e memória de cálculo disponível.

As premissas adotadas no desenvolvimento do BMS são similares às de outros “programas de permissão”. O *software* possui um banco de dados onde são armazenados diversos tipos de estruturas quanto às suas respectivas seções transversais, como em vigas múltiplas pré-moldadas, ponte de laje, ponte de viga, e quanto aos seus respectivos sistemas estruturais (viga contínua, vão isostático, etc.).

Para solucionar o problema da grande variedade de configurações de cargas e dimensões dos veículos, a Espanha adotou os veículos do EC1 (1991), descritos no item 2.6.4 desse trabalho, como trem-tipo. Além disso, são utilizados critérios diferentes na quantificação da segurança de pontes mais recentes e bem documentadas e estruturas mais antigas, projetadas para normas que já não estão mais em vigor e onde os dados da obra não estão todos disponíveis.

DESPOT & HAJDIN (2000) apresentaram um programa denominado *Truck* desenvolvido na Suíça com objetivos similares aos já mencionados, ou seja, uma

rápida tomada de decisão quanto da autorização ou não da passagem de veículos especiais sobre as obras arte especiais. Nesse programa, são comparados os esforços solicitantes provocados pelos carregamentos previstos por norma e por cargas introduzidas por transportes especiais.

A comparação é feita através de uma análise estrutural bastante simplificada. Todas as estruturas são consideradas como sendo isostáticas o que além de tornar os seus respectivos sistemas estruturais mais simples, diminui consideravelmente o tempo de processamento para cada obra a ser verificada.

Para uma viga contínua, por exemplo, o sistema estrutural é substituído por vários vãos isostáticos. O comprimento dos “vãos isostáticos equivalentes” é determinado através dos pontos de momentos nulos. Uma vez determinados os comprimentos dos vãos equivalentes, são traçadas linhas de influência para a determinação dos esforços solicitantes. Para pontes em laje, estaiadas ou em arco, uma solução mais refinada é dada para cada caso.

De acordo com os autores do sistema, as simplificações acima descritas são muito utilizadas por engenheiros projetistas na fase de anteprojeto e, além disso, a margem de erro dos resultados, para todos sistemas de pontes utilizados na Suíça, é de 10% dos valores obtidos utilizando-se sistemas mais sofisticados.

Nota-se que na maioria dos países a solução encontrada para resolver os problemas já mencionados foi bastante semelhante, procurando-se, obviamente, desenvolver sistemas que se adequassem às particularidades de cada país.

Neste item do trabalho, onde está sendo demonstrada a experiência internacional sobre tema em questão, julgou-se válido um destaque especial para dois países: os Estados Unidos e a Alemanha.

Tal destaque justifica-se pela evidente influência do país europeu na forma como é tratada a ação do carregamento móvel sobre as pontes pela Norma Brasileira e pelo fato de nos Estados Unidos ter sido encontrada uma solução além dos programas de permissão já mencionados que, com as devidas adequações, poderia ser utilizada no Brasil.

## 5.2 Experiência Americana

Segundo NOEL *et al.* (1986), a primeira legislação a respeito de regulamentações de peso de veículo nos Estados Unidos ocorreu na década de 50, através da “Lei federal de 1956”. Inicialmente, essa lei abordava aspectos de planejamento, financiamento e construção do *National System of Interstate and Defense Highway* (Sistema Nacional de Defesa de Rodovias Interestaduais). Nessa lei foi determinado que nenhum recurso seria destinado à construção de Sistemas Interestaduais em estados onde fosse permitida a passagem de veículos com peso bruto superior a 80,06 kN em um eixo simples, 142,3 kN para um eixo *tandem* ou 325,9 kN para o peso total do veículo.

Em 1964, o *Highway Research Board* (ou Conselho de Pesquisas de Rodovias), através da Secretaria do Comércio, preparou e enviou um documento (*House Document 354*) a ser avaliado pelo Congresso. Esse documento continha uma revisão detalhada da indústria de transportes e das regulamentações que governavam a operação de veículos pesados. No documento, foi também salientado o quanto a nação havia investido no setor de transportes e sua importância na economia do país.

Parte do relatório baseava-se nos resultados de testes rodoviários elaborados pela AASHTO no final da década de 50. A recomendação mais relevante feita no documento foi a adoção, para o Sistema Interestadual, de uma tabulação de pesos admissíveis de grupos de eixos, em função do número de eixos e do comprimento total do grupo conhecida como *Table B*. Além disso, o documento sugeriu que os limites de peso aumentassem para 88,96 kN e 151,2 kN para eixos simples e *tandem*, respectivamente.

Cabe salientar a existência de uma nota de rodapé na *Table B* proibindo a passagem de certos veículos curtos de múltiplos eixos sobre pontes classe H-15 da AASHTO. Essa classe de ponte correspondia a um veículo de dois eixos espaçados de 4,27m e um peso bruto total de 150 kN. A passagem de tais veículos ocasionaria um aumento de 30% nos esforços para os quais as pontes classe H-15 haviam sido projetadas, o que era considerado intolerável pelos autores do relatório.

Pouco aconteceu em resposta a esse documento até 1975, quando o Congresso Americano aprovou uma lei permitindo que os estados aumentassem os limites de peso dos Sistemas Interestaduais para os limites estabelecidos pela *Table B*. Além disso, o limite de peso bruto total do veículo foi aumentado para 356 kN.

Acredita-se que essa lei foi aprovada como uma forma que o Congresso Americano encontrou de re-estabelecer a perda da produtividade da indústria em função da imposição do limite de velocidade de 88,5 km/h estabelecido em 1973.

Em 1982, a lei referida como *Surface Transportation Assistance Act of 1982* determinava que o peso bruto total de um grupo de dois ou mais eixos consecutivos deveria ser determinado através da seguinte fórmula:

$$Q = 2,224 \left[ \frac{B \cdot N}{0,3048 \cdot (N - 1)} + 12 \cdot N + 36 \right]$$

onde:

- Q = peso bruto total em newtons em qualquer grupo de dois ou mais eixos consecutivos;
- B = distância, em metros, entre os extremos de qualquer grupo de dois ou mais eixos consecutivos;
- N = número de eixos do grupo em questão.

A equação é a *Bridge Formula* de onde os pesos da *Table B* anteriormente mencionada são calculados. As limitações são as mesmas da *Table B*, com 356 kN para peso limite.

Essa formulação limita o peso em grupos de eixos, objetivando uma redução no desgaste da estrutura. O peso admissível depende do número de eixos que um veículo tem e da distância entre os mesmos.

### **5.2.1 Uso da *Bridge Formula***

O uso da *Bridge Formula* justifica-se uma vez que as pontes situadas em rodovias do Sistema Interestadual são usadas por uma larga variedade de tráfego. Elas são projetadas para suportarem cargas conhecidas. Contudo, a medida que os

caminhões tornaram-se mais pesados entre as décadas de 50 e 60 algo tinha que ser feito para a proteção das rodovias e, especial, das pontes.

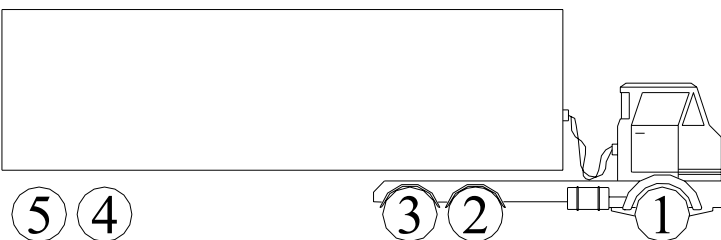
Nos parágrafos a seguir, será apresentado um exemplo numérico com o uso da *Bridge Formula*. Os limites de peso de acordo com a lei federal são os descritos abaixo:

- peso bruto – o peso de um veículo ou combinação de veículos. O limite de peso bruto federal no sistema interestadual americano é de 356 kN;
- peso de um eixo simples – o peso total em um ou mais eixos é de 89 kN;
- peso de um eixo tandem – o peso total em um eixo duplo é de 151 kN.

Esses limites foram impostos de modo a limitar que os esforços não ultrapassassem em 5% os valores de projeto das estruturas projetadas para o veículo HS-20.

A lei federal estabelece que qualquer dois ou mais eixos consecutivos não devem exceder o peso computado através da *Bridge Formula* mesmo que os eixos simples, eixos tandem ou peso bruto total estejam dentro dos limites legais.

Combinações de eixos internos como os eixos 1,2 e 3 apresentados na figura a seguir e dos eixos 2, 3, 4 e 5 também devem estar de acordo com os pesos computados através da fórmula.



**Figura 5.1 –Eixos a Serem Analisados Pela *Brige Formula***

O veículo mais usualmente verificado pela *Bridge Formula* é o apresentado na figura 5.1. Embora a *Bridge Formula* seja aplicável para cada combinação de dois

ou mais eixos, a experiência demonstra que as combinações de eixos 1 a 3, 1 a 5 e 2 a 5 são as mais críticas e devem ser verificadas. Se essas combinações forem satisfeitas todas as outras nesse tipo de veículos são normalmente atendidas (U.S. Department of Transportation 1994).

O veículo com pesos e dimensões apresentados a seguir será usado para ilustrar uma verificação através da *Bridge Formula*.

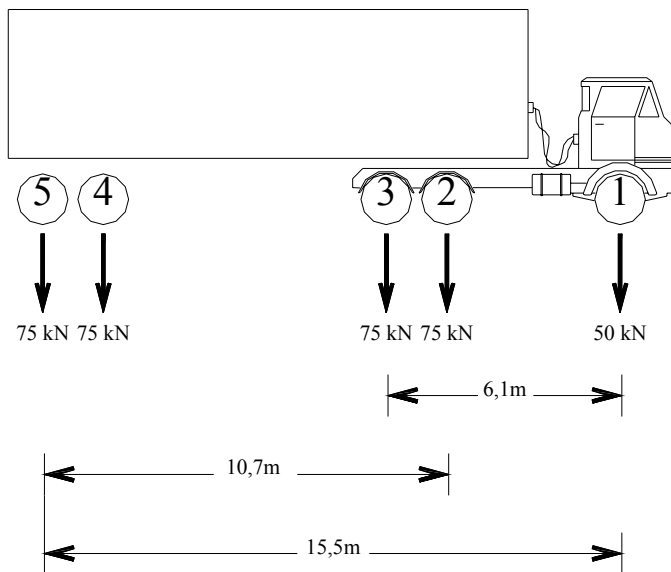


Figura 5.2 - Exemplo de Verificação do Peso de um Veículo Através da *Bridge Formula*

- **Combinação 1: de eixos 1 a 3**

Peso atuante =  $(2 \times 75 + 50) = 200,00 \text{ kN}$

$$B = 6,10\text{m} ; N = 3 \therefore Q = 2,224 \times \left[ \frac{6,10 \times 3}{0,3048 \times (3 - 1)} + 12 \times 3 + 36 \right] = 226,89 \text{ kN}$$

Ou seja, para a combinação de eixos 1-3, a carga atuante total é de 200 kN e a permitida pela fórmula é de aproximadamente 227 kN.

- **Combinação 2: de eixos 1 a 5**

Peso atuante =  $(4 \times 75 + 50) = 350,00 \text{ kN}$

$$B = 15,5\text{m} ; N = 5 \therefore Q = 2,224 \times \left[ \frac{15,5 \times 5}{0,3048 \times (5 - 1)} + 12 \times 5 + 36 \right] = 354,88 \text{ kN}$$

Ou seja, para a combinação de eixos 1-5, a carga atuante total é de 350 kN e a permitida pela fórmula é de aproximadamente 355 kN.

- **Combinação 3: de eixos 2 a 5**

Peso atuante =  $(4 \times 75) = 300,00 \text{ kN}$

$$B = 10,7\text{m}; N = 4 \therefore Q = 2,224 \times \left[ \frac{10,7x4}{0,3048x(4-1)} + 12x4 + 36 \right] = 290,91 \text{ kN}$$

Ou seja, para a combinação de eixos 2-5, a carga atuante total é de 300 kN e a permitida pela fórmula é de aproximadamente 291 kN. Portanto, o veículo não atenderia aos pré-requisitos da fórmula. Para que fosse permitida a passagem do veículo a carga por eixo a ser transportada deveria ser reduzida ou a distância de 10,7m entre os eixos 2 e 5 elevada.

Já existem diversas propostas de modificação da *Bridge Formula*. Uma das críticas à formulação já apresentada é que os valores de 5 e 30% nos quais a mesma foi baseada são valores arbitrários.

JAMES *et al.*\* *apud* GHOSN (2000) apresentam um estudo elaborado pela “Administração Federal de Rodovias Americanas” ao qual foi desenvolvida uma nova formulação referida como *TTI Formula*. Essa nova formulação baseia-se no mesmo critério da original no que diz respeito à limitação de um acréscimo de carga. Contudo, de acordo com os seus autores, trata-se de uma fórmula mais precisa na determinação dessas taxas limites.

Segundo JAMES (1985), comparada à atual *Bridge Formula*, a proposta de modificação mencionada é mais restrita aos veículos mais longos e, ao mesmo tempo, mais liberal para os veículos curtos.

De acordo com a proposta de modificação, o limite de peso para o veículo em estudo deve atender às seguintes desigualdades:

$$Q = (34 + 2,28.B)4,448 \text{ para } B < 17 \text{ metros}$$

$$Q = (62 + 1,64.B)4,448 \text{ para } B > 17 \text{ metros}$$

---

\*JAMES *et al.* (1985). *Proposed new truck weight formula*. Washington, D.C., *Vozes apud* GHOSN, M. (2000). *Development of Truck Weight Regulations Using Bridge Reability Model*. Journal of Bridge Engineering, ASCE, v. 5, n. 4, p. 293-303

onde:

- Q = peso bruto total em kilonewtons em qualquer grupo de dois ou mais eixos consecutivos;
- B = distância, em metros, entre os extremos de qualquer grupo de dois ou mais eixos consecutivos.

Utilizando-se o mesmo veículo verificado pela atual *Bridge Formula* no exemplo numérico apresentado anteriormente, chegaríamos às seguintes “cargas admissíveis” com a proposta de modificação:

**TABELA 5.1 –Cargas Admissíveis Utilizando a Proposta de Modificação da *Bridge Formula***

<b>Combinação 1:</b>	240,23 kN
<b>Combinação 2:</b>	377,36 kN
<b>Combinação 3:</b>	307,34 kN

Face aos resultados obtidos, percebe-se que, conforme mencionado anteriormente, a proposta de modificação apresentada é mais liberal para veículos curtos (distância entre grupos de eixo inferior a 17 metros) do que a atual formulação. Embora já existam outras propostas de modificação, a formulação referida como *Bridge Formula* ainda é a que se encontra em vigor de acordo com a lei federal americana.

### 5.3 Experiência Alemã

Pela similaridade do problema a estudar e pela solução apresentada, será descrito a seguir o trabalho de pesquisa realizado, em 1998, pelo escritório de projeto “Leonhardt, Andrä und Partner” de Stuttgart por solicitação do Ministério de Transportes da Alemanha.

Neste trabalho foi pesquisada a ação do veículo legalizado “44 t Fahrzeugkombinationen” (44t-Fzk), descrito na figura 5.3, sobre as pontes das rodovias federais. Com este trabalho, pretende-se, no futuro, permitir o tráfego do



veículo mencionado, sem que seja necessária nenhuma portaria excepcional para o tráfego desses veículos.

O trabalho foi subdividido em duas partes. Na parte A, foram realizadas avaliações sobre a estabilidade das obras devido ao tráfego do veículo 44t-Fzk. Essas avaliações foram limitadas à estrutura principal e não incluíram as pontes de classes inferiores à Classe 30 da norma DIN 1072.

As classes analisadas foram as seguintes:

- Classe 30 – um veículo de 300 kN, carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> na faixa principal de tráfego e carga uniformemente distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup> nas faixas laterais de tráfego.
- Classe 45 – um veículo de 450 kN, carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> na faixa principal de tráfego e carga uniformemente distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup> nas faixas laterais de tráfego.
- Classe 60 – um veículo de 600 kN, carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> na faixa principal de tráfego e carga uniformemente distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup> nas faixas laterais de tráfego.
- Classe 30/30 – um veículo de 300 kN com carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> na faixa principal de tráfego, um veículo de 300 kN com carga uniformemente distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup> na segunda faixa tráfego e carga uniformemente distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup> nas faixas laterais de tráfego.
- Classe 60/30 – um veículo de 600 kN com carga uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> na faixa principal de tráfego, um veículo de 300 kN com carga uniformemente distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup> na segunda faixa tráfego e carga uniformemente distribuída de 3 kN/m<sup>2</sup> nas faixas laterais de tráfego.

Na parte B, foi realizada uma avaliação do tráfego do veículo 44t-Fzk com relação à fadiga dos materiais e a deterioração da estrutura.

Nesse trabalho, serão analisados os aspectos considerados mais relevantes da parte A do relatório, conforme apresentado nos itens a seguir.

### 5.3.1 Escolha das Seções Transversais Típicas

Foram consideradas três seções transversais típicas de acordo com a largura da pista entre meio-fios:

- $w = 5,50$  m de largura de pista, para pontes com uma faixa de tráfego;
- $w = 6,00$  m de largura de pista, para pontes com duas faixas de tráfego;
- $w = 11,50$  m de largura de pista, para pontes com três faixas de tráfego.

Para cada largura de pista foram considerados os sistemas estruturais relacionados na tabela 5.2.

**TABELA 5.2 – Sistemas Estruturais Analisados no Relatório Técnico da Alemanha**

SISTEMA ESTRUTURAL	LARGURA DA PISTA (m)		
	w = 5,50	w = 6,00	w = 11,50
LAJE MACIÇA	X	X	X
LAJE VAZADA	X	X	X
PONTE COM DUAS VIGAS PRINCIPAIS		X	X
VIGA CAIXÃO COM UMA CÉLULA		X	X
VIGA CAIXÃO COM DUAS CÉLULAS			X

### 5.3.2 Composição do Carregamento Móvel

Do estudo realizado pelo Departamento de Estradas, concluiu-se como veículo representativo o 44t-Fzk por corresponder a 91% dos veículos pesados que trafegam sobre as rodovias federais.

A seguir, serão indicadas as cargas, distância entre eixos e comprimento total do veículo que serviu de base a este estudo. Para a largura, foi adotado o valor de 3m em analogia com a DIN 1072.

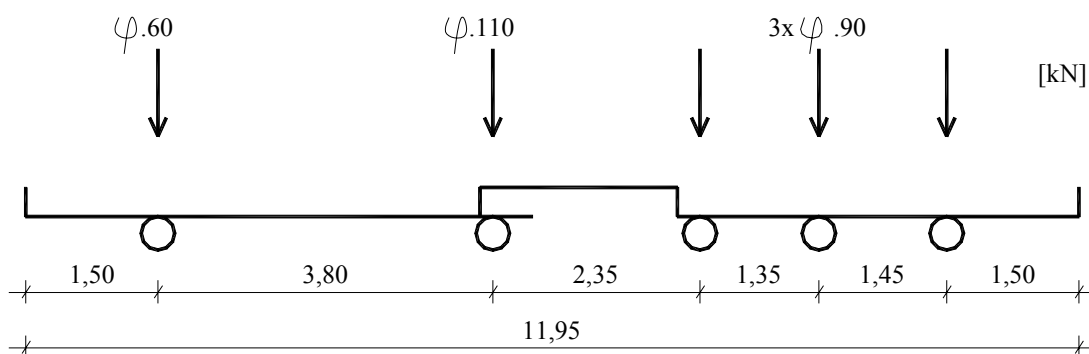


Figura 5.3 – Veículo 44t-Fzk [GÖHLER & STRAUB (1998)]

Vale ressaltar que foi considerado o coeficiente de impacto de acordo com a DIN 1072.

### 5.3.3 Carregamentos Pesquisados

Para a determinação da disposição do veículo 44t-Fzk foram pesquisadas as variantes A, B e C a serem descritas posteriormente. Nos passeios, não foi considerada a ação de nenhuma carga distribuída.

Para os veículos normativos das Classes 60/30, 30/30, 60, 45 e 30 foi considerada além do carregamento aplicado na pista, uma carga uniformemente distribuída de  $3\text{kN/m}^2$  aplicada nos passeios ou no canteiro central. Não foi feita nenhuma distinção entre as superestruturas com dois passeios laterais e as superestruturas com passeio lateral e canteiro central, pela pequena diferença na largura total dos passeios.

A seguir serão relacionados os diversos carregamentos pesquisados:

#### a) Veículo 44t-Fzk

##### Variante A

$w = 5,50\text{m}$

- um veículo 44t-Fzk incluindo coeficiente de impacto;
- carga uniformemente distribuída de  $5,0\text{ kN/m}^2$ , incluindo coeficiente de impacto, na faixa de tráfego.

$w = 6,00\text{m}$

- um veículo 44t-Fzk incluindo coeficiente de impacto;
- carga uniformemente distribuída de  $5,0 \text{ kN/m}^2$ , incluindo coeficiente de impacto, na faixa principal de tráfego;
- um veículo normativo de 300 kN na faixa lateral;
- carga uniformemente distribuída de  $3,0 \text{ kN/m}^2$ , na faixa lateral de tráfego.

$w = 11,50\text{m}$

- um veículo 44t-Fzk incluindo coeficiente de impacto;
- carga uniformemente distribuída de  $5,0 \text{ kN/m}^2$ , incluindo coeficiente de impacto, na faixa principal de tráfego;
- um veículo normativo de 300 kN na faixa lateral;
- carga uniformemente distribuída de  $3,0 \text{ kN/m}^2$  na faixa lateral de tráfego;
- carga uniformemente distribuída de  $3,0 \text{ kN/m}^2$  na terceira faixa de tráfego.

#### Variante B

$w = 5,50\text{m}$

- veículos 44t-Fzk distantes longitudinalmente de 10,0m incluindo coeficiente de impacto;

$w = 6,00\text{m}$

- veículos 44t-Fzk distantes longitudinalmente de 10,0m incluindo coeficiente de impacto;
- um veículo 44t-Fzk na segunda faixa de tráfego.

$w = 11,50\text{m}$

- veículos 44t-Fzk distantes longitudinalmente de 10,0m incluindo coeficiente de impacto;
- um veículo 44t-Fzk na segunda faixa de tráfego;
- carros de passeio pesando 10 kN, afastados longitudinalmente de 5,0m, na terceira faixa de tráfego.

### Variante C

w = 5,50m

- veículos 44t-Fzk distantes longitudinalmente de 10,0m incluindo coeficiente de impacto

w = 6,00m

- veículos 44t-Fzk distantes longitudinalmente de 10,0m incluindo coeficiente de impacto nas duas faixas de tráfego

w = 11,50m

- veículos 44t-Fzk distantes longitudinalmente de 10,0m incluindo coeficiente de impacto nas duas faixas de tráfego
- carros de passeio pesando 10 kN, afastados longitudinalmente de 5,0m, na terceira faixa de tráfego

#### b) Veículo Normativo

As solicitações devidas aos veículos para as pontes Classes 60/30, 30/30, 60, 45 e 30, foram determinadas de acordo com a DIN 1072 nas suas edições correspondentes.

### **5.3.4 Sistemas Estáticos Pesquisados**

Foram analisados três sistemas estáticos:

- Vão Simplesmente Apoiado (para momento no vão);
- Dois Vãos Contínuos e Simétricos (para momento no apoio);
- Três Vãos Contínuos e Simétricos para a Relação de Vãos 0,4 – 1,0 – 0,4 (para pesquisa das reações de apoio).

### **5.3.5 Cálculo das Solicitações**

Para a determinação das solicitações devidas ao carregamento móvel, foi utilizado o programa baseado no Método dos Elementos Finitos RM-Spaceframe, Módulo VLBS (Carga Móvel) da empresa TDV GmbH de Heinz Pircher und Partner, Áustria.

### **5.3.6 Avaliação dos Resultados**

Segundo GÖHLER & STRAUB (1998), as disposições do veículo 44t-Fzk correspondentes às variantes A e B apresentam uma grande probabilidade de ocorrência. Por outro lado, a variante C corresponde a uma disposição de veículo com baixa probabilidade de ocorrência. A seguir, são apresentadas as comparações entre os resultados obtidos para as diversas classes de pontes anteriormente mencionadas e as variantes A, B e C.

#### **Ponte Classe 30**

$$\underline{w = 5,50 \text{ m}}$$

Para essa largura de pista não é necessária nenhuma medida de restrição ao tráfego tendo em vista que o veículo 44t-Fzk, atuando em uma faixa de tráfego, introduz baixas solicitações.

Um estreitamento para uma única faixa de tráfego é, como consequência, uma medida de grande valia sem que seja necessária qualquer sinalização para a permissão do tráfego do veículo 44t-Fzk.

$$\underline{w = 6,00 \text{ e } 11,50\text{m}}$$

Para estas larguras de pista existe, em relação às três variantes, uma deficiência significativa na capacidade portante das estruturas.

É recomendável verificar, para cada caso em particular, se a passagem do veículo 44t-Fzk pode ser permitida.

#### **Ponte Classe 45**

$$\underline{w = 5,50 \text{ m}}$$

Para essa largura de pista não é necessária nenhuma medida de restrição ao tráfego tendo em vista que o veículo 44t-Fzk, atuando em uma faixa de tráfego, introduz baixas solicitações.

$$\underline{w = 6,00 \text{ m}}$$

Para as variantes A e B existe uma deficiência para momentos fletores em pontes com vãos inferiores a 30m. Para os vãos centrais, inferiores a 60m, há uma deficiência na capacidade portante de reações de apoio e momento sobre o apoio intermediário.

Recomenda-se a restrição do tráfego de veículos 44t-Fzk nas pontes de um ou dois vãos inferiores a 30m e de três vãos, com vão central inferior a 60m.

Para a variante C existe uma deficiência para todas as solicitações pesquisadas. É conveniente, portanto, a proibição de passagem de comboios de veículos 44t-Fzk sobre as duas faixas de tráfego.

$$\underline{w = 11,50 \text{ m}}$$

Para as variantes A e B há uma deficiência na capacidade portante para momentos nos vãos em pontes de até 20m de vão. Para vãos centrais inferiores a 40m há uma deficiência nas reações dos apoios extremos e momento nos apoios. É recomendável adotar medidas de restrições ao tráfego para estes limites de vão.

Para a variante C, além das deficiências mencionadas anteriormente, há deficiência relativa ao momento no apoio para pontes de dois vãos com comprimentos da ordem de 20m. Valem as mesmas recomendações indicadas para as variantes A e B.

### **Ponte Classe 30/30**

$$\underline{w = 5,50\text{m}}$$

Para essa largura de pista não é necessária nenhuma medida de restrição ao tráfego, tendo em vista que o veículo 44t-Fzk, atuando em uma faixa de tráfego, introduz baixas solicitações.

$$\underline{w = 6,00 \text{ m}}$$

Para as variantes A e B existe uma deficiência para momentos fletores em pontes com vãos inferiores a 25m. Para os vãos centrais, inferiores a 40m, há uma deficiência na capacidade portante de reações dos apoios extremos.

Recomenda-se a restrição do tráfego de veículos 44t-Fzk nas pontes de um ou dois vãos inferiores a 25m e de três vãos, com vão central inferior a 40m.

Para a variante C existe uma deficiência na capacidade portante dos momentos sobre os apoios. É conveniente, portanto, a proibição de passagem de comboios de veículos 44t-Fzk sobre as duas faixas de tráfego.

$$\underline{w = 11,50 \text{ m}}$$

Para as variantes A e B há uma deficiência na capacidade portante para momentos nos vãos em pontes de até 10m de vão. Para vãos centrais inferiores a 20m há uma deficiência nas reações dos apoios extremos e momento nos apoios. É recomendável adotar medidas de restrições ao tráfego para estes limites de vão.

Para a variante C, além das deficiências mencionadas anteriormente, há deficiência relativa ao momento no apoio para pontes de dois vãos com comprimentos da ordem de 20m. Valem as mesmas recomendações indicadas para as variantes A e B.

### **Ponte Classe 60**

$$\underline{w = 5,50\text{m}}$$

Para essa largura de pista não é necessária nenhuma medida de restrição ao tráfego tendo em vista que o veículo 44t-Fzk, atuando em uma faixa de tráfego, introduz baixas solicitações.

$$\underline{w = 6,00 \text{ m}}$$

Para as variantes A e B não há necessidade de nenhuma restrição ao tráfego de veículos 44t-Fzk.



Para a variante C existe uma deficiência na capacidade portante dos momentos sobre os apoios. É conveniente, portanto, a proibição de passagem de comboios de veículos 44t-Fzk sobre as duas faixas de tráfego.

$$\underline{w = 11,50 \text{ m}}$$

Para essa largura de pista não é necessária nenhuma medida de restrição ao tráfego.

### **Ponte Classe 60/30**

Para esta classe de ponte, não se faz necessária qualquer restrição ao tráfego independente da largura da pista.

Dentre as recomendações descritas sobre a viabilidade do tráfego do veículo estudado, as atribuídas à Classe 45 merecem uma atenção especial. De todas as classes estudadas no Relatório, a Classe 45 é a que mais se assemelha com a prevista pela NBR-7188/84. A única diferença entre as mesmas é a carga distribuída nas faixas laterais de tráfego.

Embora o veículo 44t-Fzk seja menos crítico do que o TB45, quando comparados isoladamente, não foi recomendada a sua passagem para diversos casos de carregamento onde foi previsto o tráfego simultâneo desse veículo.

Tais restrições confirmam a tese de que a forma com o que o carregamento móvel é levado em consideração pode ser tão determinante numa tomada de decisão quanto o próprio veículo em estudo.

## Capítulo 6 - Considerações Finais e Conclusões

---

### 6.1 Conclusões

O estudo sobre como é tratada a ação das cargas móveis em outros países permitiu com que fossem constatadas algumas tendências mundiais sobre o tema em questão. Embora exista uma discrepância entre os valores de cargas prescritos para os veículos normativos pelos diversos países estudados, percebeu-se uma certa uniformidade na forma como esses carregamentos são levados em consideração.

Com exceção da norma brasileira, em todas as referências analisadas é prevista a passagem simultânea de mais de um trem-tipo. De acordo com as normas estudadas, o número de faixas a serem carregadas deve ser em função da largura da pista da obra sendo projetada. A baixa probabilidade da ocorrência de um carregamento crítico, simultâneo e atuando em todas as faixas carregadas também é levada em consideração por essas normas através dos denominados “coeficientes de multiplicação para carregamentos de múltiplas faixas”.

O efeito dinâmico do carregamento móvel na estrutura ainda é um tema que necessita de maior aprofundamento. Todas as normas estudadas, inclusive a brasileira, consideram a ação do carregamento móvel na estrutura como uma “carga estática equivalente”, representada pela majoração do efeito estático desse carregamento por um coeficiente de impacto.

O carregamento dinâmico é, de fato, uma complexa interação entre veículos em movimento e a estrutura. Além disso, a resposta da estrutura de uma ponte a um carregamento dinâmico não é a mesma a de um carregamento estático. Contudo,

ainda é conveniente tratar o efeito do carregamento dinâmico como uma fração da carga de tráfego de projeto conforme dito anteriormente.

Percebeu-se, ainda, certa concordância em relação aos carregamentos levados em consideração para a verificação do Estado Limite Último de Fadiga. Com exceção do *Eurocode*, que prescreve veículos especiais para a referida verificação, e da Norma Australiana, que adota um coeficiente de ponderação igual a dois para todos os carregamentos previstos nos Estados Limites Últimos, as normas estudadas adotam, para a verificação do Estado Limite Último de Fadiga, um carregamento constituído da carga permanente atuante adicionada a uma fração da carga móvel.

Através do exemplo numérico apresentado no item 2.8, observou-se que, para o caso particular estudado, a norma australiana foi a menos restrita enquanto o *Eurocode* foi a referência mais conservadora dentre as analisadas. Conforme mencionado no referido item, objetivando-se a realização de um estudo mais genérico, seria necessária uma análise muito mais ampla, elaborada para diversos sistemas estáticos e estruturais, o que não faz parte do escopo desse trabalho.

A análise comparativa entre os esforços solicitantes provocados pelas CVCs e pelos veículos normativos, apresentada no capítulo 3, demonstrou que, para os exemplos estudados, não houve influência da escuridade ou da curvatura. Assim como no Relatório apresentado no mesmo capítulo, constatou-se que a CVC mais crítica é a RT74/20 de 19,80metros. Além disso, nos três exemplos analisados, foram obtidas, aproximadamente, as mesmas relações entre os esforços provocados pelas CVCs e pelos veículos normativos encontradas no Relatório.

A alternativa apresentada para limitação do PBTC das CVCs nesse trabalho mostrou-se válida para a obra verificada face aos resultados obtidos no exemplo numérico apresentado no item 3.3.4. Vale ressaltar que, embora seja uma alternativa que possa ser considerada conservadora para as obras de concreto armado projetadas antes de 1978 pelos motivos já apresentados, trata-se de uma proposta que atenderia, não apenas a situação em questão, como todas as demais.

Através da verificação da capacidade portante do projeto típico, de acordo com as prescrições normativas atuais, apresentada no capítulo 4, pode-se constatar que,

para permitir o tráfego das CVCs em obras similares, algumas recomendações devem ser atendidas.

Inicialmente, dever ser comprovado que a obra a ser submetida ao tráfego das CVCs foi projetada e executada de acordo com as recomendações da NB-6/60, anterior ao ano da sua revisão, e encontra-se em perfeito estado de conservação.

Recomenda-se ainda um estudo sobre o tráfego da rodovia onde se pretenda liberar a passagem das CVCs que permita o projetista ou consultor técnico utilizar-se da alternativa apresentada de estabelecer um limite para o número de ciclos do veículo. Ainda que essa alternativa não seja prevista pela norma brasileira, uma das referências nas quais foram baseadas as recomendações para o Projeto de Revisão da NBR-6118 a leva em consideração.

A necessidade de uma pesquisa sobre veículos especiais foi ratificada no capítulo 5, onde foi elaborado um estudo da experiência internacional no tema em questão. Observou-se que, ao contrário da realidade brasileira, a preocupação com o crescente aumento das cargas que estão sendo transportadas sobre as rodovias e as conseqüências dessa constante evolução, tem sido um tema avaliado desde a década de 50.

A alternativa encontrada nos Estados Unidos no desenvolvimento da formulação genérica apresentada no item 5.2.1 pode ser aproveitada, com as devidas adequações, à realidade brasileira.

Por fim, as conclusões obtidas no Relatório de Pesquisa elaborado pelo escritório Leonhardt, Andrä und Partner, descrito no item 5.3, confirmam o que já havia sido mencionado anteriormente: as variantes mais desfavoráveis foram aquelas que contemplavam o tráfego simultâneo de mais de um veículo pesado.

## 6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras

Por se tratar de um assunto sempre atual, Ações nas Estruturas é um tema bastante amplo, ainda carente de pesquisas mais aprofundadas. Conforme foi constatado ao longo desse trabalho, existe uma divergência na forma com que a Norma Brasileira considera as ações das cargas móveis nas estruturas com relação ao que tem sido feito por outros países.

Um aprofundamento desse trabalho poderia ser realizado no que diz respeito a uma nova definição para as cargas móveis a serem consideradas. Tal aprofundamento implicaria numa ampliação das análises realizadas para as CVCs, contemplando outras hipóteses de cargas como, por exemplo, a passagem de mais de um veículo, simultaneamente.

Outro aspecto abordado no trabalho que poderia ser aprofundado seria a *Bridge Formula*. O desenvolvimento de uma formulação análoga à apresentada, que se adequasse à realidade brasileira, traria um grande benefício não apenas para o meio científico como também para projetistas, para a indústria de transportes nacional e para as concessionárias, uma vez que, por adquirem o direito de explorar economicamente as rodovias brasileiras, qualquer pesquisa que possa representar um avanço na manutenção das estradas seria de interesse para as mesmas.

## **REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1960). *NB 6 - Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). *Projeto de Revisão da NBR 6118*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). *NBR 7197 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Protendido*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado*. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987). *NBR 7187 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido*. Rio de Janeiro.

AUSTRALIAN STANDARDS (1989). *AS 1170.1 -1989 – Section 2: Loads and Load Combinations for Strength, Stability and Serviceability for Limit States Design*. Sydney.

AUSTROADS BRIDGE DESIGN CODE (1992). *Section 2: Design Loads*. Sydney.

- 
- CASAS et al. (2000). BMS for Permit Vehicle Routing in Spain. *Transportation Research Circular*. n. 498, Jun..
- CHOU, K. C.; DEATHERAGE, J. H.; LEATHERWOOD, T. D.; KHAYAT, A. J. (1999). Innovative Method for Evaluating Overweight Vehicle Permits. *Journal of Bridge Engineering*. ASCE, v. 4, n. 3, p. 221-227, Aug.
- DESPOT, Z.; HAJDIN, R. (2000). *TRUCK Bridge Rating Software*. *Transportation Research Circular*. n. 498, Jun..
- DIN (1972). *DIN-1045 - Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Ausführung*. Stuttgart.
- DIN (2001). *DIN – Fachbericht 101 - Einwirkungen auf Brücken*. Stuttgart.
- DIN (1972). *DIN-1072 – Strassen-und Wgebrücken, Lastannahmen*. Stuttgart.
- EL DEBS, M.K. et al. (2001). *Análise das conseqüências do tráfego de CVCs (Combinação de Veículos de Carga) sobre as obras de arte especiais da rede viária do DER-SP*. São Carlos. /Relatório Técnico EESC-USP/
- EUROCODE 1, TEIL 3 (1991). *Verkehrslasten für Brücken*. Stuttgart.
- FU, G.; HAG-ELSAFI, O. (2000). Vehicular Overloads: Load Model, Bridge Safety, and Permit Checking. *Journal of Bridge Engineering*. ASCE, v. 5, n. 1, p. 49-57, Feb.
- GALGOUL, N. S.; CHAMON, R. (1990). *Avaliação do trem-tipo de norma para o dimensionamento à fadiga de vigas de pontes rodoviárias de concreto armado*. II Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Universidade de São Paulo.
- GHOSN, M. (2000). Development of *Truck Weight Regulations Using Bridge Reability Model*. *Journal of Bridge Engineering*. ASCE, v. 5, n. 4, p. 293-303, Nov.

- 
- GHOSN, M.; MOSES, F. (2000). Effect of Changing *Truck* Weight Regulations on U.S. Bridge Network. *Journal of Bridge Engineering*. ASCE, v. 5, n. 4, p. 304-310, Nov.
- GÖHLER B.; STRAUB W. (1998). *44t – Fahrzeugkombinationen auf Brücken Bericht zum Teil A des Forschungsvorhabens*. Stuttgart./Forschungsbericht Leonhardt, Anrdrä und Partner.
- HAMBLY, E.C. (1991). *Bridge deck behavior*. 2.ed. London, Chapman and Hall.
- HERRERA, J.H. (1996). *Puentes*. Universidad Catolica de Colombia.
- JAMES et al. (1985). *Proposed new truck weight formula*. Federal Highway Administration. Washington, D.C
- LARANJEIRAS, A. C. R. (1990). *Fadiga das Estruturas de Concreto*. II Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, Universidade de São Paulo.
- MINISTERIO DE TRANSPORTE/INSTITUTO NACIONAL DE VIAS (1995). *Codigo Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes*. Bogotá.
- MOHAMMADI, J.; POLEPEDDI, R. (2000). Bridge Rating with Consideratioin for Fatigue Damage from Overloads. *Journal of Bridge Engineering*. ASCE, v. 5, n. 3, p. 259-265, Aug.
- MORAES, J. C.; ALVES, R.; SOUZA, M.; OLIVEIRA, P. E.; KANO, S. A. (1994). *Rodoviarismo. Evolução das Obras de Arte no Estado de São Paulo*. São Paulo.
- NOEL, J. S.; JAMES, R.W.; FURR, H. L.; BONILLA, F. ED.; CAYES, L. R. (1986). Bridge Formula Development. *Transportation Research Board*. Washington. D. C.
- ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE (1991). OHBDC – *Ministry of Transportation*. 3.ed. Ontario.



PRECAST PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (1997). *Bridge Design Manual – Loads and Load Distribution*. Chicago.

THOMPSON *et al.* (2000). Virtis: AASHTO's New Bridge Load Rating System. *Transportation Research Circular*. n. 498, Jun..

U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (1994). *Bridge Formula Weights*. Washington. D. C.

VASCONCELOS, A.C. (1993). *Pontes brasileiras – viadutos e passarelas notáveis*. São Paulo, Pini.

