

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO E DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA  
DE PONTES RODOVIÁRIAS EM VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

**VICTOR JOSÉ LUIZ DE SOUZA**

**São Carlos**  
**2012**

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL**

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO E DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA  
DE PONTES RODOVIÁRIAS EM VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

**VICTOR JOSÉ LUIZ DE SOUZA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção do título de Mestre em Construção Civil

**Área de Concentração:** Sistemas Construtivos de Edificações

**Orientador:** Alex Sander Clemente de Souza

**São Carlos**  
**2012**

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da  
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

S729cp

Souza, Victor José Luiz de.

Contribuição ao projeto e dimensionamento da superestrutura de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto / Victor José Luiz de Souza. -- São Carlos : UFSCar, 2012.  
166 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2012.

1. Pontes - projetos e construção. 2. Pontes mistas. 3. Dimensionamento. I. Título.

CDD: 624.2 (20<sup>a</sup>)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS  
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA  
Programa de Pós-Graduação em Construção Civil  
Rod. Washington Luís, Km 235  
13565-905 – São Carlos – SP  
Fone: (16) 3351-8261 Fax (16) 3351-8262  
e-mail: [ppgciv@ufscar.br](mailto:ppgciv@ufscar.br) site: [www.ppgciv.ufscar.br](http://www.ppgciv.ufscar.br)

---

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO E DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA DE  
PONTES RODOVIÁRIAS EM VIGA MISTA DE AÇO E CONCRETO**

**VICTOR JOSÉ LUIZ DE SOUZA**

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em primeiro de março de 2012.

Banca Examinadora constituída pelos membros:

---

**Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza**  
Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar  
Orientador

---

**Prof. Dr. Ricardo Carrazedo**  
Faculdade de Engenharia de Estruturas/EESC/USP  
Examinador Externo

---

**Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho**  
Departamento de Engenharia Civil/PPGCiv/UFSCar  
Examinador Interno

## *DEDICATÓRIA*

---

Dedico esta dissertação ao meu pai, minha mãe e irmão.

## AGRADECIMENTOS

---

Gostaria de agradecer primeiramente ao Grande Arquiteto do Universo, que é Deus, pela incrível família na qual faço parte.

Agradeço aos meus pais Hamilton e Vera por todos os ensinamentos ao longo desses anos, ensinamentos estes que foram e continuarão sendo de extrema importância para poder enfrentar todos os obstáculos que a vida coloca em nossos caminhos.

Ao melhor irmão que alguém pode ter, Thiago, por me ensinar tanto, mesmo sendo o caçula, e por sempre estar ao meu lado em todos os momentos de minha vida.

À Dona Otília, minha vózinha, por todas suas orações.

Gostaria de agradecer em especial ao meu orientador, agora meu amigo, Alex Sander, por todo o suporte e paciência, não poupando esforços para me ajudar no que fosse preciso.

Por fim, agradecer a todos meus amigos e familiares que me apoiaram e me incentivaram ao longo desses anos de estudos.

*EPÍGRAFE*

---

*“Não importa o quanto você bate, mas sim o quanto aguenta apanhar e continuar. O quanto pode suportar e seguir em frente. É assim que se ganha.”*

*Sylvester Gardenzio Stallone*

## RESUMO

SOUZA, Victor José Luiz. **CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO E DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA DE PONTES RODOVIÁRIAS EM VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**. 2012. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

Mesmo as pontes metálicas tendo fama de vencer grandes vãos, projetadas e executadas por grandes escritórios de projetos, este trabalho tem o objetivo de apresentar conceitos que possam ser aplicados na prática de projeto de pontes mistas de aço e concreto de pequenos e médios vãos, pois são as mais frequentes nas rodovias nacionais, e também há uma carência dos profissionais para projetá-las em aço, no Brasil. Além de poucos trabalhos voltados a este assunto, não existe normalização específica para pontes em aço, sendo que há carência de pontes em estradas vicinais em todo o país. A ponte em aço ou mista de aço e concreto possibilita uma construção rápida e de fácil recuperação. Inicialmente discute-se sobre os principais sistemas estruturais, características e comportamentos de pontes mistas de aço e concreto, descrevendo também os procedimentos de análise para ações móveis em pontes segundo as norma americana (AASHTO:2002 e 2005), europeia (EC-1:1991) e brasileira (NBR 7188:1984). Também está entre os objetivos deste trabalho compreender a filosofia de projeto da AASHTO:2002 no que se refere à definição das ações, modelos de análise, garantia do comportamento conjunto viga de aço e tabuleiro de concreto, estados limites últimos e de serviço e resistência do sistema de tabuleiro misto, verificando as possibilidades/necessidades de adaptação para a realidade nacional, norma esta comumente utilizada pelos projetistas brasileiros. Espera-se com este trabalho, enriquecer a bibliografia nacional no que se refere às pontes mistas de aço e concreto e de acordo com as comparações realizadas ao projeto e dimensionamento traçar diretrizes para um roteiro de cálculo para estes sistemas de pontes mistas, visando às adaptações para o desenvolvimento destas voltadas às realidades brasileiras.

*Palavras-chave:* pontes mistas de aço e concreto, sistemas estruturais, dimensionamento, projeto, viga de aço.



## ABSTRACT

SOUZA, Victor José Luiz. **Contribution to the Project and Design of Superstructure of Bridges Composite Beams of Steel and Concrete.** 2011. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2011.

Even the metal bridges known for overcoming large spans, designed and implemented by large offices, this paper wishes to present concepts that can be applied in practical design of Steel-Concrete composite bridges of short and medium span, because those are the most common in national highways, and there is also a lack of professionals to design them into steel in Brazil. In the few studies dedicated to this subject, there is no specific normalization in steel bridges, and there is a lack of bridges on local roads throughout the country. The steel bridge or the Steel-Concrete composite bridges provides a construction that is both quick and of easy recovery. At first it discusses the main structural systems, features and behaviors of composite steel bridges and concrete. It also describes the analysis procedures to actions on bridges according to the U.S. standards (AASHTO:2002 & 2005), European (EC-1:1991) and Brazilian (NBR 7188:1984). It is also an objective of this study to understand the design philosophy of AASHTO:2002, regarding the definition of actions, analysis models, ensuring the joint behavior of steel beam and concrete deck, ultimate limit states and of service and resistance of the mixed system deck, verifying the possibilities / needs of adaptation to the national reality, standard frequently used by Brazilian designers. This study aims to enrich the national literature regarding to Steel-Concrete composite bridges and according to comparisons made to the design and scaling guide, set rules for a calculated script for these mixed systems, bridges, viewing adjustments for the development of those directed to Brazilian realities.

*Keywords:* Steel-Concrete composite bridges, structural systems, project, steel beam.

## Lista de Figuras

---

FIGURA 1.1 - PONTES DE PEDRA E MADEIRA, RESPECTIVAMENTE.....	15
FIGURA 1.2 - PONTE EM FERRO FUNDIDO, SOBRE O RIO SEVERN, 1777 A 1779.....	16
FIGURA 1.3 - PONTE SOBRE O RIO PARAÍBA DO SUL, 1857 .....	16
FIGURA 1.4 - PONTE FIRTH OF FORTH, ESCÓCIA.....	17
FIGURA 1.5 - PONTE RODO-FERROVIÁRIA, RIO PARANÁ .....	18
FIGURA 1.6 - PONTE JK, BRASÍLIA .....	20
FIGURA 1.7 - SISTEMAS ESTRUTURAIS .....	21
FIGURA 1.8 - SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA DOS EXEMPLOS A SEREM DESENVOLVIDOS .....	25
FIGURA 2.1 - COMPORTAMENTOS DE VIGAS MISTAS E NÃO MISTAS .....	28
FIGURA 2.2 - CONECTORES DE CISALHAMENTO .....	29
FIGURA 2.3 - ESQUEMA TÍPICO DE PONTE MISTA DE AÇO E CONCRETO .....	32
FIGURA 2.4 - TRELIÇA MISTA AÇO-CONCRETO .....	32
FIGURA 2.5 - PONTE RODO-FERROVIÁRIA, RIO PARANÁ .....	33
FIGURA 2.6 - SEÇÕES TRANSVERSAIS EM VIGA CAIXÃO – ADAPTADO DE PINHO E BELLEI (2007) .....	34
FIGURA 2.7 - PONTE PRESIDENTE COSTA E SILVA, RIO - NITERÓI .....	34
FIGURA 2.8 - PONTE TÍPICA EM VIGA RETA MISTA DE AÇO E CONCRETO .....	36
FIGURA 2.9 - CLASSIFICAÇÃO DAS PONTES EM ARCO, DE ACORDO COM A POSIÇÃO DO TABULEIRO .....	37
FIGURA 2.10 - ELEMENTOS DE UMA TRELIÇA CONVENCIONAL INVERTIDA - PINHO E BELLEI (2007).....	39
FIGURA 2.11 - PONTE BENJAMIN CONSTANT, MANAUS, ANTES E APÓS REFORMA E RESTAURAÇÃO .....	40
FIGURA 2.12 - TIPOS DE PONTES EM TRELIÇA, PRATT E WARREN- PINHO E BELLEI (2007) .....	41
FIGURA 2.13 - PONTE GOLDEN GATE, ESTADO DA CALIFÓRNIA, ESTADOS UNIDOS .....	42
FIGURA 2.14 - PONTE OCTAVIO FRIAS DE OLIVEIRA, CIDADE DE SÃO PAULO.....	43
FIGURA 2.15 - DIFERENTES TIPOS DE PONTES ESTAIADAS .....	44
FIGURA 3.1 - TREM-TIPO - NB6:1943 (ABNT 1943).....	48
FIGURA 3.2 - ANÁLISE DAS CONSEQÜÊNCIAS DO TRÁFEGO DE COMBINAÇÕES DE VEÍCULOS DE CARGA - EL DEBS <i>ET. AL.</i> (2001) .....	52
FIGURA 3.3 - ANÁLISE DAS CONSEQÜÊNCIAS DO TRÁFEGO DE COMBINAÇÕES DE VEÍCULOS DE CARGA - EL DEBS <i>ET. AL.</i> (2001) .....	53
FIGURA 3.4 - SEÇÃO TRANSVERSAL E ESQUEMA LONGITUDINAL DA PONTE - SANTOS (2003).....	55
FIGURA 3.5 - SEÇÕES DOS EXEMPLOS DE PONTES ANALISADAS - LUCHI (2006) .....	56
FIGURA 3.6 - GRÁFICO DOS MOMENTOS FLETORES DE ACORDO COM O VÃO – LUCHI (2006) .....	57
FIGURA 3.7 - GRÁFICOS DAS FORÇAS CORTANTES DE ACORDO COM O VÃO – LUCHI (2006) .....	58
FIGURA 3.8 - TRENS-TIPO – NBR 7188:1984 (ABNT, 1984) .....	60
FIGURA 3.9 - DISTRIBUIÇÃO DOS CARREGAMENTOS – CLASSE 45.....	61
FIGURA 3.10 - COMBINAÇÕES DE VEÍCULOS DE CARGA – CVCs (FONTE: CONTRAN) .....	62
FIGURA 3.11 - EXEMPLO DE NUMERAÇÃO DE FAIXAS DE TRÁFEGO – EC-1:1991.....	64
FIGURA 3.12 - SISTEMA TANDEM – EC-1:1991 .....	65
FIGURA 3.13 - EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO MODELO DE CARGA 1 – EC-1:1991 .....	66

FIGURA 3.14 - MODELO DE CARGA 2 – EC-1:1991.....	67
FIGURA 3.15 - VEÍCULOS E CARREGAMENTOS PADRONIZADOS – AASHTO:2002.....	71
FIGURA 3.16 - CARGA LINEAR E SISTEMA TANDEM – AASHTO-LRFD:2005.....	72
FIGURA 3.17 - SEÇÃO TRANSVERSAL E VISTA LONGITUDINAL – EXEMPLO.....	77
FIGURA 3.18 - VISTAS GERAIS – SAP2000 v11 .....	77
FIGURA 3.19 - MOMENTO E DESLOCAMENTO AO LONGO DA SEÇÃO COMPARADA .....	80
FIGURA 4.1 – POSICIONAMENTO DO TREM-TIPO SOBRE O TABULEIRO.....	83
FIGURA 4.2 – LINHA DE INFLUÊNCIA.....	84
FIGURA 4.3 - CARGAS REFERENTES AO TREM-TIPO PARA A CLASSE 45 – NBR 7188:84 .....	85
FIGURA 4.4 - LINHA DE INFLUÊNCIA DE MOMENTO FLETOR .....	86
FIGURA 4.5 - SIMBOLOGIA PARA VÍNCULOS DE LAJE .....	86
FIGURA 4.6 - CONSIDERAÇÕES DE PROJETO DA RODA DO TREM-TIPO DE CLASSE 45 .....	87
FIGURA 4.7 - EXEMPLO DE GRELHA EQUIVALENTE REFERENTE AO TABULEIRO DE UMA PONTE .....	90
FIGURA 4.8 - CENTROS DE GRAVIDADE – KLINSKY (1999).....	92
FIGURA 4.9 – PONTE ANALISADA – RAYMUNDO (2010) .....	93
FIGURA 4.10 – ELEMENTO DE CASCA ELÁSTICA “SHELL63”. ANSYS – KLINSKY (1999).....	96
FIGURA 4.11 – MODELAGEM DA VIGA DE AÇO. ANSYS – KLINSKY (1999).....	96
FIGURA 4.12 - MODELAGEM DA LAJE POR ELEMENTOS DE CASCA SHELL63 – KLINSKY (1999).....	97
FIGURA 4.13 – ELEMENTOS DE VIGA TRIDIMENSIONAL. “BEAM4”. ANSYS – KLINSKY (1999).....	98
FIGURA 4.14 - ELEMENTO DE BARRA “LINK8”. ANSYS – KLINSKY (1999) .....	98
FIGURA 4.15 - CONDIÇÕES DE APOIO DA ESTRUTURA – KLINSKY (1999).....	99
FIGURA 4.16 – MODELAGEM DE UM TABULEIRO SOBRE TRÊS VIGAS – KLINSKY (1999) .....	100
FIGURA 4.17 – VISTAS DA PONTE ESTUDADA EM DIFERENTES ÂNGULOS – SOUZA E SOUZA (2010) .....	101
FIGURA 4.18 – MODELOS ANALISADOS – ORLANDO <i>ET. AL.</i> (2003) .....	103
FIGURA 4.19 – RESULTADOS DAS ANÁLISES REALIZADAS .....	104
FIGURA 5.1 - LARGURA EFETIVA DA LAJE .....	108
FIGURA 5.2 – CONECTORES DE CISLHAMENTO .....	109
FIGURA 5.3 – CÁLCULO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO.....	112
FIGURA 5.4 – ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS INTERMEDIÁRIOS .....	115
FIGURA 5.5 - ENRIJECEDORES LONGITUDINAIS.....	117
FIGURA 5.6 - ENRIJECEDORES DE APOIO.....	118
FIGURA 5.7 - FLUXOGRAMA PARA O DIMENSIONAMENTO DE VIGA MISTA .....	119
FIGURA 6.1 – GEOMETRIA DA PONTE DE 20 M, EXEMPLO 1.....	122
FIGURA 6.2 – CONSIDERAÇÕES DA CARGA ACIDENTAL – TREM-TIPO .....	125
FIGURA 6.3 - DEFINIÇÃO DO VÃO DA PONTE .....	126
FIGURA 6.4 – ESCOLHA DO TIPO ESTRUTURAL DA PONTE – STEEL GIRDERS .....	127
FIGURA 6.5 – DEFINIÇÃO DAS GEOMETRIAS DA PONTE.....	127
FIGURA 6.6 – DEFINIÇÃO DA SEÇÃO DAS VIGAS .....	127

FIGURA 6.7 – MODULAÇÃO DO TREM-TIPO .....	128
FIGURA 6.8 – ESTRUTURA DA PONTE MODELADA .....	128
FIGURA 6.9 – ESTRUTURA APÓS ANÁLISE ESTRUTURAL.....	128
FIGURA 6.10 – DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR – SAP .....	129
FIGURA 6.11 – DIAGRAMA DE CORTANTE MÁXIMA – SAP .....	129
FIGURA 6.12 – ESTRUTURA DEFORMADA APÓS ANÁLISE – SAP.....	130
FIGURA 6.13 - LARGURA EFETIVA DA LAJE .....	131
FIGURA 6.14 – CONECTORES DE CISALHAMENTO UTILIZADO NA ESTRUTURA .....	131
FIGURA 6.15 – CÁLCULO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO.....	133
FIGURA 6.16 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE – DIAFRAGMAS.....	137
FIGURA 6.17 - RESUMO DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PARA O EXEMPLO 1 .....	138
FIGURA 6.18 – GEOMETRIA DA PONTE DE 40 M, EXEMPLO 2.....	139
FIGURA 6.19 – DIAGRAMA DE MOMENTO MÁXIMO – SAP .....	142
FIGURA 6.20 – DIAGRAMA DE CORTANTE MÁXIMA – SAP .....	142
FIGURA 6.21 – ESTRUTURA DEFORMADA APÓS ANÁLISE – SAP.....	143
FIGURA 6.22 - LARGURA EFETIVA DA LAJE .....	144
FIGURA 6.23 – CONECTORES DE CISALHAMENTO UTILIZADO NA ESTRUTURA .....	144
FIGURA 6.24 – CÁLCULO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO.....	145
FIGURA 6.25 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE – DIAFRAGMAS.....	150
FIGURA 6.26 - RESUMO DO DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PARA O EXEMPLO 2 .....	151
FIGURA A.1 - EXEMPLOS ILUSTRATIVOS – PINHO E BELLEI (2005).....	166

## Lista de Tabelas

---

TABELA 1.1 - TRABALHOS PUBLICADOS NO BRASIL .....	23
TABELA 2.1 – TIPOS DE LAJE .....	30
TABELA 3.1 - AÇÕES EM PONTES.....	46
TABELA 3.2 – RESUMO DAS PONTES ANALISADAS - EL DEBS <i>ET. AL.</i> (2001) .....	50
TABELA 3.3 – RESUMOS DAS SOLICITAÇÕES E COEFICIENTES – ADAPTADO DE SANTOS (2003).....	55
TABELA 3.4 - CARREGAMENTOS – NBR 7188:1984 (ABNT, 1984).....	61
TABELA 3.5 - DETERMINAÇÃO DAS FAIXAS DE TRÁFEGO – EC-1:1991.....	64
TABELA 3.6 – MODELO DE CARGA 1, VALORES CARACTERÍSTICOS – EC-1:1991 .....	65
TABELA 3.7 – CARREGAMENTO E GEOMETRIA – MODELO DE CARGA 3 – EUROCODE 1:1991.....	68
TABELA 3.8 – FATOR DE REDUÇÃO – AASHTO:2002 .....	69
TABELA 3.9 – COEFICIENTE “M” – AASHTO-LRFD:2005 .....	69
TABELA 3.10 - CARGAS NO PASSEIO – AASHTO:2002 .....	70
TABELA 3.11 – COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS NBR7188, EC-1 E ASSHTO .....	75
TABELA 3.12 - RESUMO DAS CARGAS MÓVEIS - NBR7188:198 .....	78
TABELA 3.13 – RESUMO DAS CARGAS MÓVEIS – EC-1:1991 .....	78
<b>TABELA 3.14 – RESUMO DAS CARGAS MÓVEIS – AASHTO-LRFD:2005.....</b>	<b>79</b>
TABELA 3.15 – RESUMO DE MOMENTOS FLETORES E DESLOCAMENTOS NAS VIGAS.....	79
TABELA 4.1 – TABELA DE RÜSCH N° 1 – BORDA SOMENTE APOIADA .....	88
TABELA 4.2 – DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DE CADA RODA NAS VIGAS LONGITUDINAIS – ADAPTADO AASHTO <i>SPECIFICATIONS</i> :1996 .....	102
TABELA 4.3 – COMPARAÇÃO ENTRE OS MÉTODOS - ORLANDO <i>ET. AL.</i> (2003) .....	103
TABELA 5.1 - LIMITAÇÕES E RELAÇÕES GEOMÉTRICAS PARA A SEÇÃO .....	107
TABELA 5.2 – PARÂMETROS A E B.....	111
TABELA 6.1 – GEOMETRIA E DIMENSÕES DA SEÇÃO ADOTADA PARA O EXEMPLO 1.....	123
TABELA 6.2 - LIMITAÇÕES E RELAÇÕES GEOMÉTRICAS PARA A SEÇÃO .....	124
TABELA 6.3 - GEOMETRIA E DIMENSÕES DA SEÇÃO ADOTADA PARA O EXEMPLO 2.....	140
TABELA 6.4 - LIMITAÇÕES E RELAÇÕES GEOMÉTRICAS PARA A SEÇÃO .....	141
TABELA A.1 - TENSÕES ADMISSÍVEIS - AÇO ESTRUTURAL – AASHTO <i>APUD</i> (PINHO E BELLEI, 2007) .....	159
TABELA A.2 – FAIXA DE TENSÃO ADMISSÍVEL À FADIGA – (A) - AASHTO <i>APUD</i> (PINHO E BELLEI, 2007) .....	160
TABELA A.3 - CICLOS DE CARREGAMENTO - AASHTO <i>APUD</i> (PINHO E BELLEI, 2007).....	162
TABELA A.4 - PARÂMETROS DE FADIGA - AASHTO <i>APUD</i> (PINHO E BELLEI, 2007) .....	163

## SUMÁRIO

---

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1 OBJETIVOS .....	21
1.2 JUSTIFICATIVAS .....	22
1.3 METODOLOGIA .....	24
1.4 ESTRUTURA PROPOSTA PARA A DISSERTAÇÃO .....	26
<b>2. SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA PONTES METÁLICAS E MISTAS DE AÇO E CONCRETO .....</b>	<b>27</b>
2.1 PONTES MISTAS DE AÇO E CONCRETO .....	27
2.2 PONTE EM VIGA TRELIÇADA .....	32
2.3 PONTE EM VIGA CAIXÃO .....	33
2.4 PONTE EM VIGA RETA MISTA DE AÇO E CONCRETO .....	35
2.5 PONTES EM ARCO .....	36
2.6 PONTES EM TRELIÇA .....	38
2.7 PONTE PÊNSIL E ESTAIADA .....	41
<b>3. AÇÕES EM PONTES .....</b>	<b>46</b>
3.1 CARGAS MÓVEIS .....	47
3.2 NORMAS BRASILEIRAS .....	59
3.2.1 <i>NBR 7188:1984 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELAS PARA PEDESTRES</i> .....	59
3.2.2 <i>NORMA NBR 7187:1987 – PROJETO E EXECUÇÃO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO</i> .	63
3.3 NORMA EUROPÉIA – EC-1:1991 .....	63
3.4 NORMA AMERICANA .....	68
3.5 COMPARAÇÕES ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS.....	74
<b>4. ANÁLISE ESTRUTURAL.....</b>	<b>82</b>
4.1 MÉTODO SIMPLIFICADO .....	83
4.2 MÉTODO DA GRELHA EQUIVALENTE .....	89
4.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (M.E.F.).....	94
4.4 ANÁLISE PROPOSTA PELA AASHTO - LRFD .....	101
<b>5. DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PARA PONTES .....</b>	<b>105</b>
5.1 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PARA PONTES SEGUNDO A AASHTO .....	106
5.1.1 <i>LIMITAÇÕES NA GEOMETRIA DA SEÇÃO DA VIGA DE AÇO</i> .....	106
5.1.2 <i>RESISTÊNCIA NA REGIÃO DE MOMENTO FLETOR POSITIVO</i> .....	107
5.1.2.1 <i>LARGURA EFETIVA DA LAJE</i> .....	107

5.1.2.2	LIGAÇÃO AÇO-CONCRETO (CONECTORES DE CISALHAMENTO) .....	108
5.1.2.3	VERIFICAÇÃO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO .....	111
5.1.3	<i>RESISTÊNCIA A FORÇA CORTANTE</i> .....	114
5.1.3.1	ENRIJECEDORES TRANSVERSAIS INTERMEDIÁRIOS .....	114
5.1.3.2	ENRIJECEDORES LONGITUDINAIS .....	117
5.1.3.3	ENRIJECEDORES DE APOIO .....	118
5.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS PARA PONTES .....	118
<b>6.</b>	<b>EXEMPLOS DE CÁLCULOS PARA PONTES MISTAS DE AÇO E CONCRETO .....</b>	<b>121</b>
6.1	EXEMPLO 1 – PONTE COM 20 M DE VÃO .....	122
6.1.1	<i>CONCEPÇÃO ESTRUTURAL</i> .....	122
6.1.2	<i>ANÁLISE ESTRUTURAL</i> .....	124
6.1.3	<i>DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA</i> .....	130
6.1.4	<i>VERIFICAÇÃO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO</i> .....	133
6.1.5	<i>RESISTÊNCIA A FORÇA CORTANTE</i> .....	134
6.2	EXEMPLO 2 – PONTE COM 40 M DE VÃO .....	139
6.2.1	<i>CONCEPÇÃO ESTRUTURAL</i> .....	139
6.2.2	<i>ANÁLISE ESTRUTURAL</i> .....	141
6.2.3	<i>DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA</i> .....	143
6.2.4	<i>VERIFICAÇÃO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO</i> .....	145
6.2.5	<i>RESISTÊNCIA A FORÇA CORTANTE</i> .....	147
<b>7.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>152</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>154</b>
<b>A.</b>	<b>FADIGA.....</b>	<b>159</b>

# 1.INTRODUÇÃO

As pontes têm como finalidade a travessia de riachos, rios e vales. O grande desenvolvimento das cidades estimula a construção de pontes e viadutos, a fim de facilitar o organizar o transporte de pessoas e produtos, melhorando o relacionamento entre estas.

Os primeiros materiais utilizados para as construções de pontes foram a pedra e posteriormente a madeira, utilizando o sistema estrutural em arco, Figura 1.1.

**Figura 1.1 - Pontes de pedra e madeira, respectivamente**



PINHO E BELLEI (2007)

Hoje, além de toda a função estrutural exigida, as pontes se tornaram verdadeiras obras de arte, conjunto de superação e beleza. Existem várias concepções consagradas para as estruturas de pontes, cada uma com suas características que respondem diferentemente aos vãos livres mais adequados, facilidades na manutenção, montagem e fabricação, custos, além de apresentarem diferentes aspectos estéticos.

Os romanos foram os primeiros e grandes construtores de pontes. As antigas pontes romanas são todas em arco, utilizando como matéria prima básica a pedra, material que fora utilizado até o século XVIII quando deu lugar ao ferro fundido, material com o qual foi construída a primeira ponte em estrutura metálica entre 1777 e 1779, na Inglaterra, para um vão de 31 m, com 15 m de largura e comprimento



total de 59 m (PINHO e BELLEI, 2007). A Ponte de Ferro, como era conhecida, se estendia sobre o rio Severn – Figura 1.2. Em meados do século XIX o ferro fundido, gradativamente, passou a dar lugar ao aço.

**Figura 1.2 - Ponte em ferro fundido, sobre o rio Severn, 1777 a 1779**



Fonte: <http://www.history.ucsb.edu/faculty/marcuse/CoalbrookdaleBridge.jpg-01/08/09>.

No Brasil uma das primeiras, senão a primeira, ponte em ferro fundido melhorado (ferro pudlado) foi construída em 1857, sobre o rio Paraíba do Sul, Figura 1.3, em treliça arqueada, com 5 vãos de 30 m. Esta ponte é utilizada até hoje, somente para o tráfego de carros de passeio e ônibus. Uma curiosidade sobre ela é por ser a primeira ponte a cobrar pedágio.

**Figura 1.3 - Ponte sobre o rio Paraíba do Sul, 1857**



Fonte: [http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte\\_Paraiba\\_do\\_Sul\\_.jpg](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Ponte_Paraiba_do_Sul_.jpg) - 27/12/10.

Por volta dessa mesma época sugeriram as pontes em treliça, sendo a mais importante a Firth of Forth, Escócia, Figura 1.4, construída em 1890 com vão livre de 521 m e 105 m de altura, estando em uso até os dias de hoje.

**Figura 1.4 - Ponte Firth of Forth, Escócia**



Fonte: <http://www.worldtravelattractions.com/the-forth-bridge-scotland/> - 27/12/10

Entre 1922 e 1939 foram construídos edifícios e pequenas pontes, nas quais se utilizaram o sistema de vigas mistas. Nas construções mistas o concreto foi primeiramente utilizado como material de revestimento, agindo como protetor dos perfis em aço, mesmo tendo alguma participação na função estrutural à mesma era desprezada.

Uma estrutura mista é constituída por materiais que possuem diferentes características mecânicas, porém é necessário que haja uma interação entre o aço e o concreto, exigindo o melhor desempenho de cada material. Para garantia dessa interação é feita uma ligação mecânica entre a viga e a laje, essa ligação é feita por peças soldadas ao longo da viga, no topo da mesa superior e que ficam imersas à massa de concreto, após a concretagem, recebendo o nome de conectores de cisalhamento.

O princípio de funcionamento de uma ponte mista consiste na associação da laje (concreto armado) às vigas metálicas que lhe servem de suporte. A associação entre vigas e laje é conseguida se os deslocamentos relativos na interface aço - concreto são impedidos ou pelo menos reduzidos consideravelmente, de maneira que exista transferência do fluxo de cisalhamento entre laje e vigas.

Em 1944 foram introduzidos nas normas da American Association of State Highway And Transportation Officials (AASHTO) os critérios para dimensionamento de vigas mistas para aplicação em pontes.

Dos poucos trabalhos e estudos nacionais, alguns autores vêm contribuindo para os conhecimentos voltados ao projeto de pontes metálicas e mistas, ainda neste capítulo, Tabela 1.1, há um resumo citando alguns trabalhos que se destacam.

Apesar de poucas pesquisas existentes, livros e normas técnicas específicas para pontes metálicas e mistas, no Brasil, existem algumas pontes de grande importância construídas com essa concepção estrutural, como por exemplo, a Ponte Rodo-ferroviária sobre o rio Paraná, construída há mais de dez anos. Esta ponte possibilita o escoamento de cargas e da produção geral do Centro-Oeste para os portos do litoral Paulista e Paranaense, Figura 1.5.

**Figura 1.5 - Ponte Rodo-ferroviária, Rio Paraná**



Fonte: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=558724&page=6-01/08/09>.

A Ponte Rodo-ferroviária, Figura 1.5, é um importante empreendimento sócio-econômico para uma vasta região do país e é uma das maiores obras da engenharia brasileira concluída nos últimos anos. É a primeira ponte construída no Brasil com os sistemas ferroviário e rodoviário sobrepostos, sendo constituída por um trecho de 2.600 m em estrutura metálica (26 tramos de 100 m), além de dois viadutos de acesso em concreto, medindo 720 m e 450 m junto às margens esquerda e direita, respectivamente. A estrutura metálica é constituída por duas traves treliçadas de banzos paralelos contraventadas entre si, com tabuleiros ferroviário e rodoviário

juntos aos banzos inferior e superior, respectivamente. Esse tipo de sistema estrutural foi escolhido de acordo com os obstáculos a serem transpostos.

Atualmente, com o alto nível tecnológico utilizado no projeto da estrutura mista e rapidez na construção, a demanda por esses sistemas construtivos tem aumentado a cada dia. Hoje, no Brasil, as vigas mistas de aço e concreto têm sido amplamente empregadas em edifícios e pequenas pontes.

Além da pouca tradição no uso de aço, outro fator que contribui para a baixa utilização de pontes metálicas é a não existência de normas brasileiras específicas para projetos de pontes metálicas e mistas.

Portanto são de extrema importância estudos relacionados ao cálculo estrutural, critérios de projetos e técnicas construtivas aplicadas às pontes mistas de aço e concreto, de acordo com as normas estrangeiras, adaptando-as à realidade nacional.

Para o incremento do uso de estruturas de aço e mistas no Brasil, em edifícios e, sobretudo em pontes, é necessário pesquisas e desenvolvimentos de processos de projeto e construtivos adequados à realidade da construção metálica brasileira.

Ao definir o sistema estrutural para execução de uma ponte devem-se considerar obstáculos, como por exemplo: as condições de transporte e montagem. Normalmente a estrutura é fabricada fora do canteiro de obra e transportada para montagem em seu local definitivo, no entanto, parte da estrutura pode ser fabricada no próprio canteiro de obra, sobretudo quando as dimensões da estrutura inviabilizam o transporte.

A logística de fabricação, transporte e montagem é fundamental para o sucesso na construção de uma ponte em aço. Limitações dimensionais e de peso dos elementos, além da análise do trajeto, fábrica-obra, são fatores que definem as modalidades de transporte que podem ser: marítimo, ferroviário, rodoviário e aéreo (PINHO e BELLEI, 2007). Além disso, é necessário definir o tipo de veículo adequado ao ritmo de entrega da obra, compatível com a sequência de montagem previamente definida.

A montagem de pontes é extremamente complexa em termos operacionais, exige diversos equipamentos mecânicos e normalmente as condições de montagem

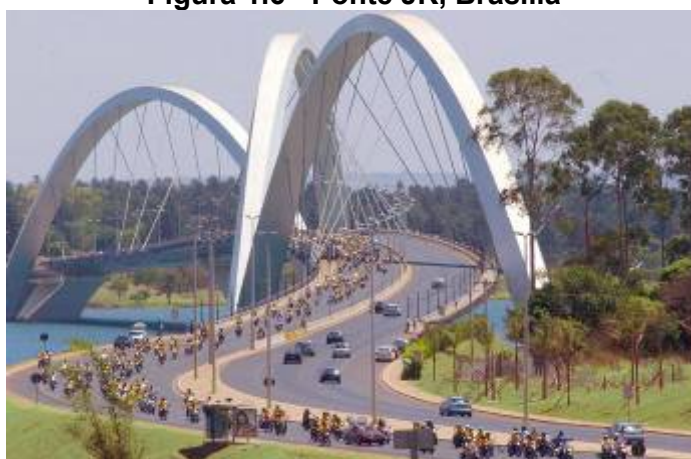
são adversas, necessitando de planejamento e projetos específicos, além de uma perfeita coordenação da equipe de montagem.

Podem ser utilizados vários tipos de sistemas estruturais para a construção de pontes em aço. A escolha do sistema mais adequado está relacionada com os vãos a serem transpostos, e também com diversos problemas a serem enfrentados, como por exemplo: tempo de execução, altura disponível, condições do entorno, bem como aspectos estéticos.

Para cada sistema estrutural existem diferentes tipos de processos construtivos, de acordo com as condições ditas anteriormente, além dos custos. Pinho (2005) apresenta um estudo sobre comportamento estrutural e as tecnologias construtivas aplicadas às pontes, destacando as técnicas e equipamentos para fabricação e montagem.

Os diferentes sistemas estruturais podem trabalhar individualmente ou em conjunto, onde dois ou mais sistemas estruturais agrupam-se para atender as especificações de projeto, como por exemplo: a Ponte JK, Brasília, Figura 1.6, onde é utilizado um tabuleiro misto de aço e concreto, suspenso por estais, fixados em arcos metálicos.

**Figura 1.6 - Ponte JK, Brasília**



Fonte: <http://www.brasil-turismo.com/imagens/ponte-jk-g.jpg>, 01/08/09

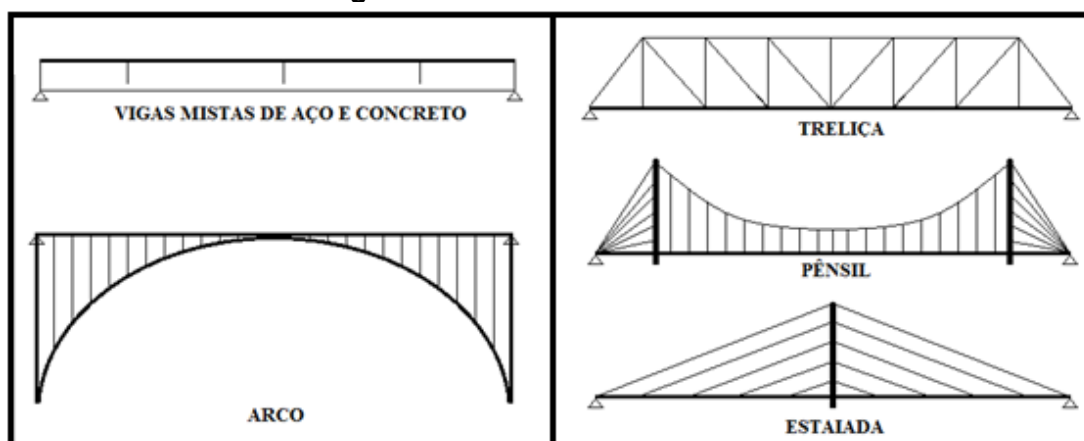
Uma preocupação em obras de grande porte, como as pontes, é a durabilidade e manutenção. Neste sentido, nas pontes em aço a prevenção da

corrosão é de extrema importância na construção e gestão de infra-estruturas visando aumentar a vida útil e reduzir custos de manutenção.

Todos os sistemas estruturais exigem um tratamento anticorrosivo, que visa interpor uma barreira entre o meio externo e o aço, buscando um retardamento no processo de corrosão. Esses tratamentos são escolhidos e efetuados de acordo com as características da estrutura, o aço empregado, e a agressividade do meio ambiente.

Os principais sistemas estruturais utilizados na construção de pontes em aço são: em arco, em treliça, pênsil, estaiada e em vigas mistas de aço e concreto, figura 1.7.

**Figura 1.7 - Sistemas Estruturais**



Como se pode observar existem diversos tipos estruturais de pontes em aço e cada um com seus processos construtivos, tratamentos, montagens, manutenções e tipos de materiais, onde cada um desses sistemas serão tratados com mais detalhes posteriormente.

## 1.1 OBJETIVOS

Inserido no contexto atual no que se refere à aplicação das vigas mistas em pontes rodoviárias, este trabalho tem como objetivos:

- Descrever os tipos, características e comportamentos de pontes mistas de aço e concreto, analisando os principais sistemas estruturais, descrevendo também

os procedimentos de projeto para pontes mistas de aço e concreto segundo a norma americana (AASHTO:2002) que é uma das principais utilizadas pelos projetistas brasileiros;

- Comparar as definições das ações móveis, trens-tipo, entre as normas NBR7188:1984, AASTHO:2002/2005 e também EC-1:1991, apresentando os critérios empregados para os cálculos estruturais;
- Por fim, compreender a filosofia de cálculo da AASHTO:2002 no que se refere à definição das ações, modelos de análise, garantia do comportamento conjunto viga de aço e tabuleiro de concreto, estados limites últimos e de serviço e resistência do sistema de tabuleiro misto, verificando as possibilidades/necessidades de adaptação para a realidade nacional;
- Desenvolver exemplos com roteiro de projeto, demonstrando, passo-a-passo, as principais etapas para dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto, com base na AASHTO:2002.

## **1.2 JUSTIFICATIVAS**

Os objetivos propostos nesse trabalho são facilmente justificados, pois se percebe que no Brasil há carência de bibliografia sobre projeto e construção de pontes em aço e mistas, isso pode ser verificado com uma simples busca na internet. Os livros e publicações mais recentes estão apresentados na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 - Trabalhos publicados no Brasil

AUTOR / ANO	TÍTULO	RESUMO
KLINSKY (1999)	Uma Contribuição ao Estudo das Pontes em Vigas Mistas	Trabalho onde se faz um estado da arte sobre o projeto, execução e análise de pontes em vigas mistas, identificando as simplificações e deficiências existentes no cálculo destas estruturas. Foi estudado o comportamento estrutural de tabuleiros mistos, abordado do ponto de vista tridimensional, para a análise utilizou-se a programa ANSYS.
EL DEBS <i>et. al.</i> (2001)	Análise das Conseqüências do Tráfego de Combinações de Veículos de Carga (CVCs) sobre as Pontes da Rede Viária sob Jurisdição do DER-SP	Trabalho comparativo entre os máximos esforços solicitantes provenientes dos veículos normativos empregados no projeto estrutural e os gerados pelas CVCs.
SANTOS (2003)	Contribuição ao Estudo do Efeito de Combinação de Veículos de Carga sobre Pontes Rodoviárias de Concreto	Trabalho que faz um amplo estudo sobre normas referentes às cargas móveis aplicadas em pontes. Analisam-se as conseqüências e a viabilidade do tráfego das CVCs. 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.
LUCHI (2006)	Reavaliação do Trem-tipo à Luz das Cargas Reais nas Rodovias Brasileiras	Trabalho que apresenta um modelo para a verificação do trem-tipo de projeto de pontes e viadutos da norma brasileira a partir do tráfego real nas estradas, comparam as normas brasileira, americana e européia referentes às cargas móveis e também faz se um estudo sobre o método da grelha equivalente.
PINHO E BELLEI (2007)	Pontes e Viadutos em Vigas Mistas (Manual CBCA)	Manual sobre construção de pontes em vigas mistas, abordando os principais tópicos analisados em projeto e execução.
FERNANDES (2008)	Software para Análise e Dimensionamento de Vigas Mistas Aço-Concreto em Pontes Rodoviárias	Trabalho com objetivo de analisar e dimensionar vigas mistas de aço-concreto, perfil I, de pontes rodoviárias através de um programa computacional, para comparação dos resultados utilizou-se o SAP 2000, para modelagem e análise numérica via método dos elementos finitos.
PFEIL <i>et. al.</i> (2010)	Proposição para Novos Modelos de Cargas Móveis em Pontes de Pequenos Vãos	Trabalho que propõe novo modelo de carga, com base nos veículos que realmente trafegam nas rodovias brasileiras. Este novo modelo de carga constando de um carregamento distribuído e de uma configuração de cargas concentradas é proposto e aplicado à estrutura exemplo.



Além de poucos trabalhos voltados a este assunto, não existe normalização específica para pontes em aço.

Normalmente os projetos de pontes em aço e mistas de aço e concreto, no Brasil, são executados com base em normas e publicações estrangeiras, principalmente americanas, que nem sempre estão adaptadas à realidade brasileira.

Na maioria dos cursos de graduação a disciplina de pontes é focada nas pontes em concreto, isso quando existe tal disciplina, o que causa uma lacuna de conhecimento na formação dos novos engenheiros, dificultando o desenvolvimento e utilização das construções de pontes de aço e mistas.

Segundo o NSBA (National Steel Bridge Alliance) outros países além dos Europeus e Americanos, como: Austrália, Japão e China, também utilizam bastantes pontes em aço com vantagens estruturais e construtivas, que podem ser exploradas e aplicadas também no Brasil.

Há carência de pontes em estradas vicinais em todo o país. A ponte em aço ou mista possibilita uma construção rápida e de fácil recuperação e manutenção.

### **1.3 METODOLOGIA**

A fim de atingir os objetivos citados anteriormente, as atividades serão divididas em duas etapas:

**Revisão bibliográfica:** realizada com o objetivo de adquirir o máximo de informações possíveis, de modo a descrever as principais características sobre análise, projeto e processos construtivos de pontes mistas de aço e concreto.

**Desenvolvimento de exemplos:** essa etapa está voltada aos cálculos necessários ao dimensionamento da ponte, baseado nas normas, NBR 8800:2008, NBR 7188:1984, NBR 7187:2003, AASHTO: 2005 e 2002 e também em estudos prescritos para o dimensionamento de vigas de aço e concreto.

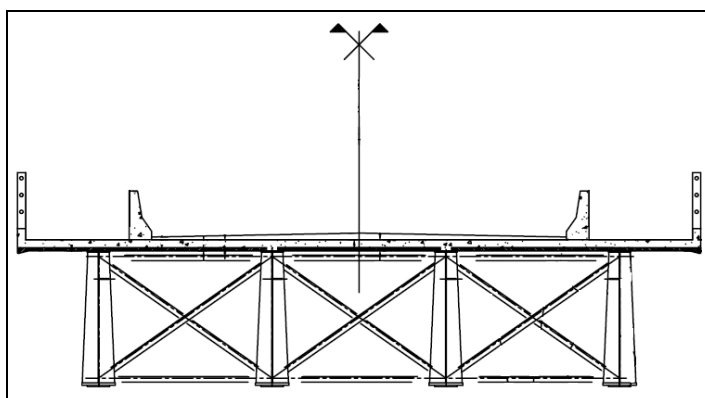
Para os cálculos dos esforços das ações móveis, trem-tipo, serão utilizadas as normas: NBR 7188:1984, AASHTO:2002 e AASHTO-LRFD:2005 e EC-1:1991.

Foram feitos dois exemplos voltados às pontes de vigas mistas de aço e concreto de eixo reto, com vãos simples bi-apoiados, onde abrangerão as seguintes delimitações:

- Pontes de pequenos portes, pelo fato das condições ambientais de implantações terem menores interferências nos processos de projeto e por serem as pontes mais frequentes na rede rodoviária nacional (QUEIRÓS JR, 2010);
- Vigas Tipo I – Perfis soldados;
- Foi dimensionado somente o tabuleiro (viga e laje formando um sistema misto) e diafragmas transversais, ou seja, pilares, encontros, apoios e fundação não entram nos cálculos;
- Materiais com resistência usual, tanto para o concreto como para o aço.

Um detalhe típico de seção transversal das tipologias de pontes a serem estudadas é apresentado na Figura 1.8. Para o vão de 20 m foram utilizadas três vigas longitudinais, enquanto que para o vão de 50 m foram utilizadas quatro vigas longitudinais.

**Figura 1.8 - Seção transversal típica dos exemplos a serem desenvolvidos**



Foi criado um fluxograma para o processo de projeto de pontes segundo a AASHTO:2002.

Os exemplos foram analisados pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o programa SAP2000-v11.

## **1.4 ESTRUTURA PROPOSTA PARA A DISSERTAÇÃO**

A dissertação foi estruturada em sete capítulos, visando facilitar o entendimento e compreensão do leitor com relação às metodologias utilizadas.

Um breve histórico sobre pontes, descrevendo sua origem e evolução até os dias atuais é descrito no capítulo 1, juntamente com a definição dos objetivos.

No capítulo 2 é apresentado um estado da arte sobre os diferentes sistemas estruturais para pontes metálicas, analisando também os diferentes processos construtivos, vantagens e desvantagens, com ênfase no sistema de ponte mista de aço e concreto.

No capítulo 3 são abordadas as definições das ações em pontes com um estudo aprofundado das diferentes normas nacionais e estrangeiras voltadas às ações móveis em pontes, fazendo um breve histórico de suas origens, evoluções e modificações, e por fim, uma comparação entre estas.

Uma apresentação e discussão dos principais métodos de análise para pontes é o tema do capítulo 4, sendo apresentados e discutidos os modelos de análise, por Grelha Equivalente, Método dos Elementos Finitos (M.E.F.) e Método Simplificado.

No capítulo 5 são descritos os critérios e procedimentos para o dimensionamento e processos de projeto para pontes de viga reta mista de aço e concreto.

No capítulo 6, são apresentados os exemplos de cálculos para pontes mistas de aço-concreto, segundo a AASHTO:2002.

No capítulo 7 são apresentadas as considerações e conclusões pertinentes ao desenvolvimento do trabalho.

## **2.SISTEMAS ESTRUTURAIS PARA PONTES METÁLICAS E MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Nesse capítulo são descritos os principais sistemas estruturais para pontes, destacando suas principais características, vantagens, desvantagens e aplicabilidade, delineando os aspectos a serem analisados para orientar a escolha do sistema estrutural mais adequado.

A estrutura principal de uma ponte, responsável pela transferência dos esforços verticais e horizontais aos pilares e encontros, é idealizada em função da magnitude dos vãos a serem transpostos. A escolha do sistema mais adequado está relacionada com diversos problemas a serem enfrentados, como por exemplo: tempo de execução, altura disponível, condições do entorno, aspectos estéticos, função e custos.

### **2.1 PONTES MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Os primeiros estudos sobre estruturas mistas datam do início do século XX, na Inglaterra, onde diversos ensaios sobre elementos estruturais e com os diferentes materiais, para sistemas compostos de pisos, foram realizados a fim de obter um melhor desempenho do mesmo.

O excelente desempenho do aço, quando submetido à tração, e do concreto, à compressão, evidencia a tendência de desenvolvimento das estruturas mistas de aço e concreto, como forma de combinar e melhor aproveitar o potencial dos materiais.

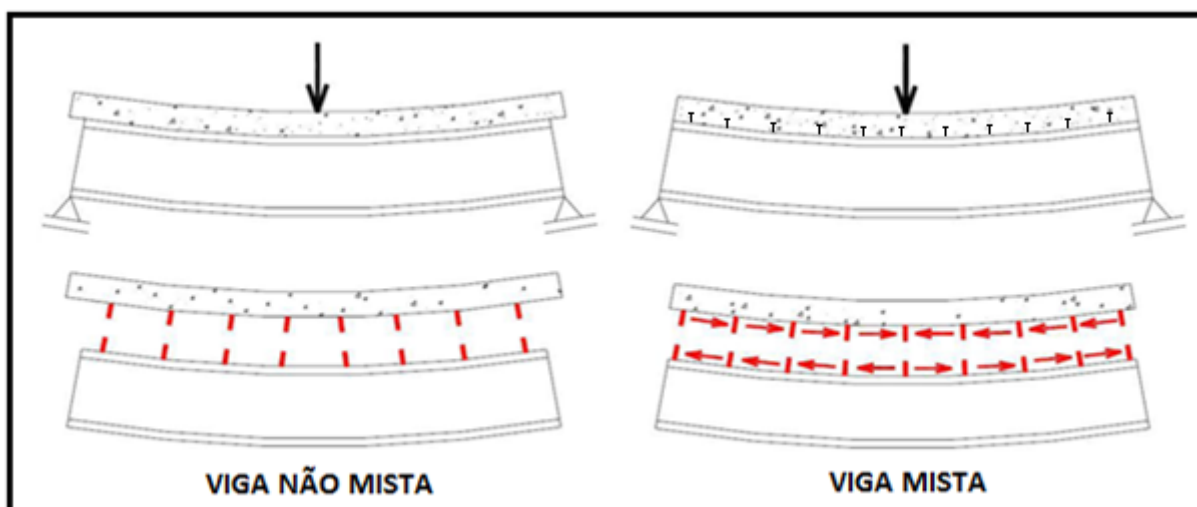
Entre 1922 e 1939 foram construídos edifícios e pequenas pontes, nas quais se utilizou o sistema de vigas mistas. Nas construções mistas o concreto foi primeiramente utilizado como material de revestimento, agindo como protetor dos perfis em aço, mesmo tendo alguma participação na função estrutural a mesma era desprezada. Já em 1944 foram introduzidos nas normas da American Association of

State Highway Officials (AASHO) os critérios para dimensionamento de vigas mistas para pontes.

De maneira geral, uma estrutura mista é constituída por materiais que possuem diferentes características mecânicas, porém é necessário que haja uma interação entre o aço e o concreto para que a estrutura mista trabalhe corretamente, exigindo o melhor desempenho de cada material.

Para garantia dessa interação é feita uma ligação mecânica entre a viga e a laje, essa ligação é feita por conectores de cisalhamento soldados ao longo da viga. Os conectores de cisalhamento têm como principal função transmitir as tensões de cisalhamento longitudinais entre as duas superfícies, aço-concreto, e também resistir às forças verticais que tendem a separar a laje da viga, efeito este conhecido como “uplift”, Figura 2.1.

**Figura 2.1 - Comportamentos de vigas mistas e não mistas**



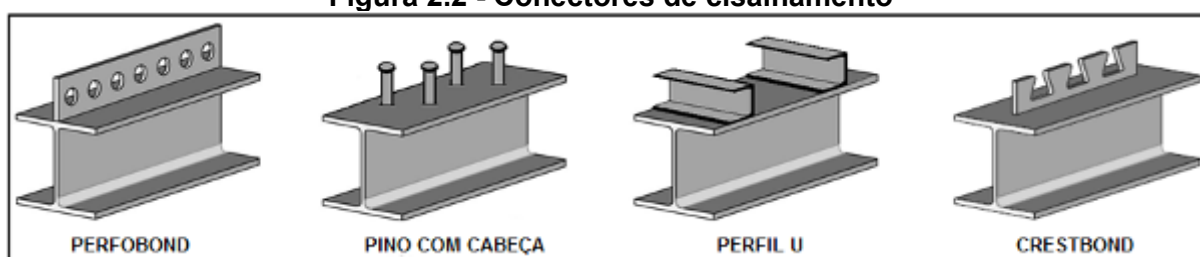
Os conectores de cisalhamento podem ser classificados em flexíveis ou rígidos. A classificação entre rígidos e flexíveis está ligada à ductilidade da ligação, isto é, à sua capacidade de apresentar grandes deslizamentos antes da ruína. Por outro lado, a rigidez está relacionada à capacidade de restrição ao escorregamento imposto pela ligação viga-laje.

Os conectores rígidos se deformam muito pouco sob ação de solicitações, mesmo para aquelas próximas à força de ruína, sendo o deslizamento muito

pequeno na interface. A resistência ao cisalhamento na interface de vigas mistas com esses conectores, por exemplo, está relacionada diretamente com a capacidade resistente da laje de concreto. Já as lajes com conectores flexíveis apresentam maiores deslizamentos na interface, o que proporciona à ligação um comportamento “dúctil”.

Existem vários tipos de conectores de cisalhamento, onde na Figura 2.2 estão apresentados os principais.

**Figura 2.2 - Conectores de cisalhamento**



O conector tipo pino com cabeça foi desenvolvido na década de 1940 e foi rapidamente difundido graças à grande produtividade que proporciona; entretanto, tal produtividade requer equipamento especial de solda que, por sua vez, necessita de um gerador de grande capacidade. Sua fixação com equipamentos convencionais de solda é possível, mas compromete sua maior vantagem que é a produtividade.

O conector tipo “U” consiste simplesmente em um perfil laminado tipo “U” soldado na mesa superior da viga.

O conector perFOBOND consiste de uma chapa plana de aço, com furos circulares, soldada sobre a mesa superior da viga de aço e foi idealizado a partir da necessidade de um conector que não permitisse atrito entre o aço e o concreto e, ao mesmo tempo, só envolvesse deformações elásticas para cargas de serviço. Apresenta grande resistência à fadiga e por isso é indicado para uso em pontes. Uma desvantagem desse conector é a dificuldade para o posicionamento da armadura inferior da laje, pois as chapas constituem um obstáculo físico e as barras devem ser posicionadas no centro dos furos do perfil.

O conector crestbond consiste de uma chapa dentada, com saliências e reentrâncias trapezoidais que proporcionam resistência ao cisalhamento longitudinal


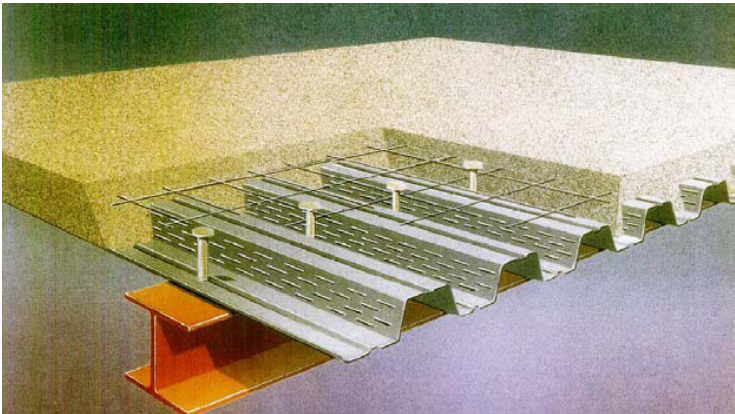
e ao “*uplift*”. Uma das principais vantagens dos conectores crestbond com relação aos conectores perfobond está ligada ao fato de que graças às aberturas entre os dentes do conector crestbond, não existe mais a dificuldade da disposição das barras de armadura.

Há diferentes tipos de modo de falha para os diferentes conectores, seja ele por esmagamento do concreto adjacente ao conector ou por ruptura do próprio conector. Cada um desses modos é levado em conta em seu dimensionamento, de acordo com a prescrição estabelecida pela norma de dimensionamento de vigas mistas.

No sistema estrutural de pontes mistas podem-se usar vários tipos de laje. Os tipos de lajes que as normas prevêm são: maciça (moldada no local), pré-moldada de concreto ou mista com fôrma de aço incorporada, explicado na Tabela 2.1. Devendo haver a ligação mecânica através dos conectores de cisalhamento, para que haja o trabalho em conjunto, como explicado anteriormente.

**Tabela 2.1 – Tipos de Laje**

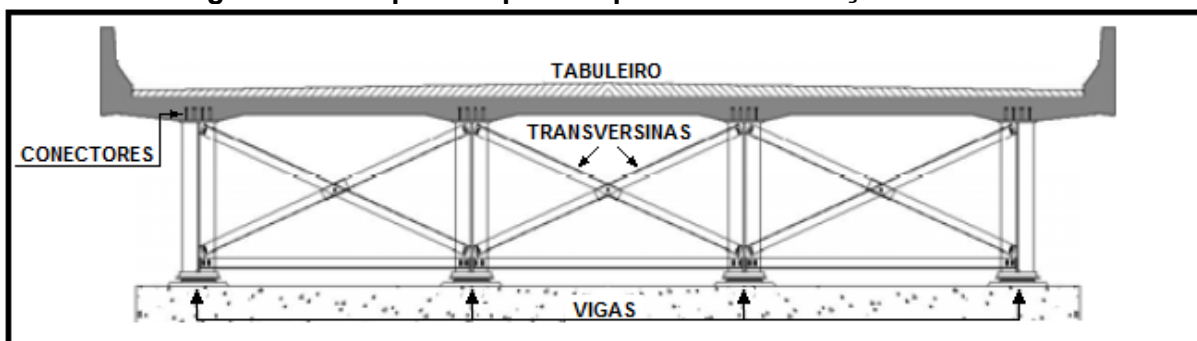
<b>Laje Maciça</b>		
<b>DESCRIÇÃO</b>	<b>VANTAGEM</b>	<b>DESVANTAGEM</b>
A laje maciça é constituída por uma placa de concreto armado, contendo armaduras longitudinais de flexão e eventualmente armaduras transversais, ou de concreto protendido. É a laje mais utilizada nas edificações e pontes.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Menos suscetível a fissuras e trincas;</li> <li>• Mão-de-obra.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Utilização de fôrmas e escoras de madeira para sustentação da estrutura enquanto ocorre a cura do concreto,</li> <li>• A estrutura final é mais pesada que os outros métodos construtivos.</li> </ul>
		

<b>Pré-Laje</b>		
<p>As pré-lajes de concreto podem ser definidas como painéis monolíticos criados pela combinação de características da pré-fabricação, como velocidade de execução e maior controle tecnológico, com a flexibilidade do sistema moldado "in loco".</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Maior velocidade de execução;</li> <li>• Não necessita de escoramento;</li> <li>• Diversidade da forma da parte da seção que é pré-moldada, que pode ser maciça, vazada, em forma de T invertido e em forma de duplo T, entre outras</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alto grau de mecanização do canteiro e a disponibilidade de equipamentos para a montagem.</li> </ul>
		
<b>Laje Mista</b>		
<p>O sistema de lajes mistas consiste na utilização de uma fôrma permanente nervurada de aço, como suporte para o concreto antes da cura e da atuação das cargas de utilização. Após a cura do concreto, os dois materiais, a fôrma de aço e o concreto, solidarizam-se estruturalmente, formando o sistema misto.</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Maior velocidade de execução;</li> <li>• Não necessita de escoramento;</li> <li>• Facilidade oferecida à passagem de dutos e instalações;</li> <li>• A fôrma de aço pode substituir a armadura positiva da laje.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Alto grau de mecanização do canteiro e a disponibilidade de equipamentos para a montagem;</li> <li>• Mão-de-obra especializada.</li> </ul>
		



A Figura 2.3 apresenta um esquema típico de pontes mistas de aço e concreto, onde se podem observar os elementos principais desse sistema estrutural; vigas de aço; tabuleiro; conectores de cisalhamento; e as transversinas, sendo sua principal função elevar a rigidez transversal do tabuleiro e, desta forma, melhorar a distribuição das cargas móveis pelas vigas principais.

**Figura 2.3 - Esquema típico de ponte mista de aço e concreto**

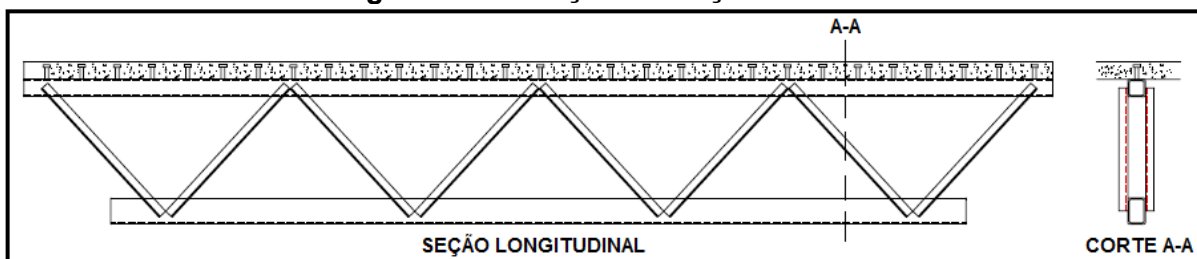


Existem alguns tipos de pontes com vigas mistas, ou seja, diferentes perfis de viga podem constituir esse sistema estrutural de ponte, nesse capítulo são descritas as pontes em viga treliçada, viga caixão e viga reta.

## 2.2 PONTE EM VIGA TRELIÇADA

As vigas mistas treliçadas são constituídas por treliças metálicas com o banzo superior conectado a laje de concreto ou laje mista gerando um comportamento misto para resistir a esforços de flexão, Figura 2.4.

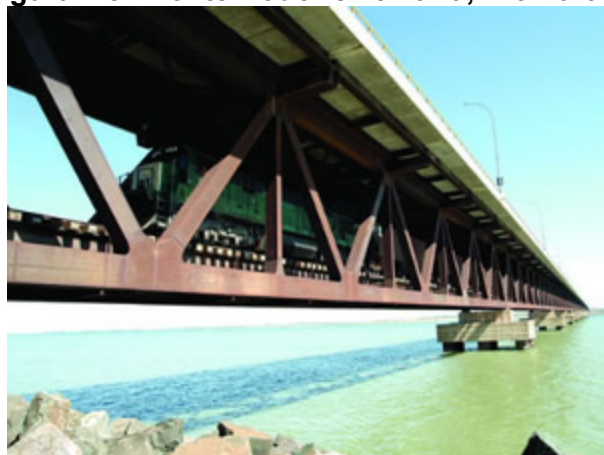
**Figura 2.4 - Treliça mista aço-concreto**



Apesar de poucas pesquisas existentes, livros e normas técnicas específicas para pontes metálicas e mistas, no Brasil, existem algumas pontes de grande importância, construídas com essa concepção estrutural, uma delas é a Ponte Rodo-

ferroviária, sobre o rio Paraná, construída há mais de dez anos, possibilita o escoamento de cargas e da produção geral do Centro-Oeste para os portos do litoral Paulista e Paranaense, Figura 2.5.

**Figura 2.5 - Ponte Rodo-ferroviária, Rio Paraná**



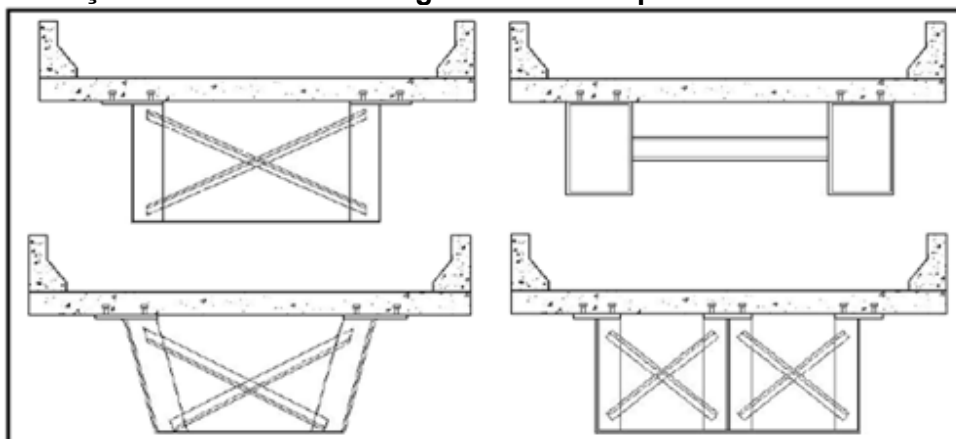
Fonte: <http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=1008159> - 22/10/10.

A treliça mista tem mostrado algumas vantagens em relação aos outros tipos de vigas mistas como, por exemplo: são mais leves que as vigas de alma cheia e possibilitam uma solução fácil para acomodação das instalações em geral, além de sua transparência, importante nos centros urbanos.

### **2.3 PONTE EM VIGA CAIXÃO**

A ponte em viga caixão é formada por vigas com duas ou mais almas e por uma mesa inferior única e uma ou mais mesas superiores, formando assim a configuração de um caixão. Para essas configurações em caixão existem algumas variações do sistema, mostrado na Figura 2.6.

**Figura 2.6 - Seções transversais em viga caixa – Adaptado de PINHO e BELLEI (2007)**



A principal aplicação da ponte em viga caixa ocorre nas curvas, devido à grande resistência desta seção para torção. Outro ponto forte da utilização da ponte em viga caixa é que a mesa superior pode ser utilizada como laje do tabuleiro.

Outra vantagem da ponte em viga caixa é que tubulações e equipamentos podem passar por dentro da seção, não ficando a mostra, deixando a ponte com uma aparência mais agradável.

A principal ponte brasileira que utiliza este sistema estrutural é a Ponte Presidente Costa e Silva, mais conhecida como Ponte Rio-Niterói, Figura 2.7, entregue em 1974. Os vãos principais consistem em vigas metálicas soldadas na forma de uma placa ortotrópica. A viga caixa, com comprimento total de 848 m, desenvolve-se sobre três vãos (200, 300 e 200 m), dois balanços de 30 m em cada extremidade, sendo o vão principal, com 300 m de comprimento, o mais longo do mundo em viga reta.

**Figura 2.7 - Ponte Presidente Costa e Silva, Rio - Niterói**



Longitudinalmente, a estrutura é composta por vigas contínuas metálicas de alma cheia. A seção transversal é formada por duas vigas caixão, cada uma com largura de 6,86 m e altura variável, com afastamento livre de 6,34 m. a altura máxima dessas vigas é de 13 m, sobre os pilares principais. A laje do tabuleiro é constituída por chapas de aço de espessura variável entre 10 e 35 mm, enrijecida longitudinalmente por nervuras trapezoidais, espaçadas cerca de 600 mm entre eixos. As nervuras longitudinais se apóiam em transversinas espaçadas de 5 m e constituídas por vigas "I" soldadas, com 1 m de altura.

A relação entre altura/vão nesse tipo de ponte geralmente está em torno de 1/20 a 1/30.

## **2.4 PONTE EM VIGA RETA MISTA DE AÇO E CONCRETO**

As pontes em viga reta mista de aço e concreto são adequadas e competitivas para vãos de até 40 m. Sendo que em geral as vigas ficam com uma altura em torno de 1/28 a 1/25 do vão.

A principal vantagem na utilização de vigas retas em aço é a simplicidade de sua geometria comparada a outras alternativas. Esta vantagem propicia custos reduzidos na fabricação e manutenções ao longo de sua vida útil, quando comparado com outros sistemas construtivos.

A simplicidade da seção transversal também contribui para custos de manutenção razoável, embora não se possa esperar que os custos sejam tão baixos como em uma estrutura em caixão.

As pontes em vigas "I" são muito fáceis de projetar e construir, e trabalham muito bem em quase todos os casos.

Ao projetar as vigas retas de alma cheia utilizadas no sistema misto, deve haver uma preocupação com a flambagem local da alma. Os enrijecedores, localizados ao longo das vigas, podem garantir maior resistência.

Podem-se projetar vigas com alma esbelta e muitos enrijecedores ou alma espessa com poucos enrijecedores, esta escolha está relacionada com os custos de material e mão-de-obra. No entanto há uma tendência pelo uso de almas mais esbeltas.

**Figura 2.8 - Ponte Típica em Viga Reta Mista de Aço e Concreto**



A participação da laje de concreto como mesa superior, fazendo o travamento lateral das vigas, Figura 2.8, e a possibilidade da execução da ponte sem escoramento, não obstruindo o tráfego sobre outras rodovias, traz grande economia em sua execução. Além disso, quando comparadas ao sistema não misto, as vigas mistas proporcionam uma considerável economia de aço, pois diminuem o peso próprio da estrutura para o projeto de pilares e fundações (PINHO e BELLEI, 2007). Lembrando que para uma maior redução de peso, as pontes poderiam utilizar os pilares mistos.

## **2.5 PONTES EM ARCO**

As estruturas em arco são conhecidas há milhares de anos, sendo o sistema estrutural utilizado nas primeiras pontes construídas. O próprio formato do arco faz com que a estrutura seja solicitada somente a forças axiais de compressão, desviando naturalmente o peso da ponte para os suportes de apoio.

Entre 1777 e 1779, foi construída a primeira ponte de ferro da história, representando o início da construção industrial moderna. A Ponte de Ferro, como era chamada, se estendia sobre o rio Severn na cidade de Coalbrookdale, provocando uma grande revolução em matéria de construção e projeto de pontes. Ela é a precursora das enormes pontes de ferro e aço da atualidade, não apenas de pontes em arco, mas também em outros sistemas estruturais.

O grande emprego das pontes em arco de aço com maior resistência veio a partir de 1900. Em 1931 foi construída a Bayonne Bridge, Figura 2.9a, nos Estados Unidos com 505 m de vão livre. Posteriormente, em 1962, foi construída a Lewiston-Queenston Bridge, sobre o Rio Niágara nos Estados Unidos com vão livre de 300 m

e em 1963 a Ponte de Arrábida, sobre o Rio Douro com vão livre de 270 m, Figura 2.9d.

**Figura 2.9 - Classificação das Pontes em Arco, de acordo com a posição do tabuleiro**



As pontes em arco podem ser classificadas em três diferentes classes, de acordo com as características da posição do tabuleiro, são elas: arco inferior com tabuleiro superior, sustentada por montantes; arco superior com tabuleiro inferior, sustentadas por tirantes ou pendurais; e arco com tabuleiro intermediário, sustentado por montantes nas laterais e pendurais ou tirantes no centro; ou ainda esses sistemas podem ser combinados em uma única ponte, com tabuleiro superior e inferior, Figura 2.9.

A escolha da melhor opção do posicionamento do tabuleiro em relação ao arco depende das principais condições topográficas locais. As pontes em arco com tabuleiro superior são mais apropriadas para vales profundos, podendo utilizar como fundação a grande área proporcionada pelas rochas; as pontes em arco com tabuleiro inferior são utilizadas onde a altura existente para a fundação é pequena; já as pontes em arco com tabuleiro intermediário, podem ser utilizadas nas duas

condições, porém existe a dificuldade do processo construtivo, na interseção do arco com o tabuleiro.

Essas opções de escolha dos diferentes tipos de configurações da ponte em arco constituem uma grande vantagem, podendo adaptá-la para cada um dos casos. Outras vantagens das pontes de aço em arco são sua leveza e a alta resistência do aço.

As principais desvantagens das pontes de aço em arco são: sua montagem, ligação de todos os elementos, e a sua manutenção ao longo da vida útil da ponte.

A ponte em arco para ser eficiente deve ter uma relação, flecha / vão, da ordem de 1/5 a 1/8 (PINHO e BELLEI, 2007). As pontes em arcos são econômicas para vãos na faixa de 50 a 500 m.

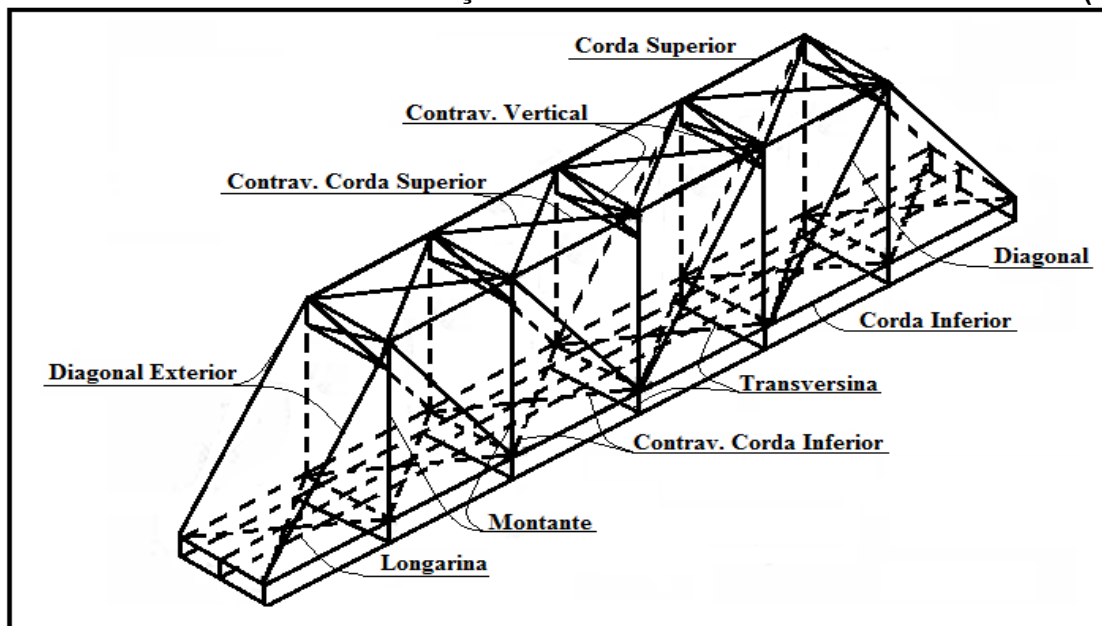
## **2.6 PONTES EM TRELIÇA**

As pontes em treliças, por mais complicadas que pareçam, são estruturas simples. Estruturas que, geralmente, são compostas por elementos esbeltos, ligados entre si em suas extremidades, por nós articulados, onde as cargas são aplicadas.

O sistema de treliça tem duas grandes vantagens: a maioria dos elementos são somente solicitados por esforços de tração ou compressão, e por permitir alturas maiores com menor peso e redução de flecha. Porém, existem desvantagens econômicas, como: maior custo de fabricação, pintura e manutenção. Sendo a ponte uma obra de arte, que está integrada ao meio ambiente, às vezes o fator estético pode causar algum desconforto, pelo cruzamento visual dos elementos.

Uma ponte em treliça convencional invertida tem em sua composição os seguintes elementos, apresentados na Figura 2.10.

Figura 2.10 - Elementos de uma treliça convencional invertida - PINHO e BELLEI (2007)



No Brasil as primeiras pontes em treliças foram construídas há cerca de 100 anos, com as construções das pontes de Barão de Juparanã, Rio de Janeiro, 1874, e a Benjamim Constant, Manaus, 1880. Ambas as pontes ainda se encontram em uso, sendo que a de Manaus passou por uma grande reforma, tanto estrutural como de restauração, Figura 2.11.



**Figura 2.11 - Ponte Benjamin Constant, Manaus, antes e após reforma e restauração**



Fonte: [http://www.vivercidades.org.br/publique\\_222/web/media/aPonte\\_ponte.jpg](http://www.vivercidades.org.br/publique_222/web/media/aPonte_ponte.jpg)-20/07/10.

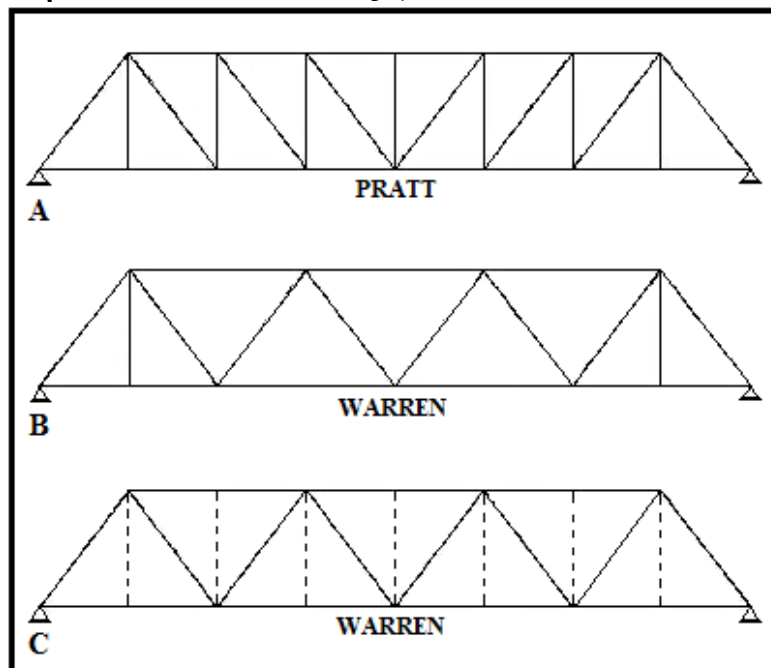
A construção das pontes em treliça, na maioria dos casos, é relativamente simples, pois os elementos que a compõem são pequenos quando comparados com a grandiosidade da ponte.

As dimensões reduzidas dos elementos estruturais individuais da ponte em treliça, a torna uma ponte ideal para lugares de difícil acesso, onde grandes guindastes e equipamentos pesados não podem ser utilizados. A construção também é facilitada pela leveza das peças, porém existem muitas ligações.

Assim como as pontes em arco, nas pontes em treliça o tabuleiro pode ser superior, inferior, ou também utilizando os dois sistemas. Essa escolha ocorrerá de acordo com as condições ambientais ao redor da obra, geralmente devido à altura existente para a sua construção, sendo que as pontes construídas em treliça convencional invertida, tabuleiro inferior têm como uma grande desvantagem não ter o tabuleiro para conter a instabilidade da ponte.

As pontes em treliça são classificadas de acordo com seu tipo básico de projeto, ou seja, distribuições dos elementos estruturais individuais que as compõem. Os estilos de pontes em treliças de aço mais comuns são: a treliça tipo Pratt e Warren, Figura 2.12.

**Figura 2.12 - Tipos de Pontes em Treliça, Pratt e Warren- PINHO e BELLEI (2007)**



As pontes em treliça Pratt – Figura 2.12a, são as mais vantajosas em estruturas metálicas, devido aos montantes, que são elementos mais curtos, estarem em compressão e as diagonais, elementos mais longos, estarem sujeitas a tração. A ponte em treliça Warren, mostrada na Figura 2.12b, pode ser modificada pela adição de montantes – Figura 2.12c, que por sua vez podem ser colocados em todos os painéis, ou somente a partir do tabuleiro para as diagonais opostas.

As pontes em treliça são econômicas com altura variando de  $1/8$  a  $1/15$  do vão e quando utilizadas para vãos entre 50 até 500 m. Para os vãos menores são indicadas as pontes em treliça isostática e as contínuas para os vãos maiores.

Como visto, a faixa de vão adequado é idêntico a ponte em arco, mas a grande diferença é que quanto mais próximo do limite inferior as pontes em treliças são mais vantajosas, e aproximando do limite superior a ponte em arco é a mais vantajosa.

## **2.7 PONTE PÊNSIL E ESTAIADA**

As primeiras pontes suspensas foram projetadas por engenheiros militares entre os séculos 16 e 19. Em 1734 foram feitas as primeiras tentativas pelo exército

saxônico usando ferro fundido em uma ponte sobre o Rio Oder. James Finley, em 1801, projetou a Jacob's Creek, primeira ponte suspensa na América do Norte, na Pensilvânia, com um vão de 21 m, divulgada amplamente a partir de 1810, iniciando um período de grande desenvolvimento das pontes pênses.

As pontes suspensas com o uso de cabos de aço dominaram após esta data, e em 1826, Thomas Telford construiu a ponte do estreito de Menai com um vão de 175 m. Logo após vieram as pontes sobre o Rio Ohio em 1849 com 305 m de vão e a ponte do Brooklyn em 1883 com 480 m. Não se esquecendo da famosa ponte Golden Gate – Figura 2.13, com um vão livre de 1280 metros, finalizada em 1937.

**Figura 2.13 - Ponte Golden Gate, estado da Califórnia, Estados Unidos**



Fonte: [http://dreamsofattraction.com/wp-content/golden\\_gate\\_bridge.jpg](http://dreamsofattraction.com/wp-content/golden_gate_bridge.jpg) – 01/08/09

Nas pontes pênses, o tabuleiro contínuo é sustentado por tirantes metálicos ligados a cabos principais que transferem todas as forças às torres de sustentação.

Devido à magnitude dos vãos nas pontes pênses a via tende a oscilar, quando sujeita às grandes ações de vento, tornando o tráfego desconfortável e perigoso, portanto há necessidade de um maior cuidado na análise e projeto, devido a sensibilidade às ações laterais (um grande exemplo do que os ventos podem causar nesse tipo de ponte, seria o ocorrido com a ponte pênsil de Tacoma que caiu em 7 de novembro de 1940, pouco depois de inaugurada devido a ventos que fizeram com que ela oscilasse sem controle até cair).

À medida que diminui o vão e, conseqüentemente, as seções e o peso próprio, a importância da sobrecarga vai aumentando, fazendo com que a estrutura

se torne menos esbelta, e com isto ela perde a sua maior vantagem (nestes casos, vale mais empregar outros tipos de estrutura, por exemplo, ponte em arco ou em treliça).

Existem dois tipos diferentes de pontes suspensas: a ponte pênsil, Figura 2.13, e a ponte estaiada, Figura 2.14.

As pontes estaiadas apareceram por volta de 1938 na Alemanha como uma derivação das pontes pênséis. Sendo uma das mais famosas a adotar este sistema a ponte Severin em Colônia na Alemanha em 1960, com um vão de 350 m.

**Figura 2.14 - Ponte Octavio Frias de Oliveira, cidade de São Paulo**



Fonte:[http://guilhermefonseca.files.wordpress.com/ponte\\_rio\\_pinheiros\\_01.jpg](http://guilhermefonseca.files.wordpress.com/ponte_rio_pinheiros_01.jpg) - 01/08/09

A ponte estaiada não precisa de duas torres e quatro ancoradouros como a ponte pênsil. Porém, a torre em uma ponte estaiada, assim como a de uma ponte pênsil, é responsável por absorver as forças de compressão. Em ambos os tipos, os cabos ficam sob tração.

Os estais estão fixados de forma inclinada ligando a viga lateral da ponte com a torre, de tal forma que os cabos não formem um ângulo menor do que 22 graus com o tabuleiro, pois a partir de então os cabos são ineficientes nos esforços a qual estão submetidos.

Existe uma variedade grande nas pontes estaiadas com relação à forma das torres de sustentação, Figura 2.15.

**Figura 2.15 - Diferentes Tipos de Pontes Estaiadas**



Fonte: Steel Bridge Design Handbook: Selecting the Right Bridge Type, 1996.

A Torre-H, Figura 2.15d, possui duas colunas verticais, e uma viga ligando-as, onde são fixados os estais. Uma grande vantagem que esse sistema possui é que os estais podem ser instalados no mesmo plano vertical das vigas laterais do tabuleiro, além dos estais poderem ter o mesmo ângulo de fixação.

A Torre-A, Figura 2.15b, possui duas vigas inclinadas ligadas no topo da torre. A construção desse tipo de sistema é extremamente difícil, pois os estais são fixados na viga lateral do tabuleiro com diferentes ângulos, pois a geometria não permite a repetição de ângulos iguais.

A Torre-Y invertido, Figura 2.15c, é uma variação da Torre-A. Nesse caso as duas vigas inclinadas se encontram bem acima da pista e uma coluna vertical é estendida dessa interseção. Os estais são ancorados na coluna vertical, e como na Torre-A os estais são fixados com ângulos diferentes. Foi construída recentemente na cidade de São Paulo uma ponte estaiada com a torre em forma de X, solução escolhida pelos engenheiros para sustentar as pistas em curvas, Figura 2.15.

Torre com coluna simples, Figura 2.15a, consiste numa coluna central onde são fixados os estais. Esse sistema é econômico nas instalações dos estais e na

manutenção, porém não é muito usado. Pois esse sistema necessita de grandes vigas centrais para suportar a pista.

Portanto existe uma abrangência enorme nos tipos de pontes estaiadas, possibilitando a escolha do sistema adequado para os obstáculos a serem transpostos.

Nas pontes suspensas, estaiadas e pênséis, a relação entre material e vão é muito baixa, sendo a quantidade de materiais necessários para a sua construção menor do que os demais sistemas estruturais para o mesmo vão.

Outras vantagens das pontes suspensas, estaiadas e pênséis, são: a facilidade em sua montagem, e o fato de serem altas, possibilitando o tráfego das hidrovias.

As principais desvantagens são: a construção das fundações das torres, em terreno macio, exige um trabalho extensivo e caro para combater os altos carregamentos; e alta flexibilidade, que pode causar instabilidade da ponte e desconforto quando submetida às ações de vento e terremotos.

As pontes suspensas, estaiadas e pênséis, chegaram para vencer os grandes vãos. As pontes estaiadas ideais para vãos na faixa entre 300 a 1000 m, e as pontes pênséis são adequadas para vãos acima de 500 m, tendo registros de pontes com até 2 km de vão livre.

### 3.AÇÕES EM PONTES

As ações são definidas como as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas, podendo ser classificadas como: permanentes, variáveis e excepcionais, apresentadas e explicadas na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1 - Ações em Pontes**

<b>AÇÕES PERMANENTES</b>	<b>Podem ser consideradas constantes ao longo da vida útil da construção.</b>
	<ul style="list-style-type: none"><li>• Cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais;</li><li>• Cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;</li><li>• Empuxos de terra e de líquidos;</li><li>• Deformações impostas, isto é, provocadas por fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamentos de apoios.</li></ul>
<b>AÇÕES VARIÁVEIS</b>	<b>Apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida útil da construção.</b>
	<ul style="list-style-type: none"><li>• Cargas móveis: forças referentes aos veículos que trafegam sobre a ponte, trem-tipo; assim como a força centrífuga, quando a ponte esta localizada em uma curva; e as forças de aceleração e frenagem dos veículos;</li><li>• Forças de construção: ações devido ao peso dos equipamentos e estruturas que auxiliam na construção da ponte;</li><li>• Cargas de vento: as considerações devido a essas ações de normas são estabelecidas na NBR 6123;</li><li>• Empuxo de terra provocado por cargas móveis;</li><li>• Pressão da água em movimento;</li><li>• Efeito dinâmico do movimento das águas;</li><li>• Variações de temperatura.</li></ul>
<b>AÇÕES EXCEPCIONAIS</b>	São aquelas cuja ocorrência se dá em circunstâncias anormais. Compreendem os choques de objetos móveis, as explosões, os fenômenos naturais pouco frequentes, como ventos ou enchentes catastróficos e sismos, entre outros.

### 3.1 CARGAS MÓVEIS

Em cada país as ações em pontes são definidas e descritas de diferentes maneiras, por diversas normas. Neste capítulo é feita uma análise das normas brasileiras, americanas e européias, enfocando as ações voltadas às cargas móveis, pois são as principais ações e com maiores dificuldades de determinação. Além disso, é feita uma discussão sobre ações em pontes e suas implicações no dimensionamento destas estruturas.

Tanto em normas estrangeiras como na norma brasileira de ações, essas cargas móveis são consideradas através de veículos normativos.

Nas normas, os modelos de carregamento procuram representar as cargas atuantes, mas que não refletem necessariamente a dos veículos que realmente trafegam nas pontes.

Na década de 1940, com a publicação das normas NB-2 “Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado” e NB-6 “Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias”, foram estabelecido os primeiros valores oficiais para as ações móveis e carregamentos em pontes, tendo grande influência da antiga Norma Alemã DIN 1072.

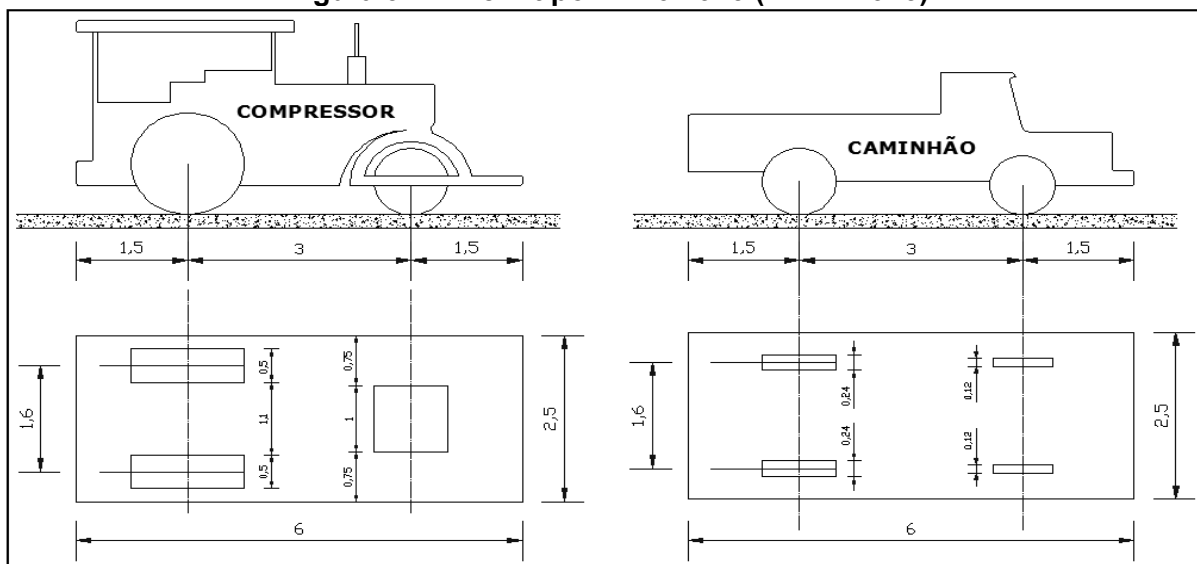
O projeto e execução da Via Anchieta, ligando a Capital Paulista ao Porto de Santos, em 1937, foi um importante marco para a engenharia rodoviária brasileira. Onde, segundo MORAES (1994), para enfrentar os desafios topográficos da Serra do Mar, o DER-SP criou uma comissão especial, composta por engenheiros do departamento, denominada Serviço Técnico da Via Anchieta.

O primeiro trabalho desenvolvido por essa comissão, Serviço Técnico da Via Anchieta, foi a elaboração de normas e procedimentos a serem adotados, inexistentes na época, esse trabalho foi baseado em normas alemãs, dimensionadas e projetadas para a construção das *Autobahnen*, auto-estradas com múltiplas faixas de tráfego. As principais diferenças entre as auto-estradas de outros países são: o super dimensionamento do pavimento e a ausência do limite de velocidade, porém é recomendado um limite de 130 km/h, e havendo limite de velocidade em lugares considerados perigosos, regiões montanhosas, estradas sinuosas ou perto de regiões urbanas com trânsito intenso.



Como resultado desse estudo foi criado um trem-tipo especial, que previa a aplicação de um caminhão e de um compressor, trem-tipo utilizado na NB6:1943 (ABNT 1943), Figura 3.1.

**Figura 3.1 - Trem-tipo - NB6:1943 (ABNT 1943)**



Desde a NB6:1943 até a atual norma em vigor a NBR7188:1984, houve pequenas mudanças, em que, as dimensões do caminhão tipo foram modificadas para 3,00 m x 6,00 m e o veículo compressor deu lugar a um caminhão com 3 eixos, alterando assim a distribuição das cargas concentradas. Permanecendo dois tipos de veículos e três classes, em função do peso total.

Mais recentemente, em 1998, o CONTRAN (Conselho Nacional de Trânsito) estabeleceu, através da resolução 68/1998, Combinações de Veículos de Carga (CVCs), que permitem o tráfego de veículos em rodovias com cargas de até 740 kN (SANTOS, 2003). Porém por se tratarem de veículos com um peso total bruto, acima dos previstos na NBR 7188:1984, essa resolução provocou grande discussão na viabilidade do tráfego dessas CVCs, nas pontes brasileiras já existentes.

A resolução CONTRAN estabelece inúmeras possibilidades de CVCs. Apesar das cargas nos eixos serem menores que as do veículo normativo, o estudo das CVCs nas pontes rodoviárias é de extrema importância, pois visa à verificação da estrutura principal. Outro ponto importante é o fato que no dimensionamento e

projeto a NBR7188:1984 prevê apenas um trem-tipo por vez sobre a ponte, o que não ocorre na realidade, trafegando mais de uma CVC sobre o tabuleiro da ponte.

El Debs *et. al.* (2001) iniciaram um estudo analisando as conseqüências do tráfego das CVCs sobre as pontes da rede viária sob jurisdição do DER-SP, comparando as solicitações provocadas pelos veículos normativos, NBR 7188:1984, levando em consideração somente as ações verticais, com as CVCs, demonstrando a importância da necessidade de inspeção e o controle dos pesos dos veículos nas pontes, a fim de preservar sua integridade estrutural.

As possibilidades de variações de CVCs são inúmeras, porém neste trabalho foram escolhidos os casos mais críticos, são eles: rodotrem de 74 t com 19,80 m (RT 74/20); rodotrem de 74 t com 25,00 m (RT 74/25); e bi-trem de 74 t com 24,90 m (BT 74/25). Além das CVCs, foi incluído no estudo um caminhão basculante de 48,5 t com 13,50 m de comprimento (BB 48/14), que em tese é o veículo de tráfego normal mais severo em relação às solicitações nas pontes.

Para este trabalho (El Debs *et. al.* (2001)) foram escolhidos os sistemas estruturais de pontes mais frequentes na rede viária sobre jurisdição da DER-SP, analisando as principais características, tais como: classes, geometrias, dimensões do tabuleiro e tipologia estrutural.

Na Tabela 3.2 estão representados os sistemas estruturais das pontes que foram analisadas e seus respectivos vãos.

Tabela 3.2 – Resumo das pontes analisadas - EL DEBS *et. al.* (2001)

		LAJE				VIGA (Seção T)				CELULAR			
		Maciça		Vazada		2 Vigas		5 Vigas <sup>1</sup>		2 Células		≥ 3 Células	
		TE	TL	TE	TL	TE	TL	TE	TL	TE	TL	TE	TL
SAB	10 m												
	20 m												
	30 m												
	40 m												
SAB <sup>2</sup>	10 m												
	20 m												
	30 m												
	40 m												
C2	10 m												
	20 m												
	30 m												
	40 m												
C3	10 m												
	20 m												
	30 m												
	40 m												
C3B <sup>3</sup>	10 m												
	25 m <sup>4</sup>												
	30 m <sup>5</sup>												
	40 m												

Onde:

SA: simplesmente apoiada;

SAB: simplesmente apoiada com balanços;

C2: contínua com dois tramos iguais;

C3: contínua com três tramos iguais;

C3B: contínua com três tramos desiguais e balanços;

TE: tabuleiro estreito;

TL: tabuleiro largo.

Notas:

1 - Com e sem transversinas para vigas simplesmente apoiadas (SA);

2 - Balanços de 3 m para vão de 10 m; 5 m para vãos de 20 m; e 30 m e 7 m para vão de 40 m;

- 3 - Balanços de 5 m para todos os casos;
- 4 - Refere-se ao tramo central (tramos de extremidade com vão de 20 m);
- 5 - Refere-se ao tramo central (tramos de extremidade com vão de 25 m).

Nas Figuras 3.2 e 3.3 são apresentados alguns dos resultados obtidos no trabalho, em forma de gráficos, para alguns tipos de pontes.

**Figura 3.2 - Análise das conseqüências do tráfego de combinações de veículos de carga - EL DEBS et. al. (2001)**

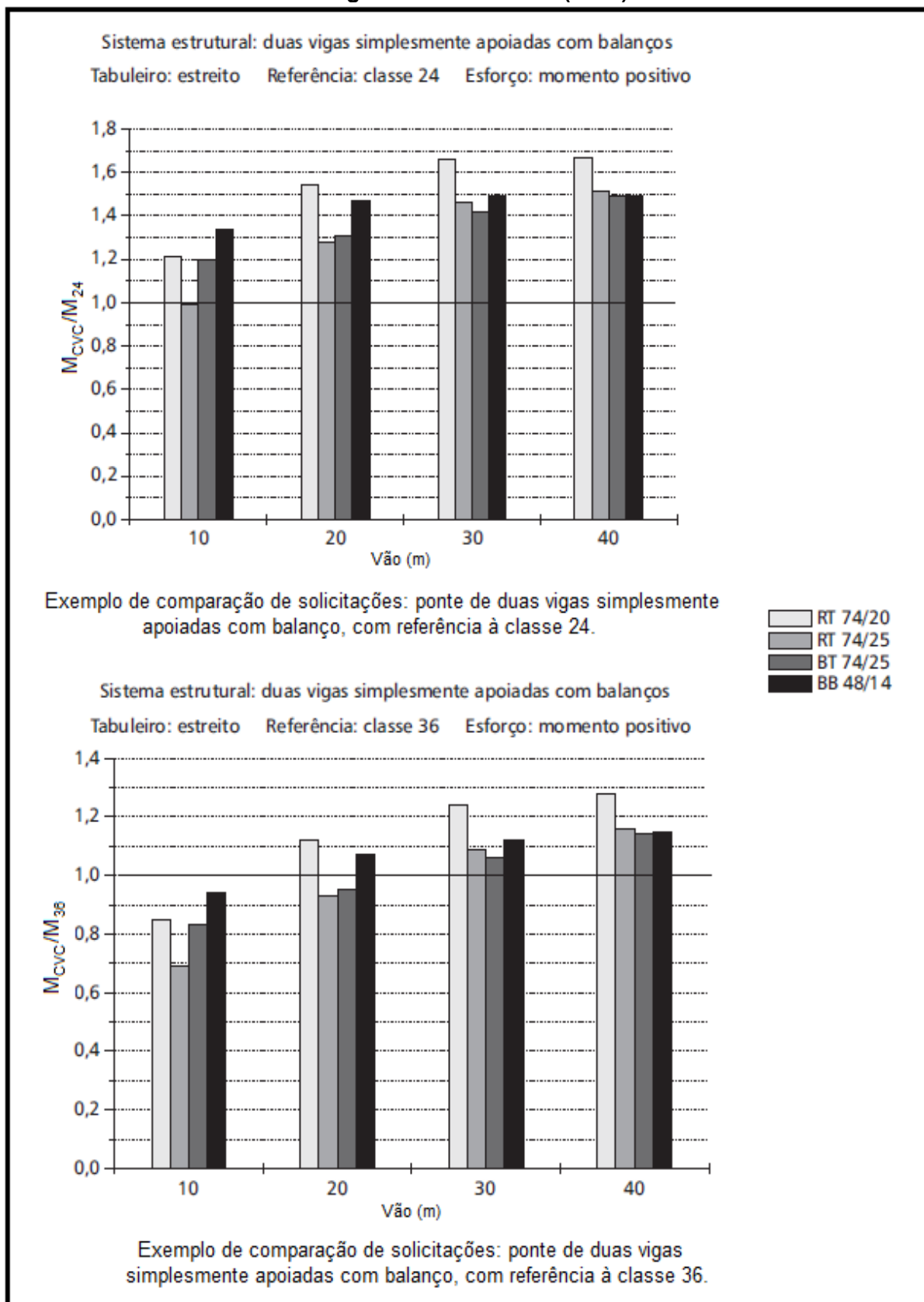
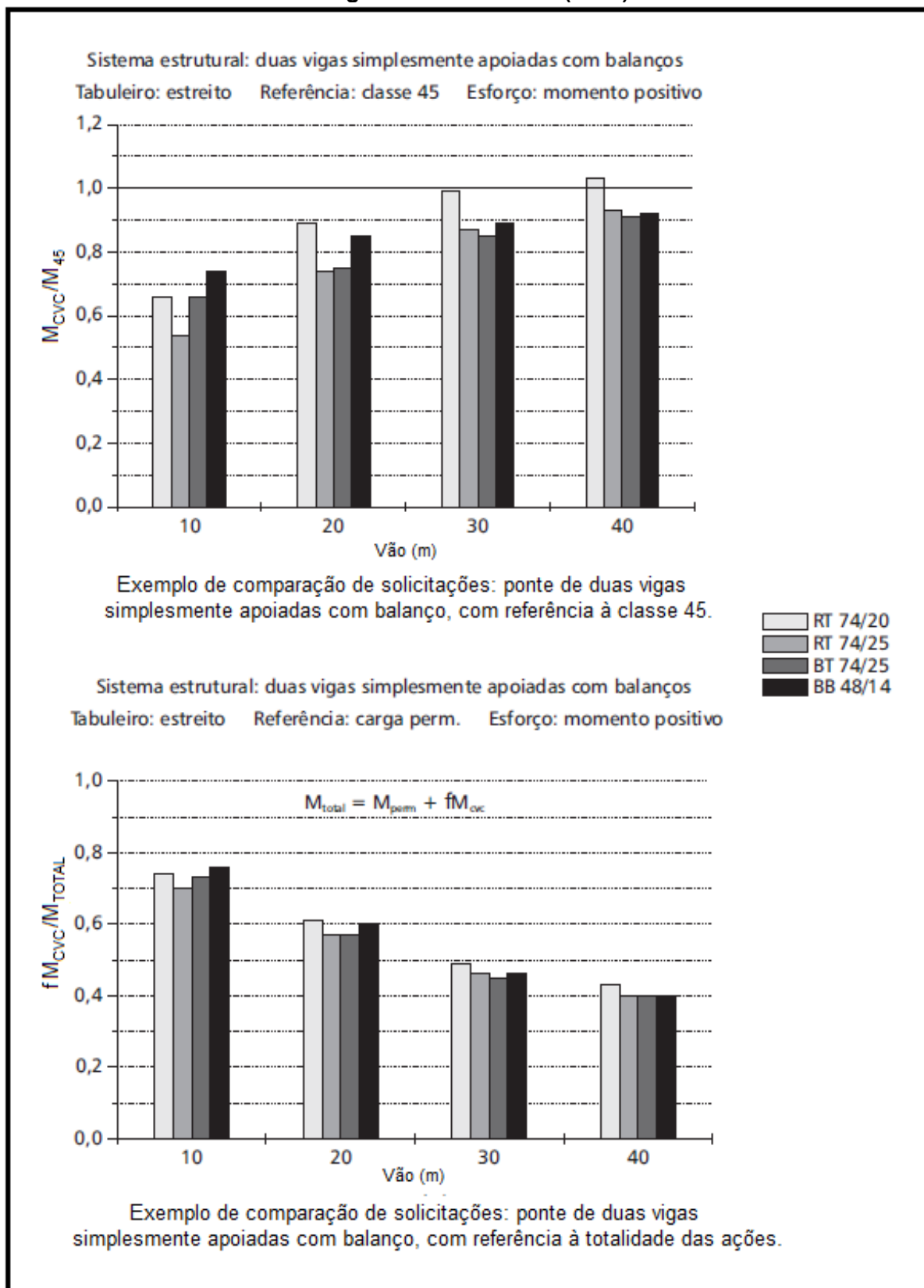


Figura 3.3 - Análise das conseqüências do tráfego de combinações de veículos de carga - EL DEBS *et. al.* (2001)



Após os resultados da análise comparativa dos efeitos de carga móvel das CVCs em relação à carga móvel normativa, as principais considerações e conclusões deste trabalho foram:

- Não é recomendado o tráfego das CVCs pelas pontes classe 30 (da norma atual);
- CVC RT 74/20 não é compatível com as pontes da malha viária, pois as solicitações ultrapassam as de projeto, mesmo da classe 45, para um grande número de casos;
- CVCs RT 74/25 e BT 74/25 são compatíveis com pontes classe 36 e 45.

O veículo BB 48/14 mostrou-se mais desfavorável que as CVCs RT 74/25 e BT 74/25 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 45 t, valor estabelecido pela Resolução 12/98 do CONTRAN. Este trabalho não apresenta patologias nas pontes que possam comprometer sua integridade estrutural, porém a passagem de veículos pesados com maior frequência acelerará a deterioração dos elementos estruturais, sendo de fundamental importância a necessidade de inspeção e controle nos pesos dos veículos para preservação da integridade estrutural da ponte.

Posteriormente, Santos (2003) elaborou um estudo mais completo de como outros países consideram as ações móveis no dimensionamento de pontes, analisando as normas brasileira, americana, canadense, australiana, eurocode e alemã.

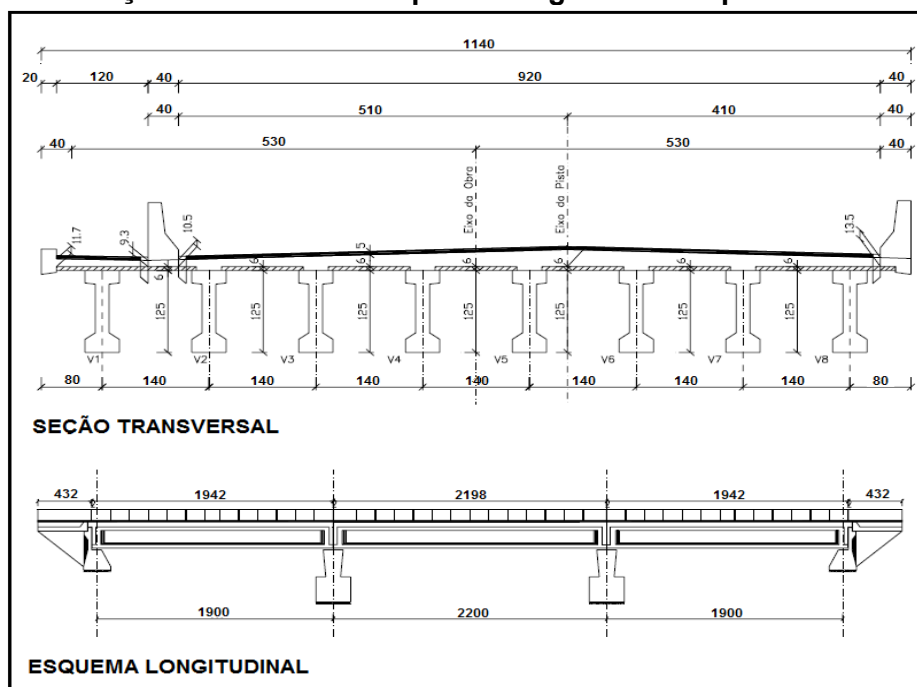
Este trabalho mostrou uma uniformidade na maneira com que as normas vêm levando em consideração esses carregamentos móveis. Todas as normas estudadas, inclusive a brasileira, consideram a ação do carregamento móvel na estrutura como uma “carga estática equivalente”, representada pela majoração do efeito estático desse carregamento por um coeficiente de impacto.

Verificou-se também que a norma brasileira é a única a não prever a passagem simultânea de mais de um trem-tipo.

Para o exemplo numérico deste trabalho foi escolhida a Ponte sobre o Rio Capivara, tratando de um tabuleiro de com 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, a Figura 3.4 mostra a seção transversal e esquema longitudinal da ponte.

**Figura 3.4 - Seção transversal e esquema longitudinal da ponte - Santos (2003)**



As cargas móveis foram avaliadas para as situações mais desfavoráveis das referentes normas estudadas neste trabalho, citadas anteriormente.

A Tabela 3.3 mostra os valores das solicitações provocadas pelas cargas aplicadas de acordo com cada uma das normas, seus respectivos coeficientes de ponderação e as solicitações de cálculos.

**Tabela 3.3 – Resumos das solicitações e coeficientes – Adaptado de SANTOS (2003)**

	Solicitações		Coeficientes de Ponderação		Solicitações de Cálculo	
	M (kN/m)	V (kN)	Carga Permanente	Carga Móvel	M <sub>d</sub> (kN/m)	V <sub>sd</sub> (kN)
<b>Carga Permanente</b>	1429	264				
<b>Norma Brasileira</b>	1294	242	1,4	1,4	3812	708
<b>Norma Americana</b>	998	150	1,8/1,5	1,75	4282	731
<b>Norma Canadense</b>	974	162	-	-	-	-
<b>Norma Australiana</b>	875	132	1,2	2,0	3464	581
<b>Eurocode</b>	1880	258	1,35	1,5	4749	743
<b>Norma Alemã</b>	1510	206	1,35	1,5	4194	665



De acordo com os resultados das solicitações de cálculo obtidas, pode-se comprovar, para este exemplo em particular, uma grande variação entre elas. Esta diferença ultrapassa 25% quando comparados os resultados obtidos para a Norma Australiana e o Eurocode, mesmo a Norma Australiana prescrevendo valores de coeficientes de ponderação superiores aos apresentados pelo Eurocode.

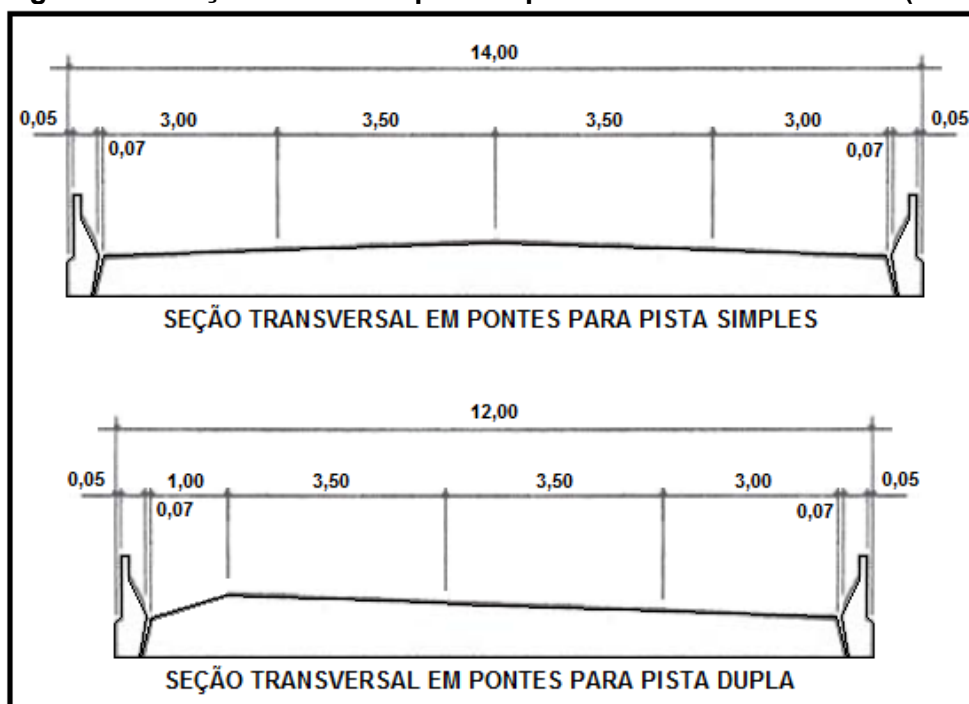
Este trabalho também fez uma comparação das CVCs com os veículos normativos, tendo como principal referência o trabalho de El Debs *et. al.* (2001).

Luchi (2006) elaborou um trabalho comparando as cargas móveis da norma brasileira com o Eurocode e as normas da ASSHTO.

Para a comparação entre as normas, este trabalho analisou pontes de seção celular, com diversos vãos, pois são bastante comuns nos dias de hoje e também facilitam os cálculos, por serem analisadas como vigas únicas. E também foram analisadas pontes de vigas contínuas com dois vãos idênticos. Em ambos os casos, os esforços solicitantes foram calculados através de linhas de influência.

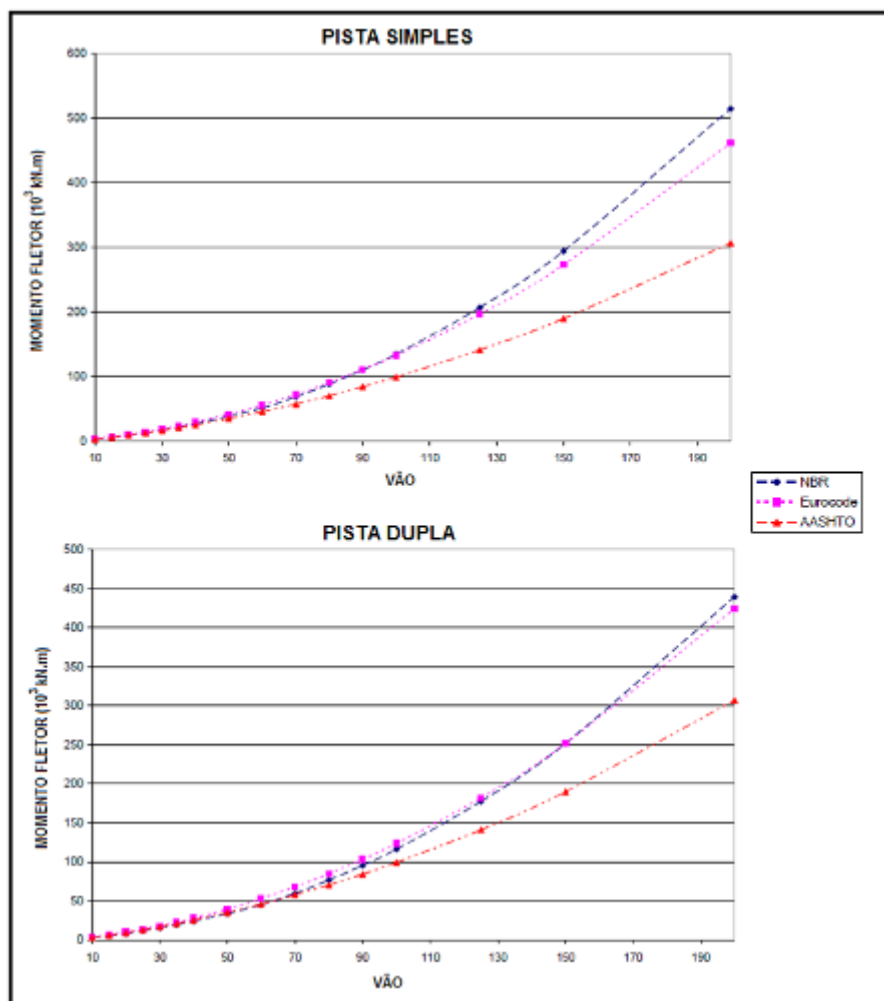
Foram analisados dois tipos de obras, pistas simples e duplas. Na Figura 3.5 estão apresentadas as seções transversais das pontes em análise.

**Figura 3.5 - Seções dos exemplos de pontes analisadas - LUCHI (2006)**



Primeiramente foram analisados os momentos fletores para a ponte biapoiada e em seguida as forças cortantes, variando o vão da ponte. As Figuras 3.6 e 3.7 apresentam os gráficos dos momentos fletores e forças cortantes para cada uma das normas estudadas, respectivamente, tanto para as pontes biapoiadas de pista simples quanto para as de pista dupla.

**Figura 3.6 - Gráfico dos momentos fletores de acordo com o vão – LUCHI (2006)**

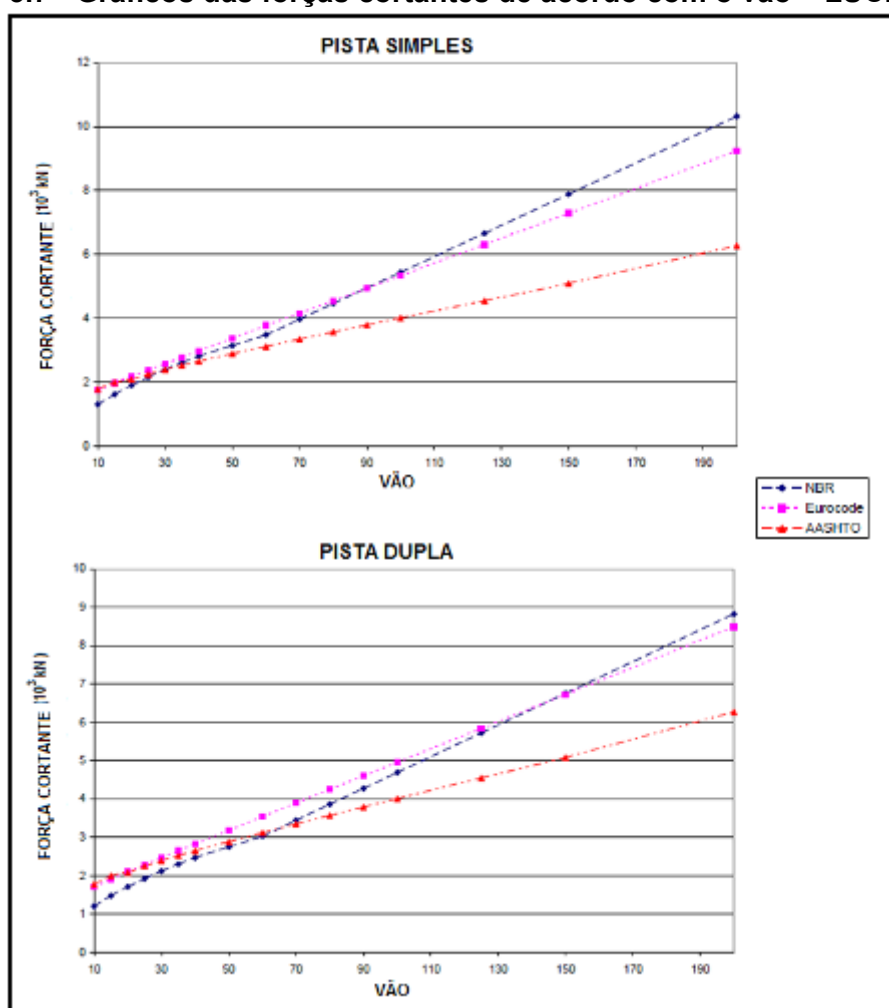


Como visto no gráfico, para pista simples, o resultado dos momentos fletores são próximos, nas três normas, até 50 m de vão, a partir de então os valores referentes à Norma Americana são sempre menores que as outras duas. Os valores referentes ao Eurocode e a Norma Brasileira seguem coincidindo aproximadamente até o vão de 100 m, onde os valores referentes à Norma Brasileira passam a crescerem em relação ao Eurocode.

Já para a ponte em pista dupla os resultados das Normas brasileira e Americana coincidem até o vão de 70 m, a partir daí os resultados na Norma Americana são sempre menores do que a Brasileira. Pode-se dizer que os resultados da Norma Brasileira e o Eurocode são praticamente o mesmo para todos os vãos, até 200 m.

A seguir foram analisadas as forças cortantes para o mesmo tipo de ponte e vãos.

**Figura 3.7 - Gráficos das forças cortantes de acordo com o vão – LUCHI (2006)**



Para pontes de pista simples, as forças cortantes, quando o vão é de 10m para a Norma Brasileira os resultados são inferiores às outras duas, a partir de então coincidem até 50m, onde os resultados referentes à Norma Americana reduzem em

relação ao Eurocode e a Norma Brasileira. Os resultados do Eurocode e da Norma Brasileira caminham com valores próximos conforme se aumenta o vão, até 200m.

Já no caso das pontes de pista dupla, os resultados das três normas, são praticamente iguais até um vão de 70 m, com pequenas diferenças. A partir desse ponto os valores da Norma Americana são sempre inferiores ao Eurocode e a Norma Brasileira, que seguem com valores próximos, até 200m.

Foram feitos alguns estudos de pontes com vigas contínuas, com vãos iguais e pista dupla, para o cálculo de momentos fletores máximos positivo, no meio do vão, e negativo, nos apoios. Como no caso das pontes biapoiadas, os resultados revelaram valores inferiores referentes à Norma Americana, valores do Eurocode e da Norma Brasileira próximos para todos os vãos até 200m.

Este trabalho também apresenta um modelo para verificação do trem-tipo de projeto de pontes e viadutos da norma brasileira. Tendo como principal contribuição a elaboração de procedimentos sistematizados de simulação de passagens de veículos em ponte, a partir do tráfego real nas estradas brasileiras.

A partir do que foi mostrado anteriormente, é conveniente 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.

## **3.2 NORMAS BRASILEIRAS**

### **3.2.1 *NBR 7188:1984 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELAS PARA PEDESTRES***

Desde 1984 as considerações sobre cargas móveis em pontes rodoviárias vêm sendo realizadas de acordo com a norma NBR 7188:1984 - Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias e Passarelas para Pedestres.

De acordo com essa norma, as pontes rodoviárias são divididas em três classes: classes 45, 30 e 12, baseadas, respectivamente, nos trens-tipo com 450 kN, 300 kN e 120 kN de peso bruto. Sendo que a escolha das diferentes classes de pontes fica a critério dos órgãos com jurisdição sobre a mesma. Já a passarela de

pedestre é classificada em apenas uma classe, na qual a carga móvel representa uma carga distribuída de  $5 \text{ kN/m}^2$ , não majorada pelo coeficiente de impacto.

O carregamento móvel é simulado com um trem-tipo hipotético, de peso e geometria estabelecidos pela norma, de acordo com a classe. 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.

As Figuras 3.8 e 3.9 e a Tabela 3.4, apresentam, de forma simplificada os carregamentos a serem considerados de acordo com a NBR 7188:1984.

**Figura 3.8 - Trens-tipo – NBR 7188:1984 (ABNT, 1984)**

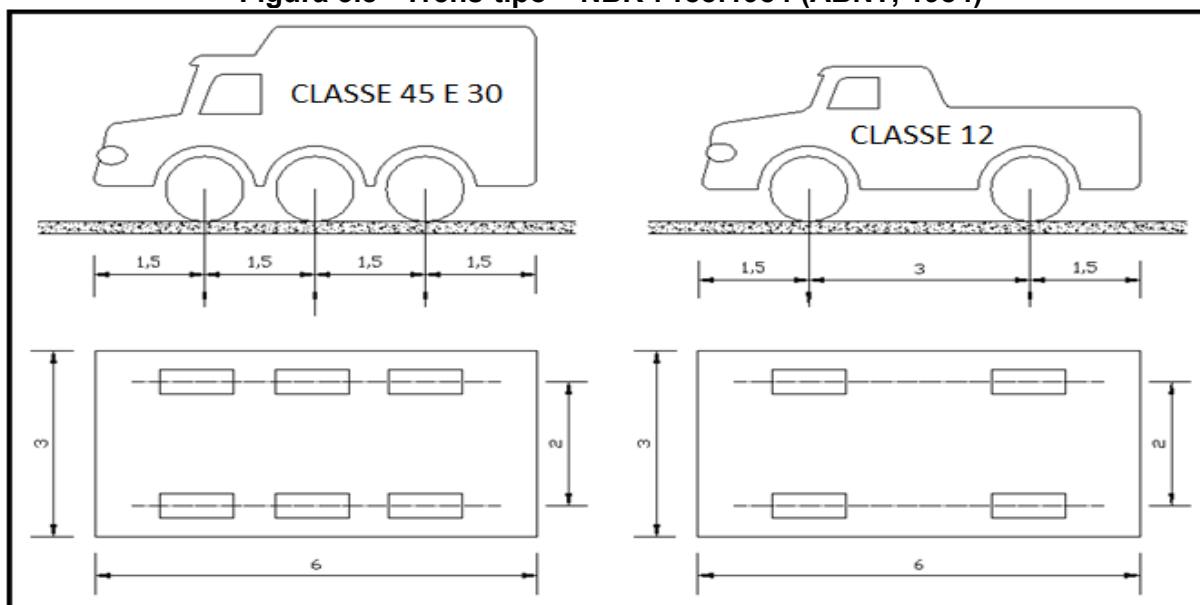


Figura 3.9 - Distribuição dos carregamentos – Classe 45

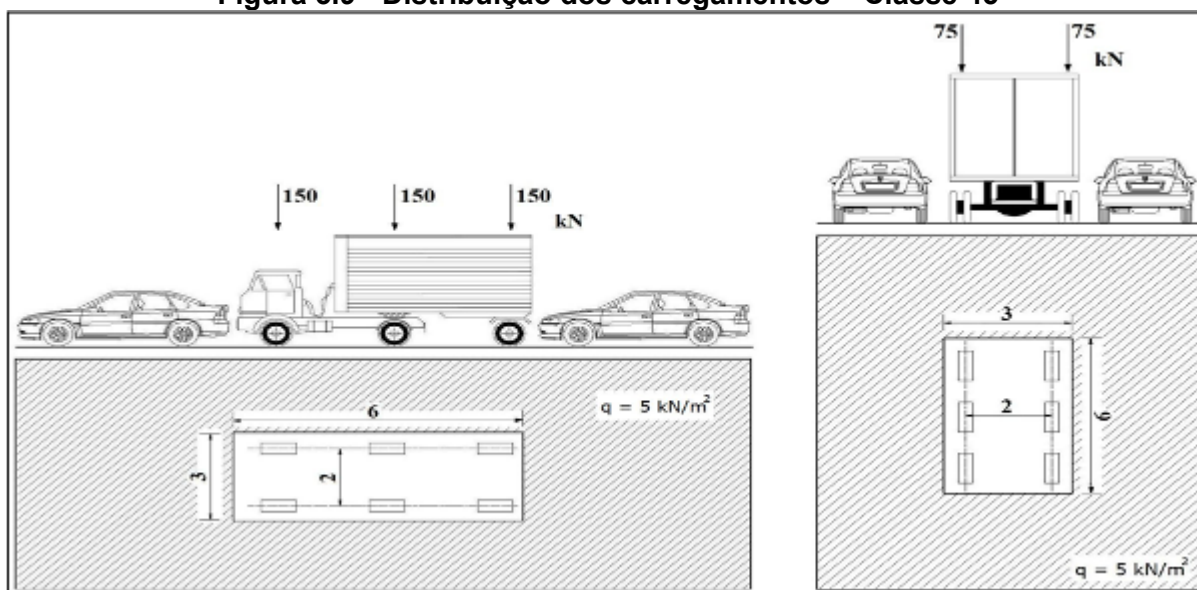


Tabela 3.4 - Carregamentos – NBR 7188:1984 (ABNT, 1984)

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	

O trem-tipo, sendo sempre orientado na direção do tráfego, é colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento, não se considerando a porção do carregamento que provoque redução nas solicitações, NBR 7188:1984.

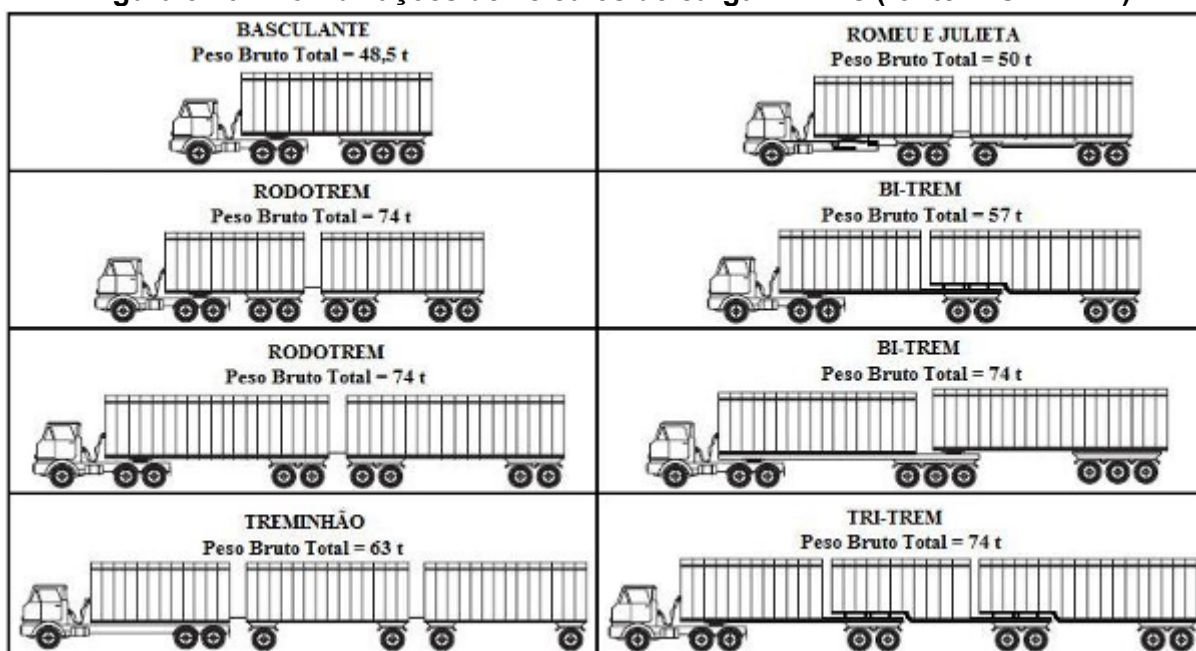
As polícias rodoviária estadual e federal, são as responsáveis pela fiscalização das cargas que transitam nas rodovias nacionais. Porém há outros órgãos, como o DER (Departamento de Estrada e Rodagem), que podem emitir licenças para que veículos especiais (não previstos em norma) trafeguem nas rodovias, cada um em sua jurisdição.

Para que as cargas estabelecidas pelos engenheiros sejam respeitadas, foi criada a Lei da Balança, que tem como objetivo a preservação das rodovias, pontes, viadutos, dentre outros, mas por motivos de precisão nas balanças, em 1985 vigorou uma tolerância de 5% para os limites de peso de carga por eixo e peso bruto total.

Recentemente houve um reajuste, onde o Art. 2º da Resolução CONTRAN nº 328/2009 altera o artigo 17 da Resolução CONTRAN nº 258/2007, na qual essa tolerância passou para 7,5%, embora nas rodovias não pedagiadas a grande maioria das balanças estão desativadas.

As empresas transportadoras de cargas pesadas afim de reduzir seus custos de transporte, sendo esta uma importante parcela nas despesas, dado o valor relativamente baixo por toneladas do produto transportado, fazem pressões nos órgãos responsáveis pela fiscalização das cargas nas rodovias pela utilização das CVCs, porém o uso inadequado dos veículos faz aumentar os custos de manutenções do mesmo e principalmente o tráfego desses veículos causam danos as rodovias e pontes.

**Figura 3.10 - Combinações de veículos de carga – CVCs (fonte: CONTRAN)**



A resolução CONTRAN estabelece inúmeras possibilidades de CVCs, algumas delas podem ser observadas na Figura 3.10, tendo como principal importância a distância entre os eixos. O estudo das CVCs nas pontes rodoviárias é de grande importância, pois visa à preservação da estrutura principal.

Mesmo sendo permitidas por lei, as CVCS não coincidem com os veículos prescritos em normas, na qual foram utilizados para o dimensionamento e análise da

estrutura da ponte, além de trafegarem mais de uma CVC sobre o tabuleiro da ponte, o que não é previsto em norma, com o uso do trem-tipo tradicional.

### **3.2.2 NORMA NBR 7187:1987 – PROJETO E EXECUÇÃO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO**

#### ***Efeito Dinâmico das Cargas Móveis***

A NBR-7187:1987, no seu item 7.2.1.2, estabelece que o efeito dinâmico do carregamento móvel é levado em consideração majorando-se o seu efeito estático através da sua multiplicação pelo coeficiente de impacto  $\phi$ . Para pontes rodoviárias  $\phi$  é definido pela seguinte equação:

$$\phi = 1,4 - 0,007 \cdot L \geq 1,00$$

Onde:

$L$  - Comprimento, (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, “ $L$ ” é tomado como duas vezes o seu comprimento.

### **3.3 NORMA EUROPÉIA – EC-1:1991**

Os países da Europa a fim de padronizarem os critérios de definição do carregamento móvel a ser considerado em uma ponte, criaram o EUROCODE 1. Porém 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.

Os carregamentos estabelecidos pelo EC-1 são aplicados nas pontes rodoviárias com vão inferior a 200 m ou com largura do tabuleiro inferior a 42 m. Para pontes com dimensões acima dessas estabelecidas, as condições de cargas devem ser fixadas para cada caso, tendo como justificativa que os valores previstos na norma são considerados conservadores.



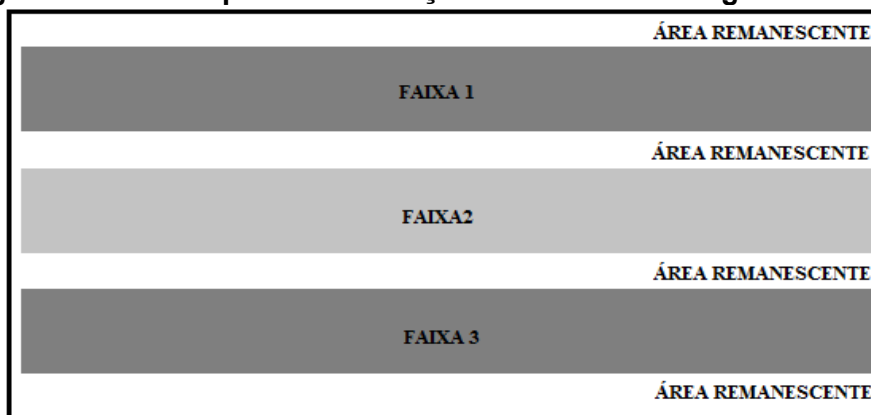
### **Determinação das Faixas de Tráfego**

Para obter a carga de projeto o EC-1 divide o trecho trafegável em faixas de projeto, de acordo com a dimensão do tabuleiro, geralmente 3 m, Tabela 3.5. Essas faixas são numeradas conforme seus respectivos carregamentos, sendo as com os efeitos mais desfavoráveis numeradas como faixa 1, existindo uma área remanescente distribuída ao longo do tabuleiro entre as faixas de tráfego, Figura 3.11.

**Tabela 3.5 - Determinação das Faixas de Tráfego – EC-1:1991**

LARGURA DO TABULEIRO (w)	NÚMERO DE FAIXA DE TRÁFEGO ( nL )	LARGURA DA FAIXA DE TRÁFEGO	LARGURA DA ÁREA REMANESCENTE
$w < 5,4 \text{ m}$	1	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w \leq 6 \text{ m}$	2	0,5 w	0
$6 \text{ m} \leq w$	$\text{Int} (w/3)$	3 m	$w - 3 \times nL$

**Figura 3.11 - Exemplo de numeração de faixas de tráfego – EC-1:1991**



### **Modelos de Carga**

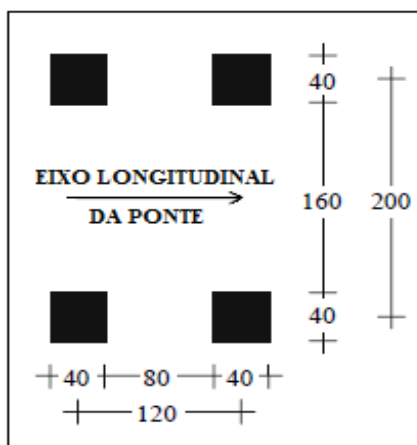
Os modelos de carga são destinados à determinação de efeitos de tráfego de veículos associados com a verificação dos estados limites últimos e alguns de serviço.

Diferentemente da NBR7188:1984 o EC-1:1991 não define um trem-tipo específico, mas sim modelos de carga, que são divididos em quatro:

### Modelo de Carga 1

O modelo de carga 1 é destinado às ações provenientes dos veículos pesados e veículos leves, que são representados respectivamente por cargas concentradas sobre eixos duplo (Sistema Tandem), Figura 3.12, na qual cada eixo pesa  $\alpha_Q \cdot Q_k$ , apresentado na Tabela 3.6, e uma carga uniformemente distribuída,  $\alpha_k \cdot q_k$ , também apresentado na Tabela 3.6. Este modelo pode ser utilizado tanto para as verificações locais quanto para as verificações globais. Lembrando que apenas um Sistema Tandem deve ser considerado por faixa de tráfego.

**Figura 3.12 - Sistema Tandem – EC-1:1991**



**Tabela 3.6 – Modelo de Carga 1, valores característicos – EC-1:1991**

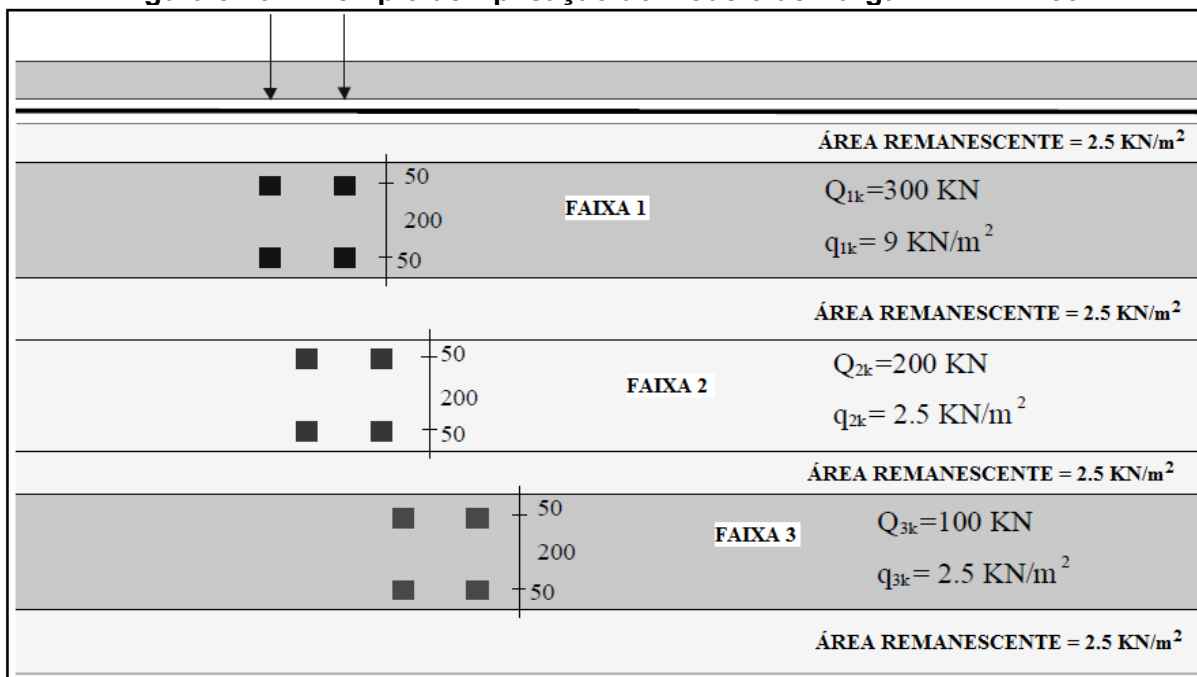
POSIÇÃO	SISTEMA TANDEM – CARGA POR EIXO $Q_k$ (kN)	CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA $q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
Faixa 1	300	9,00
Faixa 2	200	2,50
Faixa 3	100	2,50
Demais Faixas	0	2,50
Área Renascente	0	2,50

Os valores indicados na Tabela 3.6 devem 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. Nas faixas remanescentes esses coeficientes são desprezados.

- $\alpha_{Q1} \geq 0,8$
- Para duas ou mais faixas  $\alpha_q \geq 1$

Esse Modelo de Carga deve ser aplicado de acordo com algumas considerações, esquematizadas na Figura 3.13:

**Figura 3.13 - Exemplo de Aplicação do Modelo de Carga 1 – EC-1:1991**



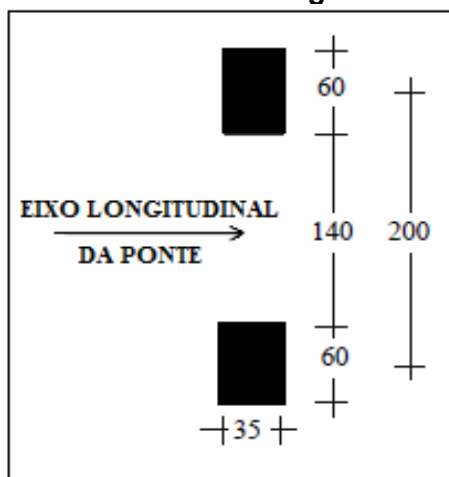
- O Sistema Tandem aplicado no eixo longitudinal da ponte, ao longo do eixo central da faixa de tráfego;
- O carregamento uniformemente distribuído aplicado, longitudinal e transversalmente, apenas em parte desfavorável da superfície de influência;
- Os dois tipos de carregamento podem coincidir na mesma faixa, então eles deverão ser combinados;
- Quando a verificação estática é governada pelos efeitos de combinações locais e globais, o arranjo das mesmas deve ser considerado;
- Quando pertinente, e apenas para verificações locais, a distância transversal entre o Sistema Tandem adjacentes deve ser reduzido até um mínimo de 40 cm.

### Modelo de Carga 2

O Modelo de Carga 2 consiste em uma carga por eixo simples,  $\beta_Q \cdot Q_{ak}$ , com valor de  $Q_{ak} = 400$  kN, efeito de aplicação dinâmica incluída. A menos que seja especificado o coeficiente  $\beta_Q$  deveria ser considerado de mesmo valor que  $\alpha_Q$ .

Este modelo é normalmente utilizado para elementos com vãos muito pequenos, devendo ser aplicado em direção longitudinal ao eixo da ponte e em qualquer lugar da faixa de tráfego. Caso necessário poderá ser considerado apenas uma roda com o valor de  $\beta_Q \cdot 200$  kN. A superfície de contato para cada roda será de 35x60 cm, caso não seja especificado, Figura 3.14.

**Figura 3.14 - Modelo de Carga 2 – EC-1:1991**



### Modelo de Carga 3

Este modelo consiste nos veículos especiais para trechos altamente carregados. Este modelo deve ser utilizado somente sob exigência do proprietário, podendo ser aplicado um ou mais veículos especiais no tabuleiro.

Estes veículos especiais são representados por oito modelos, variando distância entre eixos e peso total, Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Carregamento e Geometria – Modelo de Carga 3 – EUROCODE 1:1991

PESO TOTAL	EIXO DE 150 kN			EIXO DE 200 kN		
	GEOMETRIA	CARGA POR EIXO	TIPO DO VEÍCULO	GEOMETRIA	CARGA POR EIXO	TIPO DO VEÍCULO
600 kN	3 x 1,5 m	4 x 150 kN	600/150			
900 kN	5 x 1,5 m	4 x 150 kN	900/150			
1200 kN	7 x 1,5 m	4 x 150 kN	1200/150	5 x 1,5 m	6 x 200 kN	1200/200
1500 kN	9 x 1,5 m	4 x 150 kN	1500/150	7 x 1,5 m	1x100+7x200kN	1500/200
1800 kN	11 x 1,5 m	4 x 150 kN	1800/150	8 x 1,5 m	9 x 200 kN	1800/200
2400 kN				11 x 1,5 m	12 x 200 kN	2400/200
2400 kN				5x1,50+12+5x1,5 m	12 x 200 kN	2400/200/200
3000 kN				14 x 1,5 m	15 x 200 kN	3000/200
3000 kN				7x1,50+12+6x1,5 m	15 x 200 kN	3000/200/200
3600 kN				17 x 1,5 m	18 x 200 kN	3600/200

PESO TOTAL	EIXO DE 240 kN		
	GEOMETRIA	CARGA POR EIXO	TIPO DO VEÍCULO
2400 kN	8 x 1,5 m	10 x 240 kN	2400/240
3000 kN	12 x 1,5 m	1x120+12x200 kN	3000/240
3600 kN	14 x 1,5 m	15 x 240 kN	3600/240
3600 kN	7x1,5+12+6x1,5 m	15 x 240 kN	3600/240/240

#### *Modelo de Carga 4*

O Modelo de Carga 4 consiste na carga de multidão, uma carga uniformemente distribuída, incluindo o efeito dinâmico das cargas móveis, de 5 kN/m<sup>2</sup>.

Este modelo deve ser considerado somente em exigências expressas do contratante. Aplicado nas partes relevantes do comprimento e largura da ponte, incluindo os refúgios centrais quando existentes.

### **3.4 NORMA AMERICANA**

Nos Estados Unidos, embora os Departamentos de Transportes estaduais estabeleçam suas próprias exigências referentes as combinação e distribuição das

cargas móveis em pontes, as normas seguem o padrão das elaboradas pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*). Nesse trabalho serão abordados somente os procedimentos a serem seguidos, referentes às cargas móveis, por duas especificações da AASHTO: *Standard Specifications for Highway Bridges* (AASHTO:2002) e *Load and Resistance Factor Design Specifications* (AASHTO-LRFD:2005).

### **Determinação do Número de Faixas**

Assim como na norma europeia a AASHTO divide o tabuleiro em faixas de projetos que deve ser de quantidades inteiras de 3,66 m de largura, espaçadas de um lado a outro por todo o tabuleiro.

Em virtude da baixa probabilidade de todas as faixas estarem submetidas ao carregamento máximo, a especificação da AASHTO:2002, permite uma redução no valor das cargas móveis aplicadas, variando de acordo com o número de faixas, Tabela 3.8.

**Tabela 3.8 – Fator de Redução – AASHTO:2002**

<b>NÚMERO DE FAIXAS CARREGADAS</b>	<b>FATOR DE REDUÇÃO</b>
1 A 2	1,00
3	0,90
4 ou mais	0,75

A AASHTO-LRFD:2005, apresenta um coeficiente “m” para o carregamento móvel em função do número de faixas carregadas, Tabela 3.9.

**Tabela 3.9 – Coeficiente “m” – AASHTO-LRFD:2005**

<b>NÚMERO DE FAIXAS CARREGADAS</b>	<b>FATOR DE REDUÇÃO</b>
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 ou mais	0,65

A AASHTO:2002 estabelece para cargas nos passeios, os valores expressos na Tabela 3.10.

**Tabela 3.10 - Cargas no Passeio – AASHTO:2002**

<b>COMPRIMENTO DO VÃO</b>	<b>CARREGAMENTO</b>
0 A 7,62 m	4,15 kN/m <sup>2</sup>
7,62 a 30,48 m	2,93 kN/m <sup>2</sup>
Maiores que 30,48 m	$p = \left( 30 + \frac{3000}{l} \cdot \frac{55 - W}{50} \right)$

Onde:

$p$  - carga distribuída na área, máximo de 2,93 kN/m<sup>2</sup>;

$l$  - comprimento carregado no passeio (metros);

$w$  – largura do passeio (metros).

Já a AASHTO-LRFD:2005 estabelece que para todo vão maior que 6,10 m deve ser aplicada uma carga de 3,66 kN/m<sup>2</sup> em todos os passeios e deve ser considerado juntamente com as cargas do veículos.

### ***Carga Móvel – AASHTO:2002***

A AASHTO:2002 define que as cargas móveis em pontes rodoviárias são consideradas através de veículos padronizados ou faixas de carga.

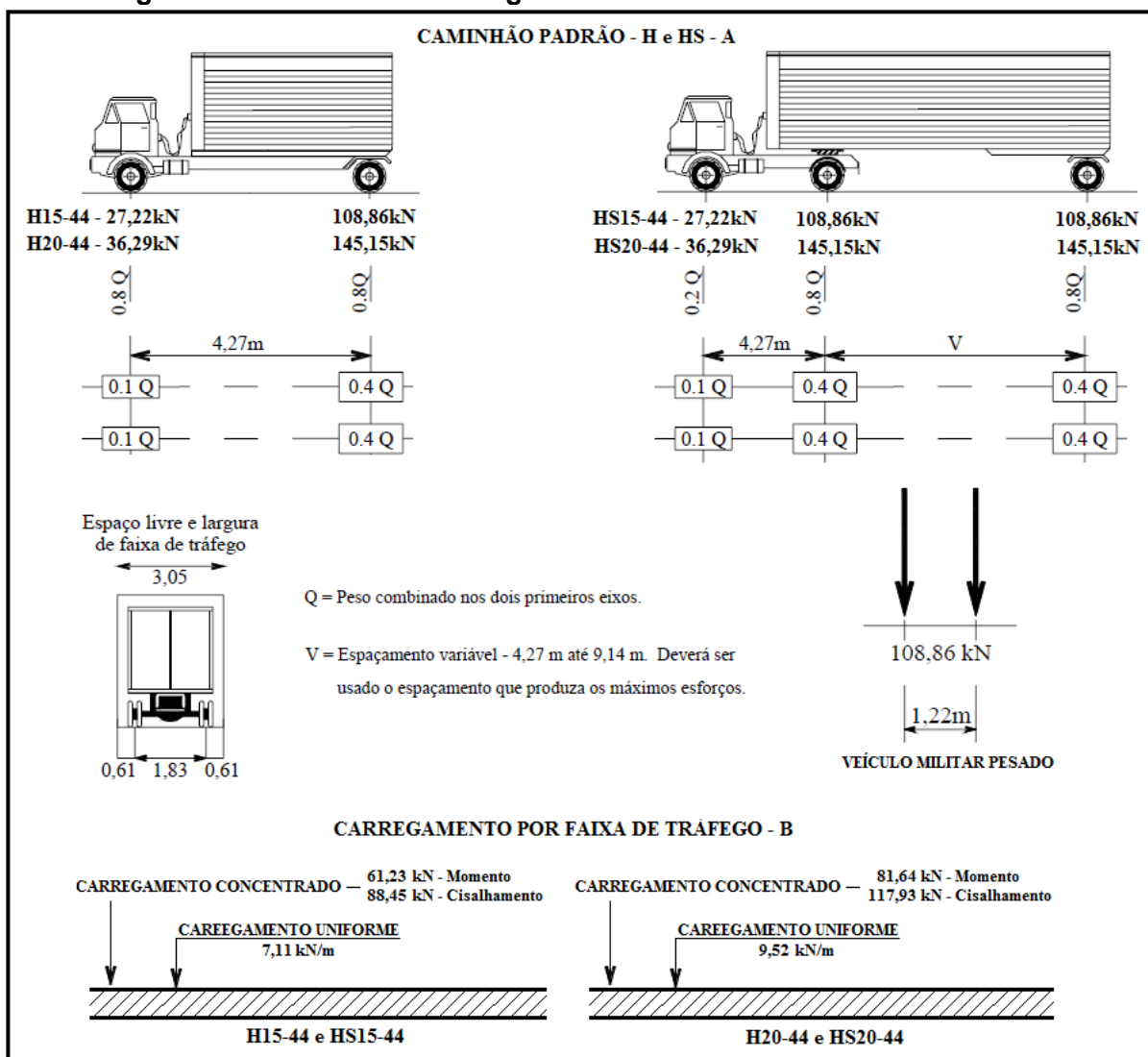
Existem dois sistemas a serem considerados no projeto de dimensionamento de pontes rodoviárias: H e HS, diferenciados pelo tipo de caminhão e carregamento, Figura 3.15.

Os veículos padronizados referentes as classe H possuem dois eixos, espaçados entre si, por 4,27 m, Figura 3.15a, e os veículos do tipo HS possuem três eixos com espaçamento variado entre os eixos traseiros, Figura 3.15a, essa classe foi introduzida de forma a representar melhor os veículos que realmente trafegam nas rodovias. Esses dois sistemas são subdivididos em quatro classes: H20, H15, HS15 e HS20.

Para facilitar a compreensão das letras e números usados para caracterizar o veículo padrão da AASHTO, pode ser definido como: Hn-44 ou HSn-44, onde H e HS definem o tipo do veículo, o “n” representando o peso total do “caminhão reboque” em toneladas, seguido pelo número 44, referente ao ano da edição da norma na qual foram estabelecidos os veículos.

A faixa de carga, Figura 3.15b, representa um carregamento linearmente distribuído ou uma carga de tráfego combinada com uma carga concentrada simples. Essas cargas devem ser consideradas como uniformemente distribuídas em uma largura de 3,05 m no centro da faixa, geralmente, utilizada para projeto de dimensionamento de vigas com vãos superiores a 43 m.

**Figura 3.15 - Veículos e Carregamentos Padronizados – AASHTO:2002**





As pontes situadas nas rodovias com grande importância, na qual o tráfego é pesado, deverão ser projetadas a partir do veículo padronizado HS20-44 ou então por uma carga dupla, simulando veículos militares pesados, espaçadas por 1,22 m com um carregamento de 108,86 kN, utilizados somente em pontes com vãos inferiores a 12 m, Figura 3.15a.

Ressaltando que somente um veículo H ou HS pode ser utilizado por faixa de projeto na determinação dos esforços.

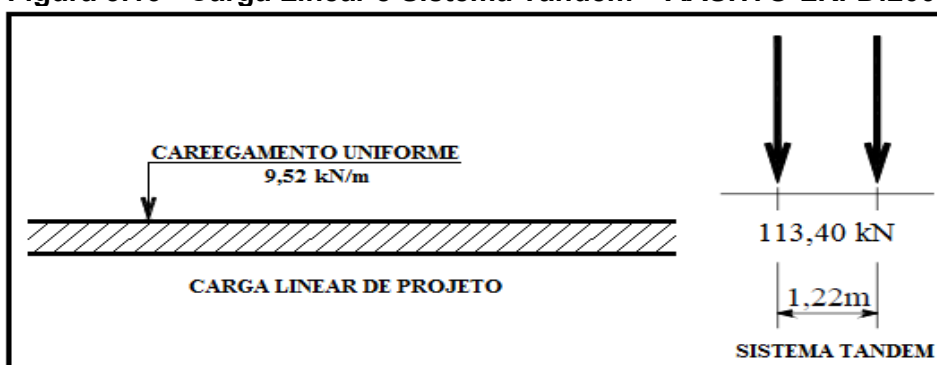
Alguns estados norte-americanos já utilizam o HS25, representando um peso total 25% maior em relação ao HS20-44, e também já desenvolveram configurações adicionais para carregamentos móveis, conhecidos como *Permit Design Loadings*.

### **Carga Móvel – AASHTO-LRFD:2005**

A AASHTO-LRFD:2005 define o carregamento móvel nas pontes como HL-93. Carregamento que consiste em um veículo padronizado ou eixo Tandem combinado a uma carga linear de projeto.

O veículo padronizado é o HS20-44 (AASHTO:2002), o eixo Tandem consiste em um par de eixos espaçados de 1,22 m, pesando 113,40 kN, Figura 3.16, (em ambos os carregamentos, a distância transversal entre as rodas é de 1,83 m) e uma carga uniformemente distribuída de 9,52 kN/m na direção longitudinal.

**Figura 3.16 - Carga Linear e Sistema Tandem – AASHTO-LRFD:2005**



Portanto, a carga móvel a ser utilizada será a maior das seguintes:

- o efeito combinado do Eixo Tandem com a Faixa de Carga de Projeto, ou
- o efeito combinado do Veículo Padronizado com a Faixa de Carga de Projeto,
- 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 da Faixa de Carga de Projeto. A distância entre os eixos de 145,15 kN de cada caminhão deve ser de 4,27 m.

Assim como nas normas apresentadas nesse trabalho, a AASHTO considera que as cargas devem ser posicionadas de forma que tenha o efeito mais desfavorável.

Os veículos padronizados e os eixos 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 guarda-rodas ou guia.

### ***Coefficiente de Impacto***

Assim como a NBR7187:1987 a AASHTO possui o coeficiente de impacto que leva em conta o efeito dinâmico das cargas móveis. Considerando esse coeficiente nos pilares e na superestrutura da ponte.

Segundo a AASHTO:2002 o coeficiente de impacto é igual:

$$\phi = \frac{15,24}{(l + 38,1)}$$

Onde:

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

l = comprimento do vão, (metros), (exceto balanços) para momentos fletores devido ao carregamento do veículo; e comprimento do trecho carregado do vão da

seção em questão até a reação mais distante, para força cortante devido ao carregamento do veículo.

Na AASHTO-LRDF:2005 o efeito estático do caminhão HS20-44 ou do carregamento do Sistema Tandem é multiplicado por um coeficiente de impacto que é dado por  $(1 + IM)$ , onde IM é dado por:

- 75% para as juntas de lajes em todos os estados limites;
- 15% para os outros elementos no estado limite de fadiga e
- 33% para os estados limites restantes.

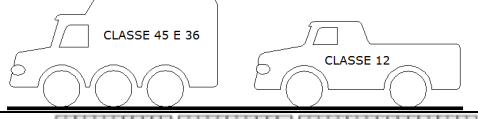

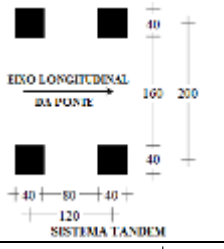
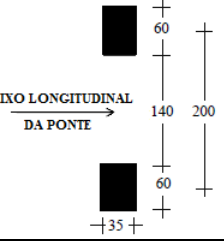
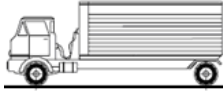


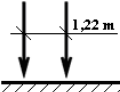
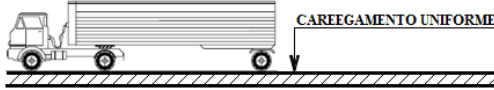
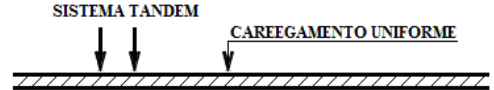
### **3.5 COMPARAÇÕES ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS**

Como exposto nesse item, as normas têm suas diferentes considerações sobre as ações dos carregamentos móveis, porém pode ser constatada uma uniformidade de critérios em relação às divisões de faixas trafegáveis entre as normas da AASHTO e EUROCODE.

Além disto, todas as normas estão sempre buscando o aperfeiçoamento seu veículo padrão mais aproximado à realidade, referente a cada país.

A Tabela 3.11 compara de forma qualitativa algumas características das normas estudadas nesse capítulo.

Tabela 3.11 – Comparação entre as normas NBR7188, EC-1 E ASSHTO

NORMA	VEÍCULO	PESO TOTAL	GEOMETRIA/ARRANJO	
NBR7188:1984	Classe 12	120 kN		
	Classe 36	360 kN		
	Classe 45	450 kN		
	Veículos Especiais - CVCs	$480 \text{ kN} \leq P \leq 740 \text{ kN}$		
Considerar uma carga uniformemente distribuída de $5 \text{ kN/m}^2$ nos passeios – Classe de Pedestres.				
EC-1 : 1991	Modelo de Carga 1	Sistema Tandem – Carga por Eixo e Uniformemente Distribuída		<p>A CARGA POR EIXO E A UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA VARIA DE ACORDO COM A FAIXA DE TRÁFEGO</p> <p><math>Q_k \text{ max.} = 300 \text{ kN}</math></p> <p><math>Q_k \text{ max.} = 9 \text{ kN/m}^2</math></p>
	Modelo de Carga 2	Carga por Eixo Simples – 400 kN		<p>CASO NECESSÁRIO PODE SER CONSIDERADO APENAS UMA RODA COM UMA CARGA DE 200 kN</p>
	Modelo de Carga 3	Veículos Especiais $600 \text{ kN} \leq P \leq 3600 \text{ kN}$	A GEOMETRIA DO VEÍCULO VARIA DE ACORDO COM A CARGA POR EIXO, EXISTINDO EIXOS COM: 150 kN, 200 kN e 240 kN	
	Modelo de Carga 4	Carga de Multidão	CONSISTE EM UMA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA, INCLUINDO O EFEITO DINÂMICO DAS CARGAS MÓVEIS, DE $5 \text{ kN/m}^2$	
Para obter a carga de projeto o EC-1 divide o trecho trafegável em faixas de projeto, de acordo com a dimensão do tabuleiro, geralmente 3 metros.				
AASHTO: 2002	Caminhão Padrão H	H15 = 150 kN H20 = 200 kN		
	Caminhão Padrão HS	HS15 = 245 kN HS20 = 327 kN		
	Faixa de Carga	Carga Concentrada + Carga Distribuída		
	Veículo Militar	108,86 kN		
AASHTO-LRFD:2005	Caminhão HS20 -44 + Carga Distribuída	327 kN + 9,52 kN/m		
	Sistema Tandem + Carga Distribuída	113,40 kN + 9,52 kN/m		

O estudo sobre o tratamento de ações móveis em pontes preconizadas por diferentes normas técnicas permitiu que fossem constatadas algumas diferenças e semelhanças.

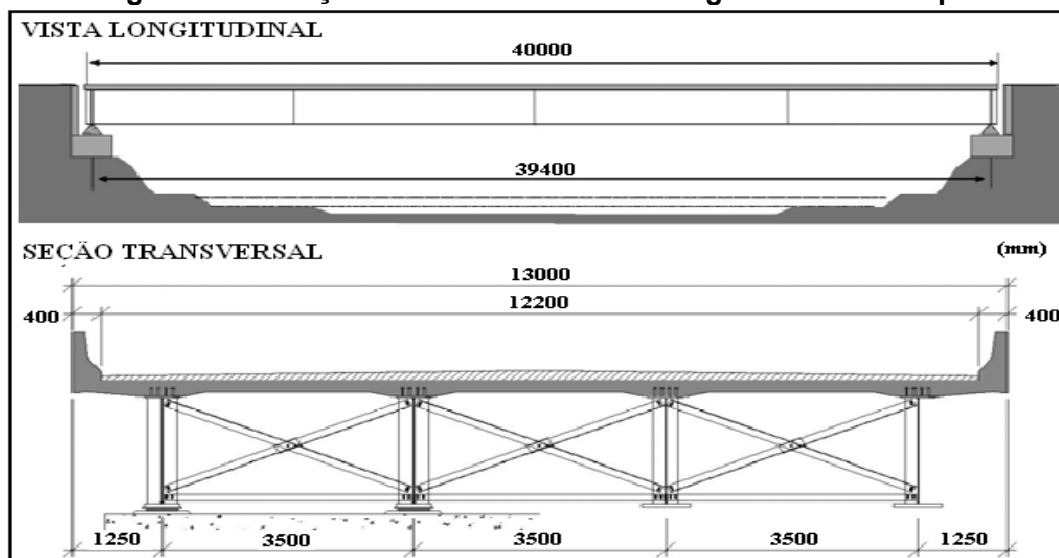
Com exceção da NBR7188:1984, as normas estudadas definem faixas de tráfego ao longo do tabuleiro e também preveem a passagem simultânea de mais de um trem-tipo. Porém a probabilidade de ocorrência de um carregamento crítico simultâneo e atuando em todas as faixas carregadas também é levada em consideração, aplicando-se coeficientes de redução conforme as dimensões do tabuleiro.

Para uma melhor compreensão das diferentes normas, estudadas nesse capítulo, a seguir é feito um exemplo de uma ponte de pequeno vão, comparando os resultados quando aplicadas as três diferentes normas.

Este exemplo é uma ponte rodoviária que é uma adaptação de Pinho e Bellei (2007). Trata-se de uma ponte mista, com vigas metálicas (perfil I) e tabuleiro de concreto com espessura média de 22,50 cm, bi-apoiada e com vão de 40 m. Segundo a norma brasileira trata-se de uma ponte CLASSE 45. A seção transversal da ponte é composta por 4 vigas de aço (longarinas) espaçadas de 3,50 m e balanços de 1,25 m formando um tabuleiro de 13 m de largura, conforme apresenta a Figura 3.17.

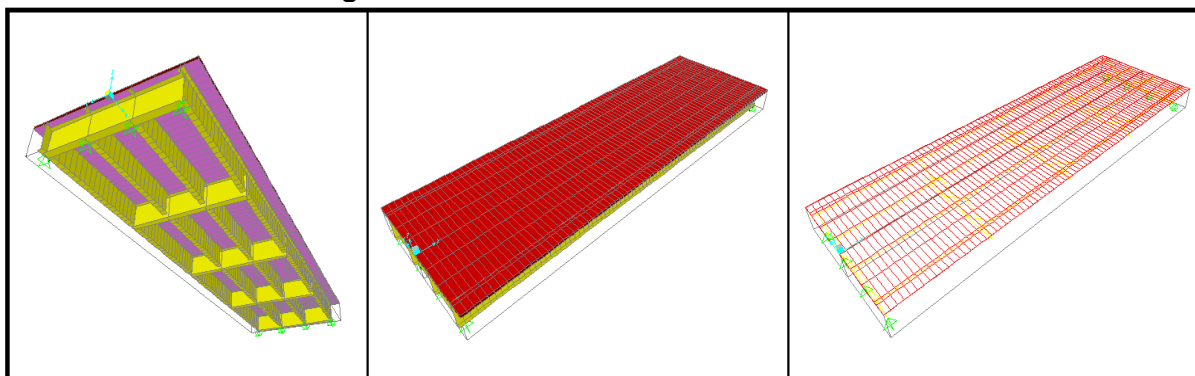
Foram determinados os esforços e deslocamentos para os carregamentos móveis estabelecidos segundo cada uma das normas apresentadas anteriormente: NBR 7188:1984, AASHTO:2002/AASHTO-LRFD:2005 e EC-1:1991. Para determinação dos esforços e deslocamentos foi utilizado o programa SAP2000 v11.

**Figura 3.17 - Seção Transversal e Vista Longitudinal – Exemplo**



Na Figura 3.18 está uma visão geral da estrutura da ponte utilizada como exemplo no programa SAP2000 v11.

**Figura 3.18 - Vistas Gerais – SAP2000 v11**



As Tabelas 3.12 a 3.14 apresentam as cargas e o posicionamento dos veículos padrões consideradas para cada uma das normas.

Tabela 3.12 - Resumo das Cargas Móveis - NBR7188:198

CLASSE DA PONTE	VEÍCULO			COEF. DE IMPACTO $\Phi=1,4 - 0,007 \cdot L \geq 1,00$  L = valor teórico do vão, metros	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  Carga q' situada nos passeios

## Distribuição das Cargas Móveis

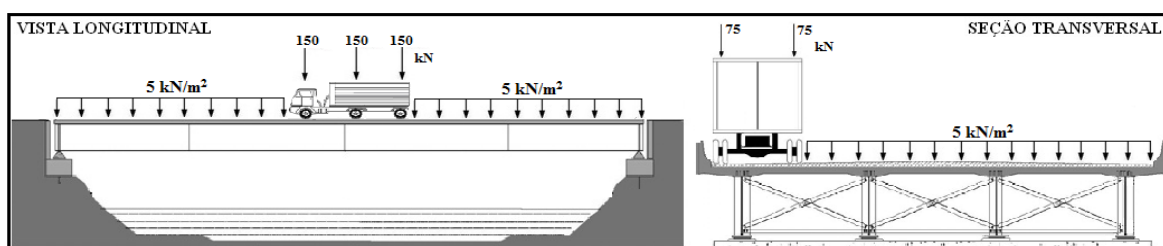


Tabela 3.13 – Resumo das Cargas Móveis – EC-1:1991

FAIXAS CARREGADAS	COEF. DE IMPACTO	CARGAS CONSIDERADAS	COMBINAÇÕES
4	-	Modelo 1	Sistema Tandem – Carga por Eixo e Uniformemente Distribuída

CARGA DE PEDESTRE – 5,00 kN/m<sup>2</sup>

## Distribuição das Cargas Móveis

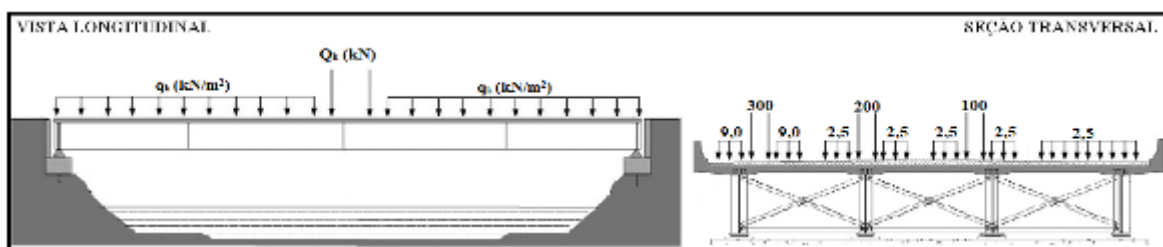


Tabela 3.14 – Resumo das Cargas Móveis – AASHTO-LRFD:2005

FAIXAS CARREGADAS	M	COEF. DE IMPACTO	CARGAS CONSIDERADAS			COMBINAÇÕES
3	0,85	1,33	Veículo Padrão	Sistema Tandem	Carga Distribuída	Veículo Padrão ou Sistema Tandem + Carga Distribuída
<b>CARGA DE PEDESTRE – 3,66 kN/m<sup>2</sup></b>						
<b>Distribuição das Cargas Móveis</b>						
<p>Foram consideradas as prescrições da AASHTO-LRFD:2005, sendo que são mais desfavoráveis que as da AASHTO:2002. Os carregamentos concentrados dos caminhões não foram colocados, porque são diferentes nos eixos.</p>						

Foram comparados momentos fletores e deslocamentos na seção central de cada uma das vigas que compõem o tabuleiro, Tabela 3.15.

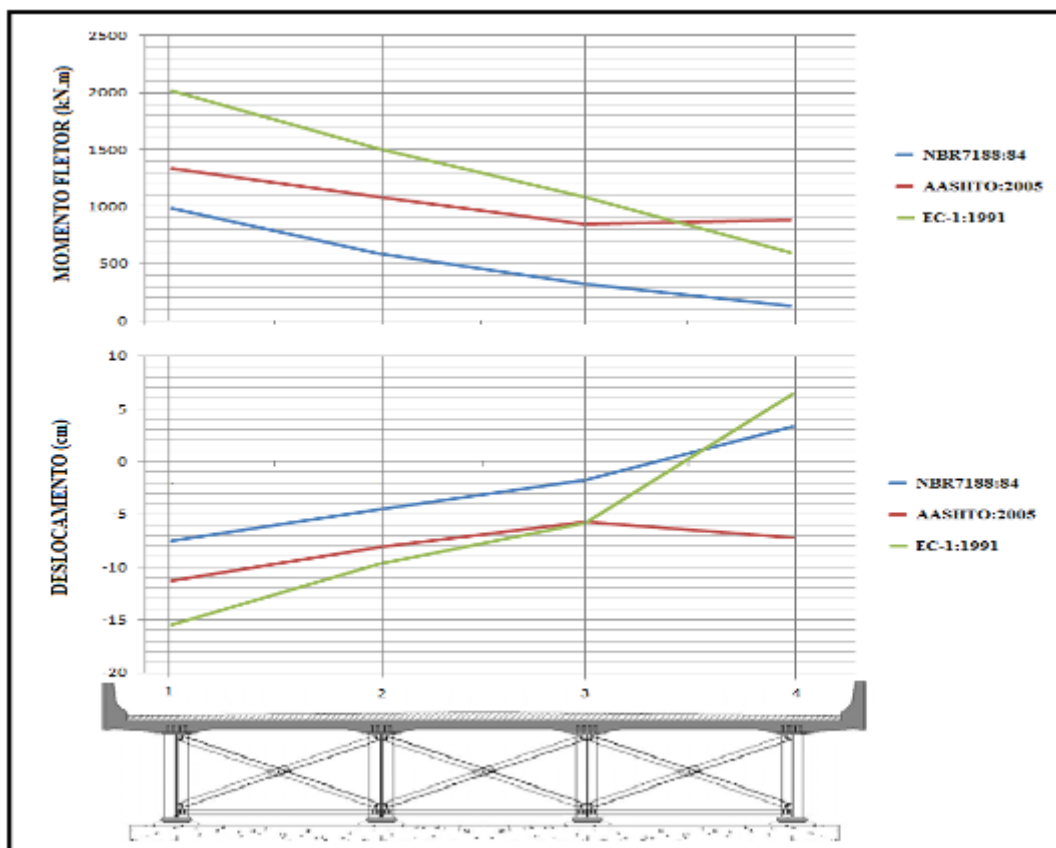
Tabela 3.15 – Resumo de Momentos Fletores e Deslocamentos nas Vigas

NORMA	VIGA	MOMENTO (kNm)	DESLOCAMENTO (cm)
NBR7188/84	1	989,05	-7,54
	2	587,43	-4,51
	3	323,04	-1,73
	4	129,44	3,30
AASHTO- LRFD:2005	1	1337,89	-11,28
	2	1089,01	-8,14
	3	852,30	-5,77
	4	886,08	-7,22
EC-1:1991	1	2016,18	-15,46
	2	1507,88	-9,72
	3	1083,51	-5,86
	4	596,42	6,41



Os gráficos da Figura 3.19 permitem uma melhor compreensão dos resultados obtidos para a seção central de cada longarina.

**Figura 3.19 - Momento e Deslocamento ao Longo da Seção Comparada**



Foram analisadas três normas, voltadas às ações móveis em pontes, que são: a norma brasileira (NBR7188:1984), a norma americana (AASHTO- LRFD:2005 e AASHTO:2002) e europeia (EC-1:1991). Para uma mesma ponte foram calculados esforços e deslocamentos com as ações móveis das três normas estudadas e os resultados comparados entre si. Lembrando que não foram analisados a frenagem e também a cortante.

Analisado os resultados para momentos fletores e deslocamentos nas longarinas foi constatada compatibilidade entre valores obtidos pelas as normas NBR7188:1984 e AASHTO-LRFD:2005.

Os valores de momentos fletores e deslocamentos obtidos segundo o EC-1:1991 resultaram cerca de 2 vezes maiores que os valores da NBR7188:1984 e AASHTO- LRFD:2005. Para a viga 1 a diferença entre momentos fletores obtidos

pelo EC-1:1991 e NBR7188:1984 foi de 103,85% e entre EC-1:1991 e AASHTO-LRFD:2005 foi de 50,70% superiores. Para a mesma viga os deslocamentos a diferença obtidas pelo EC-1:1991 e NBR7188:1984 foi de 105,04% e entre EC-1:1991 e AASHTO-LRFD:2005 foi de 37,06% superiores.

Vale ressaltar que as conclusões para os cálculos obtidas nesse exemplo referem-se a um caso particular de vão e de sistema estático.

## 4. ANÁLISE ESTRUTURAL

A análise em uma estrutura pode ser realizada de duas formas: experimentalmente e analiticamente. Neste trabalho foi estudada somente a análise matemática, onde se comparou diferentes modelos de análise entre eles: Método Simplificado; Método da Grelha Equivalente e Método dos Elementos Finitos (M.E.F.).

Durante muitos anos, o cálculo de estruturas compostas por lajes e vigas foi feito com a utilização de tabelas, considerando as lajes como elementos isolados e apoiados em vigas consideradas indeformáveis.

Atualmente existem várias técnicas de análise estrutural aplicáveis às pontes, levando em consideração alguns aspectos como: características da estrutura, os recursos de análise e os resultados que se pretende obter, podendo uma mesma ponte ser analisada por diferentes modelos mecânicos. A estrutura pode então, ser modelada no plano ou tridimensionalmente.

Na modelagem plana são utilizados, normalmente, elementos lineares (barras), por exemplo, os modelos de vigas e de grelha equivalente.

Com a tecnologia dos programas computacionais e desenvolvimentos dos modelos anteriores, tornou-se possível o uso de modelos tridimensionais. Este modelo é mais completo, pois representa todos os tipos de vínculos entre os diversos elementos que formam a estrutura. Este modelo é constituído por elementos lineares, planos e volumétricos, onde nenhuma dimensão predomina sobre as outras, permitindo analisar o comportamento de um pavimento como um todo, aproximando com o funcionamento real da estrutura. Neste caso, são considerados na análise alguns parâmetros importantes como a influência da flexibilidade das vigas e a rigidez real à torção das lajes, vigas e ligações.

Muitas técnicas de análise têm surgido nos últimos 50 anos para contornar, ou, pelo menos simplificar o problema; entre estas se destacam as técnicas

baseadas em métodos numéricos que permitem a formulação do problema na forma matricial.

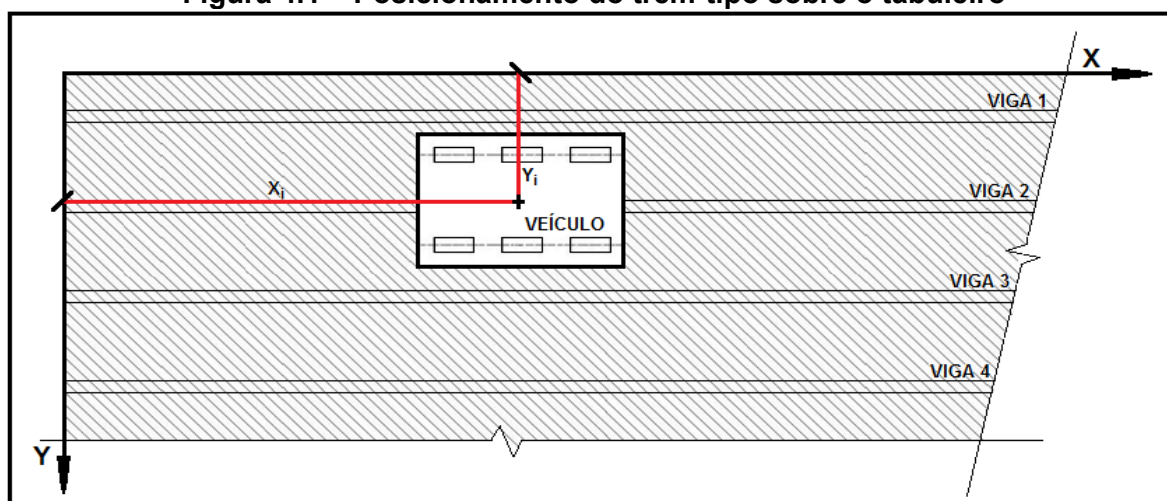
#### 4.1 MÉTODO SIMPLIFICADO

A análise estrutural pelo método simplificado é efetuada de maneira a desenvolver uma análise da superestrutura da ponte, separando-a dos demais elementos integrantes do conjunto estrutural.

Assimila-se o modelo estrutural da ponte, formado por longarinas e transversinas a um modelo menos rigoroso, representado por vigas biapoiadas. Para que esta assimilação seja feita, aplicam-se métodos tradicionais, por meio dos quais são determinadas as parcelas de carregamento correspondentes a cada uma das longarinas.

Os esforços atuantes em cada uma das longarinas que compõem a seção transversal da ponte dependem diretamente do posicionamento do trem-tipo sobre o tabuleiro da mesma. Como dito nos capítulos anteriores, o trem-tipo é colocado na posição mais desfavorável para o cálculo de cada elemento da estrutura. Portanto esse posicionamento depende da escolha da longarina a ser analisada, Figura 4.1.

Figura 4.1 – Posicionamento do trem-tipo sobre o tabuleiro



Ao ser fixado um valor de  $x_i$  procede-se a variação de  $y_i$ , Figura 4.1, de acordo com a pior situação em relação a longarina escolhida para análise. Essa escolha da

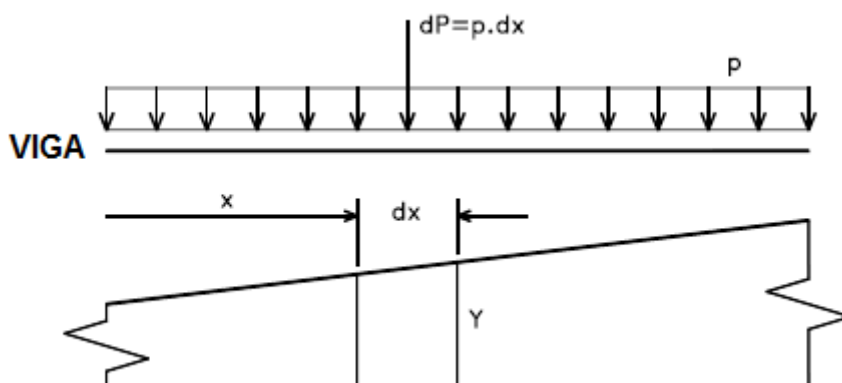
pior situação para cada elemento pode não ser encontrada diretamente, devendo-se proceder para a mesma longarina, duas ou mais análises, considerando o posicionamento do trem-tipo sobre o tabuleiro e com relação à linha de influência da seção.

Uma linha de influência mostra como um determinado esforço numa seção varia quando uma carga unitária se move sobre a estrutura. A linha de influência é construída sobre o eixo da estrutura sendo que as abscissas representam as posições da carga móvel e as ordenadas representam os respectivos valores do esforço considerado, para uma determinada seção para a carga naquela posição.

São considerados dois tipos de cargas para representar o trem-tipo, as cargas concentradas e as distribuídas. Como as ordenadas obtidas nas linhas de influência são determinadas usando uma carga unitária adimensional, então para qualquer carga concentrada "P" atuando na estrutura numa seção de abscissa  $x$ , o valor do seu efeito pode ser obtido multiplicando-se a ordenada adimensional na seção pelo valor da carga "P".

Considere um trecho de viga submetida a uma carga uniformemente distribuída "p", Figura 4.2.

Figura 4.2 -- Linha de influência



Como mostrado na figura acima cada elemento  $dx$  da viga estará submetido a uma carga concentrada  $dP = p \cdot dx$ . Se  $dP$  está localizado numa abscissa " $x$ ", onde a linha de influência tem ordenada " $y$ ", então o efeito de  $dP$  será:  $dP \cdot y = p \cdot dx \cdot y$ .

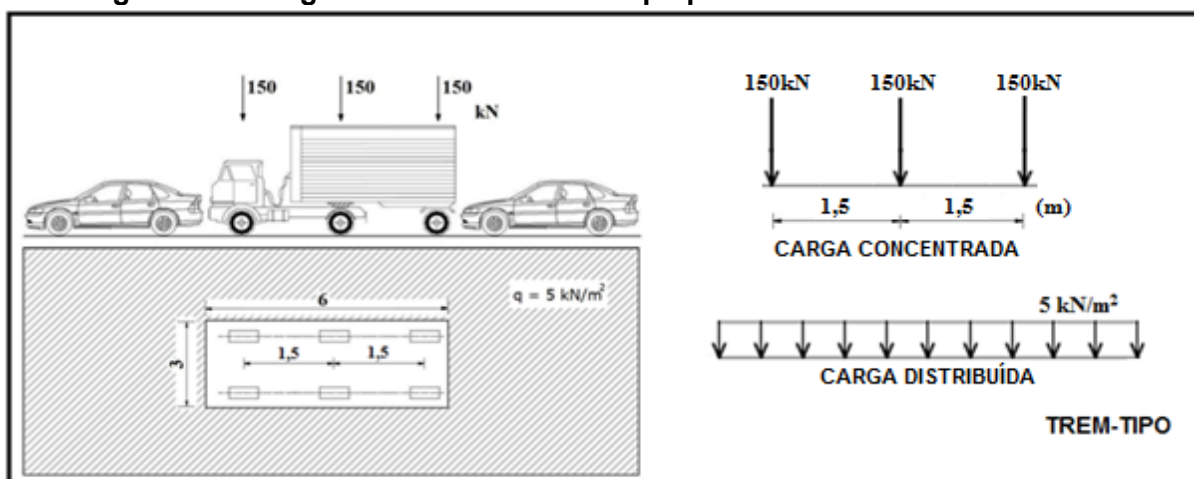
Portanto, o efeito de todas as cargas concentradas  $dP$  é obtido pela integração sobre todo o comprimento da viga, isto é:

$$\int dP.y = \int p.dx.y = p.\int y.dx = p.Area$$

Como “p” é constante, pode-se concluir que o efeito da carga distribuída é simplesmente obtido multiplicando a carga “p” pela área sob a linha de influência.

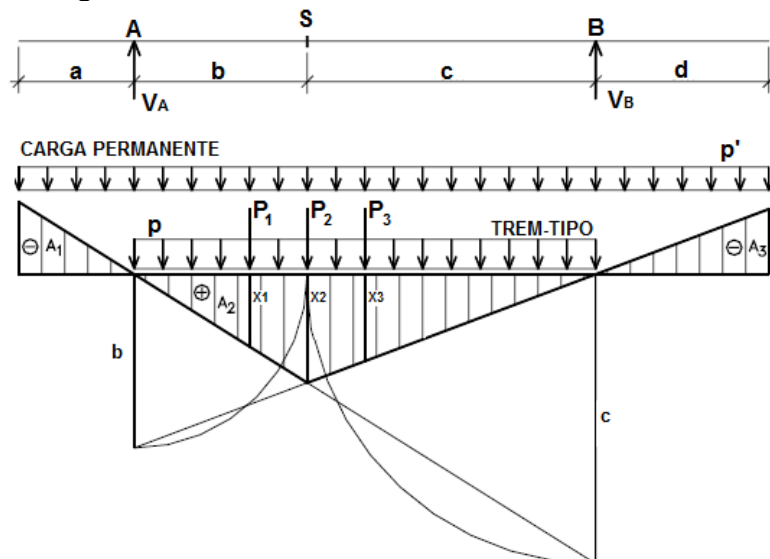
As cargas, tanto permanente, como acidental, são apresentadas e estabelecidas nas normas referentes aos carregamentos em pontes, que estabelece os **trens-tipo**, onde são indicadas as cargas concentradas, as distâncias entre elas, além de eventuais cargas distribuídas. Na Figura 4.3 está representado o trem-tipo para a classe 45 da NBR 7188:84 .

**Figura 4.3 - Cargas referentes ao trem-tipo para a classe 45 – NBR 7188:84**



A seguir é descrito como obter as linhas de influência dos momentos fletores, considerando o trem-tipo localizado em um ponto qualquer, para vigas biapoiadas, Figura 4.4, lembrando, que ele deve ser posicionado na posição mais desfavorável, devendo assim, se fazer diversas análises. As linhas de influências das forças cortantes são obtidas de forma análogas das linhas das reações de apoio.

Figura 4.4 - Linha de influência de momento fletor



Onde tem-se:

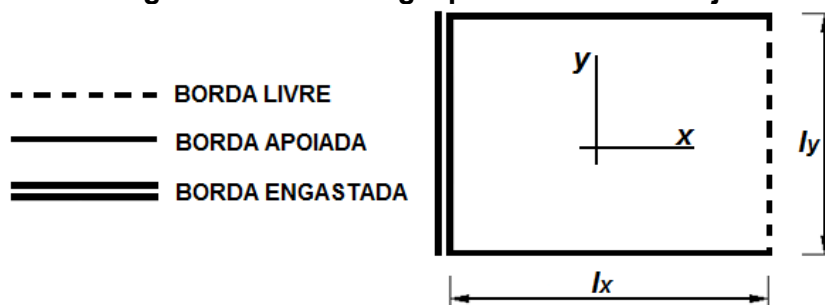
$$M_S^{PERMANENTE} = p' \cdot \sum A$$

$$M_S^{ACIDENTAL} = P_1 \cdot x_1 + P_2 \cdot x_2 + P_3 \cdot x_3 + p \cdot A_2$$

Para os esforços nas lajes que compõem o tabuleiro, o método simplificado utilizado neste trabalho, as Tabelas de Rüsç, evita as equações diferenciais, como explicado a seguir.

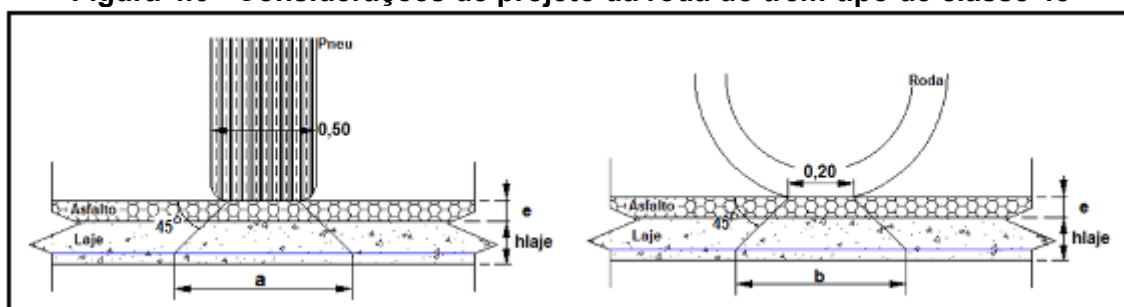
Primeiramente deve se analisar as diferentes tipologias de laje contidas na superestrutura, considerando o tipo de vínculo entre elas, como por exemplo: balanço, engastada, apoiada, etc, Figura 4.5.

Figura 4.5 - Simbologia para vínculos de laje



A partir daí, a determinação dos esforços nas lajes serão feitas utilizando as Tabelas de Rüsç, onde se determina o coeficiente,  $K$ , para as cargas concentradas e distribuídas. Para a obtenção desse coeficiente,  $K$ , necessita saber a relação entre  $t/a_1$  e  $l_x/a_1$ , onde  $t$  é obtido a partir das considerações da projeção da roda do trem-tipo sobre a laje do tabuleiro,  $l_x$  é a distância entre as longarinas do tabuleiro analisado e  $a_1$  é a distância entre rodas do trem-tipo, todos os parâmetros são apresentados na Figura 4.6.

**Figura 4.6 - Considerações de projeto da roda do trem-tipo de classe 45**



Daí, tem-se:

$$a = 0,50 + 2.e + hlaje$$

$$b = 0,20 + 2.e + hlaje$$

A partir da obtenção de  $a$  e  $b$ , determina-se o valor do parâmetro  $t$ :

$$t = \sqrt{a.b}$$

Com isso, pode-se calcular todos os parâmetros para obter o coeficiente,  $K$ , através das Tabelas de Rüsç, para as cargas concentradas e distribuídas aplicadas sobre o tabuleiro. A Tabela 4.1 explica como obter o valor de  $K$ , para uma laje somente apoiada.



Tabela 4.1 – Tabela de Rüsç n° 1 – Borda somente apoiada

lx/a	Mxm in Plattenmitte				Mym in Plattenmitte				Mxm		Mym	
	t/a								für alle Werte t/a			
	0,125	0,25	0,5	1	0,125	0,25	0,5	1	p	p'	p	p'
0,5	0,2	0,17	0,112	0,065	0,155	0,095	0,069	0,028	-	-	-	-
1	0,351	0,3	0,237	0,176	0,223	0,158	0,11	0,063	-	0,15	-	0,03
1,5	0,431	0,4	0,351	0,305	0,267	0,22	0,16	0,118	0,1	0,23	0,02	0,07
2	0,52	0,491	0,461	0,421	0,322	0,263	0,228	0,179	0,25	0,4	0,04	0,12
2,5	0,62	0,59	0,56	0,53	0,382	0,338	0,29	0,253	0,58	0,96	0,1	0,24
3	0,72	0,69	0,67	0,63	0,457	0,408	0,361	0,323	1	1,35	0,17	0,4
4	0,87	0,85	0,82	0,8	0,58	0,53	0,472	0,433	2,2	2,85	0,37	1,03
5	0,99	0,98	0,95	0,93	0,69	0,64	0,58	0,53	3,46	5,65	0,58	2,03
6	1,08	1,07	1,04	1,02	0,77	0,73	0,66	0,62	4,7	8	0,78	3,06
7	1,15	1,14	1,11	1,1	0,84	0,8	0,73	0,7	5,75	11,8	0,92	4,54
8	1,2	1,19	1,17	1,15	0,9	0,86	0,8	0,76	6,9	16,4	1,29	6,28
9	1,24	1,23	1,21	1,2	0,96	0,91	0,85	0,82	8	22,1	1,3	8,25
10	1,27	1,26	1,24	1,23	1,02	0,95	0,9	0,87	9,12	28,7	1,46	10,67

Suponha se que as relações  $t/a_1$  e  $l_x/a_1$  sejam, respectivamente, **0,316** e **0,665**, para obter o valor de K necessita fazer uma interpolação linear:

$l_x/a_1$	Relação $t/a_1$		
	0,250	<b>0,316</b>	0,500
0,500	0,170	$K_1$	0,112
<b>0,665</b>		<b>K</b>	
1,000	0,300	$K_2$	0,237

Para este caso obtém-se: **K = 0,199**

Após a obtenção dos valores de K a partir da utilização das Tabelas de Rüsç, pode se encontrar os esforços de momentos fletores positivo e negativo, devido à ação das cargas concentradas, P, e distribuídas, p, aplicadas na laje do tabuleiro, onde:

$$M = P.K_{CONC.} + p.K_{DISTR.}$$

Após determinar os parâmetros K, definidos para o cálculo dos momentos máximos, deve se considerar também a aplicação e majoração dos mesmos, através do coeficiente de impacto, descritivo na NBR 7187:1987:

$$\varphi = 1,4 - 0,007.l$$

Portanto tem-se:

$$M_{FINAL} = (1,4 - 0,007.l)(P.K_{CONC.} + pK_{DISTR.})$$

Lembrando que, além disso, devem ser somadas as cargas permanentes da estrutura, devido ao peso próprio da laje e do revestimento asfáltico.

Apesar de este método ser o mais simplificado, seus resultados são considerados satisfatórios para um pré-dimensionamento da estrutura, o que facilita para o projetista. Além disso, todos os métodos mais complexos baseiam-se no método plano, portanto mesmo não sendo mais utilizado, nos dias de hoje, é importante para melhor compreender os métodos posteriores a ele.

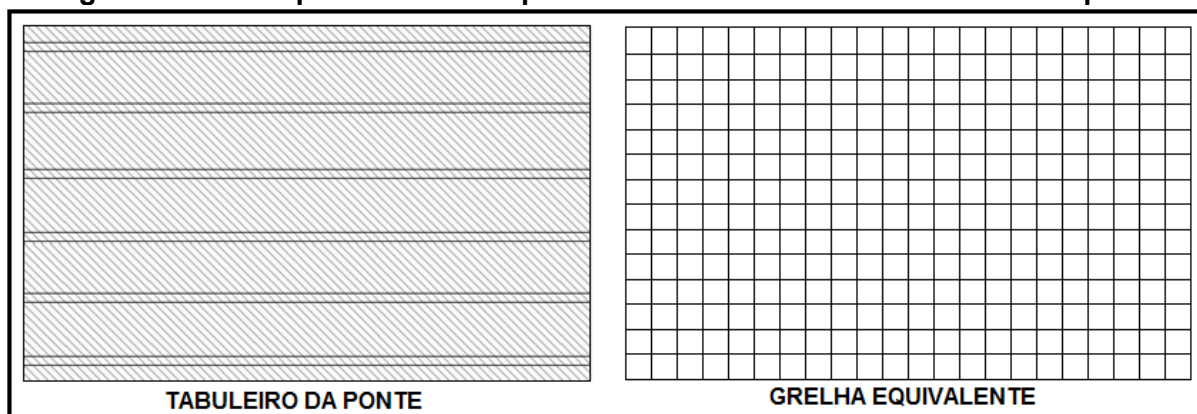
#### **4.2 MÉTODO DA GRELHA EQUIVALENTE**

O processo de grelha equivalente ou analogia de grelha foi utilizado inicialmente por Marcus em 1932 para calcular os esforços solicitantes em placas com bordas indeslocáveis verticalmente. Por não dispor de computadores, Marcus tinha que se valer de processos aproximados para resolver as placas (SILVA, 2005).

O método da grelha equivalente é muito utilizado para a análise de tabuleiros, este método é uma associação de vigas longitudinais, representadas pelas vigas da ponte, e transversais, representadas pela laje e os contraventamentos, submetidas a cargas atuantes no plano perpendicular ao da associação.

Durante a análise, as lajes devem ser discretizadas em um número adequado de faixas cujas larguras dependem das dimensões, da geometria da mesma e ao refinamento desejado a análise, Figura 4.7.

**Figura 4.7 - Exemplo de Grelha Equivalente referente ao tabuleiro de uma ponte**



Quando a laje é dividida em um número adequado de elementos (vigas longitudinais e transversais) podem-se obter soluções para quase todo o tipo de geometria definida. O espaçamento entre os elementos da grelha equivalente não deve ser superior a  $1/4$  do vão (HAMBLY, 1991); quanto menor for a largura e o comprimento das barras, melhor será os resultados.

As cargas distribuídas se dividem entre os elementos da grelha equivalente de acordo com a área de influência de cada elemento. Podem ser consideradas uniformemente distribuídas ao longo dos elementos ou, dentro de certa aproximação, concentradas nos nós. As cargas concentradas atuantes na estrutura devem ser aplicadas aos nós da malha; quando a posição das mesmas não coincidir com o nó, deve-se adequar a malha ou adotar valores equivalentes da carga nos nós mais próximos (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2004).

Com relação às propriedades geométricas dos elementos de grelha, o momento de inércia à flexão das vigas longitudinais é calculado em função das características de cada viga mista, levando em consideração o tipo de carregamento, os efeitos de retração e da fluência. Para os perfis metálicos de seção I a rigidez à torção é muito inferior à rigidez à flexão, segundo HAMBLY (1991) da ordem de  $1/60$ , sendo, por conseguinte, na maioria dos casos, desprezada (KLINSKY, 1999).

A rigidez à torção, assim como à flexão, é tratada como concentrada nos elementos correspondentes da grelha equivalente. Sendo que a rigidez das barras da grelha equivalente devem ser tais que, ao carregar a estrutura real e a da grelha

equivalente, obtenha-se o mesmo estado de deformação e os mesmos esforços nas duas estruturas.

As características geométricas a considerar para a grelha são determinadas a partir de uma faixa de largura  $b$ , igual à soma da metade dos espaços entre os elementos vizinhos, e da espessura (altura)  $h$  da placa:

- Momento de inércia à flexão:

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

- Momento de inércia à torção por unidade de largura de uma placa:

$$C = \frac{h^3}{6}$$

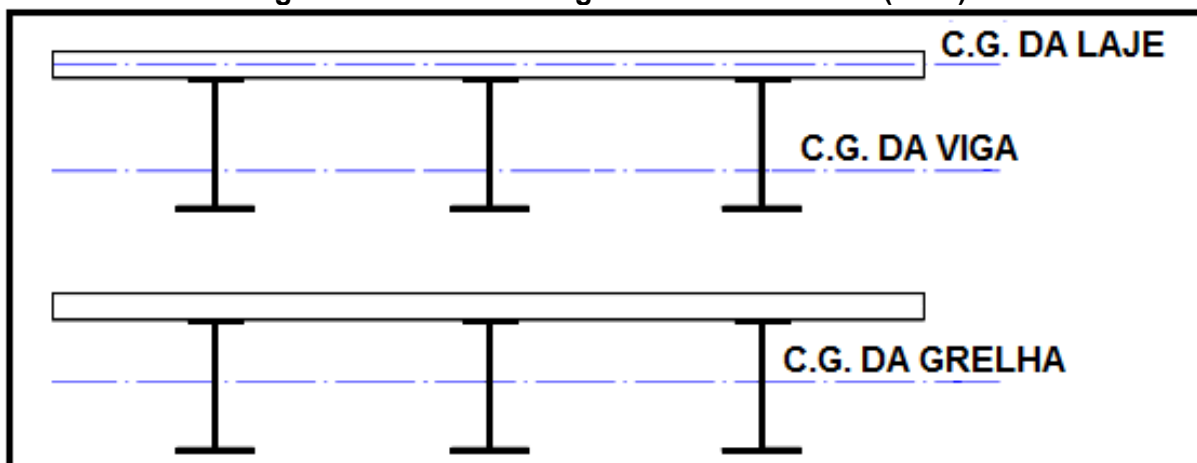
- Momento de inércia à torção para uma largura  $b$  da placa:

$$C = \frac{bh^3}{6}$$

A aplicação do modelo de análise por grelha equivalente não considera a excentricidade existente entre o centro de gravidade da laje e da viga; geralmente estes centros de gravidade são considerados coincidentes conforme mostra a Figura 4.8.

Quando se promove a modelagem do tabuleiro em elementos finitos ou mesmo em grelha equivalente, as barras do modelo representam uma linha que passa no CG dos mesmos. Tal afirmação vale tanto para elementos de viga como elementos de laje. Entretanto, por se tratar de um modelo bidimensional, as barras que representarão as vigas da estrutura não são inseridas no CG das mesmas, mas sim na altura do CG dos elementos de laje (ou vice-versa) (Raymundo, 2010).

Figura 4.8 - Centros de gravidade – KLINSKY (1999)



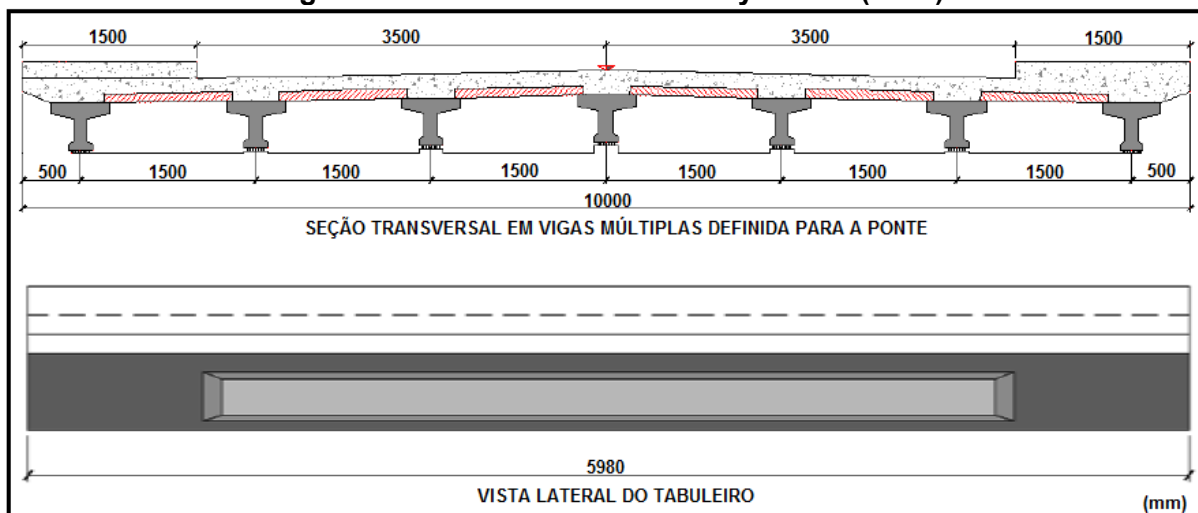
Raymundo (2010) elaborou um trabalho que analisou a influência dessa diferença entre o posicionamento do C.G. dos elementos, considerados nos processos de cálculos e no modelo real da estrutura.

Este trabalho também comparou dois diferentes métodos de análise para uma mesma ponte, método da grelha equivalente e método dos elementos finitos. Para esta análise o autor utilizou diferentes programas computacionais, a fim de promover, com facilidade, mudanças em tais modelos, de modo a observar diferentes situações de carregamentos, tipos de apoios e posição relativa entre os elementos que compõem a estrutura analisada. Para a modelagem em grelha equivalente foram utilizados: o programa livre, denominado **Sistema CALCO**, que contém os programas **FORMAS** (Raymundo e Carvalho, 2009) e **GRELHA** (Cotta, 2005) e o segundo programa selecionado, **STRAP V.12.5** trata-se de uma ferramenta comercial que permite também análise de pórticos espaciais. Para o Método dos Elementos Finitos foi selecionado somente o programa **STRAP V.12.5**.

A estrutura da ponte analisada por Raymundo (2010) é composta por 7 vigas de concreto pré-moldado, com seção “I”, uma laje pré-fabricada de 8 cm, com mais 12 cm de concreto moldado *in loco*, totalizando uma laje de 20 cm. Optou-se neste projeto por promover a inclinação de cada uma das pistas (de 2%) na própria composição estrutural, ou seja, as longarinas serão dispostas sobre os apoios em diferentes níveis, de modo a promoverem no centro da ponte a inclinação mínima necessária para o escoamento de águas pluviais. A partir das características

anteriormente estabelecidas, foi possível proceder a esquematização da seção, como indica a Figura 4.9.

**Figura 4.9 – Ponte analisada – Raymundo (2010)**



Comprando-se os valores por ambos os métodos de cálculo, pode-se notar um maior valor de momento máximo para o modelo realizado como grelha equivalente (obteve-se uma igualdade de valores entre o método de grelha considerando os dois programas diferentes) em comparação ao modelo na qual a laje foi inserida com elementos finitos. Foi obtido um valor momento máximo na longarina pelo método da grelha equivalente aproximadamente 13% maior do que a mesma estrutura modelada agora com elementos finitos. Este resultado é bastante satisfatório, uma vez que pelo MEF tem-se a possibilidade de se discretizar um elemento que compõe a laje, com todas as vinculações reais com elementos adjacentes. Além disso, pode-se perceber uma melhor distribuição de esforços no tabuleiro, ao se utilizar um método de modelagem contínuo. No modelo de barras (grelha equivalente), para se distribuir os esforços em ambas as direções, deve-se contar apenas com a rigidez a torção das barras que representam a laje.

Sobre a modelagem na qual se alterou o CG da longarina, pode-se observar que, tanto para MEF como grelha, os valores de momento máximo estão menores do que nos outros casos. Tal modificação acontece devido a influência das barras inseridas para promover a defasagem entre CG (há uma alteração na distribuição de esforços). Nota-se, entretanto, que para EF o valor de momento máximo foi maior do

que o valor considerando a grelha. Pode-se dizer que os elementos que representam as lajes conseguem distribuir melhor os esforços, de modo a serem transferidos para as longarinas.

#### **4.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (M.E.F.)**

Hoje o método dos elementos finitos (M.E.F.) é a melhor técnica, e mais completa, para a análise de estruturas. Neste método, uma estrutura real de forma irregular é substituída por uma estrutura equivalente composta por elementos regulares e triangulares discretos, referido como elementos finitos, conectados a um número de nós. O método dos elementos finitos foi aplicado pela primeira vez para os problemas planos de tensão, utilizando elementos triangulares e retangulares, hoje se podem utilizar as mais diferentes formas de elementos.

Os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos dependem do tamanho da malha, os resultados deste método são considerados mais precisos do que da grelha equivalente.

Do ponto de vista matemático, o Método dos Elementos Finitos é uma técnica utilizada para a obtenção de soluções aproximadas de problemas regidos por uma ou mais equações diferenciais. As funções incógnitas são aproximadas por funções de interpolação e, com isso, pode-se obter um sistema de equações algébricas, capaz de representar uma aproximação das equações diferenciais originais.

A principal característica do MEF consiste no fato de que ele se baseia no estudo de um elemento finito, a partir do qual todo o domínio do problema pode ser representado.

No caso de problemas ligados à análise estrutural, as equações diferenciais a serem aproximadas podem ser as de equilíbrio ou as de compatibilidade. Assim, uma vez obtidos estes termos, fica definida a relação entre forças e deslocamentos, concluindo-se a primeira etapa de aplicação do MEF. A segunda etapa consiste basicamente num problema de transformação de coordenadas. Para que as contribuições de cada elemento possam ser adicionadas na matriz global da estrutura, é necessário que os graus de liberdade estejam referidos a um mesmo sistema de eixos (sistema global).

Klinsky (1999) modelou diversos tabuleiros mistos, com diferentes concepções, pelo método dos elementos finitos. Neste trabalho foram modelados vários tipos de tabuleiros mistos propostos pela SIDERBRÁS (1989), com vãos de 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24 e 26 m, sistemas de contraventamentos com diferentes espaçamentos e espessuras de laje de 25 cm, para tabuleiros sobre quatro vigas, e 30 cm, para tabuleiros sobre três vigas. Nos vãos de 8 a 16 m foram considerados apenas tabuleiros mistos sobre quatro vigas, enquanto que nos vãos de 18 a 26 m foram considerados tabuleiros sobre três vigas. O espaçamento entre vigas foi de 2,60 m, para os tabuleiros de 8 a 16 m de vão, e de 3,50 m para os de 18 a 26 m. Para a análise dos exemplos foi utilizado o programa ANSYS.

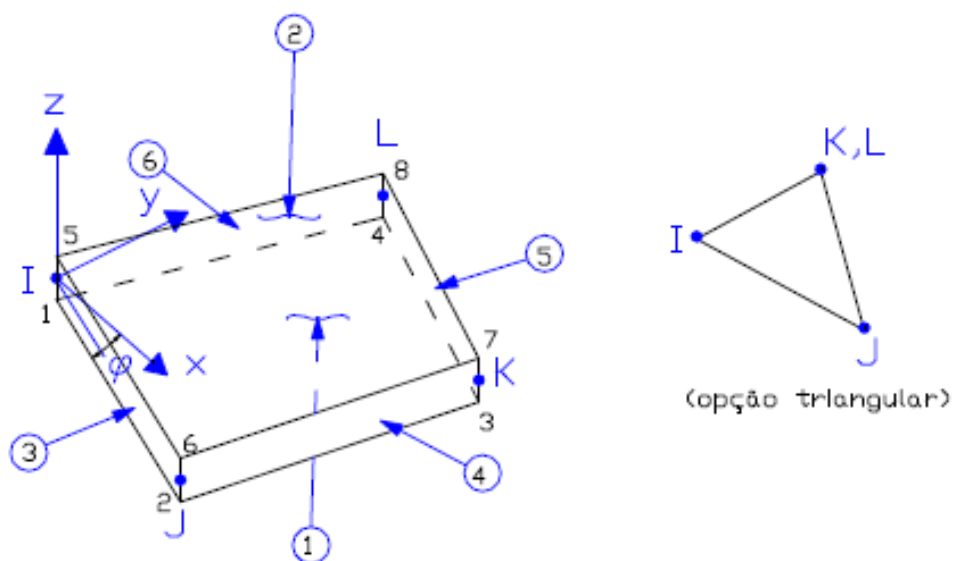
A seguir são apresentados os passos para a modelagem dos elementos utilizada pelo autor para os exemplos estudados.

Uma viga de aço de seção I pode ser considerada como sendo formada pela interseção ortogonal de chapas; na interseção da lâmina da alma com as lâminas das mesas existe uma interação entre as forças atuantes no plano da alma e as forças fora do plano desta, ocasionadas pela lâmina da mesa e *vice versa* (Hambly, 1991, *apud* Klinsky, 1999).

Para levar em consideração esta interação, foram utilizados, na modelagem das vigas, elementos capazes de sofrer deformações ocasionadas tanto por efeitos de flexão como por tensão plana (devido ao objetivo do trabalho que era estudar o escorregamento). No programa ANSYS, o elemento de casca elástica "SHELL63", Figura 4.10, pode ser utilizado para obter essas condições.

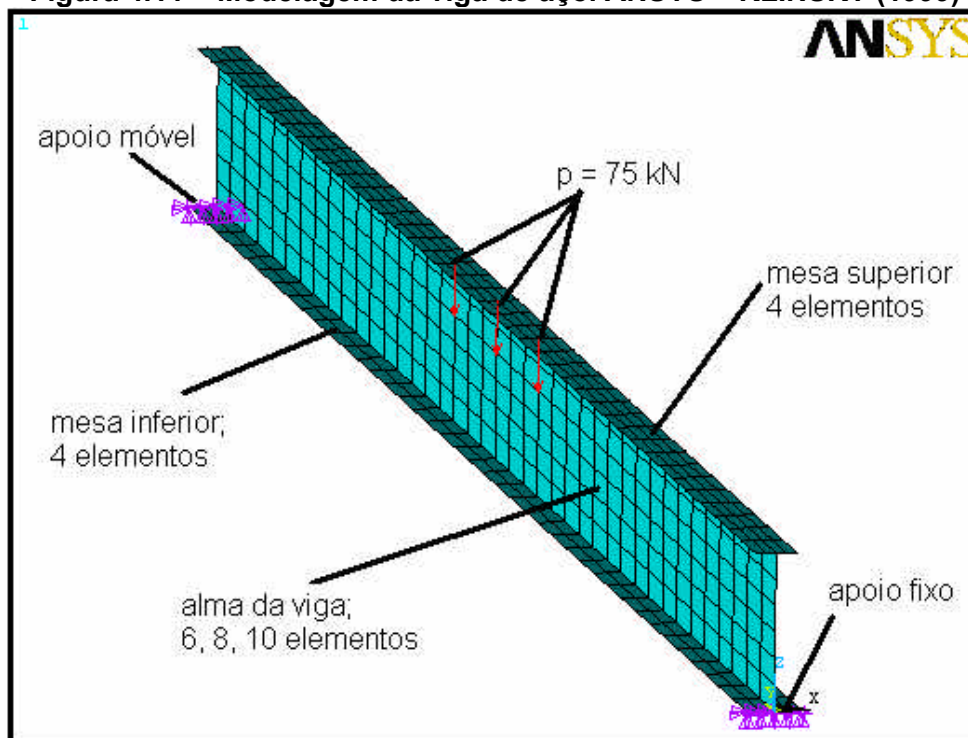


Figura 4.10 – Elemento de casca elástica “SHELL63”. ANSYS – KLINSKY (1999)



Para a modelagem das mesas e da alma das vigas foram adotados 4 elementos ao longo da largura das mesas inferior e superior e entre 6 e 10 elementos ao longo da altura da alma, Figura 4.11.

Figura 4.11 – Modelagem da viga de aço. ANSYS – KLINSKY (1999)

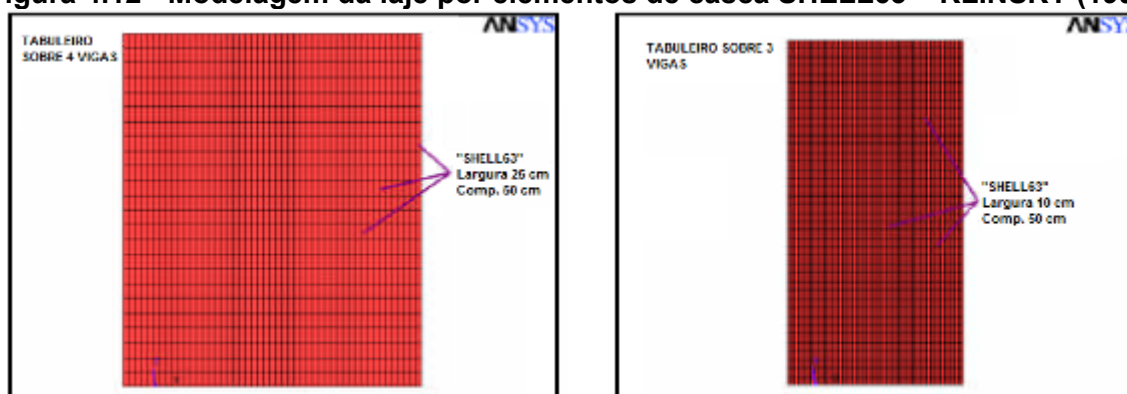


Para a modelagem da laje de concreto, também, foi utilizado o elemento de casca, SHELL63, levando em consideração a excentricidade existente entre o pano médio desta e o da mesa superior da viga de aço o número de divisões ao longo do vão foi coincidente com o número de divisões das vigas de aço, de maneira a possibilitar a introdução de condições de compatibilidade de deslocamentos na interface aço – concreto, para representar a ligação entre laje e vigas.

As dimensões dos elementos utilizados na discretização levaram em conta dois critérios: número de elementos necessários para que o posicionamento dos esforços e tensões tenham compatibilidade com os determinados através do cálculo clássico de esforços em lajes; e verificando as dimensões que facilitem a aplicação das cargas móveis.

Tendo como base esses critérios, para o exemplo, foi adotado para cada elemento o tamanho de 25 cm nos tabuleiros de quatro vigas e de 10 cm nos de três vigas, para ambos os tabuleiros foi adotado um comprimento longitudinal para todos os elementos de 50 cm, Figura 4.12.

**Figura 4.12 - Modelagem da laje por elementos de casca SHELL63 – KLINSKY (1999)**

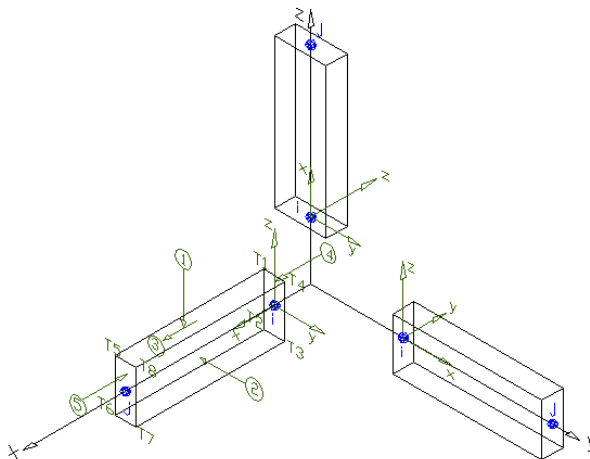


Mesmo sabendo que a ligação na realidade perde parte de sua rigidez e da resistência estática dos conectores quando submetidos a efeitos de cargas cíclicas, ao longo do tempo, para este trabalho Klinsky considerou válida a hipótese de conexão rígida entre os dois materiais, laje de concreto e viga de aço, hipótese esta considerada pela AASHTO.

Para a modelagem da ligação foi feita a introdução de elementos rígidos entre os nós da viga e da laje. A introdução desses vínculos rígidos foi realizada

incorporando elementos de viga tridimensional entre os nós da interface, utilizando o elemento de viga elástica “BEAM4” do programa ANSYS, Figura 4.13.

**Figura 4.13 – Elementos de viga tridimensional. “BEAM4”. ANSYS – KLINSKY (1999)**

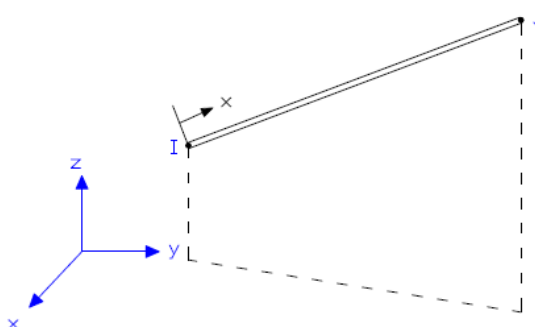


Conforme a Figura 4.13, pode se observar que o elemento é definido por dois nós, I e J, tendo cada um destes seis graus de liberdade, três de rotação e três de translação, sendo assim o elemento é capaz de sofrer tração, compressão, torção e flexão, podendo as cargas serem aplicadas nas diferentes faces deste, conforme indicado na figura.

Para simular as ligações intermediárias dos contraventamentos foram criados nós entre as vigas de aço, o espaçamento entre os contraventamentos varia segundo cada tipo de tabuleiro.

A modelagem dos contraventamentos foi feita com os elementos de barra “LINK8”, do programa ANSYS, Figura 4.14.

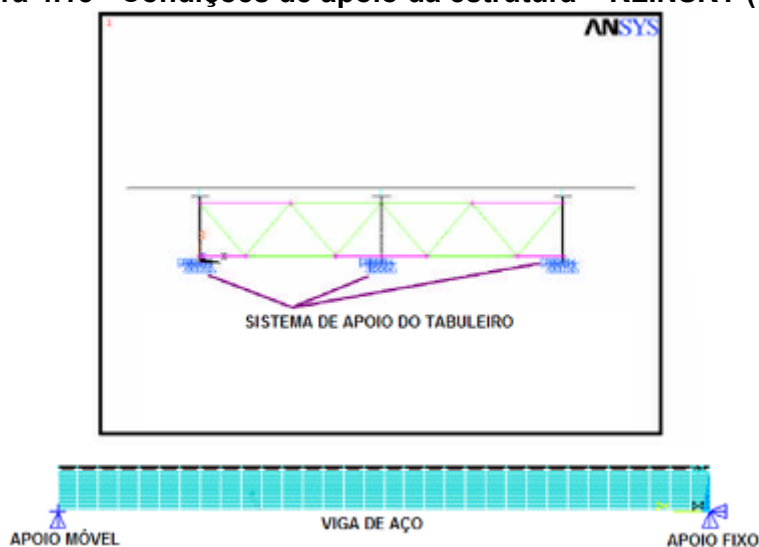
**Figura 4.14 - Elemento de barra “LINK8”. ANSYS – KLINSKY (1999)**



Como mostra a Figura 4.14 o elemento de barra é definido por dois nós de extremidade, I e J, sendo que cada nó possui três graus de liberdade, podendo sofrer tração e compressão, sendo este elemento capaz de plastificar e sofrer fluência.

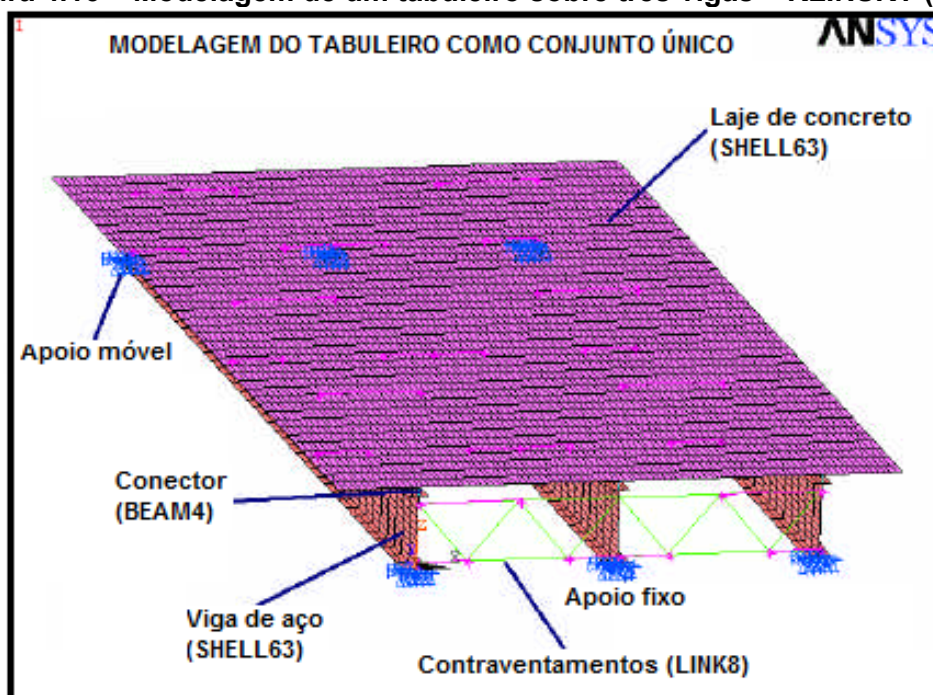
A modelagem dos apoios foi realizada restringindo simplesmente os deslocamentos dos nós de extremidade das mesas inferiores das vigas, sendo que numa das extremidades foram impedidos os deslocamentos nas direções longitudinal e transversal e na outra impedidos apenas na direção transversal, Figura 4.15.

**Figura 4.15 - Condições de apoio da estrutura – KLINSKY (1999)**



Na Figura 4.16 é apresentada a modelagem de um tabuleiro como conjunto único, exemplo de tabuleiro sobre três vigas, utilizando o programa ANSYS.

Figura 4.16 – Modelagem de um tabuleiro sobre três vigas – KLINSKY (1999)

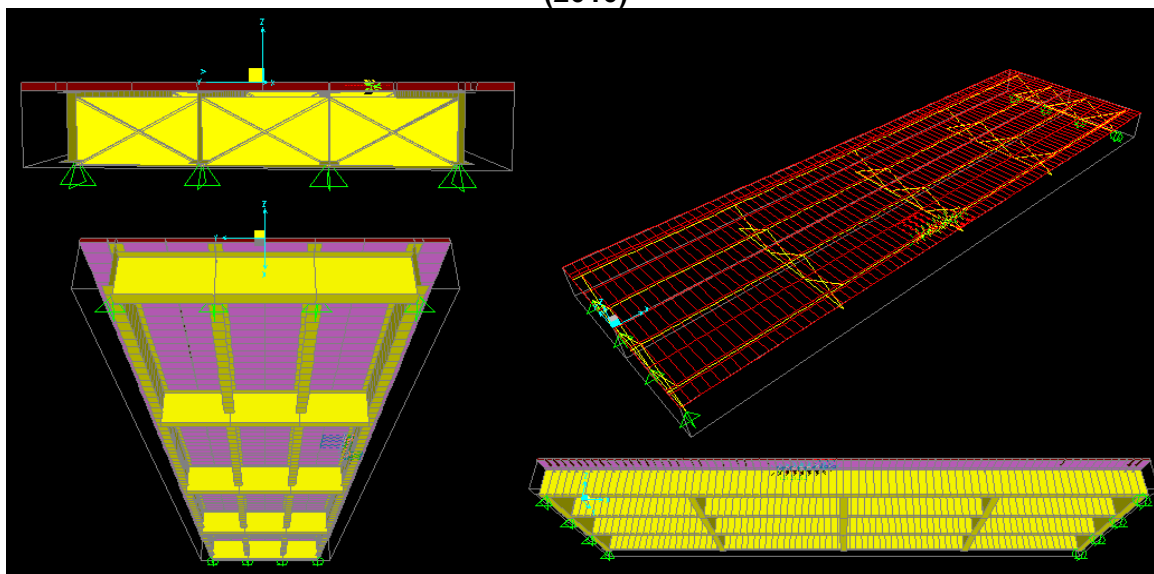


Após realizada toda a modelagem do tabuleiro foram estudados alguns resultados, verificando a influência dos contraventamentos e geometria do tabuleiro: vão, espessura da laje na distribuição de tensões e relação entre parâmetros geométricos e estruturais, estudando as linhas de influência de distribuição de cargas nas vigas, aplicação da técnica de analogia de grelha e a redundância estrutural, para tabuleiros sobre duas e quatro vigas.

Também foi realizada uma comparação entre os resultados obtidos através do MEF e da técnica de analogia de grelha, onde se observou que as tensões obtidas na vigas através do MEF foram inferiores às obtidas por analogia de grelha, embora esta diferença, em termos de tensão, tenha sido inferior a  $1 \text{ kN/cm}^2$ , tanto no caso de carregamento assimétrico como simétrico.

Souza e Souza (2010) fizeram uma modelagem em elementos finitos de uma ponte mista, com 4 vigas metálicas (com perfil I) e tabuleiro de concreto, bi-apoiada e com vão de 40 m utilizando o programa SAP2000. A Figura 4.17 apresenta algumas vistas do modelo numérico.

Figura 4.17 – Vistas da ponte estudada em diferentes ângulos – SOUZA e SOUZA (2010)



A modelagem da geometria no programa SAP2000 é facilitada pela existência de um módulo específico de ponte, que facilita a geração do modelo, informando como dados de entrada as dimensões globais da estrutura, como: largura do tabuleiro, espessura da laje, dimensões das vigas e posicionamento dos diafragmas. Esta facilidade não existe em outros programas estudados.

O objetivo do trabalho era comparar os esforços nas vigas da ponte para os trens-tipo de diferentes normas.

#### 4.4 ANÁLISE PROPOSTA PELA AASHTO - LRFD

De acordo com o *LRFD Bridge Design Manual, 2007*, a análise de pontes e estruturas é uma mistura de ciência e aplicação de engenharia. Na maioria dos casos, modelos simples podem ser usados para se determinar os esforços de cálculo da estrutura.

Para as estruturas mais complexas ou para situações onde requer mais importância e atenção, uma análise mais refinada (grelha e modelos tridimensionais) podem ser justificadas.

O *LRFD Bridge Design Manual* contém orientações sobre uma variedade de tópicos. Os tópicos incluem programas de computador, distribuição de carga, capacidade de carga e a rigidez da subestrutura.

O cálculo dos esforços, ocasionados nas vigas por ações móveis, pode ser realizado considerando que uma linha de rodas do veículo tipo atue diretamente sobre a viga em questão. A ação provocada por cada roda é então multiplicada pelo fator de carga  $S/D$ , onde  $S$  é o espaçamento entre as vigas longitudinais e  $D$  um fator que depende das características da ponte (KLINSKY, 1999). A AASHTO *Specifications* considera diferentes tipos de pontes, na Tabela 4.2 é descrito os valores referentes as pontes com vigas de aço com perfil I e tabuleiro de concreto.

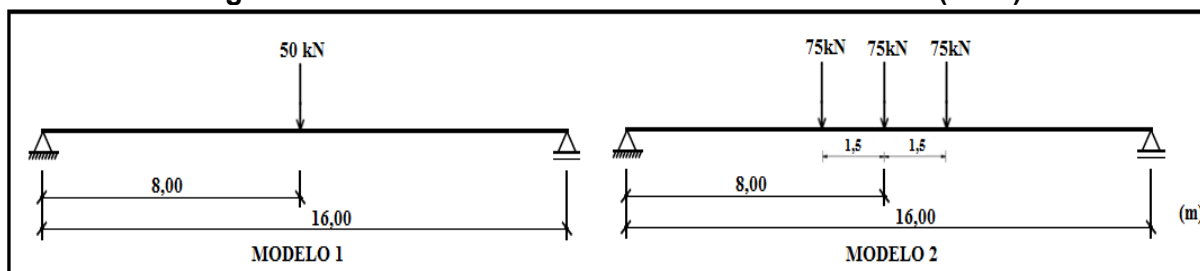
**Tabela 4.2 – Distribuição das cargas de cada roda nas vigas longitudinais – Adaptado AASHTO *Specifications*:1996**

DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DE CADA RODA NAS VIGAS LONGITUDINAIS		
TIPO DO TABULEIRO	PONTES COM UMA LINHA DE TRÁFEGO	PONTES COM DUAS OU MAIS LINHAS DE TRÁFEGO
Tabuleiro de concreto com vigas I de aço e concreto protendido	$\frac{S}{2,134}$	$\frac{S}{1,676}$
	Se $S$ for maior que 3 m, considerar a observação abaixo.	Se $S$ for maior que 4,2 m, considerar a observação abaixo.
Neste caso, a carga em cada longarina deve ser a reação das cargas de roda, supondo que a laje entre as longarinas atuem como uma viga simplesmente apoiada.		

Assim como todas as normas referente as cargas móveis em pontes a AASHTO *Specifications* especifica que as cargas devem ser posicionadas de maneira a obter os maximos esforços de cálculo.

Orlando *et. al.* (2003) elaboraram um trabalho que apresenta os resultados parciais de um estudo para analisar pontes mistas de aço e concreto pelo método dos elementos finitos comparando ao método simplificado previsto na norma americana AASHTO, onde foram realizados dois modelos de análise, o primeiro é uma viga mista que possui 16 m de comprimento e uma espessura de laje de 25 cm, sendo aplicada uma carga de 50 kN no meio do vão, já o segundo modelo a carga aplicada representa o carregamento de um trem-tipo, contendo 3 cargas de 75 kN, ambos modelos estão representados na Figura 4.18.

**Figura 4.18 – Modelos analisados – ORLANDO et. al. (2003)**



Os resultados obtidos para os exemplos apresentados com os devidos carregamentos, modelados para o método simplificado apresentado pela AASHTO e para o método dos elementos finitos, utilizando o programa ANSYS, estão expostos na Tabela 4.3.

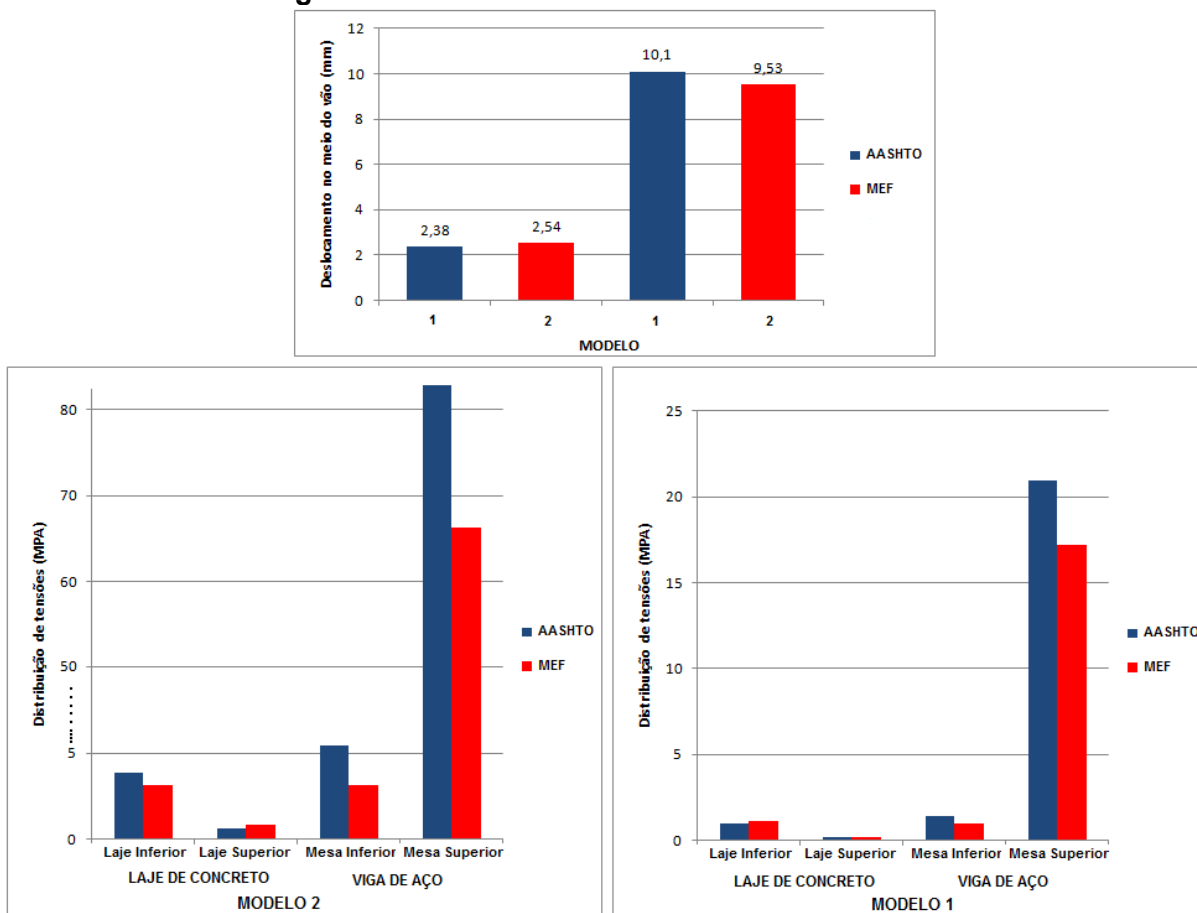
**Tabela 4.3 – Comparação entre os métodos - ORLANDO et. al. (2003)**

MODELO	MÉTODO	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES (MPA)				Deslocamento no meio do vão (mm)
		Laje de Concreto		Viga de aço		
		Fibra Superior	Fibra Inferior	Mesa Superior	Mesa Inferior	
1	AASHTO	0,973	0,191	1,369	20,94	2,38
	M.E.F.	1,098	0,209	0,946	17,18	2,54
2	AASHTO	3,83	0,755	5,394	82,219	10,1
	M.E.F.	3,456	0,801	3,350	66,68	9,53

De acordo com os resultados apresentados, notam-se maiores valores referentes ao método utilizado pela AASHTO. Na Figura 4.19 são apresentados três gráficos para melhor compreensão dos resultados.



**Figura 4.19 – Resultados das análises realizadas**



Os resultados parciais desse estudo sobre análise de pontes em estruturas mistas mostraram a potencialidade da análise via elementos finitos, onde se pode perceber a importância de uma análise mais detalhada da estrutura, a fim de obter resultados mais aproximados com a realidade, pois com método dos elementos finitos tem-se a possibilidade de se discretizar um elemento plano que compõe a laje, com todas as vinculações reais com elementos adjacentes.

Este capítulo apresentou os principais métodos de análise estrutural em pontes, citando e explicando cada um deles. Fez-se comparações entre esses métodos e apresentou também alguns trabalhos nacionais, mostrando seus principais resultados.

## **5.DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PARA PONTES**

Neste capítulo foi feito um estudo sobre os critérios e procedimentos para o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para pontes, para isto, foi utilizada a norma estrangeira: AASHTO: 2002 a fim de apresentar seus critérios, ressaltando suas principais condições.

Na elaboração de um projeto estrutural devem ser considerados alguns aspectos básicos, como: durabilidade, funcionalidade, segurança, entre outros. Os critérios de verificação da segurança e os de quantificação das ações são válidos para as estruturas e seus elementos com quaisquer tipos de materiais empregados.

O estudo da confiabilidade estrutural se relaciona com a avaliação da probabilidade de violação dos estados limites para um sistema estrutural. Uma vez definidos pelo projetista os estados limites relevantes ao sistema estrutural, deve-se calcular o nível de segurança com respeito a esses estados.

Existem diferentes tipos de estados limites, estados limites últimos (ELU), relacionados ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura no seu todo ou em parte, e estados limites de serviço (ELS), estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- instabilidade por deformação;

- instabilidade dinâmica.

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- vibração excessiva ou desconfortável.

Os principais modos de falhas nas estruturas de pontes mistas de alma cheia são:

- Para a flexão: fadiga e instabilidades laterais e locais;
- Para a cortante: instabilidade e plasticização da alma.

Este capítulo aborda os principais critérios de dimensionamento para os aspectos pré-estabelecidos nas normas e também para os principais modos de falha.

## 5.1 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO PARA PONTES SEGUNDO A AASHTO

### 5.1.1 LIMITAÇÕES NA GEOMETRIA DA SEÇÃO DA VIGA DE AÇO

Para pré-dimensionamento da seção da viga a AASHTO:2002 recomenda relação da altura total (viga de aço + laje)/comprimento do vão deverá ser maior ou igual a 1/25 para vigas mistas de aço e concreto e para viga de aço isolada maior ou igual 1/30 conforme expressões abaixo:

$$\text{Viga de aço + laje de concreto: } \frac{h_{TOTAL}}{l_{vão}} \geq \frac{1}{25}$$

$$\text{Viga isolada: } \frac{h_{VIGA}}{l_{vão}} \geq \frac{1}{30}$$

Onde:  $h_{TOTAL}$  – altura da viga mais a altura da laje;

$h_{VIGA}$  – altura somente da viga;

$l_{V\tilde{A}O}$  – comprimento do vão.

Uma vez definida a seção transversal da viga é necessário verificar algumas relações geométricas apresentadas na Tabela 5.1.

**Tabela 5.1 - Limitações e relações geométricas para a seção**

$0,1 \leq \frac{l_{yc}}{l_y} \leq 0,9$	Relação entre a inércia da mesa comprimida e a inércia da seção transversal da viga de aço.
$\frac{2.D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq 200$ $D_c = \left( \frac{f_{fs}}{f_{fi} + f_{fs}} \cdot d \right) - t_{fs}$	Limitação para esbeltez da alma em função das máximas tensões nas mesas superior e inferior.
$b_c \geq 0,3.D_c$	Largura da mesa comprimida.
$\frac{b_t}{2.t_t} \leq 12$	Relação largura / espessura para a mesa tracionada.
$l_{yc}$ – momento de inércia da alma; $D_c$ - altura efetiva; $b_c$ – largura da mesa comprimida; $l_y$ – momento de inércia da viga de aço; $t_w$ - espessura da alma; $b_t$ – largura da mesa tracionada; $E$ - módulo de elasticidade do aço; $t_{fs}$ - espessura da mesa superior; $h$ - altura da alma; $f_c$ - tensão máxima nas mesas; $t_t$ - espessura da mesa tracionada; $d$ - altura da viga.	

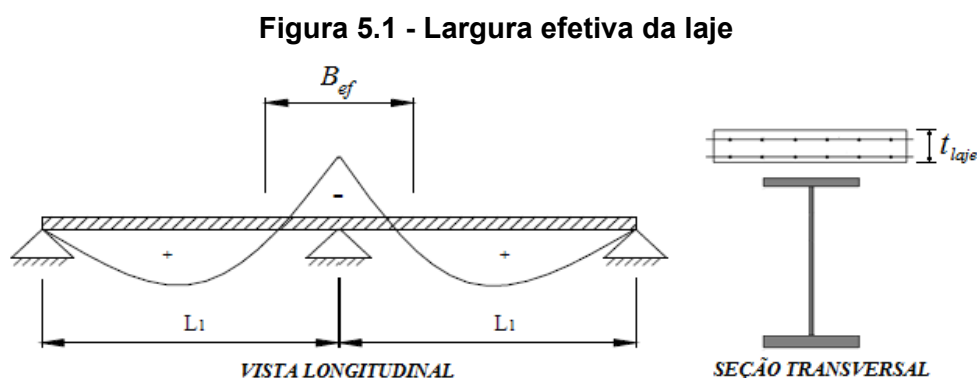
Definida a seção de viga e verificados os limites da Tabela 5.1 o próximo passo é a verificação da capacidade resistente as seção mista para momentos fletores e da alma para esforço cortante.

## **5.1.2 RESISTÊNCIA NA REGIÃO DE MOMENTO FLETOR POSITIVO**

### **5.1.2.1 Largura efetiva da laje**

Supõe-se que as tensões axiais não variam ao longo da mesa de uma viga. Quando a largura é muito grande, a partir de certa distância do eixo da alma da viga,

a colaboração da mesa para a resistência a flexão passa a ser pequena, assim a solução adotada é substituir a largura real da mesa por uma largura reduzida, de modo que a aplicação da teoria elementar de flexão, na viga de seção transversal transformada, forneça um valor aproximado para a máxima tensão de flexão. Esta largura reduzida da laje é denominada *largura efetiva*, Figura 5.1.



A largura efetiva da laje de concreto, de cada lado da linha de centro da alma da viga, deve ser igual ou menor que os seguintes valores:

- 1/4 do comprimento do vão da viga;
- a distância de centro a centro de vigas;
- 12 vezes a menor espessura da laje de concreto.

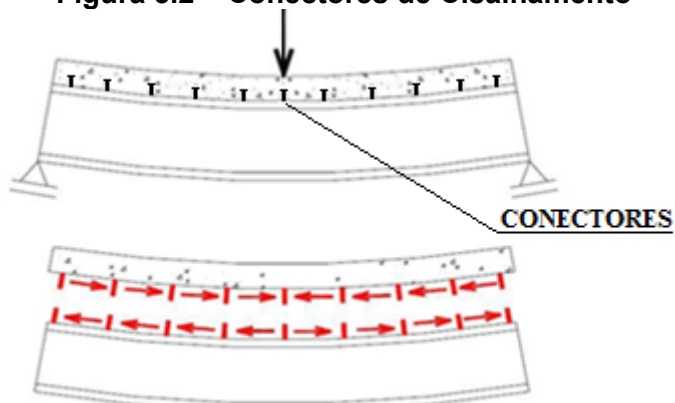
Para vigas que têm mesa de laje somente de um lado, considerar a largura efetiva menor que:

- 1/12 do comprimento do vão da viga;
- 6 vezes a espessura da laje de concreto;
- 1/2 da distância de centro a centro para a próxima viga.

### 5.1.2.2 Ligação aço-concreto (conectores de cisalhamento)

Os conectores têm a finalidade, como dito anteriormente, de desenvolver a resistência ao cisalhamento necessária para produzir a ação mista, entre a viga de aço e a laje de concreto, Figura 5.2.

Figura 5.2 – Conectores de Cisalhamento



Como já foi discutido em capítulos precedentes existem diversos tipos de conectores de cisalhamento, porém neste item serão tratados apenas os conectores tipo pino com cabeça e perfil U laminado.

A capacidade resistente de um conector tipo pino com cabeça pode estar relacionada à ruptura do conector ou ao esmagamento do concreto e sua resistência última pode ser calculada por:

$$S_u = 0,5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \leq 41,5 \cdot A_{sc}$$

Já no caso dos conectores em perfil U a falha ocorre predominantemente pelo esmagamento do concreto com resistência última dada por:

$$S_u = 0,3 \cdot \left( t_{fu} + \frac{t_{wu}}{2} \right) \cdot w \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}$$

Onde:  $E_c$  – módulo de elasticidade do concreto, em kN/cm<sup>2</sup>;

$S_u$  – resistência última de um conector individual, kN;

$A_{sc}$  – área da seção do Stud, cm<sup>2</sup>;

$t_{fu}$  – espessura média da mesa da viga U, cm;

$t_{wu}$  – espessura da alma da viga U, cm;

$w$  – comprimento do conector de viga U, cm.

A ligação entre a laje de concreto e a viga de aço deve ser calculada para o fluxo de cisalhamento na interface entre o apoio e a seção de momento máximo. A

resultante da força de cisalhamento na interface deverá ser o menor valor entre a resistência a plastificação da laje de concreto e da viga de aço, ou seja:

$$P \leq \begin{cases} A_s \cdot f_y \\ 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{laj} \cdot t_{laj} \end{cases}$$

Onde:  $A_s$  - área total da seção de aço;

$f_y$  - limite de escoamento mínimo do aço;

$b_{laj}$  - largura efetiva da mesa de concreto,

$t_{laj}$  - espessura da laje de concreto.

O número de conectores entre o apoio e a seção de momento máximo será:

$$N_1 = \frac{P}{0,85 \cdot S_u}$$

Onde:  $S_u$  – resistência última do conector (tipo pino com cabeça ou perfil U)

$P$  – resultante de cisalhamento na interface aço-concreto

O espaçamento entre conectores dever ser menor ou igual a:

$$e = \frac{Z_r}{S_r}$$

Com:

$$S_r = \frac{V_r \cdot Q}{I}$$

- $Z_r = b \cdot w$  - para conector tipo U
- $Z_r = \alpha \cdot d_s^2$  - para conector tipo pino cm cabeça

Onde:  $V_r$  - força cortante devido à carga móvel mais impacto, para qualquer seção. Devendo ser calculada como a diferença entre os valores máximos e mínimos da envoltória de cortante, incluindo as cargas permanentes;

$Q$  - momento estático da área de compressão de concreto transformada ou da área da armadura longitudinal do concreto em regiões de momento negativo, em relação ao eixo neutro da viga mista;

$I$  - momento de inércia da seção mista.

$w$  – comprimento do conector tipo U em cm, medida transversalmente a direção da do conector;

$d_s$  – diâmetro do conector tipo pino com cabeça

$h_s$  – altura do conector tipo pino com cabeça

$\alpha$  - parâmetros relacionados a verificação da fadiga baseado no número de ciclos do carregamento dado na Tabela 5.2.

$\beta$  - parâmetros relacionados a verificação da fadiga baseado no número de ciclos do carregamento dado na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2 – Parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$**

Número de ciclos	A	B
100000	9,0	7,0
500000	7,3	5,3
2000000	5,4	4,2
Mais de 2000000	3,8	3,7

Além da resistência e do número de conectores são estabelecidas algumas recomendações construtivas como, por exemplo:

- cobertura mínimo na parte superior do concreto de 50 mm;
- distância livre entre a extremidade da mesa da viga e a extremidade dos conectores não deve ser menor que 25 mm;
- o espaçamento máximo entre conectores não deve exceder a 60 cm, exceto sobre os apoios intermediários de vigas contínuas, onde o espaçamento deve ser maior, evitando colocar conectores em regiões da mesa com altas tensões de tração.

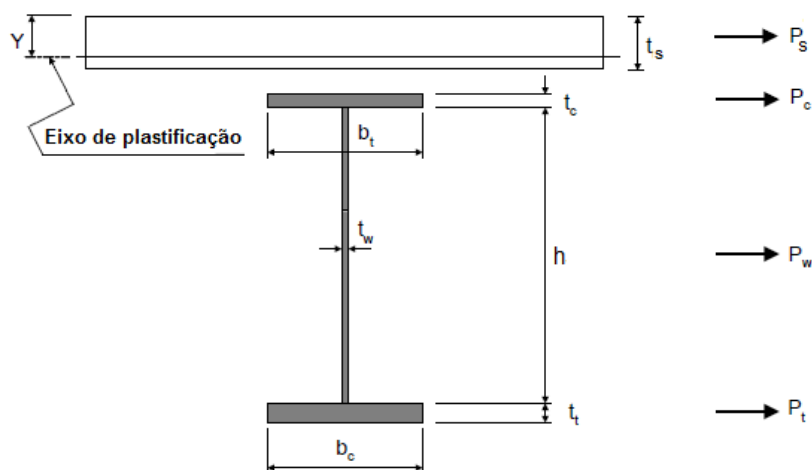
### 5.1.2.3 Verificação do momento de plastificação

Para seções compostas, o momento de plastificação,  $M_p$ , é calculado com base no equilíbrio de forças na seção, na qual, é possível determinar a posição da



linha neutra, bem como as resultantes de forças no concreto (laje) e na viga de aço, e por fim, conseqüentemente o momento de plastificação da seção, Figura 5.3.

**Figura 5.3 – Cálculo do momento de plastificação**



- Resultante na mesa comprimida:  $P_c = f_{yc} \cdot b_c \cdot t_c$
- Resultante na mesa tracionada:  $P_t = f_{yt} \cdot b_t \cdot t_t$
- Resultante na alma:  $P_w = f_{yw} \cdot h \cdot t_w$
- Resultante na laje:  $P_{laje} = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{laj} \cdot t_{laj}$

Para verificação do posicionamento da linha neutra basta comparação as tensões da laje e da viga.

Se:  $A_s \cdot f_y \leq 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{laj} \cdot t_{laj}$ , a linha neutra esta na laje, portanto:

$$Y = t_s \cdot \left( \frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \right)$$

Quando a linha neutra esta na viga existe a possibilidade dela estar localizada na mesa ou na alma da viga. Portanto, se:  $A_t \cdot f_{yt} \geq (A_w \cdot f_{yw} + A_c \cdot f_{yc})$ , a linha neutra se encontra na mesa, caso contrário estará localizada na alma.

Onde:  $A_w$  - área da alma;

$A_t$  - área da mesa tracionada;

$A_{rt}$  - área de armadura superior da laje;

$A_{rb}$  - área de armadura inferior da laje;

$f_{yw}$  - limite de escoamento da alma;

$f_{yc}$  - limite de escoamento da mesa comprimida;

$f_{yt}$  - limite de escoamento da mesa tracionada;

$f_{yrt}$  - limite de escoamento do aço da armadura superior da laje;

$f_{yrb}$  - limite de escoamento do aço da armadura inferior da laje;

A partir disso, pode ser calculado o momento de plastificação através da expressão abaixo:

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 \cdot t_s} + (P_c \cdot d_c + P_t \cdot d_t + P_w \cdot d_w)$$

Onde:  $d_t$ ,  $d_w$ ,  $d_c$  - são determinados pela geometria da seção da viga e são respectivamente a distância da resultante de força na mesa inferior, da resultante de força na alma e resultante de força na mesa superior até a linha neutra.

O próximo passo é determinar se a seção da viga é ou não compacta. Onde a resistência ao escoamento mínimo especificado não exceda 485 MPa e a viga tenha altura constante, sem enrijecedores longitudinais. Portanto o primeiro passo é verificar a esbeltez da alma, e se o limite abaixo for satisfatório a seção é considerada compacta:

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yc}}}$$

Caso a linha de plastificação esteja na laje, então:  $D_{cp} = 0$

Podem-se utilizar seções não compactas desde que as mesmas sejam travadas lateralmente, cujo espaçamento não deve exceder o limite abaixo:

$$L_b \leq L_p = 1,76 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yc}}}$$

Onde:  $r_t$  – raio de rotação de uma seção fictícia, que abrange a mesa comprimida mais 1/3 da alma comprimida:  $r_t \leq \sqrt{\frac{I_t}{A_t}}$

$$I_t \text{ - momento de inércia da seção comprimida: } I_t = \frac{t_c \cdot b_c^3}{12} + \frac{D_c \cdot t_w^3}{12}$$

$$A_t \text{ - área da seção comprimida: } A_t = (t_c \cdot b_c) + \left( \frac{D_c}{3} \cdot t_w \right)$$

$L_b$  - espaçamento máximo entre os diafragmas (travamento lateral);

$L_p$  - espaçamento dos diafragmas calculado.

Com a inclusão destes travamentos o momento resistente da viga pode ser considerado como sendo o momento de plastificação.

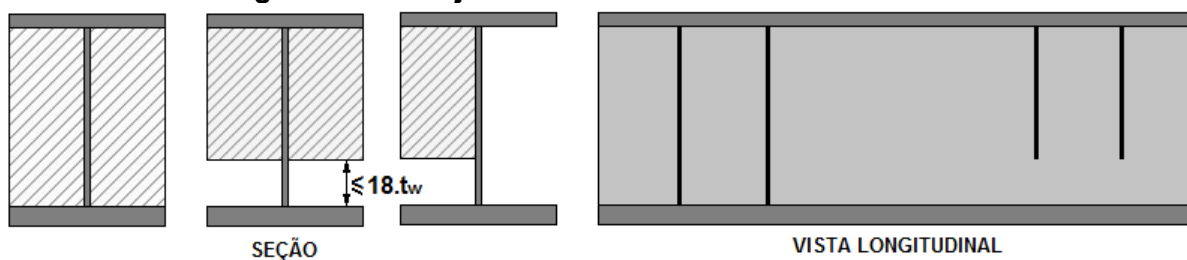
### **5.1.3 RESISTÊNCIA A FORÇA CORTANTE**

#### **5.1.3.1 Enrijecedores transversais intermediários**

A alma das seções das vigas pode ser dimensionada para a força cortante com ou sem enrijecedores intermediários. Sem enrijecedores intermediários pode haver a necessidade de espessura mais elevada, aumentando o peso total da estrutura, porém reduzindo mão-de-obra de fabricação além de pontos críticos para fadiga junto aos cordões de solda de composição dos perfis e de fixação dos enrijecedores, porém, em muitas situações práticas esses enrijecedores são necessários para otimizar a seção da viga.

Os enrijecedores podem ser de apoio ou intermediários. Devem ser preferencialmente fabricados de chapas para perfis soldados. O posicionamento dos enrijecedores pode ser em pares, um enrijecedor de cada lado da alma, com ligação com a mesa comprimida, ou então, um enrijecedor simples de um lado da chapa da alma, Figura 5.4.

**Figura 5.4 – Enrijecedores transversais intermediários**



Os enrijecedores transversais deverão ser utilizados sempre que a relação altura da alma sobre a espessura for superior a 150 ou a tensão de cisalhamento na alma superar o limite abaixo:

$$F_v = \frac{50500}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \leq \frac{f_y}{3}$$

A tensão de cisalhamento na alma pode ser calculada por:

$$F_v = \frac{f_y}{3} \left[ C + \frac{0,87 \cdot (1 - C)}{\sqrt{1 + \left(d_0/h\right)^2}} \right]$$

Onde:  $F_v$  – tensão máxima ou resistente ao cisalhamento em (kN/cm<sup>2</sup>)

- $C = 1,00$  Para:  $\frac{h}{t_w} < \frac{160\sqrt{k}}{\sqrt{f_y}}$
- $C = \frac{160\sqrt{k}}{\left(\frac{h}{t_w}\right)\sqrt{f_y}}$  Para:  $\frac{160\sqrt{k}}{\sqrt{f_y}} \leq \frac{h}{t_w} \leq \frac{200\sqrt{k}}{\sqrt{f_y}}$
- $C = \frac{31000 \cdot k}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 \cdot \sqrt{f_y}}$  Para:  $\frac{h}{t_w} > \frac{200\sqrt{k}}{\sqrt{f_y}}$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(d_0/h\right)^2};$$

Onde:

O espaçamento dos enrijecedores transversais deve satisfazer o seguinte:

$$d_0 = h \left[ \frac{260}{\left( \frac{h}{t_w} \right)} \right]^2$$

Onde:  $d_0$  – espaçamento do enrijecedor intermediário.

A distância do primeiro enrijecedor intermediário até a extremidade simplesmente apoiada deve ser tal que a tensão de cisalhamento no painel de extremidade não exceda o valor dado a seguir:

$$F_v = C \cdot \frac{f_y}{3} \leq \frac{f_y}{3}$$

Os enrijecedores intermediários devem obedecer alguns limites geométricos a fim de evitar falhas nestes elementos por plastificação ou flambagem local.

O momento de inércia de um enrijecedor transversal não pode ser inferior ao limite estabelecido abaixo:

$$I \geq d_0 \cdot t_w^3 \cdot J$$

Onde:  $J = 2,5 \left( \frac{h}{d_0} \right)^2 - 2$ , mas não menor que 0,5;

$I$  – momento de inércia mínimo permitido para qualquer tipo de enrijecedor transversal,  $\text{cm}^4$ ;

Já a área de qualquer enrijecedor transversal deve ser superior a:

$$A = \left[ 0,15 \cdot B \cdot \frac{h}{t_w} \cdot (1 - C) \cdot \left( \frac{f_y}{F_v} \right) - 18 \right] \cdot \frac{F_v}{F_{cr}} \cdot t_w^2$$

Onde:  $F_{cr} = \frac{6222}{\left( \frac{b_s}{t_s} \right)^2} \leq f_{y \text{ enrijecedor}}$ ;

$b_s$  – largura do enrijecedor;

$t_s$  – espessura do enrijecedor;

$B = 1,0$  para enrijecedores em pares;

$B = 1,8$  para cantoneiras simples;

$B = 2,4$  para chapas simples.

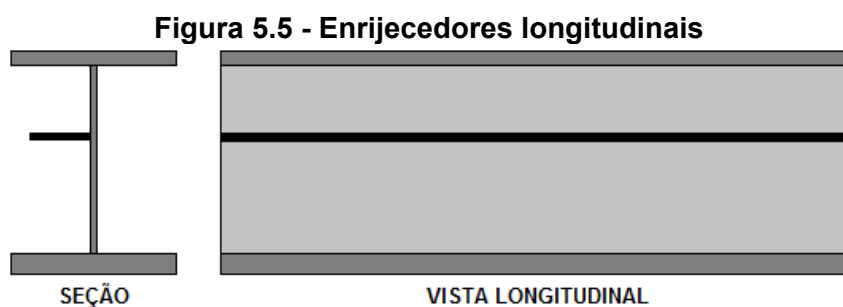
Na expressão acima, caso a área “A” se aproxime de zero, ou seja, negativa, os enrijecedores transversais devem atender apenas ao momento de inércia mínimo.

### 5.1.3.2 Enrijecedores longitudinais

Os enrijecedores longitudinais são usualmente colocados de um lado somente da chapa da alma, Figura 5.5. Eles não necessitam ser contínuos e podem ser cortados nas suas interseções com os enrijecedores transversais.

Os enrijecedores longitudinais são necessários caso a expressão abaixo não seja atendida:

$$t_w \geq \frac{h\sqrt{f_b}}{600} \geq \frac{h}{170}$$



Para os perfis simétricos a distância ótima entre a linha de centro da chapa de um enrijecedor longitudinal e a face interna da mesa comprimida,  $d_s$ , é de  $h/5$ .

O enrijecedor longitudinal deve ser proporcional para que:

$$I = h t_w^3 \left( 2,4 \cdot \frac{d_0}{h} - 0,13 \right)$$

Onde:  $I$  – momento de inércia mínimo para o enrijecedor longitudinal em relação à sua extremidade de contato com a chapa da alma,  $\text{cm}^4$ ;

Já a espessura do enrijecedor longitudinal não deve ser menor que:

$$t_s = \frac{b_s \cdot \sqrt{f_y}}{70}$$

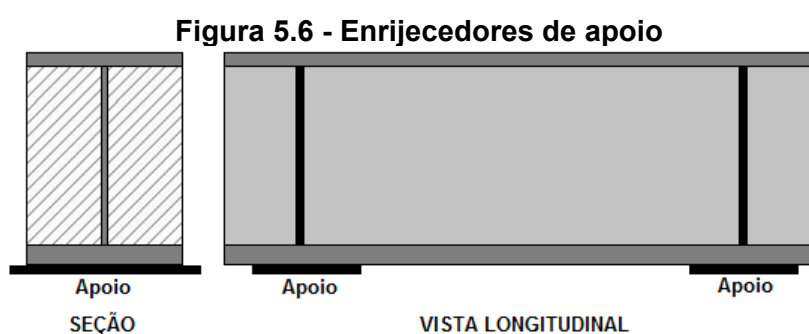
Onde:  $t_s$  – espessura do enrijecedor;

$b_s$  – largura do enrijecedor;

$f_y$  – tensão de escoamento do enrijecedor.

### 5.1.3.3 Enrijecedores de apoio

Nos apoios de extremidade de vigas soldadas e nos apoios intermediários de vigas soldadas contínuas devem ser colocados enrijecedores. Eles devem se estender até o mais próximo possível das bordas da chapa das mesas. Devem ser feitos de chapas colocadas em ambos os lados da alma, Figura 5.6. Os enrijecedores de apoio devem ser calculados como colunas, e sua ligação com a alma deve ser projetada para transmitir a reação total para os aparelhos de apoio (Pinho e Bellei, 2007).



A espessura das chapas do enrijecedor de apoio não deve ser menor que:

$$b_{\text{enrijecedor}} = \left[ \frac{D_s}{2} - \frac{t_w}{2} \right] - 1$$

$$t_{\text{enrijecedor}} \geq \frac{b_{\text{enrijecedor}}}{12} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{22,8}}$$

## 5.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS PARA PONTES

Neste capítulo foi apresentado em linhas gerais os principais parâmetros e critérios para o dimensionamento de vigas mistas para pontes segundo a AASHTO:2002.

De modo geral o dimensionamento de uma viga mista de aço e concreto para pontes pode ser resumido no fluxograma da Figura 5.7.

Figura 5.7 - Fluxograma para o dimensionamento de viga mista

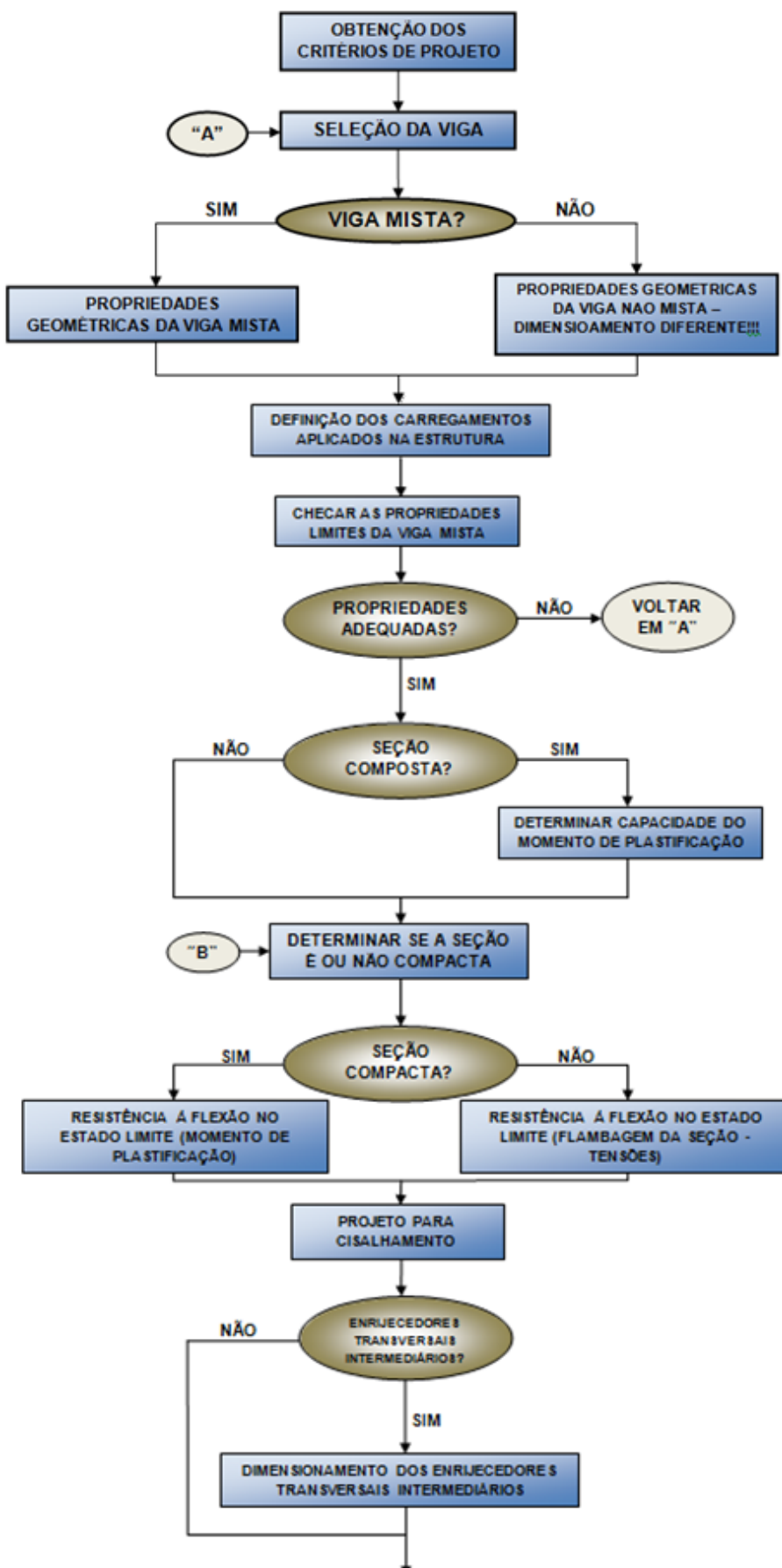
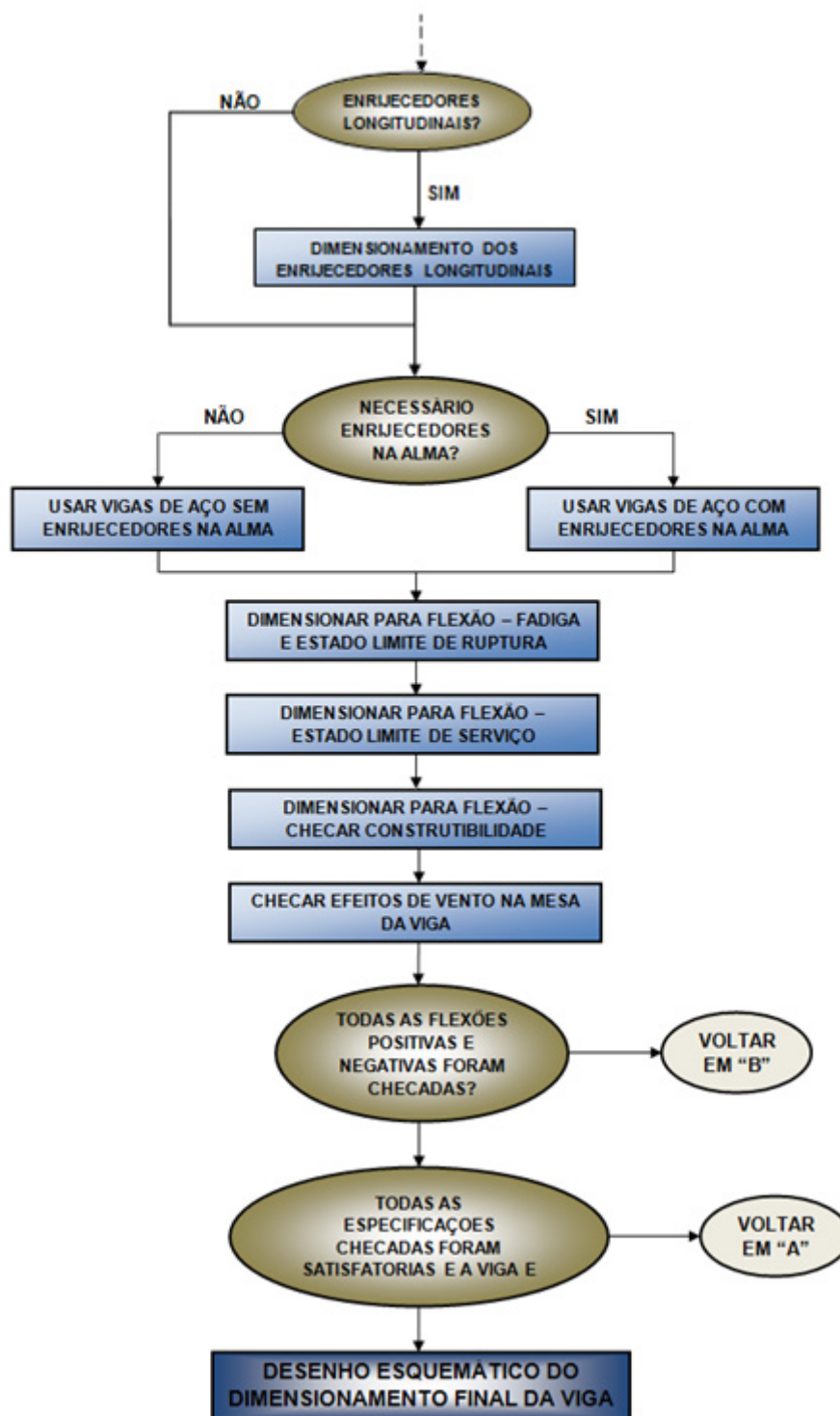




Figura 5.7 - Fluxograma para o dimensionamento de viga mista (continuação)



As etapas apresentadas nesse fluxograma foram baseadas no LRFD Design Example for Steel Grider Superstructure Bridge (2003), no entanto é a seqüência lógica para dimensionamento independentemente da norma utilizada.

## 6. EXEMPLOS DE CÁLCULOS PARA PONTES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Neste capítulo são apresentadas a análise e o dimensionamento de ponte mista de aço e concreto. São apresentados dois exemplos de pontes de vigas mistas de aço e concreto de eixo reto, com vãos simples, bi-apoiados, onde para cada exemplo foi dimensionado a superestrutura da ponte de acordo com a norma americana (AASHTO:2002).

As pontes foram analisadas pelo Método dos Elementos Finitos utilizando o programa SAP2000-v11, para um trem-tipo referente à classe 45 da NBR:7188:1984.

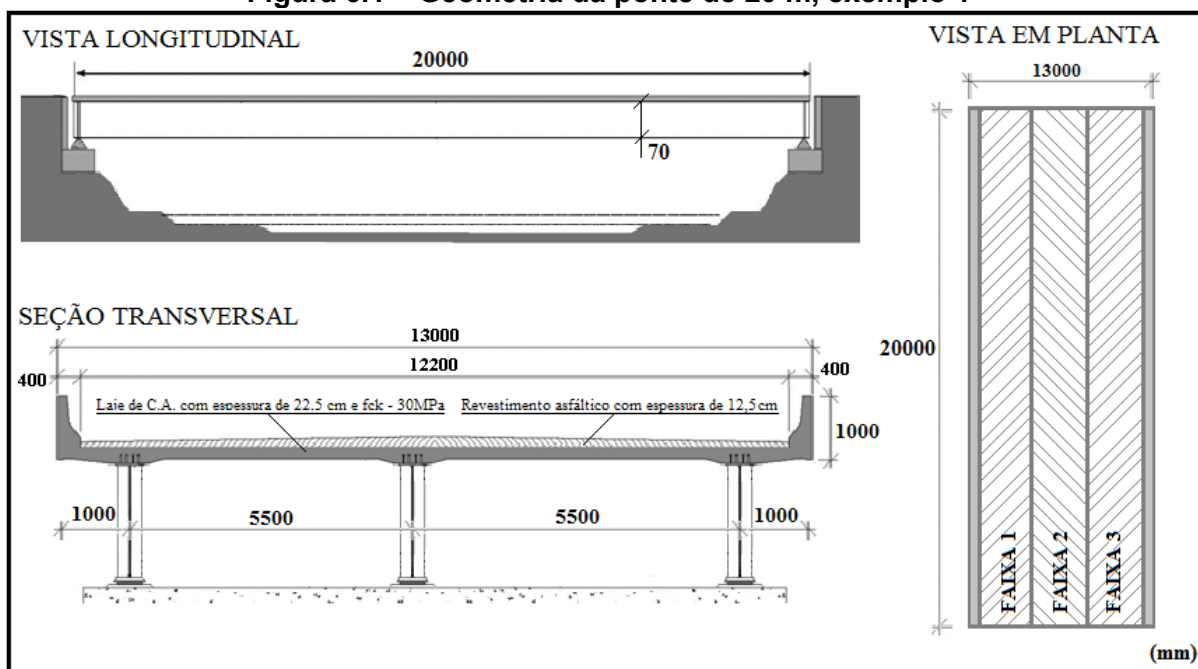
Os exemplos são para pontes de pequenos vãos com 20m e 40m, com largura de 13m, pelo fato das condições ambientais de implantações terem menores interferências nos processos de projeto e por serem as pontes mais frequentes nas rodovias nacionais.

Para os exemplos foram dimensionados somente o tabuleiro (viga e laje formando um sistema misto) e diafragmas transversais, ou seja, pilares, encontros, apoios e fundação não entram nos cálculos. O tabuleiro é considerado misto de aço e concreto com laje maciça, com espessura de 22,5 cm e um  $f_{ck} = 30$  MPa. Foram utilizados materiais com resistência usual, tanto para o concreto ( $f_{ck} = 30$  MPa) como para o aço ( $f_y = 350$  MPa, tipo A580).

## 6.1 EXEMPLO 1 – PONTE COM 20 M DE VÃO

O primeiro exemplo trata-se de uma ponte com 20 m de vão e largura de 13 m. Detalhes da geometria da ponte estão apresentados na Figura 6.1.

Figura 6.1 – Geometria da ponte de 20 m, exemplo 1



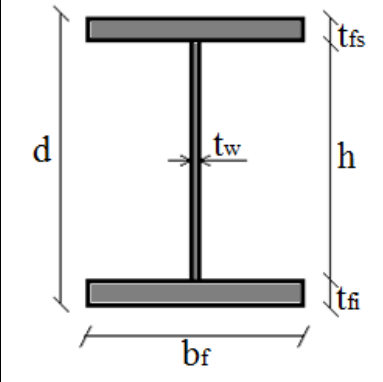
### 6.1.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Para a ponte do exemplo 1 são adotadas 3 vigas longitudinais de seção tipo I, soldado, com o objetivo de se trabalhar com seções de menor altura.

Para conter as vigas lateralmente são adotados diafragmas nos apoios e ao longo do vão, de forma que este espaçamento não exceda 7,6 m, distancia mínima recomendada pela AASHTO:2002, os diafragmas devem ser dimensionados para transmitir adequadamente todas as cargas laterais para os apoios.

A seção inicial da viga deve ter altura  $h \geq l/30$ , conforme recomenda a AASHTO:2002, portanto a seção adotada está descrita na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Geometria e Dimensões da seção adotada para o exemplo 1

		DIMENSÕES					
		d (mm)	h (mm)	bf (mm)	t <sub>fs</sub> (mm)	t <sub>fi</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
		700	668	320	16,0	16,0	8,00
		PROPRIEDADES					
A (cm <sup>2</sup> )	P (Kg/m)	I <sub>yc</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )			
156,00	122,00	4369	139700	8741			

Esta seção deve obedecer a certos requisitos geométricos:

- Relação entre momento de inércia da mesa superior e momento de inércia da seção I (em relação ao eixo de maior inércia).

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,9$$

Tem-se:

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = 0,5 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

- Esbeltez das mesas deve ser inferior a 12.

$$\frac{b_c}{2t_t} \leq 12$$

Temos:

$$\frac{b_c}{2t_t} = 10,00 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

- Limitação para esbeltez da alma em função das máximas tensões nas mesas superior e inferior devem ser:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \leq 200$$

•

Temos:

$$\frac{2.D_c}{t_w} = 171 \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 90 \leq 200 \rightarrow \text{OK}$$

- Limitações para largura da mesa comprimida:

$$b_f \geq 0,3.D_c$$

Temos:

$$b_f = 32 \text{ cm} \geq 0,3.D_c = 20,52 \rightarrow \text{OK}$$

**Tabela 6.2 - Limitações e relações geométricas para a seção**

$0,1 \leq \frac{l_{yc}}{l_y} \leq 0,9$	Relação entre a inércia da mesa comprimida e a inércia da seção transversal da viga de aço.	<b>OK</b>
$\frac{2.D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq 200$ $D_c = \left( \frac{f_{fs}}{f_{fi} + f_{fs}} \cdot d \right) - t_{fs}$	Limitação para esbeltez da alma em função das máximas tensões nas mesas superior e inferior.	<b>OK</b>
$b_c \geq 0,3.D_c$	Largura da mesa comprimida.	<b>OK</b>
$\frac{b_t}{2.t_t} \leq 12$	Relação largura / espessura para a mesa tracionada.	<b>OK</b>
<b>Portanto a seção inicial adotada está adequada para as limitações e relações geométricas, que terá sua resistência verificada a seguir.</b>		

### 6.1.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

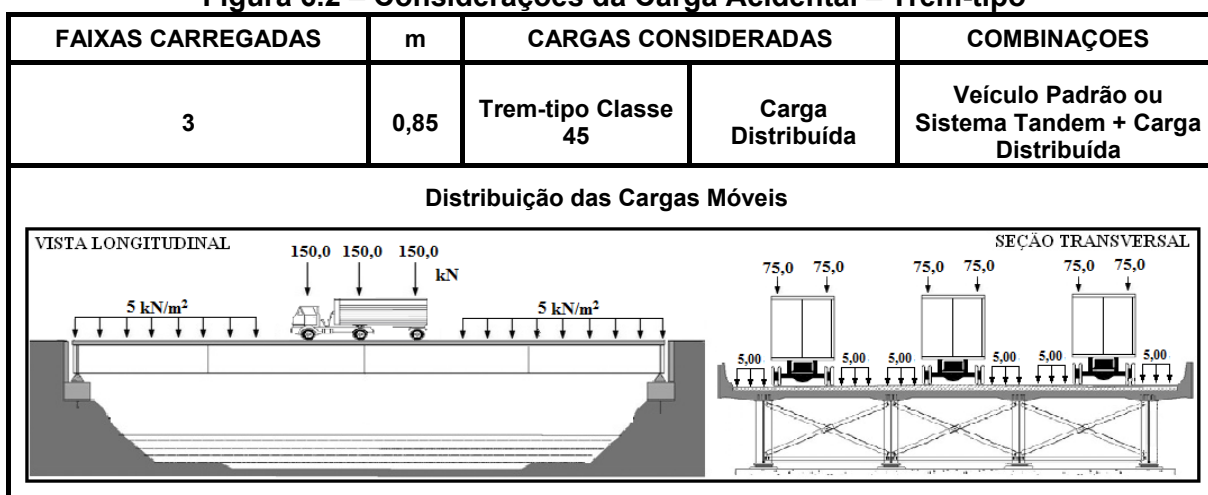
Os carregamentos considerados são:

- Peso próprio da estrutura, ou seja, laje, asfalto, guarda-rodas e peso próprio da estrutura de aço: no programa SAP 2000 v.11 basta especificar as

respectivas geometrias e massas específicas que os carregamentos são considerados automaticamente;

- Carga Acidental foi considerada com trem-tipo Classe 45, norma NBR 7188:1984, porém o posicionamento do trem-tipo segue as considerações da AASHTO-LRFD:2005, sendo que são mais desfavoráveis do que as da AASHTO:2002, conforme as especificações, explicadas no Capítulo 3, Figura 6.2.

**Figura 6.2 – Considerações da Carga Acidental – Trem-tipo**



- As combinações de ações foram feitas de acordo com a norma AASHTO:2002, automaticamente pelo programa.

O programa SAP possui um módulo específico para lançamento de pontes, a seguir são explicadas as principais etapas para o lançamento da estrutura no programa, onde devem ser definidos:

- Vão da ponte utilizada como análise;
- Sistema estrutural a ser empregado: o programa apresenta diversos tipos de sistemas estruturais que podem ser empregados;

- Características/geometria da ponte: nesta etapa deve se identificar todos os tipos de dimensões e geometria da ponte, como: largura do tabuleiro, quantidade e especificações das vigas longitudinais, espessura do tabuleiro, quantidade e especificações das transversinas;
- Modular o trem-tipo e especificar as linhas de posicionamento do mesmo: o programa, por basear-se em normas estrangeiras, não tem modulações para trens-tipo nacionais, porém há uma opção onde se pode modular e criar um trem-tipo específico para a análise;
- Após a ponte estar modulada de acordo com as especificações desejadas, processa-se o modelo, fazendo a análise estrutural da ponte modelada, onde pode se verificar todos os critérios e valores para o dimensionamento da estrutura.

Nas Figuras 6.3 à Figura 6.9 são apresentadas às principais etapas para a geração do modelo da ponte no programa SAP 2000.

**Figura 6.3 - Definição do Vão da Ponte**

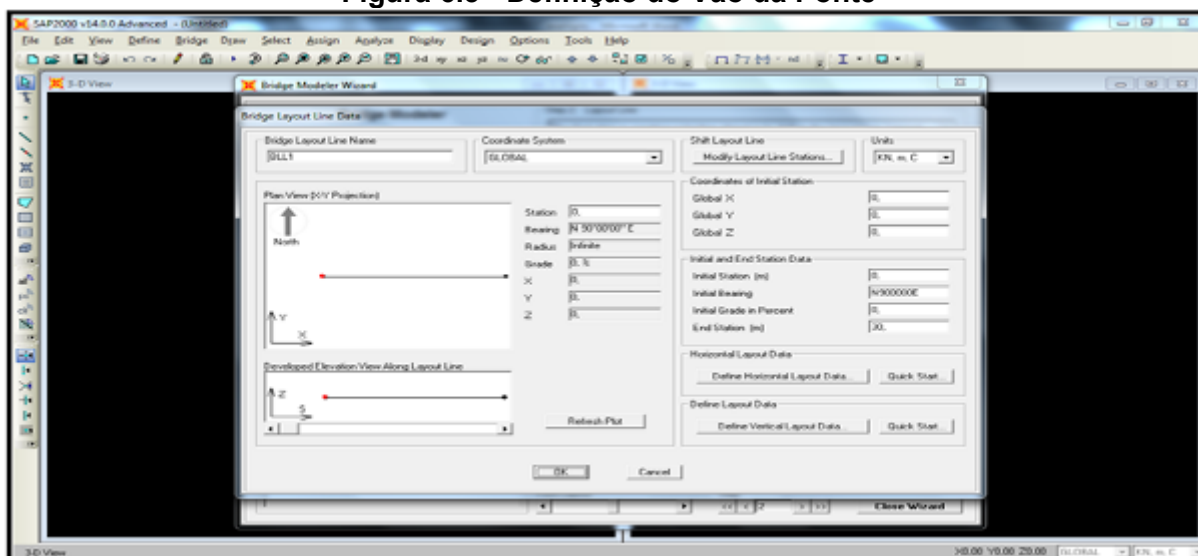


Figura 6.4 – Escolha do tipo estrutural da ponte – Steel Girders

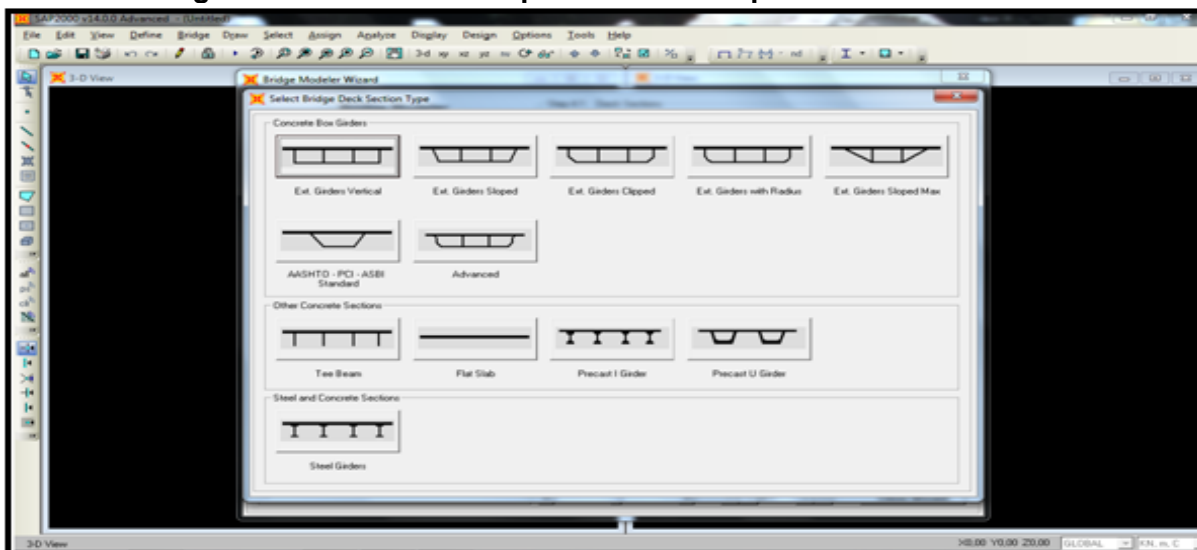


Figura 6.5 – Definição das Geometrias da Ponte

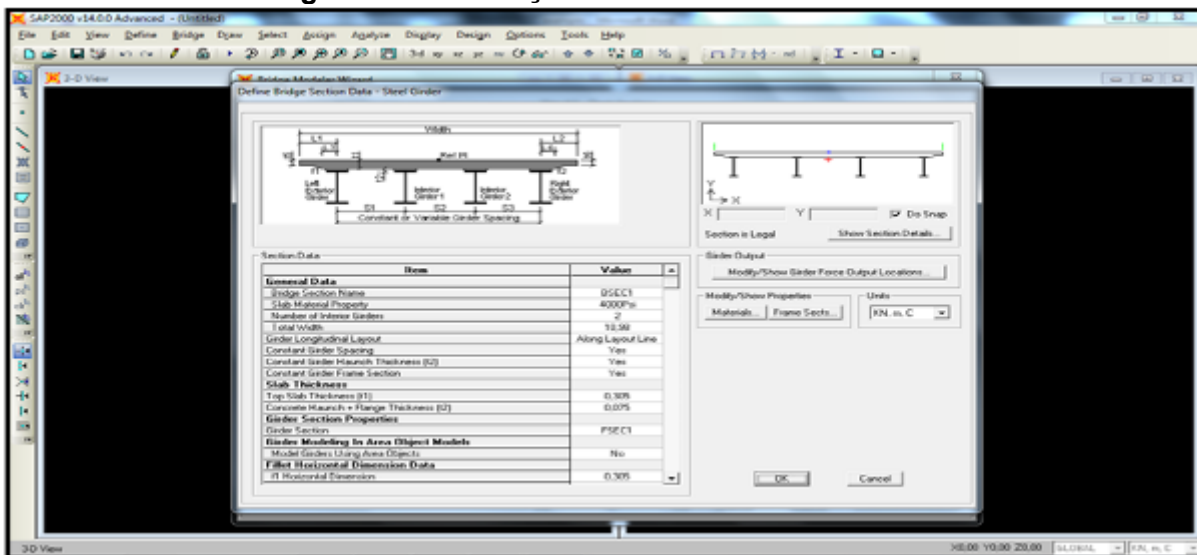


Figura 6.6 – Definição da seção das vigas

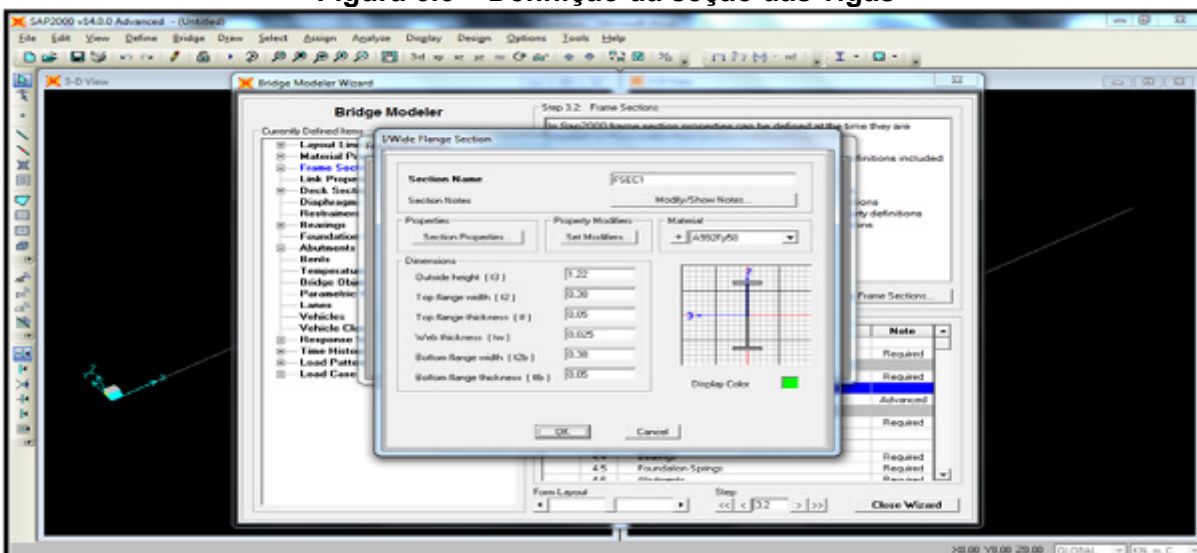




Figura 6.7 – Modulação do Trem-tipo

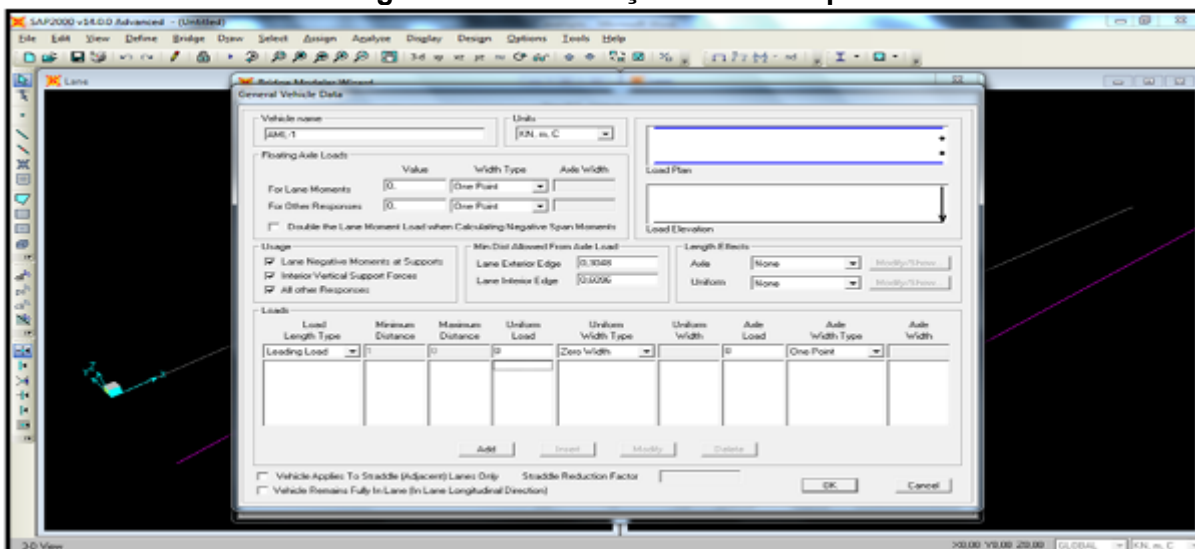


Figura 6.8 – Estrutura da ponte modelada

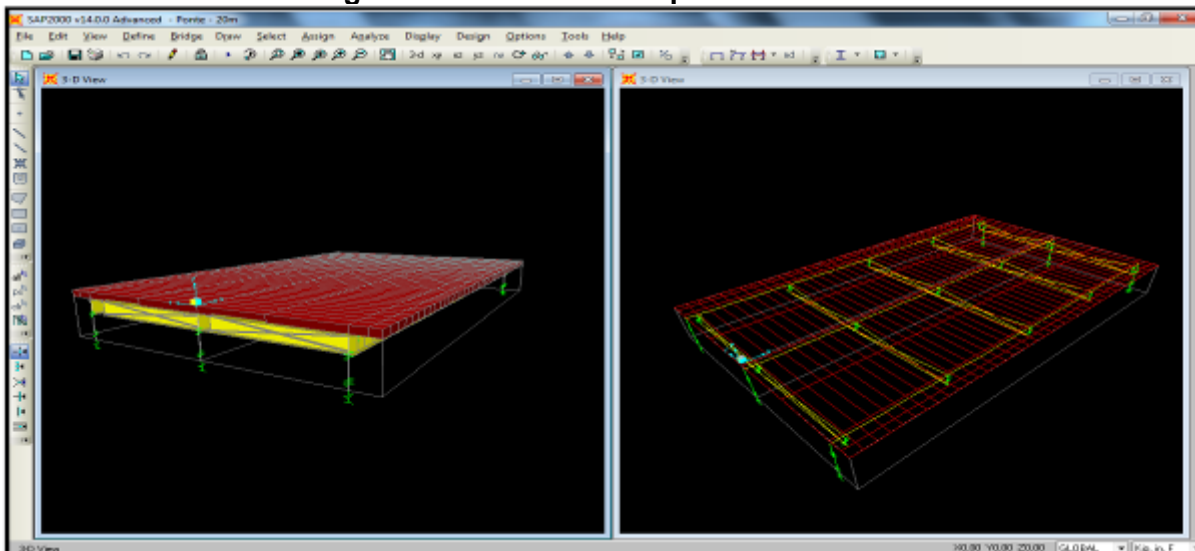
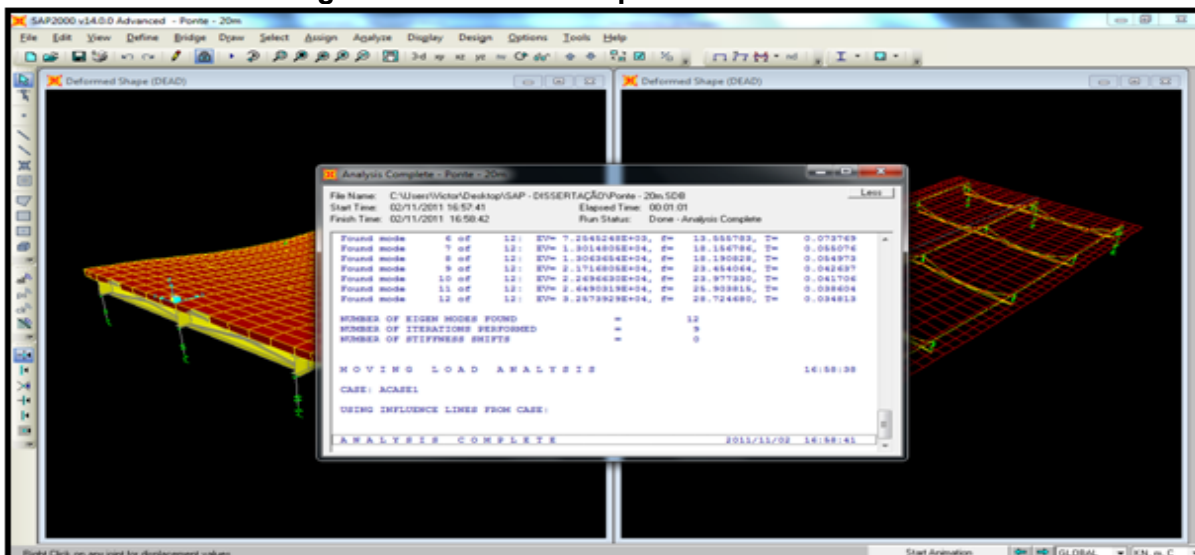
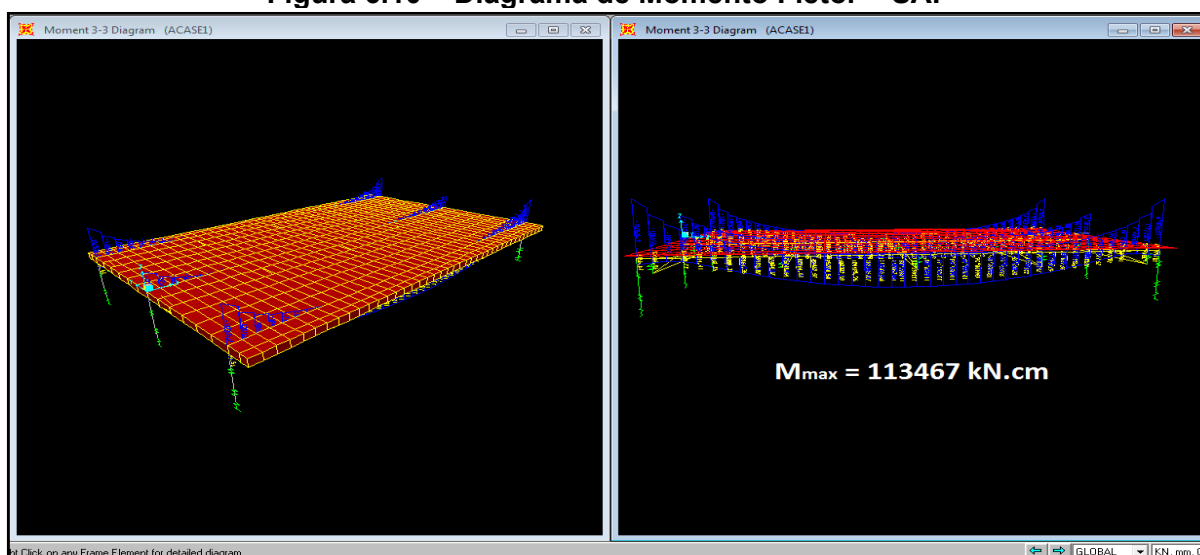


Figura 6.9 – Estrutura após análise estrutural

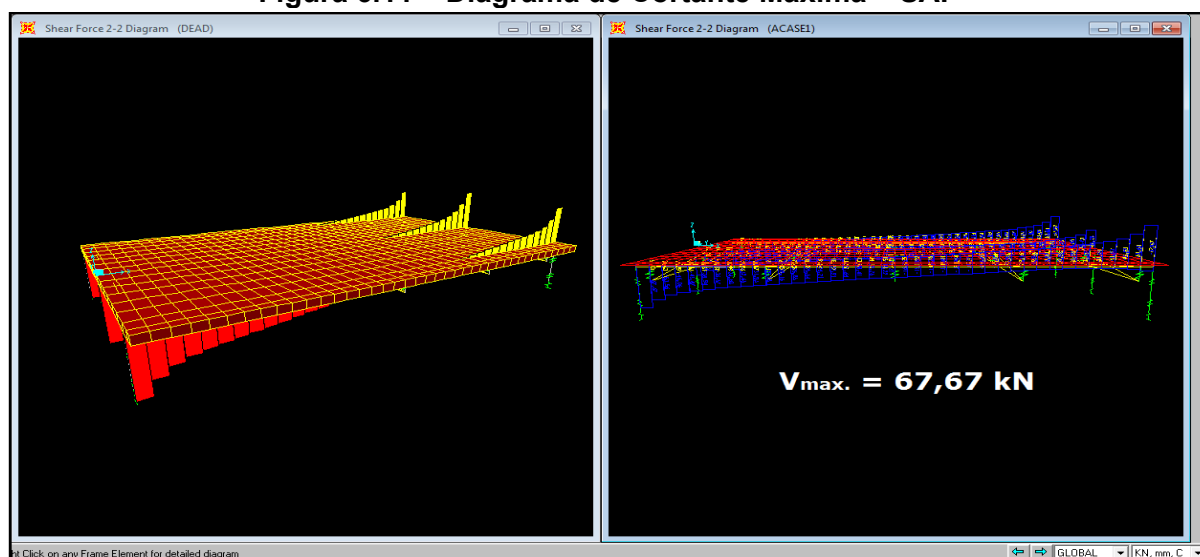


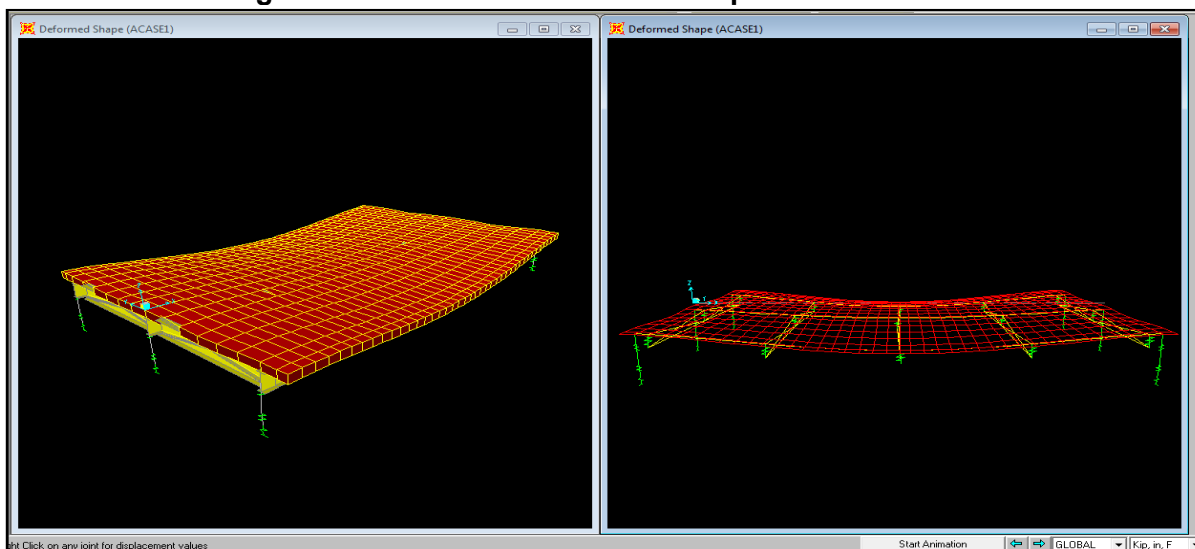
Com base nas definições estruturais apresentadas na Tabela 6.1, faz-se a análise estrutural da ponte do exemplo 1, nas Figuras 6.10, 6.11 e 6.12 são apresentadas a estrutura do exemplo após processamento do modelo, diagrama de momento fletor, diagrama de cortante e estrutura com suas deformações, respectivamente.

**Figura 6.10 – Diagrama de Momento Fletor – SAP**



**Figura 6.11 – Diagrama de Cortante Máxima – SAP**



**Figura 6.12 – Estrutura deformada após análise – SAP**

Após feita a análise estrutural da ponte, faz-se o dimensionamento, definindo e especificando todas as seções da estrutura.

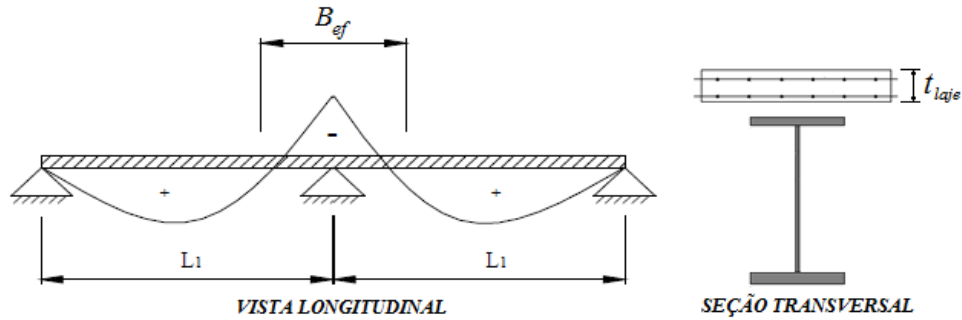
### **6.1.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA**

O dimensionamento da estrutura da ponte foi realizado da seguinte forma: adotou-se a viga mais solicitada e dimensionaram-se todas as demais com base nesta, com seção contínua ao longo do vão. A viga mais solicitada é a da extremidade, onde o momento fletor máximo é 113467 kN.cm e sua a cortante máxima é 67,67 kN.

Os critérios utilizados para o dimensionamento da estrutura são baseados na AASHTO:2002, assim como explicado e detalhado no Capítulo 5. A estrutura será dimensionada baseada na viga mais solicitada, a fim de uniformizá-las.

- Largura efetiva da laje:

Figura 6.13 - Largura efetiva da laje

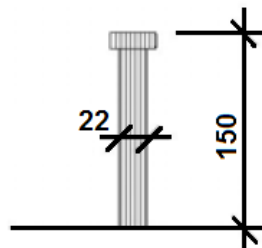


A largura efetiva da laje deve atender os critérios abaixo:

$$b_{\text{ef}} \leq \begin{cases} \frac{1}{4} l = 5\text{m} \\ \text{Distância entre vigas} = 5,25\text{m} \\ 12 \cdot t_{\text{laje}} = 2,7\text{m} \rightarrow \text{OK} \end{cases}$$

- Conectores de Cisalhamento:

Figura 6.14 – Conectores de cisalhamento utilizado na estrutura



$$S_u = 0,5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq 41,5 A_{sc}$$

Onde:

$$E_c = 4800 \sqrt{f_{ck}} = 2629 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto:

$$S_w = 0,5 \cdot 3,8 \sqrt{3 \cdot 2629} = 168,74$$

$$S_w = 41,5 \cdot 3,8 = 157,7 \leq 168,74$$

- Ligação entre a laje de concreto e a viga de aço, deve ser:

$$P \leq \begin{cases} A_s \cdot f_y \\ 0,85 \cdot f_y \cdot b_{laj} \cdot t_{laj} \end{cases}$$

Onde:

$$A_s \cdot f_y = 269,44 \cdot 35 = 9430 \text{ kN}$$

$$0,85 \cdot f_y \cdot b_{laj} \cdot t_{laj} = 0,85 \cdot 3 \cdot 0,270 \cdot 22,5 = 15491 \text{ kN}$$

Portanto:

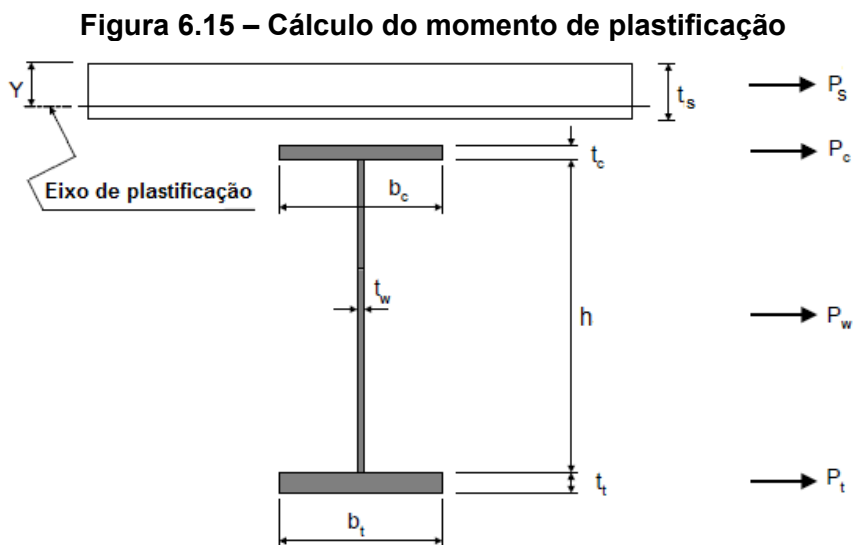
$$P = 9430 \text{ kN}$$

- O número mínimo de conectores ao longo da viga deve ser:

$$N = \frac{2P}{0,85 \cdot S_w} = \frac{2 \cdot 9430}{0,85 \cdot 157,7} = 140,7$$

Portanto o número mínimo de conectores deve ser: **141 espaçados uniformemente ao longo da viga.**

### 6.1.4 VERIFICAÇÃO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO



- Resultante na mesa comprimida:  $P_c = f_{yc} \cdot b_c \cdot t_c$

$$P_c = 35 \cdot 32 \cdot 1,6 = 1792 \text{ kN}$$

- Resultante na mesa tracionada:  $P_t = f_{yt} \cdot b_t \cdot t_t$

$$P_t = 35 \cdot 32 \cdot 1,6 = 1792 \text{ kN}$$

- Resultante na alma:  $P_w = f_{yw} \cdot h \cdot t_w$

$$P_w = 35 \cdot 67,5 \cdot 0,8 = 1728 \text{ kN}$$

- Resultante na laje:  $P_s = P_{laje} = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{laje} \cdot t_{laje}$

$$P_{laje} = 0,85 \cdot 3 \cdot 270 \cdot 22,3 = 13491 \text{ kN}$$

Para verificação do posicionamento da linha neutra basta comparação as tensões da laje e da viga.

Se:  $A_s \cdot f_y \leq 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{laje} \cdot t_{laje}$ , a linha neutra esta na laje, portanto:

$$Y = t_s \cdot \left( \frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \right)$$

$$Y = 22,5 \left( \frac{1792 + 1728 + 1792}{15491} \right) = 7,72 \text{ cm}$$

A partir disso, pode ser calculado o momento de plastificação através da expressão abaixo:

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 \cdot t_s} + (P_c \cdot d_c + P_t \cdot d_t + P_w \cdot d_w)$$

Portanto:

$$M_p = \frac{7,72^2 \cdot 15491}{2 \cdot 22,5} + (1792 \cdot 15,58 + 1792 \cdot 49,78 + 1728 \cdot 83,98) = 2822759 \text{ kN} \cdot \text{cm} \geq M_{\text{SAP}}$$

A seção é considerada compacta, pois como a linha de plastificação encontra-se na laje, então:  $D_c = 0$

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_{yo}}} \rightarrow \text{OK}$$

Portanto:

### 6.1.5 RESISTÊNCIA A FORÇA CORTANTE

- Enrijecedores Transversais

$$\frac{h}{t_w} = 83,5 \leq 150 \quad F_v = \frac{50500}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \leq \frac{f_y}{3}$$

$$\frac{50500}{\left(\frac{66,8}{0,8}\right)^2} = 7,24 \text{ kN/cm}^2 \geq \frac{f_y}{3} = \frac{\left(\frac{V}{A_w}\right)}{3} = \frac{(67,67)}{3} = 0,42 \text{ kN/cm}^2$$

**Portanto não há necessidade de enrijecedores transversais**

- Enrijecedores Longitudinais

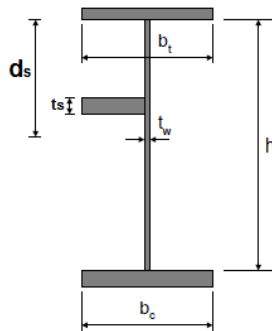
$$t_w \geq \frac{h \sqrt{f_b}}{600} \geq \frac{h}{170}$$

Onde:

$$\frac{h\sqrt{f_b}}{600} = 1,573 \text{ cm} \qquad \frac{h}{170} = 0,39 \text{ cm} \qquad \geq \qquad t_w = 0,8 \text{ cm}$$

**Portanto há necessidade de enrijecedores longitudinais**

Posicionamento do enrijecedor longitudinal:



$$d_s = \frac{h}{5} = 13,36 \equiv 15 \text{ cm}$$

Dimensionamento do enrijecedor longitudinal:

$$d_0 = 66,8 \left[ \frac{260}{\left( \frac{66,8}{0,8} \right)} \right]^2 = 648 \text{ cm}$$

$$I = 66,8 \cdot 0,8^3 \left( 2,4 \cdot \frac{648}{66,8} - 0,13 \right) = 792 \text{ cm}^4$$

Espessura do enrijecedor não deve ser menor que:

$$t_s \geq \frac{b_s \sqrt{f_y}}{70} = \frac{15,6 \sqrt{199}}{70} = 3,1 \text{ cm} \equiv 3,2 \text{ cm}$$

Portanto o enrijecedor terá espessura de 3,2 cm e largura de 10 cm, onde:

$$I_{\text{enrijecedor}} = 1067 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad OK$$

**Portanto é utilizado um enrijecedor chapa 3,2 x 10 cm**



- Enrijecedores de apoio:

$$b_{\text{enrijecedor}} = \left[ \frac{b_s}{2} - \frac{t_w}{2} \right] - 1 = 14,6 \equiv 15 \text{ cm}$$

$$t_{\text{enrijecedor}} = \frac{b_{\text{enrijecedor}}}{12} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{22,8}} = 1,63 \equiv 1,6 \text{ cm}$$

Verificação das tensões:

$$f_{sa} = \frac{V_{\max}}{A_{\text{enrijecedor}}} = 2,92 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{sa} = \frac{F_y}{2,12} \left[ 1 - \frac{\left[ \frac{d}{r_{sa}} \right]^2 F_y}{4 \cdot \pi^2 \cdot E_a} \right] = 18,17 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \geq f_{sa} \rightarrow \text{OK}$$

- Verificação dos diafragmas

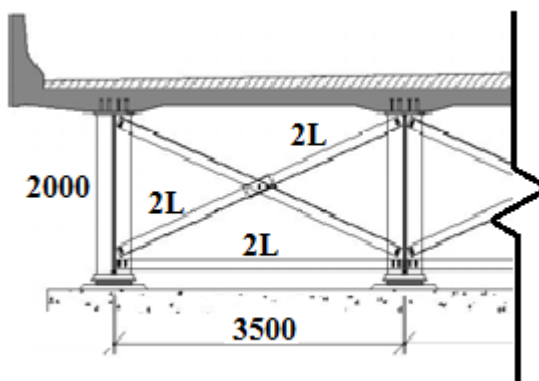
Inicialmente adotou-se diafragma dupla cantoneira, tanto para os montantes quanto para as diagonais com seção 2L 50 x 50 x 8,0 mm.

Portanto:

$$N_{\text{diafragma}} = \left[ \frac{L}{7,6} \right] + 1 = 3,64 \triangleq \text{Adotar } 5$$

$$Dist_{\text{diafragma}} = \frac{L}{N_{\text{diafragma}}} \equiv 4 \text{ m}$$

Figura 6.16 – Seção transversal da ponte – Diafragmas



Raio de giração mínimo para os montantes (2L):

$$RM_{min} = \frac{350}{\lambda_{comp}} \cong 2,9 \text{ cm}$$

Raio de giração mínimo para as diagonais (2L):

$$RD_{min} = \frac{\sqrt{200^2 + 350^2}}{\lambda_{comp}} \cong 2,0 \text{ cm}$$

Seja: L 5,0x5,0x0,8 cm

$$L \ 50 \times 50 \times 8 \quad \rightarrow \quad A = 8 \text{ cm}^2$$

$$R(2L) = 2,42 \quad \geq \quad RD \quad \leq \quad RM \quad \rightarrow \quad \text{NÃO OK}$$

Então adotou-se:

Para Montante: 2L 127 x 127 x 10

Para Diagonais: L 127 x 127 x 10

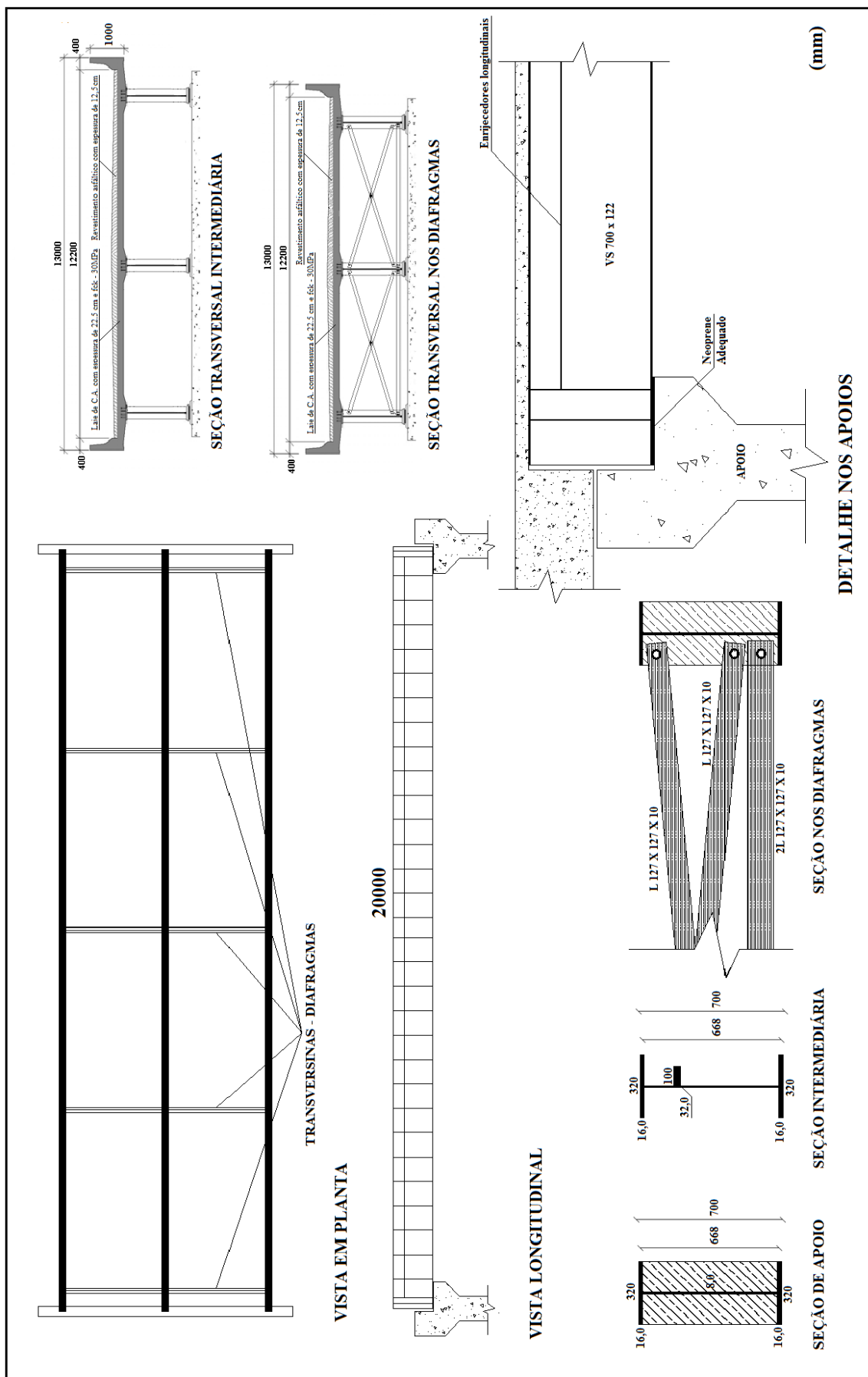
$$L \ 127 \times 127 \times 10 \quad \rightarrow \quad A = 23,3 \text{ cm}^2$$

$$R(L) = 2,51 \quad \geq \quad RD \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

$$R(2L) = 3,96 \quad \geq \quad RM \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

**Portanto são utilizados 2L 127 x 127 x 10 nos montantes e 1L 127 x 127 x 10 nas diagonais dos Diafragmas**

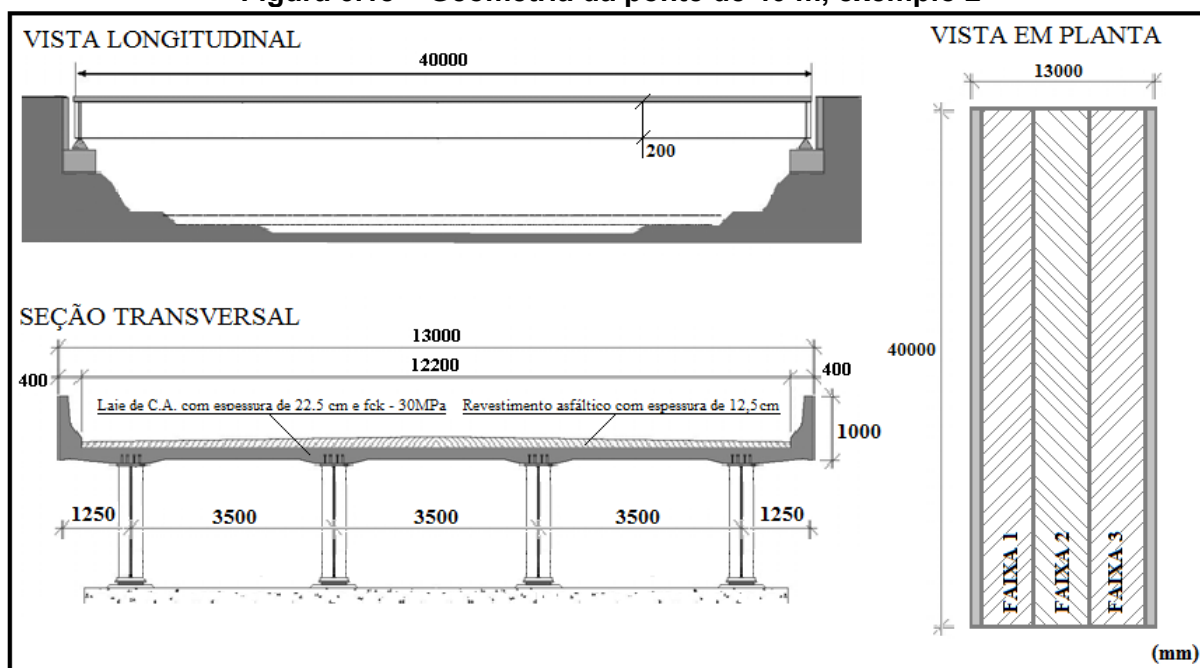
Figura 6.17 - Resumo do dimensionamento das vigas para o exemplo 1



## 6.2 EXEMPLO 2 – PONTE COM 40 M DE VÃO

O segundo exemplo trata-se de uma ponte com 40 m de vão e largura de 13 m. Detalhes da geometria da ponte estão apresentados na Figura 6.12.

Figura 6.18 – Geometria da ponte de 40 m, exemplo 2



### 6.2.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

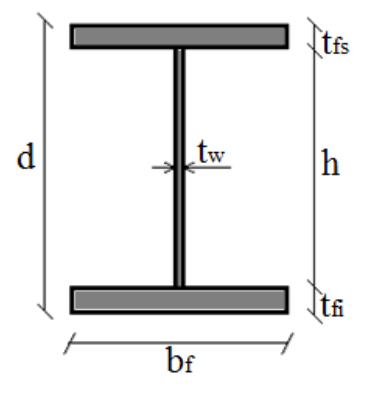
Para a ponte do exemplo 2 são adotadas 4 vigas longitudinais de seção tipo I, com o objetivo de se trabalhar com seções de menor altura.

Para conter as vigas lateralmente são adotados diafragmas treliçados nos apoios e em 3 pontos ao longo do vão, número mínimo recomendado pela AASHTO:2002, uniformemente espaçadas.

A seção inicial da viga deve ter altura  $h \geq l/30$ , conforme recomenda a AASHTO:2002, portanto a seção adotada está descrita na Figura 6.13.

Como os perfis de viga I, normalizados pela ABNT, só tem seção com no máximo 1 metro, o perfil será estabelecido seguindo as características dos perfis normalizados pela ABNT.

**Tabela 6.3 - Geometria e Dimensões da seção adotada para o exemplo 2**

	DIMENSÕES					
	d (mm)	h (mm)	bf (mm)	t <sub>fs</sub> (mm)	t <sub>fi</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
	2000	1968	350	16,0	16,0	8,00
PROPRIEDADES						
A (cm <sup>2</sup> )	P (Kg/m)	I <sub>yc</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )		
269,44	210,70	5717	1063980	11442		

Esta seção deve obedecer a certos requisitos geométricos:

- Relação entre momento de inércia da mesa superior e momento de inércia da seção I (em relação ao eixo de maior inércia).

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0,9$$

Temos:

$$\frac{I_{yc}}{I_y} = 0,5 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

- Esbeltez das mesas deve ser inferior a 12.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12$$

Temos:

$$\frac{b_f}{2t_f} = 10,94 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

- Limitação para esbeltez da alma em função das máximas tensões nas mesas superior e inferior devem ser:

$$\frac{2.D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \leq 200$$

Temos:

$$\frac{2.D_c}{t_w} = 246 \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} = 36,37 \leq 200 \rightarrow \text{OK}$$

- Limitações para largura da mesa comprimida:

$$b_f \geq 0,3.D_c$$

Temos:

$$b_f = 35 \text{ cm} \geq 0,3.D_c = 29,52 \rightarrow \text{OK}$$

**Tabela 6.4 - Limitações e relações geométricas para a seção**

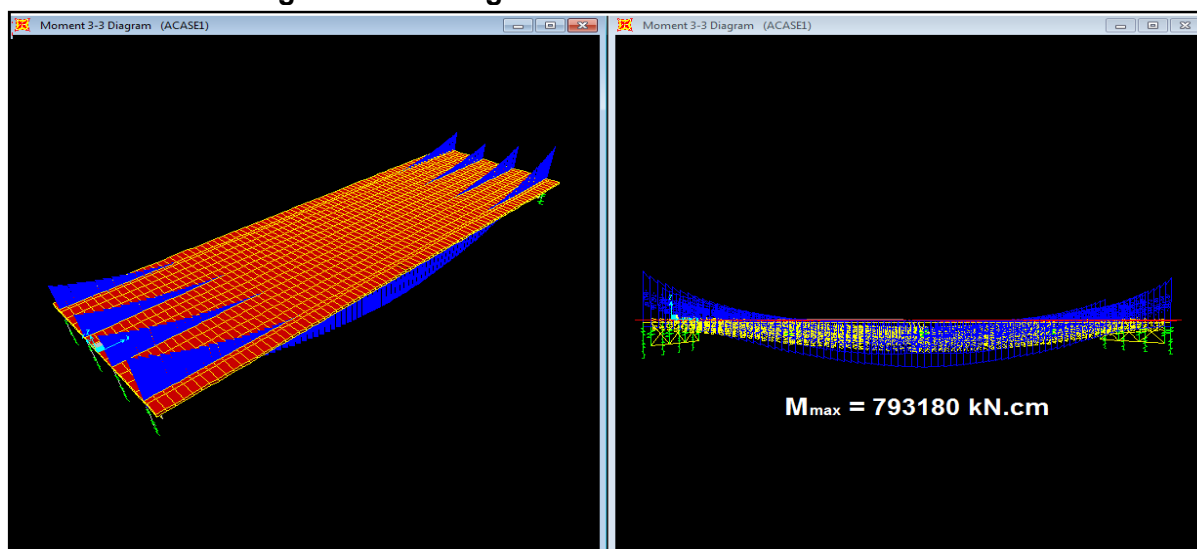
$0,1 \leq \frac{l_{yc}}{l_y} \leq 0,9$	Relação entre a inércia da mesa comprimida e a inércia da seção transversal da viga de aço.	<b>OK</b>
$\frac{2.D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq 200$ $D_c = \left( \frac{f_{fs}}{f_{fi} + f_{fs}} \cdot d \right) - t_{fs}$	Limitação para esbeltez da alma em função das máximas tensões nas mesas superior e inferior.	<b>OK</b>
$b_c \geq 0,3.D_c$	Largura da mesa comprimida.	<b>OK</b>
$\frac{b_t}{2.t_t} \leq 12$	Relação largura / espessura para a mesa tracionada.	<b>OK</b>
<b>Portanto a seção inicial adotada está adequada para as limitações e relações geométricas, que terá sua resistência verificada a seguir.</b>		

## 6.2.2 ANÁLISE ESTRUTURAL

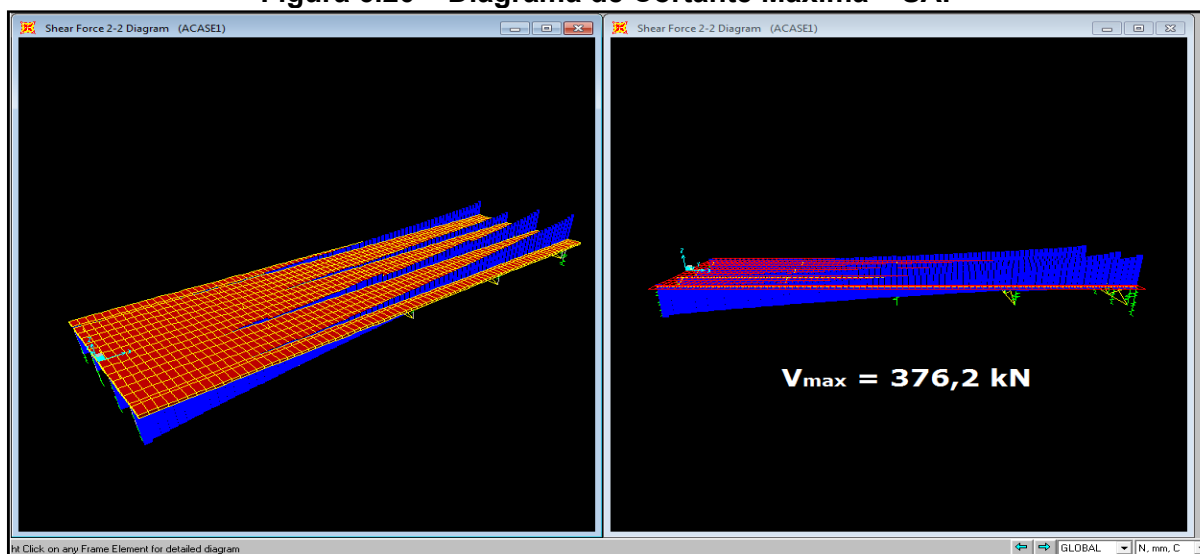
Com base nas definições estruturais apresentadas na Tabela 6.3, faz-se a análise estrutural da ponte do exemplo 2, nas Figuras 6.19, 6.20 e 6.21 são

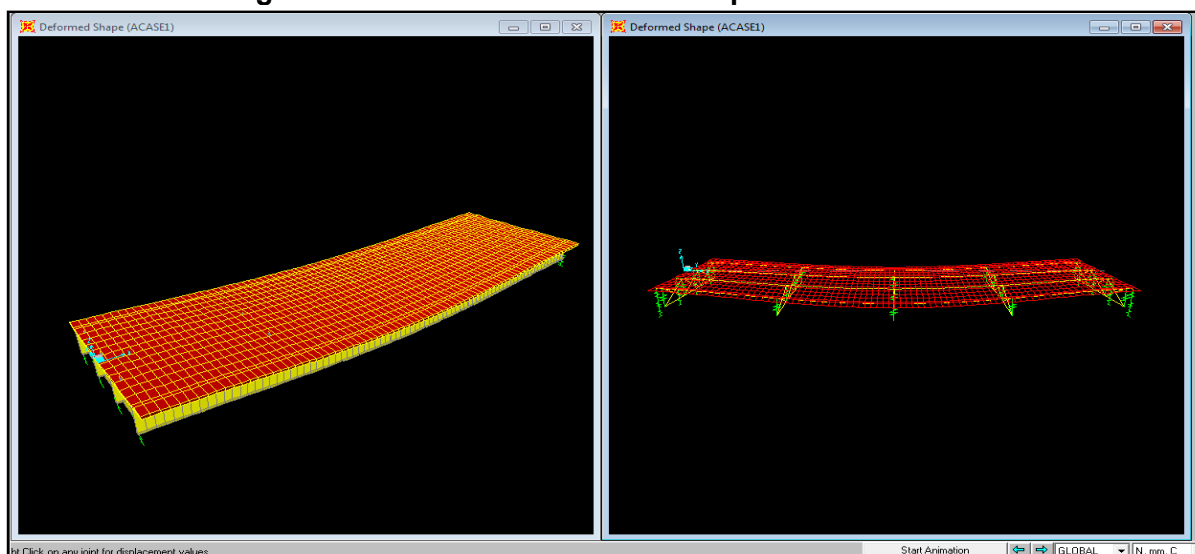
apresentadas a estrutura do exemplo após processamento do modelo, diagrama de momento fletor, diagrama de cortante e estrutura com suas deformações, respectivamente.

**Figura 6.19 – Diagrama de Momento Máximo – SAP**



**Figura 6.20 – Diagrama de Cortante Máxima – SAP**



**Figura 6.21 – Estrutura deformada após análise – SAP**

Após feita a análise estrutural da ponte, faz-se o dimensionamento, definindo e especificando todos as seções da estrutura.

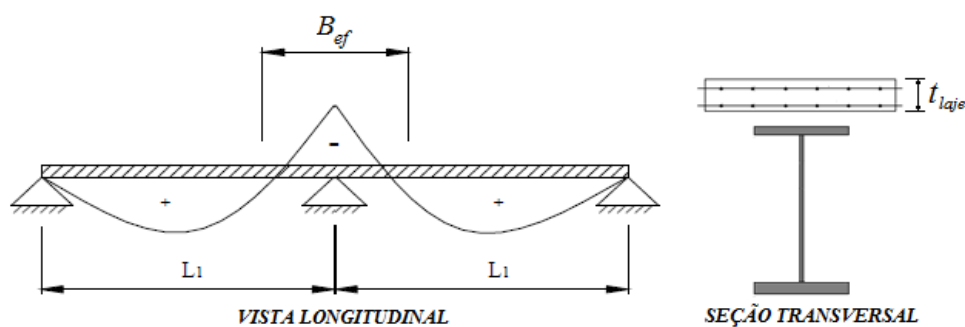
### **6.2.3 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA**

O dimensionamento da estrutura da ponte foi realizado da seguinte forma: adotou-se a viga mais solicitada e dimensionaram-se todas as demais com base nesta, com seção contínua ao longo do vão. A viga mais solicitada é a da extremidade, onde o momento fletor máximo é 793180 kN.cm e sua a cortante máxima é 376,2 kN.



- Largura efetiva da laje:

Figura 6.22 - Largura efetiva da laje

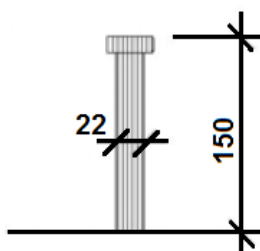


A largura efetiva da laje deve atender os critérios abaixo:

$$b_{\text{laje}} \leq \begin{cases} \frac{1}{4} l = 10\text{m} \\ \text{Distância entre vigas} = 5,25\text{m} \\ 12 \cdot t_{\text{laje}} = 2,7\text{m} \rightarrow \text{OK} \end{cases}$$

- Conectores de Cisalhamento:

Figura 6.23 – Conectores de cisalhamento utilizado na estrutura



$$S_w = 0,5 A_{sc} \sqrt{f_{ck} E_c} \leq 41,5 \cdot A_{sc}$$

Onde:

$$E_c = 4800 \sqrt{f_{ck}} = 2629 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto:

$$S_w = 0,5 \cdot 3,8 \sqrt{3 \cdot 2629} = 168,74$$

$$S_w = 41,5 \cdot 3,8 = 157,7 \leq 168,74$$

- Ligação entre a laje de concreto e a viga de aço, deve ser:

$$P \leq \begin{cases} A_s \cdot f_y \\ 0,85 \cdot f_y \cdot b_{laj} \cdot t_{laj} \end{cases}$$

Onde:

$$A_s \cdot f_y = 269,44 \cdot 35 = 9430 \text{ kN}$$

$$0,85 \cdot f_y \cdot b_{laj} \cdot t_{laj} = 0,85 \cdot 30 \cdot 0,270 \cdot 22,5 = 15491 \text{ kN}$$

Portanto:

$$P = 9430 \text{ kN}$$

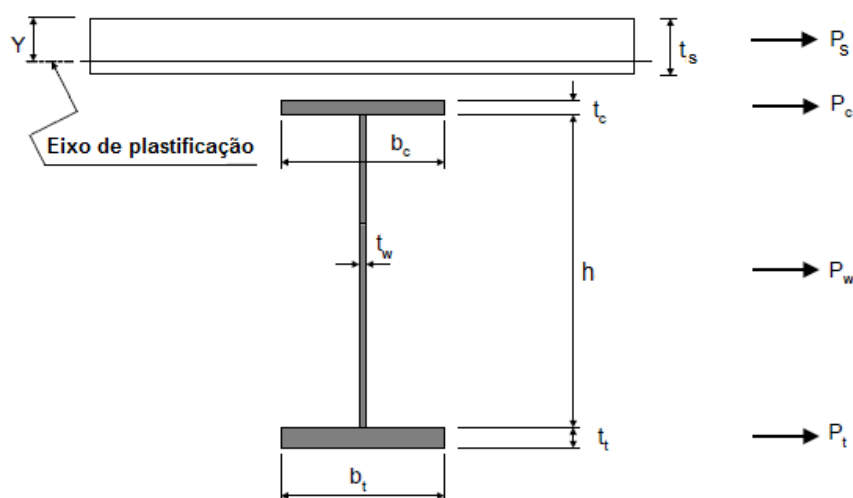
- O número mínimo de conectores ao longo da viga deve ser:

$$N = \frac{2P}{0,85 \cdot S_w} = \frac{2 \cdot 9430}{0,85 \cdot 157,7} = 140,7$$

Portanto o número mínimo de conectores deve ser: **141 espaçados uniformemente ao longo da viga.**

#### 6.2.4 VERIFICAÇÃO DO MOMENTO DE PLASTIFICAÇÃO

Figura 6.24 – Cálculo do momento de plastificação



- Resultante na mesa comprimida:  $P_c = f_{yc} \cdot b_c \cdot t_c$

$$P_c = 33.33.1,6 = 1960 \text{ kN}$$

- Resultante na mesa tracionada:  $P_t = f_{yt} \cdot b_t \cdot t_t$

$$P_t = 35.35.1,6 = 1960 \text{ kN}$$

- Resultante na alma:  $P_w = f_{yw} \cdot h \cdot t_w$

$$P_w = 35.196,8.0,8 = 5510 \text{ kN}$$

- Resultante na laje:  $P_s = P_{laje} = 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{laj} \cdot t_{laj}$

$$P_{laje} = 0,85.3.270.22,5 = 15491 \text{ kN}$$

Para verificação do posicionamento da linha neutra basta comparação as tensões da laje e da viga.

Se:  $A_s \cdot f_y \leq 0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{laj} \cdot t_{laj}$ , a linha neutra esta na laje, portanto:

$$Y = t_s \cdot \left( \frac{P_c + P_w + P_t}{P_s} \right)$$

$$Y = 22,5 \left( \frac{1960 + 5510 + 1960}{15491} \right) = 13,7 \text{ cm}$$

A partir disso, pode ser calculado o momento de plastificação através da expressão abaixo:

$$M_p = \frac{Y^2 \cdot P_s}{2 \cdot t_s} + (P_c \cdot d_c + P_t \cdot d_t + P_w \cdot d_w)$$

Portanto:

$$M_p = \frac{13,7^2 \cdot 15491}{2 \cdot 22,5} + (1960 \cdot 9,6 + 1960 \cdot 208 + 5510 \cdot 108,8) = 1090595 \text{ kN} \cdot \text{cm} \geq M_{SAP}$$

A seção é considerada compacta, pois como a linha de plastificação encontra-se na laje, então:  $D_c = 0$

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} \leq 6,77 \sqrt{\frac{E}{f_{yc}}} \rightarrow OK$$

Portanto:

### 6.2.5 RESISTÊNCIA A FORÇA CORTANTE

- Enrijecedores Transversais

$$\frac{h}{t_w} = 246 \geq 150 \quad F_v = \frac{50500}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2} \leq \frac{f_y}{3}$$

$$\frac{50500}{\left(\frac{196,8}{0,8}\right)^2} = 0,83 \text{ kN/cm}^2 \geq \frac{f_y}{3} = \frac{\left(\frac{V}{A_w}\right)}{3} = \frac{\left(\frac{376,2}{157,44}\right)}{3} = 0,80 \text{ kN/cm}^2$$

**Portanto há necessidade de enrijecedores transversais**

Espaçamento entre o apoio e o primeiro enrijecedor transversal:

$$d_0 = 196,8 \left[ \frac{260}{\left(\frac{196,8}{0,8}\right)} \right]^2 = 220 \text{ cm}$$

O momento de inércia do enrijecedor transversal deve satisfazer o limite abaixo:

$$I \geq d_0 \cdot t_w^3 \cdot J$$

Portanto:

$$I \geq 220 \cdot 0,8^3 \cdot 0,5 = 36,32 \text{ cm}^4$$

Para a espessura dos enrijecedores adotou-se a mesma da alma, para melhor aproveitamento da chapa e a largura será 17cm.

A área do enrijecedor deve respeita o limite abaixo:

$$A \geq \left[ 0,15B, \frac{h}{t_w}, (1 - C) \left( \frac{f_y}{F_v} \right) - 18 \right] \frac{F_v}{F_{cr}}, t_w^2 = 11,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{enrijecedor}} = 13,6 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad OK$$

$$I_{\text{enrijecedor}} = 1310 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad OK$$

**Portanto é utilizado um enrijecedor chapa 0,80 x 17 cm**

- Enrijecedores Longitudinais

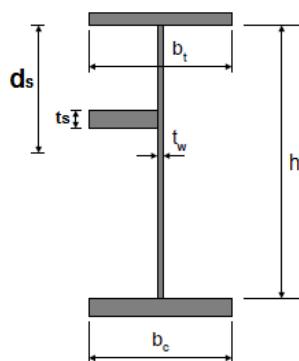
$$t_w \geq \frac{h\sqrt{f_b}}{600} \geq \frac{h}{170}$$

Onde:

$$\frac{h\sqrt{f_b}}{600} = 2,83 \text{ cm} \qquad \frac{h}{170} = 1,16 \text{ cm} \qquad \geq \qquad t_w = 0,8 \text{ cm}$$

**Portanto há necessidade de enrijecedores longitudinais**

Posicionamento do enrijecedor longitudinal:



$$d_s = \frac{h}{5} = 39,36 \equiv 40 \text{ cm}$$

Dimensionamento do enrijecedor longitudinal:

$$I = 196,8 \cdot 0,8^3 \left( 2,4 \cdot \frac{220}{196,8} - 0,13 \right) = 257,24 \text{ cm}^4$$

Espessura do enrijecedor não deve ser menor que:

$$t_s \geq \frac{b_s \sqrt{F_y}}{70} = \frac{17 \sqrt{74,55}}{70} = 2,1 \text{ cm} \equiv 2,25 \text{ cm}$$

Portanto o enrijecedor terá espessura de 2,25 cm e largura de 10 cm, onde:

$$I_{\text{enrijecedor}} = 750 \text{ cm}^4 \quad \rightarrow \quad OK$$

**Portanto é utilizado um enrijecedor chapa 2,25 x 10 cm**

- Enrijecedores de apoio:

$$b_{\text{enrijecedor}} = \left[ \frac{b_s}{2} - \frac{t_w}{2} \right] - 1 = 16,1 \equiv 15 \text{ cm}$$

$$t_{\text{enrijecedor}} = \frac{b_{\text{enrijecedor}}}{12} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{22,8}} = 1,55 \equiv 1,6 \text{ cm}$$

Verificação das tensões:

$$f_{sa} = \frac{V_{\max}}{A_{\text{enrijecedor}}} = 6,32 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{sa} = \frac{F_y}{2,12} \left[ 1 - \frac{\left[ \frac{d}{r_{sa}} \right]^2 F_y}{4 \cdot \pi^2 \cdot E_a} \right] = 14,63 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \geq f_{sa} \quad \rightarrow \quad OK$$

- Verificação dos diafragmas

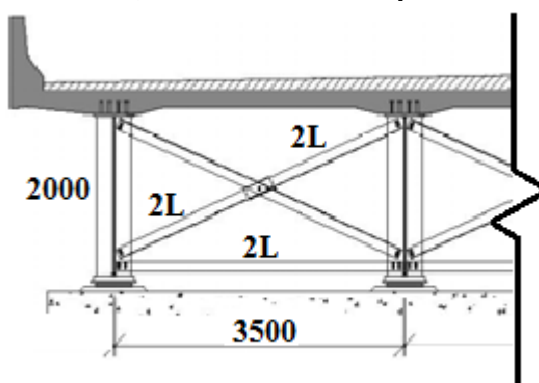
Inicialmente adotou-se diafragma dupla cantoneira, tanto para os montantes quanto para as diagonais com seção 2L 50 x 50 x 8,0 mm.

Portanto:

$$N_{\text{diafragma}} = \left[ \frac{L}{7,6} \right] + 1 = 6,26 \quad \therefore \quad \text{Adotar } 7$$

$$Dt_{\text{diafragma}} = \frac{L}{N_{\text{diafragma}}} \equiv 5 \text{ m}$$

Figura 6.25 – Seção transversal da ponte – Diafragmas



Raio de giração mínimo para os montantes (2L):

$$RM_{min} = \frac{350}{\lambda_{comp}} \cong 2,9 \text{ cm}$$

Raio de giração mínimo para as diagonais (2L):

$$RD_{min} = \frac{\sqrt{200^2 + 350^2}}{\lambda_{comp}} = 2,0 \text{ cm}$$

Seja: L 5,0x5,0x0,8 cm

$$L \ 50 \times 50 \times 8 \quad \rightarrow \quad A = 8 \text{ cm}^2$$

$$R(2L) = 2,42 \quad \geq \quad RD \quad \leq \quad RM \quad \rightarrow \quad \text{NÃO OK}$$

Então adotou-se:

Para Montante: 2L 127 x 127 x 10

Para Diagonais: L 127 x 127 x 10

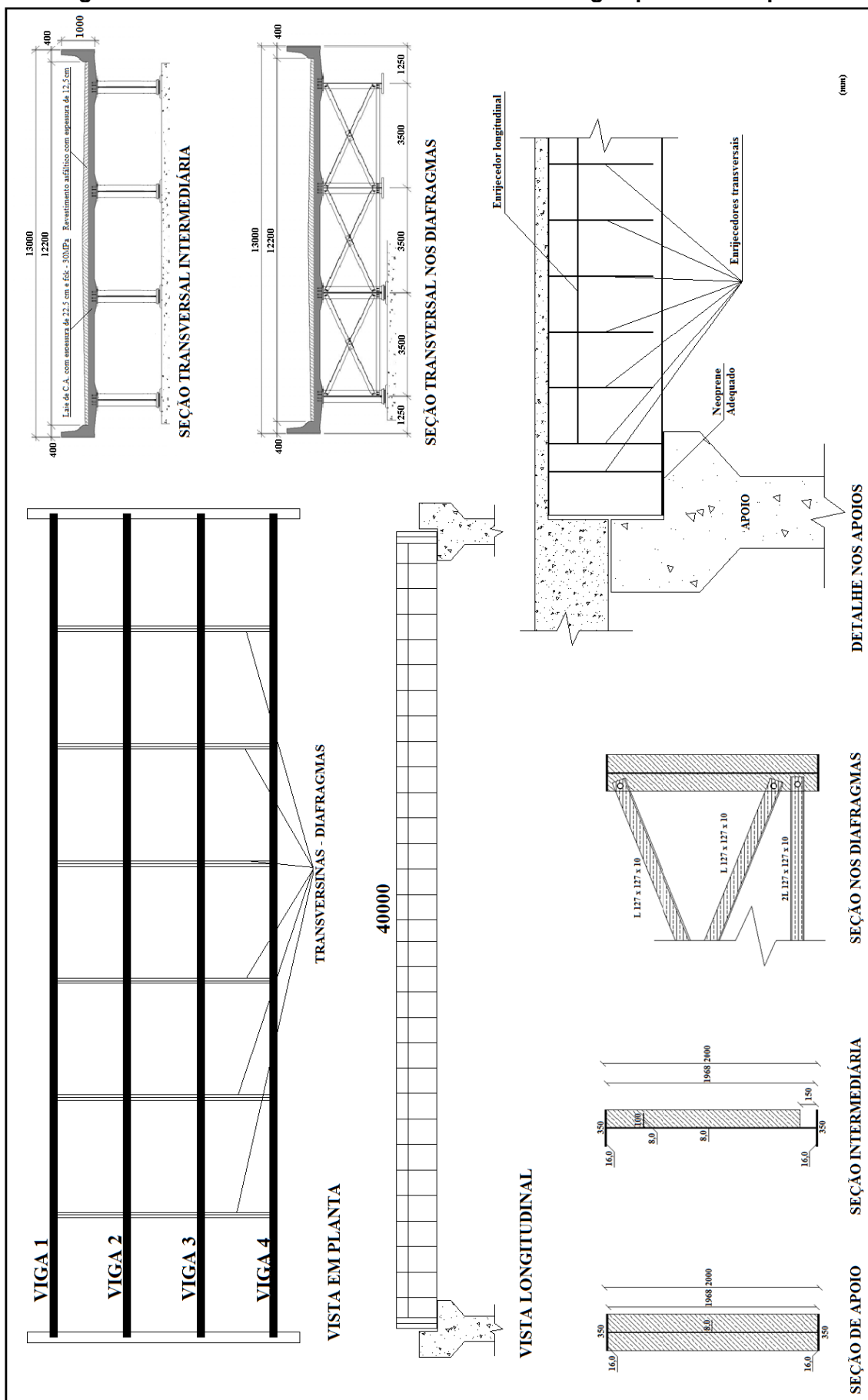
$$L \ 127 \times 127 \times 10 \quad \rightarrow \quad A = 23,9 \text{ cm}^2$$

$$R(L) = 2,51 \quad \geq \quad RD \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

$$R(2L) = 3,96 \quad \geq \quad RM \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

**Portanto são utilizados 2L 127 x 127 x 10 nos montantes e 1L 127 x 127 x 10 nas diagonais dos Diafragmas**

Figura 6.26 - Resumo do dimensionamento das vigas para o exemplo 2





## 7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou os diversos tipos de pontes mistas de aço e concreto, descrevendo seus principais sistemas estruturais e com isso os seus respectivos vãos adequados, onde o foco principal deste trabalho foram as pontes mistas de pequenos vãos, cujo sistema estrutural são as vigas retas. As pontes de pequenos vãos são as mais frequentes nas rodovias nacionais.

As pontes mistas em vigas retas são vantajosas para os pequenos vãos, pois são simples e com custos reduzidos, quanto à fabricação e manutenção, tendo sua montagem muito rápida quando comparada aos demais sistemas estruturais.

É fácil observar que há carência de pontes na infraestrutura rodoviária em todo o país. A ponte em aço ou mista de aço e concreto possibilita uma construção rápida e de fácil recuperação, em caso de sinistros. Porém, mesmo com toda a importância, quantidade e necessidade de pontes no Brasil, existem poucos trabalhos voltados para este tema e não existe normalização específica para projeto de pontes mistas de aço e concreto.

Normalmente os projetos de pontes em aço e mistas de aço e concreto, no Brasil, são executados com base em normas e publicações estrangeiras, principalmente americanas, que nem sempre estão adaptadas a realidade brasileira.

Foram descritos os critérios utilizados para análise das ações móveis descritas nas normas: AASHTO:2002, AASHTO-LRFD:2005, EC-1:1991 e NBR7188:1984. Onde também há exemplos de cálculos voltados aos trem-tipo, ações móveis, referentes às normas citadas acima, analisando os momentos fletores e deslocamentos, podendo constatar a compatibilidade entre os valores obtidos pelas normas NBR7188:1984 e AASHTO-LRFD:2005.

Foram feitos dois exemplos, apresentando, passo a passo, as etapas e critérios, para o dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto, voltados à AASHTO:2002, porém utilizando o trem-tipo apresentado na NBR7188:1984,

ressaltando as condições e verificações necessários ao longo do processo de dimensionamento.

As normas estudadas neste projeto e também a norma brasileira para edifícios podem servir de base para elaboração de uma norma brasileira de projeto de pontes de aço e mistas de aço e concreto. Porém pode se notar a necessidade de normas nacionais voltadas às pontes mistas de aço e concreto, atendendo e estabelecendo critérios voltados a realidade brasileira.

## REFERÊNCIAS

AASHTO. **Standard Specifications for Highway Bridges**. American Association Of State Highway And Transportation Officials, Washington D. C. 1028p, 2002.

ABNT, **NBR 7187 - Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – Procedimento**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2003.

ABNT, **NBR 7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.

ABNT, **NBR 8800 - Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2008.

AFONSO, D. F. **Verificação à Fadiga de Pontes Metálicas Ferroviárias**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 178 p. 2007.

AKTAN, A. E.; CHUNTAVAN, C.; LEE, K-L, TOKSOY, T. Structural identification of a steel stringer bridge. **Transportation Research Record**, ASCE, n.1393, p.175-185, 1993.

American Iron and Steel Institute (AISI), American Institute of Steel Construction (AISC) e National Steel Bridge Alliance (NSBA). **Steel Bridge Construction: Myths & Realities**, 30p.

ANSOURIAN, P.; RODERICK, J. W. **Analysis of composite beams**. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 104, n. ST10, p. 1631-1645, 1978.

BAKER JR. M. **Design Process Flowcharts for Superstructure and Substructure Designs**, Washington, 2003.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**, 2. Ed. EdUFSCar, 374p. 2004.

CARVALHO, F. S. **Fôrma Metálica Profunda, com Alma Corrugada, para Incorporação a Lajes de Concreto – Comportamento na Fase Antes da Cura do Concreto**, Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, MG, 2005

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 1. Actions on Structures**. Madrid, AENOR, 2002.

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 3. Design of Steel Structures**. Madrid, AENOR, 2002.

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 4. Design of Composite Steel and Concrete Structures**. Madrid, AENOR, 2001.

DE NARDIN, S., SOUZA, A. S. C., EL DEBS, A. L. H. C. **Comportamento Conjunto em Elementos Mistos de Aço e Concreto: Dispositivos Mecânicos**. Artigo, Congresso Latino-Americano da Construção Metálica, 16p, 2008.

DUBAS, P. **Pontes em viga mista**. Rio de Janeiro. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro / Usiminas Mecânica (fascículo 11), 1975.

EL DEBS, M. K, MALITE, M., TAKEYA, T., MUNAIAR NETO, J. HANAI, J. B. **Análise das Conseqüências do Tráfego de Combinações de Veículos de Carga (cvcs) sobre as Pontes da Rede Viária sob Jurisdição do DER-SP**, Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, São Carlos, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo, Relatório Técnico, Minerva, 2001.

EPC – Engenharia Projeto Consultoria Ltda. **O Aço na Construção - Pontes Rodoviárias Metálicas Partes 1 e 2**, Vol. 3, 1989.

FERNANDES, W. L. **Software Para Análise e Dimensionamento de Vigas Mistas Aço-Concreto Em Pontes Rodoviárias**, Dissertação de Mestrado do Programa de

Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, MG, 2008.

GNECCO, C., MARIANO, R. e FERNANDES, F. **Manual de Construção em Aço – Tratamento de Superfície e Pintura**, Centro de Informação do IBS/CBCA. Rio de Janeiro, IBS/CBCA, 96p, 2003.

GONÇALVES, R. M. **Alguns Aspectos Relativos à Inspeção e Recuperação de Pontes de Aço: Ênfase em Pontes Ferroviárias**, Tese de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1992.

HAMBLY, E.C. (1991). **Bridge deck behavior**. 2.ed. London, Chapman and Hall.

JOHNSON, R. P.; BUCKBY, R. J. **Composite Structures of Steel and Concrete: Bridges**, Collins. v.2. 1986.

JOHNSON, R. P.; HOPE-GILL, M. C. **Applicability os Simple Plastic Theory to Continuous Composite Beams**. Proceeding of the Institution os Civil Engineers. London. 143p, 1976.

KLINSKY, E. G. R. G. **Uma Contribuição ao Estudo das Pontes em Vigas Mistas**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1999.

LOURENÇO, L. A. P. **Análise do Efeito de Redução de Espessura no Comportamento de Vigas de Inércia Variável com Seção em I**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal, 207 p. 2005.

LUCHI, L. A. R. **Reavaliação de Trem-Tipo à Luz das Cargas Reais nas Rodovias Brasileiras**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 282 p. 2006.

MALITE, M., TAKEYA, T., GONÇALVES, R. M., SÁLES, J. J. **Auscultação da Estrutura Metálica da Ponte Rodoferroviária sobre o Rio Paraná Durante o**

**Lançamento e Prova de Carga**, Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, São Carlos, São Carlos, Relatório Técnico, Minerva, 2000.

MASON, J. **Pontes Metálicas e Mistas em Viga Reta: Projeto e Cálculo**. Rio de Janeiro, Mc Graw-Hill, 1976

MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **LRFD Bridge Design Manual**, 2007.

NATIONAL STEEL BRIDGE ALLIANCE. **Steel Bridge Design Handbook: Selecting the Right Bridge Type**, 1996.

NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE. **LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge**, Washington, 2003.

ORLANDO, D., PRAVIA Z. M. C., DREHMER A. G. **Análise Estrutural via Elementos Finitos de Pontes Metálicas Mistas**. Artigo. XVIII Congresso Regional De Iniciação Científica e Tecnológica, 5p. 2003.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Manual de Construção em Aço - Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**, Centro de Informação do IBS/CBCA. Rio de Janeiro, IBS/CBCA, 138p, 2007.

PINHO, M. O. **Manual de Construção em Aço – Transporte e Montagem**, Centro de Informação do IBS/CBCA. Rio de Janeiro, IBS/CBCA, 144p, 2005.

PFEIL, M. S., ROSSIGALI, C. E., BATTISTA, R. C., MENDONÇA, R. F. **Proposição para Novos Modelos de Cargas Móveis em Pontes de Pequenos Vãos**. Artigo, XXXIV Jornadas Sudamericanas de Engenharia Estrutural, 14p, 2010.

QUEIRÓS JR, D. O. J., MENDES, P. T. C., MOREIRA, M. L. T. **Caracterização, Modelagem e Avaliação Estrutural de Pontes de Concreto Armado**. Iniciação Científica, Departamento de Estruturas UFPI, 2010.

RAYMUNDO, H. **Grelha Equivalente x Método dos Elementos Finitos: Comparação Aplicada a um Tabuleiro de Ponte**. Seminário, Disciplina do Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, UFSCar, São Carlos. 2010.

SANTOS, M. F. **Contribuição ao Estudo do Efeito de Combinação de Veículos de Carga sobre Pontes Rodoviárias de Concreto**. Dissertação de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 170 p. 2003.

SIDERBRÁS. **Pontes Rodoviárias Metálicas – Introdução ao projeto e cálculo**. Grupo Siderbrás Editora, (Publicações técnicas para o desenvolvimento da construção metálica, 8), Brasília, 184p, 1989.

SOLIMAN, M.; KENNEDY, J. B. **Simplified Method for Estimating Thermal Stresses in Composite Bridges**. Transportation Research Record, TRB, n. 1072, p. 23-31, 1986.

SOUZA V. J. L., SOUZA A. S. C. **Ações Móveis em Pontes: Comparações entre Normas Brasileira, Européia e Americana**. Artigo, XXXIV Jornadas Sudamericanas de Engenharia Estrutural, 20p, 2010.

VALENTE, M. I., CRUZ, P. J. S. **Análise Experimental e Numérica de Vigas Mistas em Aço e Betão Leve**. Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 20 p. 2007.

VALENTE, M. I., CRUZ, P. J. S. **Estudo Experimental de Vigas Mistas Aço-Betão Leve**. Encontro Nacional Betão Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 8 p. 2004.

VASCONCELOS, A C. **Pontes brasileiras: Viadutos e Passarelas Notáveis**. São Paulo, Pini, 1993.

VIEST, I. M.; FOUNTAIN, R. S.; SINGLETON, R. C. **Composite Construction in Steel and Concrete: for Bridges and Buildings**. New York. McGraw-Hill, 1958.

## A. FADIGA

As pontes são estruturas que estão sujeitas a repetidas variações ou reversões de tensão, devido ao tráfego dos veículos. Estas estruturas deverão ser projetadas de forma que a tensão máxima não exceda a tensão básica admissível, referente aos limites e tensões dos materiais dos elementos sob condições de serviço, Tabela A.1.

**Tabela A.1 - Tensões admissíveis - Aço estrutural – AASHTO *apud* (PINHO e BELLEI, 2007)**

TIPO E TENSÃO ADMISSÍVEL	ASTM A36	ASTM A572 G50	ASTM A588
<p>Tração axial em elementos com furos para parafusos de alta resistência ou rebites. Tração nas fibras externas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão.</p> <p>Deve atender a ambos os requisitos:</p> <p>- Para seção bruta: <math>0,55.f_y</math></p> <p>- Para seção líquida: <math>0,46.f_u</math></p>	<p>13,8</p> <p>18,4</p>	<p>19,3</p> <p>20,7</p>	<p>19,3</p> <p>22,3</p>
<p>Compressão axial nas fibras externas de perfis laminados ou soldados sujeitos à flexão, seção bruta, quando a mesa comprimida é:</p> <p>(a) Contido lateralmente em todo o seu comprimento pela laje de concreto: <math>0,55.f_y</math></p> <p>(b) Contido parcialmente ou sem contenção:</p> $f_b = \frac{3515.C_b}{S_{xc}} \left( \frac{I_{yc}}{L_b} \right) \cdot \sqrt{\left( 0,772 \cdot \frac{J}{I_{yc}} + 9,87 \cdot \left( \frac{d}{L_b} \right)^2 \right)} \leq 0,55.f_y,$ <p>Onde: <math>S_{xc}</math> - módulo de Seção da mesa comprimida;</p> <p><math>I_{yc}</math> - momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo vertical no plano da alma;</p> <p><math>L_b</math> - distância entre pontos de contenção lateral;</p> <p><math>d</math> - altura da viga</p> $J = \left[ \frac{(b.t^3)_c + (b.t^3)_t + d.t_w^3}{3} \right], \text{ onde: } \begin{cases} c - \text{comprimido} \\ t - \text{tracionado} \end{cases}$	<p>13,8</p>	<p>19,3</p>	<p>19,3</p>



$C_b = 1,75 + 1,05 \cdot \left(\frac{M1}{M2}\right) + 0,3 \cdot \left(\frac{M1}{M2}\right)^2 \leq 2,3$ <p>Onde: <math>M1</math> é o menor momento e <math>M2</math> é o maior momento de extremidade do comprimento sem contenção lateral; <math>M1/M2</math> é positivo quando os momentos causam curvatura reversa e negativo para curvaturas simples;</p> <p><math>C_b = 1,0</math> para balanços sem contenção e membros onde o momento dentro de uma parte significativa do comprimento sem contenção é maior ou igual ao maior momento de extremidade</p>			
<p>Compressão em colunas axialmente carregadas:</p> <p>Com: <math>C_c = \sqrt{\frac{2 \cdot \pi^2 \cdot E}{f_y}}</math></p> <p>Quando: <math>Kl/r \leq C_c</math>      <math>F_a = \frac{f_y}{FS} \left[ 1 - \frac{(Kl/r)^2 \cdot f_y}{4 \cdot \pi^2 \cdot E} \right]</math></p> <p>Quando: <math>Kl/r &gt; C_c</math>      <math>F_a = \frac{\pi^2 \cdot E}{FS \cdot (Kl/r)^2}</math></p> <p>FS = 2,12</p>	127,2	107,5	107,5
Cisalhamento em almas de vigas, seção bruta: $0,33 \cdot f_y$	8,3	11,6	11,6
Esmagamento em enrijecedores ou outras partes em contato: $0,80 \cdot f_y$	20,0	28,0	28,0

Outra especificação é que a faixa atual de tensão não exceda a *faixa admissível de tensão*, Tabela A.2, para os tipos e localizações apropriados dados, Tabela A.4.

**Tabela A.2 – Faixa de tensão admissível à fadiga – (a) - AASHTO *apud* (PINHO e BELLEI, 2007)**

ELEMENTOS QUE NÃO PROVOCAM O COLAPSO				
Categoria	Para 100000 ciclos	Para 500000 ciclos	Para 2000000 ciclos	Para acima de 2000000 ciclos
<b>A</b>	44,3	26,0	16,9	16,9
<b>B</b>	34,5	20,4	12,7	11,2
<b>B'</b>	27,4	16,2	10,2	8,4
<b>C</b>	24,6	14,8	9,1	7,0
				8,4 (b)
<b>D</b>	19,7	11,2	7,0	4,9
<b>E</b>	15,5	9,2	5,6	3,2
<b>E'</b>	11,2	6,5	4,1	1,8
<b>F</b>	10,5	8,4	6,3	5,6

ELEMENTOS QUE PODEM PROVOCAR O COLAPSO				(kN/cm <sup>2</sup> )
Categoria	Para 100000 ciclos	Para 500000 ciclos	Para 2000000 ciclos	Para acima de 2000000 ciclos
<b>A</b>	35,2	20,4	16,9	16,9
<b>B</b>	27,4	16,2	11,2	11,2
<b>B'</b>	21,8	12,7	7,7	7,7
<b>C</b>	19,7	11,2	7,0	6,3
			8,4 (b)	7,7 (b)
<b>D</b>	15,5	9,1	5,6	3,5
<b>E (c)</b>	12,0	7,0	4,2	1,6
<b>E'</b>	8,4	4,9	2,8	0,9
<b>F</b>	0,84	0,63	0,49	0,42

(a) A faixa de tensão é definida como a diferença algébrica entre a tensão máxima e a tensão mínima. É considerado que tensão de tração tenha sinal oposto à tensão de compressão.

(b) Para soldas de enrijecedores transversais na alma e mesas.

(c) Não usar chapa de reforço parcial soldada (cover plates) em mesas com mais de 19 mm de espessura em estruturas que podem provocar o colapso da ponte.

O número de ciclos da variação máxima de tensão a ser considerado no projeto deverá ser selecionado da Tabela A.3, ou por outras considerações que indiquem a forma.

Tabela A.3 - Ciclos de carregamento - AASHTO *apud* (PINHO e BELLEI, 2007)

<b>ELEMENTOS PRINCIPAIS (longitudinais)</b>			
<b>TIPO DE ESTRADA</b>	<b>CASO</b>	<b>MDT*</b>	<b>Nº DE CICLOS</b>
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	I	2500 ou mais	2000000
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	II	Menos que 2500	500000
Outras rodovias, estradas e ruas não inclusas em casos I e II	III		100000
<b>ELEMENTOS TRANSVERSAIS E DETALHES SUJEITOS A CARGAS DE RODAS</b>			
<b>TIPO DE ESTRADA</b>	<b>CASO</b>	<b>MDT*</b>	<b>Nº DE CICLOS</b>
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	I	2500 ou mais	2000000
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	II	Menos que 2500	500000
Outras rodovias, estradas e ruas não inclusas em casos I e II	III		100000
MDT* - Média diária de tráfego (em uma direção)			

Tabela A.4 - Parâmetros de fadiga - AASHTO *apud* (PINHO e BELLEI, 2007)

Condição Geral	Situação	Tipo de Tensão	Categoria de Tensão (Tab. A.3)	Exemplo Ilustrativo (Fig. A.1)
<b>Elementos Planos</b>	Metal base com superfície limpa ou laminada e extremidades cortadas à fogo.	T ou Rev	A	1,2
<b>Perfis Compostos</b>	Metal base e metal de solda em elementos compostos por chapas, conectados por solda contínua de penetração total (com back removido) ou por filete de solda contínuo paralelo à direção de tensão aplicada.	T ou Rev	B	3,4,5,7
	Metal base e metal de solda de elementos compostos por chapas, conectados por solda contínua de penetração total com back não removido, ou por solda de penetração parcial paralela à direção de tensão aplicada.	T ou Rev	B'	3,4,5,7
	Tensão de flexão calculada no pé da solda de enrijecedores transversais com alma ou mesas.	T ou Rev	C	6
	Metal base nos extremos de chapas de reforço soldadas (cover plates) mais estreitas do que a mesa, com extremidades retas ou em ângulo, com ou sem soldas nos extremos, ou mais largas do que a mesa com solda nos extremos: (a) espessura da mesa $\leq 19$ mm. (b) espessura da mesa $> 19$ mm.	T ou Ver T ou Rev	E E'	7 7
	Metal base nos extremos de chapas de reforço soldadas (cover plates) mais largas do que a mesa, com soldas nos extremos.	T ou Rev	E'	7
<b>Ligações Soldadas c/ chanfro</b>	Metal base e metal de solda em ou adjacentes à emendas soldadas com chanfro de penetração total de seções laminadas ou soldadas que tenham seções similares, quando as soldas são niveladas com o metal base por esmerilhamento na direção da tensão aplicada e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo.	T ou Rev	B	8,10
	Metal base e metal de solda em ou adjacentes à emendas soldadas com chanfro de penetração total com transição de largura com raio de 60 cm, quando as soldas são niveladas com o metal base por esmerilhamento na direção da tensão aplicada e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo.	T ou Rev	B	13
	Metal base e metal de solda em ou adjacentes à emendas soldadas com chanfro de penetração total com transição de largura ou espessura, tendo inclinações não superiores a 1 para 2,5, quando as soldas são niveladas com o metal base por esmerilhamento na direção da tensão aplicada e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo: (a) metal base de aços A514/A517. (b) outros metais base.	T ou Rev T ou Rev	B' B	11,12 11,12

	<p>Metal base e metal de solda em ou adjacentes à emendas soldadas com chanfro de penetração total com ou sem transições tendo inclinações não superiores a 1 para 2,5, quando os reforços não são removidos e a qualidade garantida por ensaio não destrutivo.</p>	T ou Ver	C	8,10,11,12
<p><b>Dispositivos soldados c/ chanfro – Carregados longitudinalmente</b></p>	<p>Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial quando o comprimento do detalhe, L, na direção da tensão, é menor que 500 mm.</p>	T ou Rev	C	6,15
	<p>Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial quando o comprimento do detalhe, L, na direção da tensão, é entre 50 mm e 12 vezes a espessura da chapa, mas menor que 100 mm.</p>	T ou Rev	D	15
	<p>Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial quando o comprimento do detalhe, L, na direção da tensão, é maior que 12 vezes a espessura da chapa ou 100 mm:</p> <p>(a) espessura do detalhe &lt; 25 mm. (b) espessura do detalhe ≥ 25 mm.</p>	T ou Rev T ou Rev	E E'	15 15
	<p>Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial com raio de transição, R, independente do comprimento do detalhe:</p> <p>- Com a solda de extremidade lisa</p> <p>(a) raio de transição ≥ 60 cm (b) 60 cm &gt; raio de transição ≥ 15 cm (c) 15 cm &gt; raio de transição ≥ 5 cm (d) 5 cm &gt; raio de transição ≥ 0</p>	T ou Rev	B C D E	16
	<p>- Todos os raios sem solda de extremidade lisa</p>	T ou Rev	E	16
<p><b>Dispositivos soldados c/ chanfro – Carregados transversalmente</b></p>	<p>Metal base adjacente a detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total ou parcial com raio de transição, R, independente do comprimento do detalhe e com qualidade da solda transversal à direção da tensão garantida por teste não destrutivo:</p> <p>- Com chapas de mesma espessura e reforço removido:</p> <p>(a) raio de transição ≥ 60 cm (b) 60 cm &gt; raio de transição ≥ 15 cm (c) 15 cm &gt; raio de transição ≥ 5 cm (d) 5 cm &gt; raio de transição ≥ 0</p>	T ou Rev	B C D E	16
	<p>- Com chapas de mesma espessura e reforço não removido:</p> <p>(a) raio de transição ≥ 15 cm (b) 15 cm &gt; raio de transição ≥ 5 cm (c) 5 cm &gt; raio de transição ≥ 0</p>	T ou Rev	C D E	16
	<p>- Com chapas de espessuras diferentes e reforço removido:</p> <p>(a) raio de transição ≥ 5 cm (b) 5 cm &gt; raio de transição ≥ 0</p>	T ou Rev	D E	16
	<p>- Para todos os raios com chapas de espessuras diferentes e reforço não removido.</p>	T ou Ver	E	16

<b>Ligações soldadas com filetes</b>	Metal base junto à detalhes ligados por solda carregada transversalmente, com a solda perpendicular à direção da tensão: (a) espessura do detalhe $\leq 2,5$ mm. (b) espessura do detalhe $> 2,5$ mm.	T ou Rev T ou Rev	C ver nota b	14
	Metal base junto à soldas intermitentes de filete.	T ou Rev	E	
	Tensão de cisalhamento na garganta de soldas de filete.	Corte	F	9
<b>Dispositivos soldados c/ filetes – Carregados longitudinalmente</b>	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com comprimento L, na direção da tensão, menor que 5 cm e conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.	T ou RevD	C	15,17,18,20
	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com comprimento L, na direção da tensão, entre 5 cm e 12 vezes a espessura da chapa, mas menor que 10 cm.	T ou Rev	D	15,17
	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com comprimento L, na direção da tensão, maior que 12 vezes a espessura da chapa, ou maior que 10 cm: (a) espessura do detalhe $< 2,5$ mm. (b) espessura do detalhe $\geq 2,5$ mm.	T ou Rev T ou Rev	E E'	7,9,15,17 7,9,15
	Metal base adjacente a detalhes ligados com solda de filete com raios de transição R, independentemente do comprimento do detalhe:  - Com a solda de extremidade lisa (a) raio de transição $\geq 5$ cm (b) $5 \text{ cm} > \text{raio de transição} \geq 0$  - Todos os raios sem solda de extremidade lisa	T ou Rev  T ou Rev	 D E E	 16  16
<b>Dispositivos soldados c/ filetes – Carregados transversalmente com solda na direção da tensão principal (notas b,e)</b>	Metal base de detalhes ligados por soldas de filete com raio de transição R, independentemente do comprimento do detalhe (tensão de cisalhamento na garganta do filete de solda governada pela Categoria F):  - Com a solda de extremidade lisa (a) raio de transição $\geq 5$ cm (b) $5 \text{ cm} > \text{raio de transição} \geq 0$  - Todos os raios sem solda de extremidade lisa	T ou Rev  T ou Rev	 D E E	 16  16
	<b>Ligações com parafusos</b>	Metal base na seção bruta das ligações com parafusos de alta resistência por atrito, exceto as ligações axialmente carregadas que possam produzir flexão fora do plano nos materiais ligados.	T ou Rev	B
Metal base na área líquida das ligações com parafusos de alta resistência por contato.		T ou Rev	B	21
Metal base na área líquida das ligações com rebites.		T ou Rev	D	21
Notas:				
a- T significa faixa de tensão de tração somente, Ver significa uma faixa envolvendo tração e compressão durante o ciclo da tensão.				
b- Carregado Longitudinalmente significa que a direção da tensão aplicada é paralela ao eixo longitudinal da solda. Carregado Transversalmente significa que a direção da tensão aplicada é perpendicular ao eixo longitudinal da solda.				
c- Soldas de penetração parcial transversalmente carregadas são proibidas.				
d- A faixa de tensão admissível na garganta de solda de filete transversalmente carregada é uma função da garganta efetiva e da espessura da chapa.				
(ver Frank e Fisher, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 105, No. ST9, Sept.1979). Onde Sr é igual a Faixa admissível de tensão para Categoria C dada na Tabela 10.3.1 <sup>a</sup> . Supondo que não há penetração na raiz da solda.				

$$S_r = S_r^e \left( \frac{0,06 + 0,79.H/t_p}{1,1t_p^{1/6}} \right)$$

e- Chapas de gusset ligadas à superfície da mesa de vigas com soldas transversais de filete são proibidas.

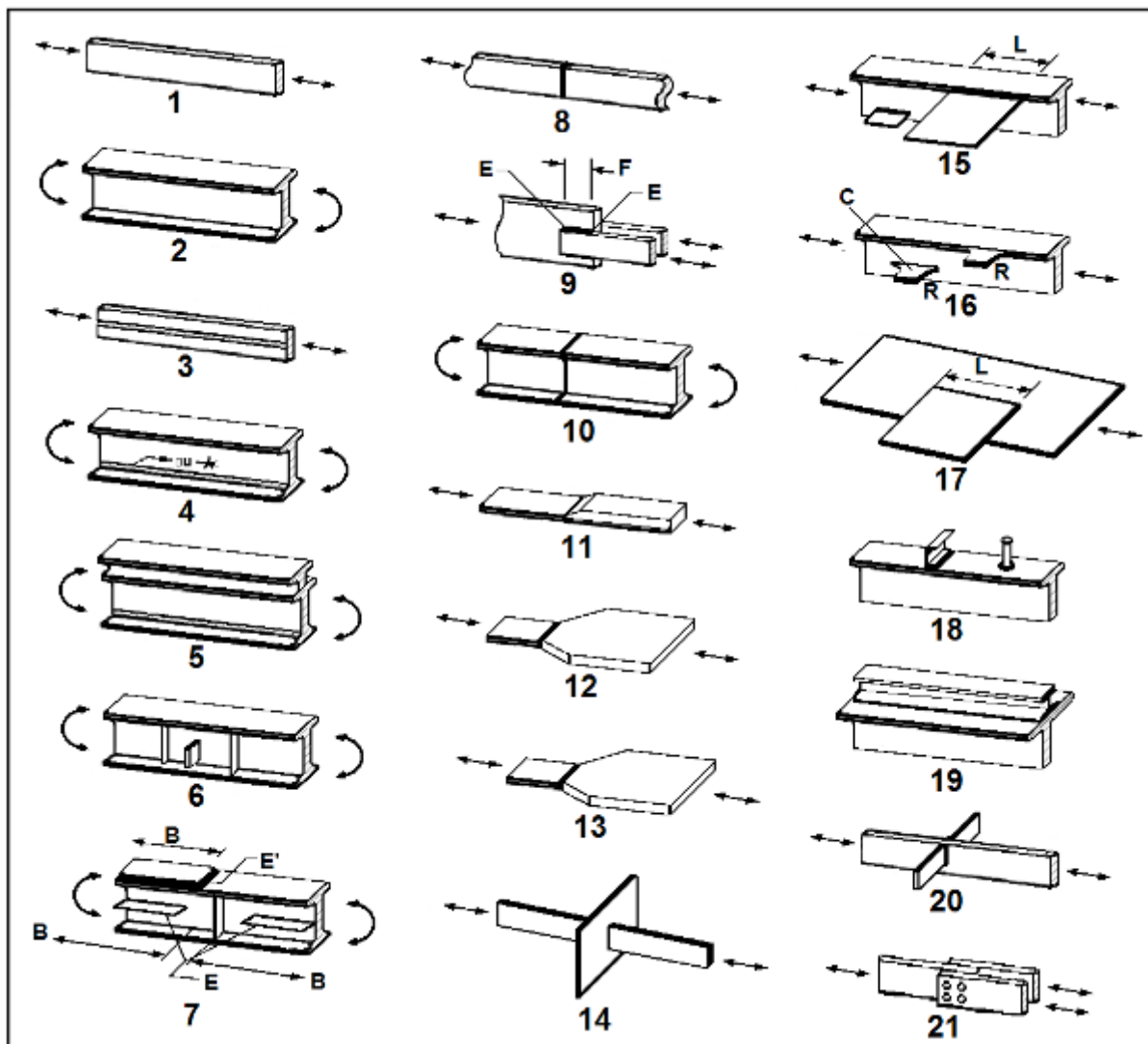


Figura A.1 - Exemplos ilustrativos – PINHO e BELLEI (2005)