



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO  
Universidade Federal de Ouro Preto  
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil  
Programa de Pós-Graduação em Construção Metálica  
Mestrado Profissional em Construção Metálica (MECOM)

---



Thales José Mendes

ANÁLISE DA FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA EM LONGARINAS NO  
SISTEMA MISTO AÇO E CONCRETO DE PONTES RODOVIÁRIAS

Ouro Preto  
2018

Thales José Mendes

ANÁLISE DA FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA EM LONGARINAS NO  
SISTEMA MISTO AÇO E CONCRETO DE PONTES RODOVIÁRIAS

Dissertação de Mestrado apresentada ao  
Curso de Mestrado Profissional em  
Construção Metálica do Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Minas da  
Universidade Federal de Ouro Preto como  
requisito para obtenção do título de Mestre  
em Construção Metálica.

Orientadores: ***Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula***

***Prof. Dra. Rovadavia Aline de Jesus Ribas***

Ouro Preto  
2018

M538a

Mendes, Thales José.

Análise da flambagem local da alma em longarinas no sistema misto aço e concreto de pontes rodoviárias [manuscrito] / Thales José Mendes. - 2018. 92f.:

Orientador: Prof. Dr. Geraldo Donizetti de Paula.

Coorientador: Profa. Dra. Rovadavia Aline de Jesus Ribas.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Mestrado Profissional em Construção Metálica.

Área de Concentração: Construção Metálica.

1. Pontes e Viadutos. 2. Estruturas Metálicas. 3. Estruturas Mistas. 4. Análise Numérica. 5. Flambagem Local de Alma. I. Paula, Geraldo Donizetti de. II. Ribas, Rovadavia Aline de Jesus. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU: 624.014

**ANÁLISE DA FLAMBAGEM LOCAL DA ALMA EM LONGARINAS  
NO SISTEMA MISTO AÇO E CONCRETO DE PONTES  
RODOVIÁRIAS**

**AUTOR: THALES JOSÉ MENDES**

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em cinco de março de 2018, pela Comissão Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Geraldo Donizetti de Paula, D. Sc. – UFOP (Presidente)



Prof. Rovadavia Aline de Jesus Ribas, D. Sc. – UFOP



Prof. Flávio Teixeira de Souza, D. Sc. – IFMG



Prof. Cláudio Ernani Martins Oliveira, D. Sc. – UNIFEI

*“DEUS é especialista em construir  
Pontes onde surgem abismos”*

**Laureane Antunes**

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este estudo ao meu pai José Pedro Mendes, a quem me espelho como grande homem e profissional, à minha mãe Maria Lúcia Ferreira Mendes, pelo amor e carinho eterno, à minha esposa Érika Coelho Mendes, pela garra, perseverança e espírito vitorioso, ao meu filho Lucca Coelho Ferreira Mendes, meu eterno amor e ao Marcelinho, garoto espetacular de quem sempre me orgulhei.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente à Deus, por iluminar sempre meus caminhos.

Ao professor Dr. Geraldo Donizetti, pela dedicação e amizade.

À professora Dra. Róvia, pelo apoio e maestria na co-orientação deste trabalho.

Aos meus amigos e companheiros de viagem à Ouro Preto, Maikel Drumond e Marcos Antônio, pela força nos momentos difíceis.

À Usiminas Mecânica pelo incentivo ao estudo.

Ao Galo mais lindo do mundo (Clube Atlético Mineiro).

À minha família, alicerce da minha vida.

## RESUMO

As estruturas mistas aço e concreto agregam dois materiais distintos, utilizando o melhor de suas resistências nas longarinas de pontes rodoviárias. O estudo apurado da flambagem local da alma nos perfis de aço com alma esbelta busca um dimensionamento econômico. Nesse contexto, o objetivo desse trabalho é analisar a flambagem local da alma em longarinas constituídas por perfis I soldados sob lajes de concreto, de uma ponte rodoviária. A norma AASHTO é base para a análise numérica de um modelo de ponte, que é verificada pelo Método dos Elementos Finitos por meio do software Structural Analysis Programs (STRAP), resultando em um estudo da flambagem local da alma de grande confiabilidade. Aplicando-se enrijecedores nos perfis de alma esbelta, tem-se que o peso da longarina mostra-se 20 % menor do que os perfis de aço com alma não esbelta e isento de enrijecedores.

Palavras-chave: Pontes, viadutos, estruturas metálicas, estruturas mistas, análise numérica, flambagem local da alma.



## ABSTRACT

The composite steel and concrete structures add two different materials, using the best of their resistances in beams of road bridges. The accurate study of the local web buckling in the steel sections with slender web looks for an economic dimensioning. In this context, the objective of this work is to analyze the local web buckling in longitudinal beams made up of I welded sections under concrete slabs of a road bridge. The AASHTO standard is the basis for the numerical analysis of a bridge model, which is verified by the Finite Element Method using Structural Analysis Programs (STRAP) software, resulting in a study of local web buckling great reliability. By applying stiffeners to the slender web sections, the weight of the stringer is shown to be 20 % less than steel sections with a non-slender web and stiffeners free.

Keywords: Bridges, viaducts, steel structures, composite structures, numerical analysis, local buckling web

## LISTA DE FIGURAS

|              |  |    |
|--------------|--|----|
| Figura 2.1:  | Viga Fletida sem e com Ação Mista .....  | 17 |
| Figura 2.2:  | Conectores de Cisalhamento .....   | 18 |
| Figura 2.3:  | Largura Efetiva da Laje .....  | 19 |
| Figura 2.4:  | Tipos de Lajes na Construção Metálica .....  | 19 |
| Figura 2.5:  | Comparativo entre Viga Mista e de Aço Isolada .....  | 20 |
| Figura 2.6:  | Ponte da Caravana (Turquia 850 a.C.) .....   | 22 |
| Figura 2.7:  | Ponte JK (Brasília-DF) .....   | 22 |
| Figura 2.8:  | Ponte Golden Gate (San Francisco EUA) .....  | 23 |
| Figura 2.9:  | Elementos de Pontes .....  | 24 |
| Figura 2.10: | Diferentes Tipos de Pontes .....   | 25 |
| Figura 2.11: | Detalhe de dispositivo New Jersey (modelo brasileiro) .....  | 26 |
| Figura 2.12: | Características das Classes dos Veículos .....   | 29 |
| Figura 2.13: | Diagrama TENSÃOXDEFORMAÇÃO .....   | 31 |
| Figura 2.14: | Modelos adotados para Transversinas .....  | 32 |
| Figura 2.15: | Comportamento de Vigas quanto à ocorrência de Flambagem Local .....  | 33 |
| Figura 2.16: | Detalhes que apresentam Fadiga em Superestruturas de Vigas Mistas..  | 33 |
| Figura 3.1:  | Flambagem de uma Placa Retangular .....  | 36 |
| Figura 3.2:  | Longarinas com Enrijecedores .....   | 37 |
| Figura 3.3:  | Flambagem por Cisalhamento da Alma em um Painel entre dois Enrije-<br>dores Transversais .....                       | 38 |
| Figura 3.4:  | Situações Típicas de Cálculo para Enrijecedores Longitudinais e Transver-<br>sais .....                              | 39 |
| Figura 3.5:  | Posição do Enrijecedor Longitudinal .....  | 39 |
| Figura 3.6:  | Razão Limite $b_{st}/t_{st}$ para Enrijecedores Retangulares Sólidos para evitar a<br>Flambagem por Torção .....     | 40 |
| Figura 3.7:  | Tipos de Ruptura da Alma sem Enrijecedores Intermediários em Viga sujei-<br>ta à Carga Transversal Concentrada ..... | 41 |
| Figura 3.8:  | Enrijecedores Transversais Intermediários .....  | 42 |
| Figura 3.9:  | Espaçamento entre Enrijecedores Transversais Intermediários .....  | 42 |
| Figura 3.10: | Efeito do Enrijecedor Longitudinal na Estabilidade da Alma da Viga.....  | 43 |
| Figura 4.1:  | Propriedades das Seção Mista .....   | 45 |
| Figura 4.2:  | Determinação do Enrijecedor de Apoio .....   | 48 |
| Figura 4.3:  | Enrijecedor Intermediário .....  | 52 |
| Figura 4.4:  | Posição do Enrijecedor Longitudinal .....  | 53 |

|              |   |    |
|--------------|---|----|
| Figura 5.1:  | Ponte do Estudo de Caso .....   | 54 |
| Figura 5.2:  | Modelo Estrutural 3D da Ponte 30m .....   | 55 |
| Figura 5.3:  | Posicionamentos do Trem Tipo nas Vigas Externas .....                           | 58 |
| Figura 5.4:  | Posicionamentos do Trem Tipo nas Vigas Internas .....                           | 59 |
| Figura 5.5:  | Trem Tipo Final .....   | 60 |
| Figura 5.6:  | Linha de Influência para Momento Fletor Antes da Cura do Concreto .....         | 61 |
| Figura 5.7:  | Linha de Influência para Momento Fletor Depois da Cura do Concreto ...          | 61 |
| Figura 5.8:  | Linha de Influência para Momento Fletor da Carga Móvel .....                    | 62 |
| Figura 5.9:  | Linha de Influência do Cortante para a Carga Permanente .....                   | 62 |
| Figura 5.10: | Linha de Influência do Cortante para a Carga Móvel (Meio do Vão) .....          | 63 |
| Figura 5.11: | Linha de Influência do Cortante para a Carga Permanente (Apoio) .....           | 63 |
| Figura 5.12: | Linha de Influência do Cortante para a Carga Móvel (Apoio) .....                | 64 |
| Figura 5.13: | Largura Efetiva da Laje de Concreto .....                                       | 66 |
| Figura 5.14: | Distância entre Conectores .....  | 69 |
| Figura 5.15: | Enrijecedores de Apoio .....  | 71 |
| Figura 5.16: | Enrijecedor Transversal Intermediário .....                                     | 75 |
| Figura 5.17: | Posição do Enrijecedor Longitudinal .....                                       | 77 |
| Figura 6.1:  | Malha da Longarina com Alma Esbelta e Não Esbelta .....                         | 82 |
| Figura 6.2:  | Malha da Longarina com Alma Enrijecida .....                                    | 83 |
| Figura 6.3:  | Deformação Perpendicular ao Plano X2X3 – Vista Longitudinal – Alma Esbelta..... | 84 |
| Figura 6.4:  | Tensões na Alma – Parte Central da Longarina – Alma Esbelta .....               | 84 |
| Figura 6.5:  | Deformação Perpendicular ao Plano – Vista Longitudinal – Alma Não Esbelta ..... | 85 |
| Figura 6.6:  | Tensões na Alma – Parte Central da Longarina – Alma Não Esbelta .....           | 85 |
| Figura 6.7:  | Deformação Perpendicular ao Plano – Vista Longitudinal – Enrijecido ....        | 85 |
| Figura 6.8:  | Tensões na Alma – Parte Central da Longarina – Enrijecido .....                 | 86 |

## LISTA DE TABELAS

|             |   |    |
|-------------|---|----|
| Tabela 2.1: | Cargas dos Veículos .....                                       | 27 |
| Tabela 2.2: | Características dos Veículos .....                              | 28 |
| Tabela 2.3: | Categorias dos Detalhes da AASHTO .....                         | 34 |
| Tabela 5.1: | Propriedades Geométricas da Longarina de Alma Esbelta .....     | 65 |
| Tabela 5.2: | Propriedades Geométricas da Longarina de Alma Não Esbelta ..... | 78 |
| Tabela 6.1: | Comparativo das Longarinas .....                                | 87 |

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $a$  – comprimento de um painel; comprimento de uma placa enrijecida ou não enrijecida
- $b$  – largura de um painel global; largura de uma placa enrijecida ou não enrijecida
- $t$  – espessura do painel; espessura da placa enrijecida ou não enrijecida
- $tf$  – espessura da mesa de um perfil
- $tw$  – espessura da alma
- $bi$  – largura do subpainel
- $\sigma_{cr}$  – tensão crítica de flambagem elástica
- $bf$  – largura da mesa de um perfil
- $f_y$  – resistência ao escoamento do aço
- $\rho$  – fator de redução de flambagem de uma placa
- $\sigma_x$  – tensão normal longitudinal
- $\sigma_z$  – tensão normal transversal
- $\tau$  – tensão de cisalhamento
- $w$  – deslocamentos transversais de uma placa
- $D$  – rigidez à flexão da placa
- $E; E_a$  – módulo de elasticidade longitudinal do aço
- $\nu$  – coeficiente de *Poisson* do aço
- $k\sigma$  – coeficiente de flambagem elástica
- $\alpha$  – razão de aspecto da placa
- $\psi$  – razão de tensões extremas na largura da placa
- $\bar{\lambda}$  – esbeltez normalizada da placa
- $k_{\sigma,p}$  – coeficiente de flambagem elástica de placa
- $\sigma_{cr,p}$  – tensão crítica de flambagem elástica *Tipo Placa*
- $\sigma_E$  – tensão de referência; tensão de flambagem de Euler
- $\gamma$  – rigidez à flexão relativa dos enrijecedores longitudinais
- $\delta$  – área relativa dos enrijecedores longitudinais
- $I_{sl}$  – soma dos momentos de inércia de todos os enrijecedores longitudinais de uma placa enrijecida
- $I_p$  – momento de inércia da placa isolada (desconsiderando os enrijecedores longitudinais)
- $A_{sl}$  – área total de todos os enrijecedores longitudinais de uma placa enrijecida
- $A_p$  – área bruta da placa isolada (desconsiderando os enrijecedores longitudinais)
- $\sigma_{cr,sl}$  – tensão crítica de flambagem elástica *Tipo Pilar* de um único enrijecedor

## ABREVIATURAS

|         |  |
|---------|--|
| AASHTO  | AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS |
| AISC    | AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION                           |
| ABNT    | ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS                           |
| ANSI    | AMERICAN NATIONAL STANDARDS INSTITUTE                              |
| CAD     | CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO  |
| DNER    | DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM                        |
| FLA     | FLAMBAGEM LOCAL DE ALMA  |
| IBRACON | INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO                                   |
| LRFD    | LOAD AND RESISTENCE FACTOR DESIGN                                  |
| MECOM   | MESTRADO PROFISSIONAL EM CONSTRUÇÃO METALICA                       |
| NBR     | NORMA BRASILEIRA REGULAMENTADA                                     |
| STRAP   | STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS                                       |
| UFOP    | UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO                                 |

## SUMÁRIO

|       |  |    |
|-------|--|----|
| 1.    | <b>INTRODUÇÃO</b>  | 14 |
| 1.1   | Objetivos  | 14 |
| 1.2   | Justificativa  | 14 |
| 1.3   | Metodologia  | 15 |
| 1.4   | Estrutura do Trabalho  | 15 |
| 2.    | <b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>                                       | 16 |
| 2.1   | Sistema Misto Aço e Concreto                                       | 16 |
| 2.2   | Pontes – Conceitos Gerais  | 21 |
| 2.3   | Pontes Metálicas em Vigas de Alma Cheia                            | 30 |
| 3.    | <b>FLAMBAGEM LOCAL DE ALMA</b>                                     | 36 |
| 4.    | <b>CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO</b>                                | 44 |
| 5.    | <b>ESTUDO DE CASO: EXEMPLO NUMÉRICO</b>                            | 54 |
| 5.1   | Dados da Ponte   | 54 |
| 5.1.1 | Dimensões  | 55 |
| 5.1.2 | Materiais Utilizados   | 55 |
| 5.2   | Cargas   | 56 |
| 5.3   | Cálculo dos Esforços   | 57 |
| 5.3.1 | Cálculo dos Esforços Máximos (Momento)                             | 60 |
| 5.3.2 | Cálculo dos Esforços Máximos (Cortante)                            | 62 |
| 5.4   | Aplicação de Perfil Soldado PS com Alma Esbelta                    | 64 |
| 5.4.1 | Propriedade do Perfil Soldado PS – Alma Esbelta                    | 64 |
| 5.5   | Aplicação do Perfil Soldado PS com Alma Não Esbelta                | 77 |
| 5.5.1 | Propriedade do Perfil Soldado PS – Alma Não Esbelta                | 77 |
| 5.5.2 | Verificação das Tensões nos Elementos Aço (Viga) e Concreto (laje) | 79 |
| 6.    | <b>ANÁLISE COMPUTACIONAL</b>                                       | 81 |
| 6.1   | Longarina com alma esbelta e não esbelta                           | 81 |
| 6.2   | Longarina com alma esbelta e enrijecida                            | 82 |
| 6.3   | Resultados e Discussões  | 83 |
| 6.3.1 | Longarinas com alma esbelta – sem enrijecedores                    | 83 |
| 6.3.2 | Longarinas com alma não esbelta – sem enrijecedores                | 84 |
| 6.3.3 | Longarinas com alma esbelta – com enrijecedores                    | 85 |
| 6.3.4 | Discussões   | 86 |
| 7.    | <b>CONSIDERAÇÕES E SUGESTÕES</b>                                   | 88 |
| 7.1   | Considerações Finais   | 88 |
| 7.2   | Sugestões para Trabalhos Futuros                                   | 88 |
|       | <b>REFERÊNCIAS</b>   | 90 |

# 1 INTRODUÇÃO

Desde os primórdios da sociedade, o homem busca soluções para transpor formações geológicas secas, córregos, rios, lagos, mares ou oceanos.

O homem pré-histórico, ao derrubar uma árvore sobre uma grande fenda, observou uma diminuição de percurso de caça e coleta de alimentos. Assim foram criadas as primeiras pontes e viadutos. A importância desse grupo de obras de infraestrutura vem mostrar, no decorrer da história da humanidade, a posição estratégica do transporte na economia de uma comunidade ou país.

Devido à importância do tema, a pesquisa atenta ao estudo dos tipos de pontes e, principalmente, ao estudo de pontes e viadutos no sistema misto aço e concreto com longarinas em perfis de alma cheia.

Aprofunda-se o estudo da flambagem local de alma das longarinas no sistema misto aço e concreto comparando vigas com enrijecedores transversais e longitudinais com as isentas de enrijecedores.

## 1.1 Objetivos

O objetivo geral desse trabalho é analisar a flambagem local de alma e o comportamento das longarinas mistas aço e concreto constituída por perfis I soldados e lajes de concreto, submetidas às cargas estabelecidas pela norma brasileira, em uma ponte rodoviária.

Os objetivos específicos são apresentar critérios para o dimensionamento de pontes mistas de aço e concreto, segundo a norma AASHTO (2012), efetuar o dimensionamento otimizado de uma ponte biapoiada, analisar a influência das dimensões da alma e dos enrijecedores nas longarinas e comparar o peso final de uma longarina com alma esbelta enrijecida e outra com alma não esbelta.

## 1.2 Justificativa

No Brasil, o número de estudos do sistema misto aço e concreto é menor que aquele relacionado às estruturas convencionais em concreto armado. O número é ainda menor se considerarmos apenas os estudos acerca do comportamento estrutural de pontes.

O Brasil é um país em desenvolvimento e os recursos para a construção de quaisquer tipos de obras de arte é reduzido, ressaltando-se assim a importância da otimização de tecnologias e da industrialização da construção civil, reduzindo custos e prazos de execução.

Conhecendo profundamente o sistema misto aço e concreto, o engenheiro de estruturas pode projetar de forma consciente, tirando partido da resistência à tração do aço e



da resistência à compressão do concreto. Aproveita-se, também, o alto grau de industrialização, flexibilização de formas e precisão dimensional garantido pelas estruturas mistas.

### 1.3 Metodologia

A metodologia utilizada nessa pesquisa é o dimensionamento completo das longarinas em aço estrutural de uma ponte analisando-se a flambagem local da alma considerando as recomendações da norma americana AASHTO (2012) e utilizando o Método das Tensões Admissíveis.

O estudo inclui o dimensionamento e a análise de uma ponte rodoviária biapoiada para tráfego na classe 45, conforme descrito na norma NBR 7188 (ABNT, 2013).

Os perfis I soldados das longarinas são analisados primeiramente, um perfil I de alma esbelta com uso de enrijecedores transversais e longitudinais e, posteriormente, um perfil I de alma não esbelta sem enrijecedores. Os resultados são confirmados em software especializado de análise estrutural utilizando o Método dos Elementos Finitos.

### 1.4 Estrutura do Trabalho

Para cumprir os objetivos propostos, essa dissertação está organizada em mais sete capítulos além desse introdutório e as referências. Nesse primeiro capítulo são apontados os objetivos, a justificativa e a metodologia empregada.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre as estruturas mistas aço e concreto. Em seguida apresentam-se assuntos relevantes sobre pontes e viadutos, mostrando a diversidade desse importante elemento estrutural e, após, estudam-se as pontes metálicas constituídas de longarinas em perfis I em alma cheia.

No Capítulo 3 trata-se da flambagem local de alma, tema principal desta pesquisa.

No Capítulo 4 são apresentados os critérios de dimensionamento para que, no Capítulo 5, seja realizado o estudo de caso com a análise numérica e a exposição dos resultados.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados do dimensionamento obtido em *software* especializado em análise estrutural utilizando o método dos elementos finitos. Chega-se, assim, à análise dos resultados e discussões.

No Capítulo 7 são apresentadas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Sistema Misto Aço e Concreto

Nos últimos anos, grandes empresas e universidades vêm desenvolvendo pesquisas no desenvolvimento de concreto de alto desempenho (CAD) e aços de alta resistência mecânica e à corrosão atmosférica, revolucionando os materiais usados no sistema misto.

O concreto de alto desempenho pode alcançar resistências superiores à 100 MPa, sendo sua principal característica a maior durabilidade que apresenta em relação ao concreto comum. Os processos atuais de produção e fabricação do aço, assim como tratamentos de proteção, permitem que o material apresente maior resistência mecânica, à corrosão e à fadiga.

Aços facilmente soldáveis e novos processos de soldagem podem reduzir os custos de execução que, associados à maior ductilidade e tenacidade do material, viabilizam sua utilização na construção de pontes. Estes aços associados a outros materiais como polímeros e concretos viabilizam inúmeras técnicas de execução que aperfeiçoam os processos construtivos tradicionais.

Polímeros reforçados com fibra (FRP) apresentam a vantagem de serem mais leves, diminuindo o peso próprio em pontes de grandes vãos, aumentando resistência à corrosão e possibilitando a pré-fabricação em unidades modulares que permitem rapidez de montagem sem a necessidade de escoramento ou formas. Klinsky (1999) estabeleceu a possibilidade de serem alcançadas economias de execução de até 80% utilizando esse tipo de material em tabuleiros de pontes.

KLINSKY 1999, escreveu:

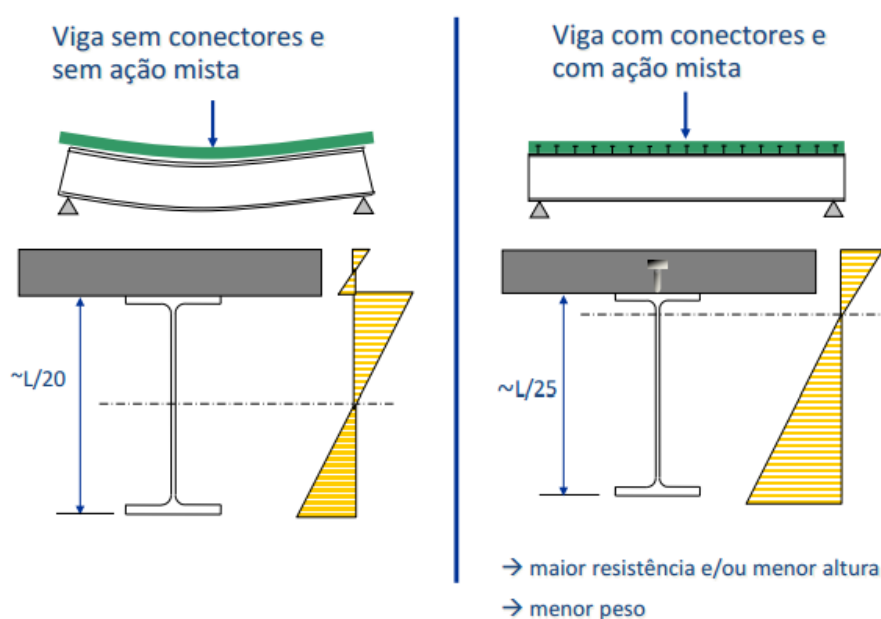
*“Embora os novos materiais desenvolvidos possuam maior resistência, durabilidade e menor peso, estes podem apresentar o problema de instabilidade local ou global em função da adoção de seções transversais menores que levam a uma diminuição de rigidez. Sem dúvida alguma, existe um ponto em que torna-se simplesmente inviável aproveitar ao máximo as vantagens destes materiais em virtude de que os limites de utilização são excedidos, ou do risco da estrutura tornar-se instável. Estes problemas são superados através de soluções estruturais inovadoras que emergem com o uso de novas tecnologias.”*

Bellei (2004) cita diversas vantagens do uso do aço em construções, tanto comerciais e industriais, quanto em pontes e viadutos rodoviários e ferroviários. Dentre as várias vantagens, destaca-se a elevada resistência do aço nos diversos estados de tensão (tração, compressão e flexão) o que permite à estrutura suportar esforços com áreas de seção

transversal muito menores que as de concreto armado. Ressalta-se que, apesar do peso específico do aço ser muito alto ( $7.850 \text{ kg/m}^3$ ), o peso próprio das estruturas metálicas é bem menor que aquele das estruturas convencionais. Outra vantagem é a margem de segurança de trabalho, devido ao aço ser homogêneo e apresentar limites de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definidos. Além disso, a estrutura metálica pode ser desmontada e substituída com rapidez.

De acordo com Salmon (2009), o sistema misto aço e concreto consiste na associação da laje de concreto armado às vigas de aço que lhe servem de suporte. Essa associação entre laje e viga é obtida impedindo os deslocamentos relativos na interface aço e concreto sejam impedidos por meio de conectores de cisalhamento. Na Figura 2.1 ilustra-se essa transferência de esforços e o comportamento misto do conjunto no qual, tanto as vigas metálicas quanto a laje de concreto, atuam solidariamente para resistir às ações aumentando, desta forma, a resistência e a rigidez dos elementos estruturais.

**Figura 2.1 – Viga Fletida sem e com Ação Mista**



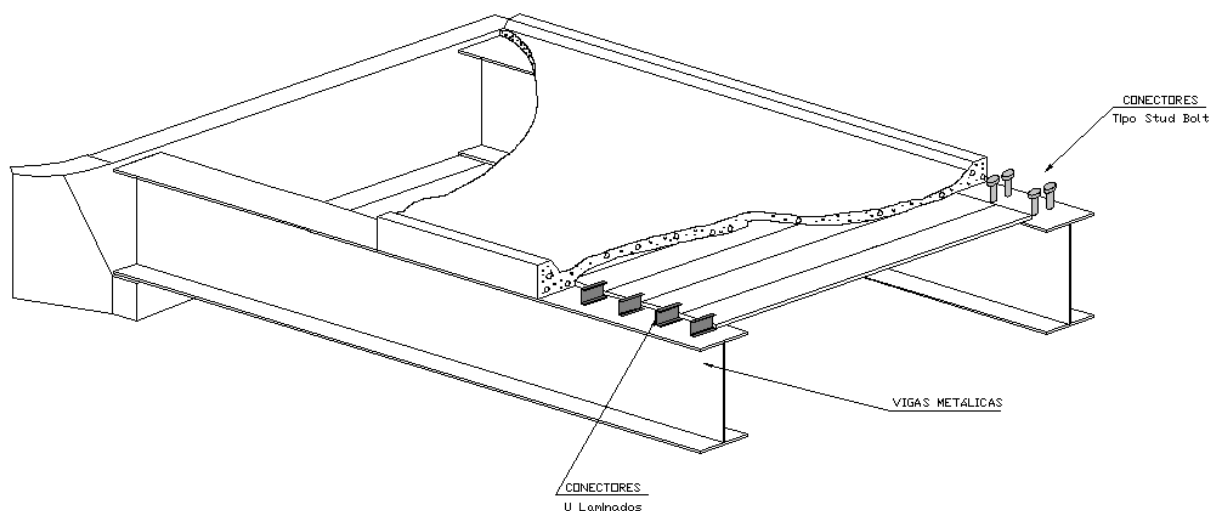
Fonte: GERDAU/IBRACON (2014)

Segundo Mertz (2012), com os conectores de cisalhamento soldados no topo do flange superior da viga metálica, o concreto armado inicia seu trabalho de tensões de flexão em conjunto com o viga de aço estrutural. A parte da laje considerada neste trabalho de flexão é conhecida como largura efetiva, que será transformada em uma área de aço equivalente para computar as deformações e tensões da seção mista aço e concreto. Isto é feito dividindo-se a largura de concreto efetiva pela razão modular  $n$ , que é uma relação entre o módulo de elasticidade longitudinal do aço (200.000 MPa) e do concreto. A área equivalente

é assumida para atuar no centro de gravidade da laje efetiva. Com isso, a seção de aço equivalente é chamada de seção transformada ou homogeneizada.

Na Figura 2.2 apresentam-se os dois tipos de conectores de cisalhamento recomendados pela norma NBR 8800 (ABNT, 2008): os perfis U laminados padrão americano e o pino com cabeça, também conhecido como *stud bolt*.

**Figura 2.2: Conectores de Cisalhamento**



Fonte: o autor (2017)

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) explica que a interação entre o aço e concreto é completa na região de momento positivo, se os conectores situados nessa região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão e que a interação é parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências mencionadas.

Pfeil e Pfeil (2009) explicam que, para vigamentos intermediários, a largura efetiva deve ser a menor entre três situações:

- um quarto do vão, isto é, um quarto do comprimento da viga;
- distância de centro a centro das vigas ou longarinas;
- doze vezes a espessura da laje.

Para as vigas de extremidade deve ser a menor entre três situações:

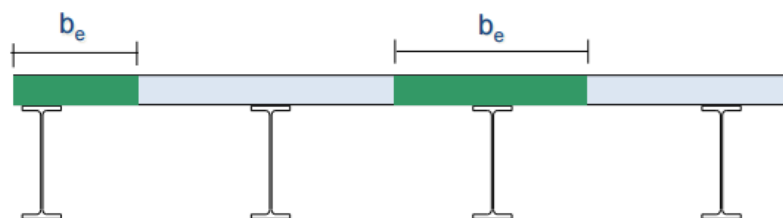
- um doze avos do vão, isto é, um doze avos do comprimento da viga;
- distância de centro a centro das vigas dividido por dois;
- seis vezes a espessura da laje.

Na Figura 2.3 é mostrada a largura efetiva  $b_e$ , tanto para as vigas intermediárias, quanto para as vigas de extremidade.

Na Figura 2.4 mostram-se três diferentes tipos de lajes utilizados no sistema misto aço e concreto para vigamentos e seus conectores de cisalhamento, sendo em (A) a laje alveolar

castelada, em (B) a laje com fôrma de aço incorporada, também conhecida como *steel deck* e em (C) a laje pré-moldada treliçada, podendo ainda ser utilizada a laje maciça em concreto armado também pode ser utilizada.

**Figura 2.3 – Largura Efetiva da Laje**



Fonte: GERDAU/IBRACON (2014)

A norma NBR8800 (ABNT, 2008) explica que as lajes devem ser verificadas como placas armadas, de forma a respeitar a NBR6118 (ABNT, 2014), pois elas são parte integrante da viga mista. Nota-se que uma boa armação nas lajes visa o controle da fissuração causada por cisalhamento.

**Figura 2.4 – Tipos de Lajes na Construção Metálica**



Fonte: GERDAU/IBRACON (2014)

Mertz (2012), ao explicar sobre o desempenho das vigas mistas biapoiadas em relação ao das vigas em aço isolado, afirma que ocorre uma redução considerável da quantidade de aço e que a altura do perfil metálico fica próxima de 1/15 a 1/30 do vão, quando se aplica o sistema misto.

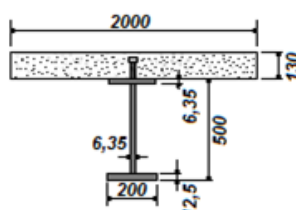
Pfeil e Pfeil (2009) classificam as vigas mistas quanto ao escoramento em não escorada e escorada na fase de construção. Na viga mista escorada não há esforços significativos no perfil de aço, pois durante a cura do concreto, as escoras são removidas e os esforços passam a ser resistidos pela seção mista. A resistência e a rigidez do viga misto aço e concreto são muito superiores à rigidez e à resistência da viga metálica trabalhando de forma isolada.

Os deslocamentos e as tensões de serviço são inferiores na solução escorada. Porém, mesmo sendo mais econômica, recomenda-se evitar esta solução por sua interferência na movimentação na obra e, nas pontes, por ser impossível o uso de escoras em áreas alagadas ou terrenos acidentados.

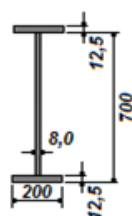
No viga misto não escorado, os perfis em aço trabalham isoladamente, isto é, sem a contribuição da laje na fase da cura do concreto, apresentando os maiores deslocamentos e tensões no perfil.

**Figura 2.5 – Comparativo entre Viga Mista e de Aço Isolada**

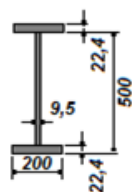
**1 - Viga Mista ( $f_y=300\text{MPa}$  e  $f_{ck}=25\text{MPa}$ )**



**2 - Viga de Aço ( $f_y=300\text{MPa}$ )**



**3 - Viga de Aço ( $f_y=300\text{MPa}$ )**



|                                  |                  |                 |                   |
|----------------------------------|------------------|-----------------|-------------------|
| Resistência a flexão (KN.m) =    | 1 - 708 (100%)   | 2 - 717 (101%)  | 3 - 706 (100%)    |
| Peso do perfil metálico (Kg/m) = | 1 - (53,9%)      | 2 - 82,2 (153%) | 3 - 103,7% (192%) |
| Altura do perfil metálico (mm) = | 1 - 500 (100%)   | 2 - 700 (140%)  | 3 - 500 (100%)    |
| Rigidez a flexão (cm ) =         | 1 - 86410 (100%) | 2 - 80470 (93%) | 3 - 58200 (67%)   |

Fonte: PRESTES (2006)

Prestes (2006) comparou a resistência de uma viga mista e duas vigas de aço isolado. Nesse experimento as três vigas tinham praticamente a mesma resistência e duas situações usuais de projeto foram simulados, sendo o primeiro utilizando a altura de perfil que considerava mais conveniente e segundo, limitando a altura em 500mm (Figura 2.5).

Adotando a viga mista como referência (100%), foram averiguados os percentuais de peso, altura e rigidez das demais. A viga mista foi considerada escorada e o efeito de retração e deformação lenta incluído de forma simplificada, a partir da redução do módulo de elasticidade do concreto para metade do usual.

Na simulação com altura de perfil livre, conforme apresentado na Figura 2.5, tem-se que a seção em aço isolado de mesma resistência é 53% mais pesada, 40% mais alta e 7% menos rígida do que a viga mista. Na simulação seguinte, com altura de seção limitada à mesma altura do perfil trabalhado no sistema misto, o perfil metálico isolado é 92% mais pesado e 33% menos rígido. Desta forma a solução mista permite economia significativa de material, altura menor do perfil em aço e rigidez maior da peça fletida. Quando o projeto exige uma limitação de altura de perfis, a economia obtida com a utilização da viga mista pode ser ainda maior.

## 2.2 Pontes – Conceitos Gerais

Para um melhor entendimento da diferença entre pontes e viadutos, este transpõe obstáculos secos, enquanto as pontes transpõem obstáculos sobre água.

Os romanos utilizaram arcos semicirculares e construíram aquedutos e pontes, muitas das quais encontram-se em uso. A mais antiga estrutura romana em arco de pedra que ainda está em uso data do século VII a.C. e se trata de um túnel abobadado perto do Rio Tibre. A Ponte da Caravana sobre o rio Meles em Izmir (Figura 2.6), na Turquia, foi construída por volta de 850 a.C., o que faz com que ela tenha atualmente mais de 2.865 anos de construção, sendo reconhecida como a ponte em funcionamento mais antiga do mundo (*Guinness*, 2012).

Na história das guerras de nossa civilização era fundamental destruir pontes ou viadutos do inimigo para limitar as movimentações. Na atualidade, as pontes e viadutos tornam-se cartões postais das cidades, o que justifica serem conhecidas como obras de arte. No Brasil cita-se, por exemplo, a Ponte JK, localizada em Brasília (Figura 2.7). Nos EUA cita-se a Ponte Golden Gate em San Francisco (Figura 2.8).

No Brasil, diferentemente dos Estados Unidos da América, a malha ferroviária ainda é precária relacionada ao transporte de passageiros e de produtos. Por isso, nossas rodovias estão sempre sobrecarregadas, sendo necessárias ampliações e criação de novas rotas com consequente construção de pontes.

**Figura 2.6 – Ponte da Caravana (Turquia 850 a.C.)**



Fonte: Murat AY/Panoramio (2014)

De acordo com Ponnuswamy (2008), no planejamento de qualquer estrutura de importância equivalente à de uma ponte, há três dimensões envolvidas para o benefício da comunidade científica, social e tecnológica.

O mesmo autor explica que a comunidade científica estuda e auxilia o engenheiro no desenvolvimento de estruturas eficientes. Na parte química, a análise é feita para melhoria de materiais alternativos. Na parte física, na interpretação do comportamento dinâmico das estruturas, e, na matemática, na análise de forças e suas tensões resultantes.

**Figura 2.7 – Ponte JK (Brasília-DF)**



Fonte: Felipe F. Menezes (2006)



**Figura 2.8 – Ponte Golden Gate (San Francisco - EUA)**



Fonte: bagulho (2007)

A comunidade social é explicada, pelo mesmo autor, que as pontes são feitas para melhorar a mobilidade de pessoas e materiais e aumentar a qualidade de vida da sociedade, pois as pontes não devem satisfazer somente às demandas atuais e futuras em termos de mobilidade, mas também serem aceitáveis pelas pessoas em termos de visibilidade, ruídos e poluição durante e após a sua construção.

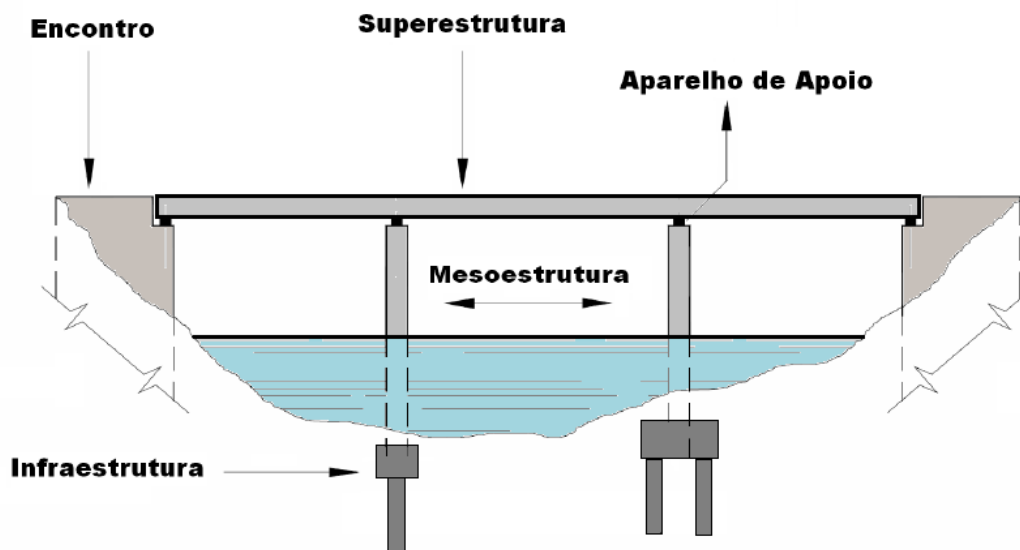
Em terceiro, a comunidade tecnológica tem auxiliado na busca e no aperfeiçoamento de um número de materiais alternativos para uso nas estruturas de pontes como alvenarias, ferro fundido, ferro forjado, aço, cimento e atualmente fibra de vidro e fibra de carbono. Estruturas com vãos maiores e cada vez mais esbeltas tornaram-se possíveis, uma vez que técnicas de teste usando modelos em escala, estudos aerodinâmicos e o uso de computadores para realização de análises complexas possibilitaram a simulação precisa do comportamento da estrutura (Ponnuswamy, 2008).

Guerra (2006) agrupa os elementos estruturais de pontes (Figura 2.9) da seguinte maneira:

- superestrutura: conjunto constituído pela laje, vigas principais e vigas secundárias, com a finalidade de receber a carga de utilização do tráfego.
- mesoestrutura: elemento que recebe os esforços da superestrutura, em conjunto com as cargas aplicadas diretamente sobre os pilares, como a pressão de vento e da água em movimento, e os transmite à infraestrutura.
- infraestrutura: conjunto caracterizado por receber os esforços da mesoestrutura e transmiti-los ao terreno de implantação da obra. São exemplos de elementos de infraestrutura os blocos, as sapatas, as estacas e os tubulões, sendo todos em concreto, com exceção das estacas que podem ser em aço.

- encontro: elemento que serve de apoio e ancoragem da superestrutura e absorve os empuxos do terreno.
- aparelhos de apoio: elemento que serve de apoio às superestruturas. Seu uso entre vigas e colunas possibilita a movimentação relativa destes dois elementos, absorvendo os esforços horizontais e rotações e transmitindo aos pilares os esforços verticais.

Figura 2.9 – Elementos de Pontes



Fonte: o autor (2017)

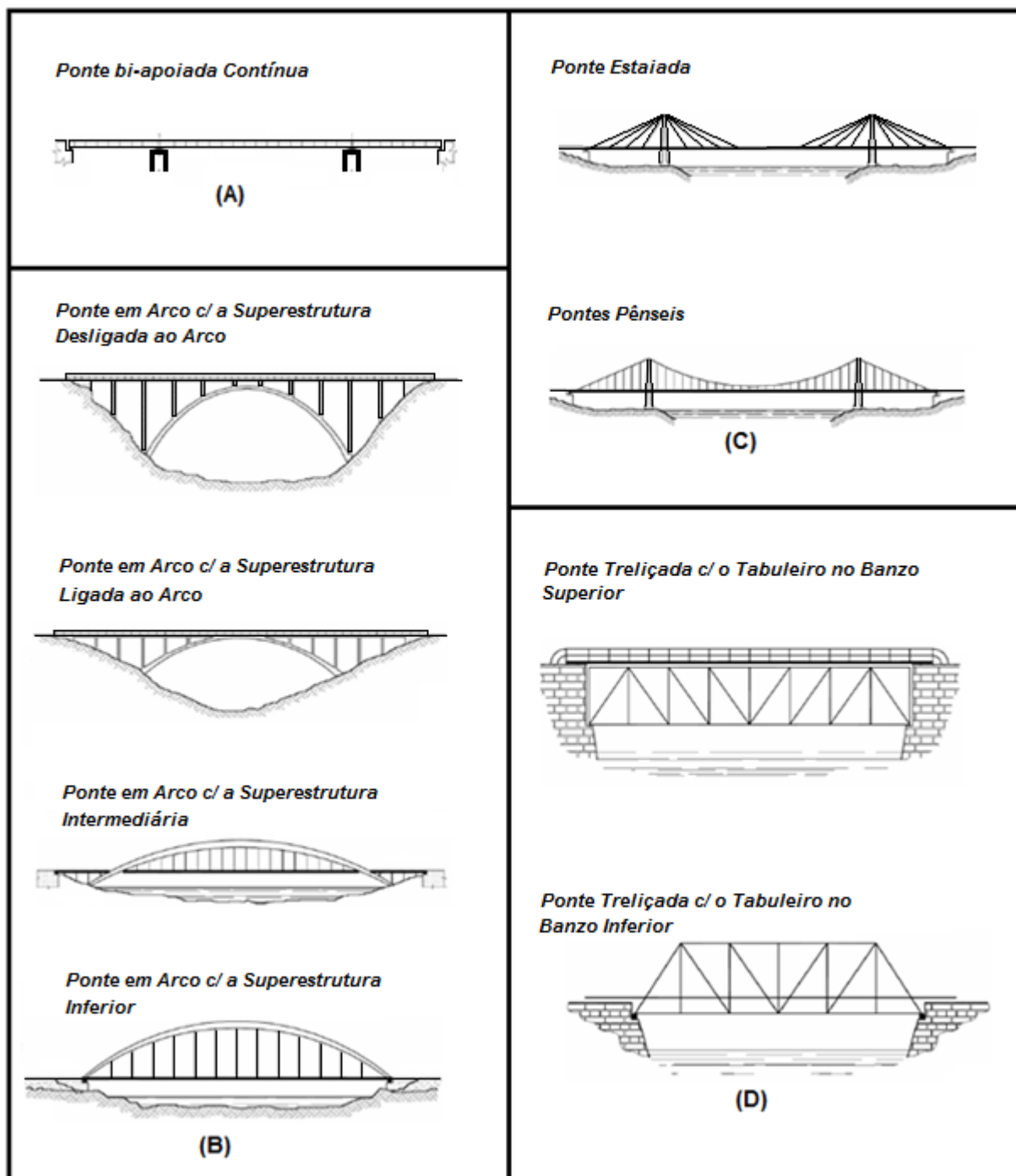
Pinho (2007) classifica diferentes tipos de pontes dividindo-os em quatro grupos de acordo com sua concepção estrutural (Figura 2.10). Segundo este agrupamento, as pontes podem ser (A) em alma cheia e contínua, (B) em arco, (C) especiais e (D) treliçadas.

O manual do DNER (1996) especifica detalhes para execução de projeto de pontes e viadutos rodoviários e detalha elementos de proteção como barreiras e guarda-corpos.

O manual explica que as barreiras são elementos rígidos de proteção lateral de veículos, feitas em concreto armado e que devem apresentar uma capacidade resistente e perfil interno adequado para impedir a queda do veículo desgovernado, absorver o choque lateral e propiciar sua recondução à faixa de tráfego. Dentre os vários tipos de barreiras laterais, o DNER (1996) adotou e padronizou o tipo *New Jersey*. O modelo brasileiro não é igual ao americano, pois neste há uma complementação metálica no dispositivo que foi eliminada no modelo brasileiro. Na Figura 2.11 é mostrado um exemplo do dispositivo *New Jersey*.

Usualmente, as obras de arte executadas no Brasil apresentam pavimentação em concreto. Uma das razões para sua ampla utilização está no fato de que, historicamente, as obras de arte eram construídas antes das rodovias, devendo permitir o tráfego de veículos pesados imediatamente após a sua construção.

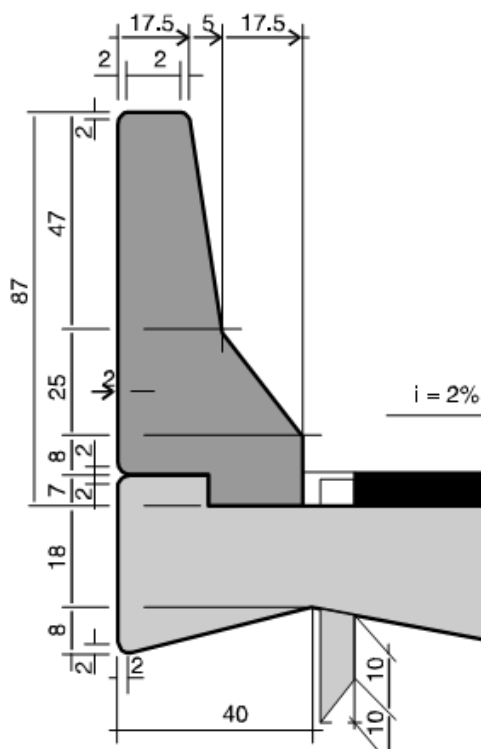
Figura 2.10 – Diferentes Tipos de Pontes



Fonte: Adaptado de PINHO (2007)

Segundo o DNER (1996), a pavimentação rígida em concreto exige cuidados especiais de execução como tratamento adequado da superfície do concreto da laje estrutural; utilização de uma espessura mínima de 7 cm; execução de juntas de contração ou dilatação e de construção; observância de cura cuidadosa e prolongada. Além disso, o concreto utilizado na pavimentação deve ter, entre outras características específicas, a resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) maior ou igual à 25 MPa.

Figura 2.11 – Detalhe de dispositivo *New Jersey* (modelo brasileiro)



Fonte: Adaptada da DNER (1996) – Dimensões em centímetros (cm)

A substituição da pavimentação em concreto é difícil, demorada e causa grandes transtornos ao tráfego. Uma maneira de contornar esse problema é a utilização de recapeamentos em concreto asfáltico. Limita-se o número de recapeamentos a apenas um para não sobrecarregar desnecessariamente a estrutura. Ou seja, havendo a necessidade de novo recapeamento o anterior deve ser totalmente removido (DNER, 1996).

A consideração da carga oriunda do recapeamento é definida segundo o item 7.1.2 da norma NBR 7187 (ABNT, 2003), o qual é indicado o valor de 2 kN/m<sup>2</sup>. Ainda segundo esse mesmo item da norma, a consideração dessa carga adicional pode ser dispensada a critério do proprietário da obra no caso de pontes de grandes vãos.

Quando se opta pelo uso de pavimentos asfálticos, deve-se determinar a espessura do mesmo em função do fluxo de veículos previsto para a rodovia. Assim sendo N o número de operações do eixo padrão, têm-se:

- 5 cm para  $N < 106$ ;
- 7 cm para  $N > 106$ .

As pontes são diferentes das estruturas convencionais prediais por serem submetidas a carregamentos móveis. De acordo com Guerra (2006), as cargas são classificadas em principais e excepcionais. As cargas permanentes e cargas móveis com impacto vertical são chamadas principais, enquanto que a força centrífuga, vento, dilatação térmica, atrito nos apoios, frenagem ou aceleração são chamadas excepcionais. O autor afirma que as

combinações de carga menos prováveis podem ter coeficientes de segurança menores que as mais prováveis.

A norma NBR7188 (ABNT, 1982) agrupa as cargas móveis em pontes rodoviárias em três classes:

- **classe 45:** veículo-tipo de 45 tf de peso total;
- **classe 30:** veículo-tipo de 30 tf de peso total;
- **classe 12:** veículo-tipo de 12 tf de peso total.

A norma NBR 7188 (ABNT, 2013) esclarece que a utilização das diferentes classes de pontes fica a critério dos órgãos com jurisdição sobre as pontes. As Tabelas 2.1 e 2.2 e a Figura 2.12 caracterizam os veículos-tipo de acordo com a classe.

Pinho (2007) explica que o impacto vertical é um acréscimo no carregamento estático, que deve ser considerado por causa de choques das rodas dos veículos com a pista de rolamento devido às imperfeições no assoalho. Para o impacto vertical utiliza-se o fator  $\phi$ :

$$\phi = 1,4 - 0,007L \geq 1 \quad (2.1)$$

sendo  $L$  o comprimento, em metros, do vão teórico do elemento carregado.

**Tabela 2.1 – Cargas dos Veículos**

| Classe da ponte | Veículo |            | Carga uniformemente distribuída |                   |                    |                   | Disposição da carga |                         |
|-----------------|---------|------------|---------------------------------|-------------------|--------------------|-------------------|---------------------|-------------------------|
|                 | Tipo    | Peso total |                                 | p                 |                    | p'                |                     |                         |
|                 |         | kN         | t <sub>f</sub>                  | kN/m <sup>2</sup> | kgf/m <sup>2</sup> | kN/m <sup>2</sup> |                     | kgf/m <sup>2</sup>      |
| 45              | 45      | 450        | 45                              | 5                 | 500                | 3                 | 300                 | Carga p em toda a pista |
| 30              | 30      | 300        | 30                              | 5                 | 500                | 3                 | 300                 | Carga p' nos passeios   |
| 12              | 12      | 120        | 12                              | 4                 | 400                | 3                 | 300                 |                         |

Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013)

Guerra (2006) explica que a força centrífuga se manifesta nas pontes ou viadutos em curva, transmitida ao tabuleiro pelo o atrito dos pneus com o pavimento. Ao partir do princípio que o eixo da estrada seja dado por uma curva de raio  $R$ , a força centrífuga  $F$  é igual a:

$$F = (M \times v^2) / R \quad (2.2)$$

sendo  $v$  a velocidade e  $M$  a massa do veículo.

As ações do vento, conforme disposto na norma NBR 6123 (ABNT, 1988), são representadas como uma carga uniformemente distribuída e horizontal, isto é, normal ao eixo da ponte ou viaduto. Admite-se dois casos extremos, sendo o primeiro com o tabuleiro sem tráfego e o segundo com o tabuleiro ocupado por veículos reais.

Nas pontes rodoviárias, no caso da ponte sem tráfego, com uma menor superfície exposta, considera-se que a pressão do vento seja de 150 kg/m<sup>2</sup>. Ao analisar a ponte

ocupada por veículos, considera-se que, por oferecer maior superfície de incidência, o vento atue com intensidade de  $100 \text{ kg/m}^2$ .

**Tabela 2.2 – Características dos Veículos**

|   | Unidade           | Tipo 45  | Tipo 30  | Tipo 12  |
|---|-------------------|----------|----------|----------|
| Quantidade de eixos                                 | Eixo              | 3        | 3        | 2        |
| Peso total de veículo                               | kN-t <sub>f</sub> | 450-45   | 300-30   | 120-12   |
| Peso de cada roda dianteira                         | kN-t <sub>f</sub> | 75-7,5   | 50-5     | 20-2     |
| Peso de cada roda traseira                          | kN-t <sub>f</sub> | 75-7,5   | 50-5     | 40-4     |
| Peso de cada roda intermediária                     | kN-t <sub>f</sub> | 75-7,5   | 50-5     | -        |
| Largura de contato $b_1$ de cada roda dianteira     | m                 | 0,50     | 0,40     | 0,20     |
| Largura de contato $b_3$ de cada roda traseira      | m                 | 0,50     | 0,40     | 0,30     |
| Largura de contato $b_2$ de cada roda intermediária | m                 | 0,50     | 0,40     | -        |
| Comprimento de contato de cada roda                 | m                 | 0,20     | 0,20     | 0,20     |
| Área de contato de cada roda                        | m <sup>2</sup>    | 0,20 x b | 0,20 x b | 0,20 x b |
| Distância entre os eixos                            | m                 | 1,50     | 1,50     | 3,00     |
| Distância entre os centros de roda de cada eixo     | m                 | 2,00     | 2,00     | 2,00     |

Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013)

Os esforços devido à dilatação térmica ou variação de temperatura devem ser considerados no dimensionamento da superestrutura hiperestática, isto é, apenas se os aparelhos de apoio forem do tipo fixo nas duas extremidades. Caso os aparelhos de apoio sejam móveis em uma das extremidades, a superestrutura é isostática e a variação de temperatura serve apenas para avaliar os deslocamentos horizontais e proporcionar as folgas compatíveis.

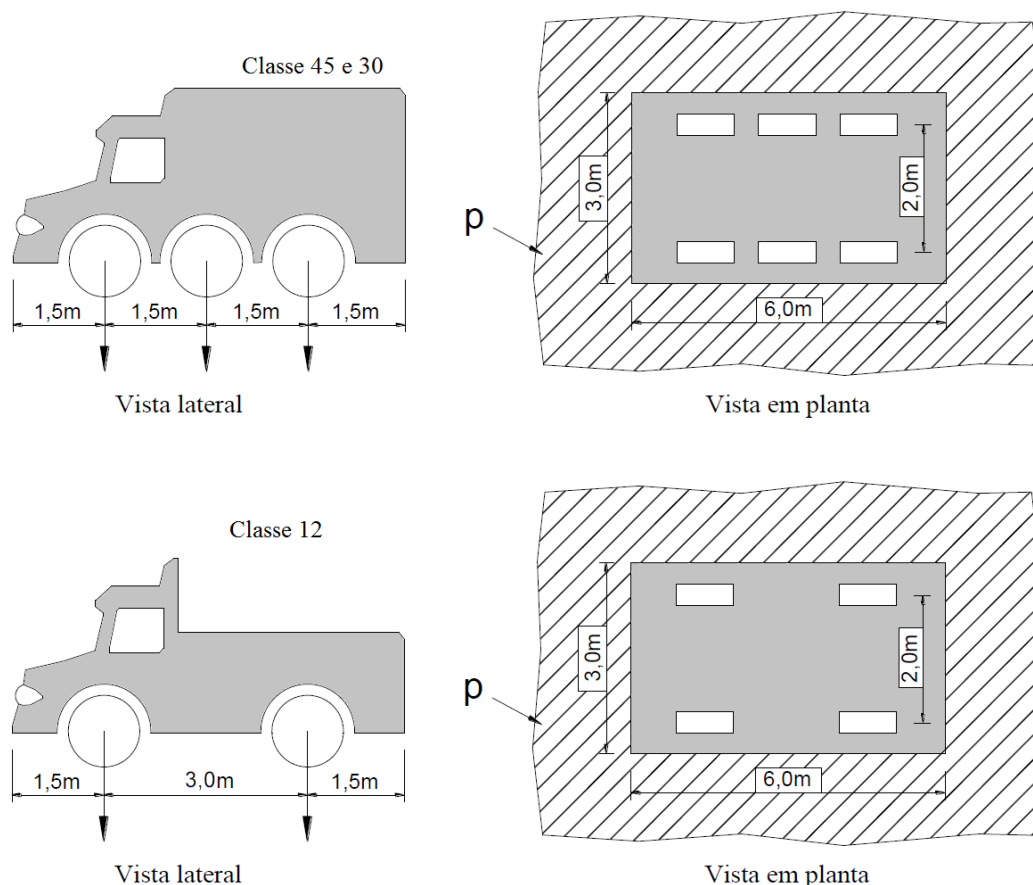
Guerra (2006) admite que a força centrífuga em pontes rodoviárias seja uniformemente distribuída ao longo do eixo da estrutura. Sua intensidade é avaliada de maneira aproximada e é considerada em função do tipo de classe de tráfego e do raio de curvatura  $R$ . Assim, a força centrífuga é avaliada como uma fração  $C$  da carga e já incluído o efeito dinâmico:

**$C = 0,25$**  do peso do veículo-tipo para  $R \leq 300 \text{ m}$

**$C = 75/R$**  do peso do veículo-tipo para  $R > 300 \text{ m}$

Mertz (2012) explica que as forças longitudinais são as frenagens e acelerações, sendo importantes para o dimensionamento dos aparelhos de apoio, mesoestrutura e infraestrutura e desprezadas para o dimensionamento das vigas principais. Nas pontes rodoviárias, para a aceleração, considera-se 5% das cargas móveis sem impacto, uniformemente distribuídas na pista de rolamento e, para a frenagem, aplica-se 30% do peso próprio do veículo padrão, também sem impacto.

**Figura 2.12 – Características das Classes dos Veículos**



Fonte: NBR 7188 (ABNT, 2013)

Ao exprimir  $v$  em km/h,  $R$  em metros e  $Q$  em termos do peso do veículo, tem-se:

$$F = \frac{Q}{10 \text{ m/s}^2} \frac{v^2 \left( \frac{1000}{60 \cdot 60} \right)^2}{R} = \frac{0,0077 \cdot Q \cdot v^2}{R} \quad (2.3)$$

O DNER (1996) esclarece que o efeito de atrito nos apoios não afeta a superestrutura e deve ser considerado nos cálculos do aparelho de apoio, da mesoestrutura e da infraestrutura. A magnitude dessa força depende do coeficiente de atrito entre os materiais em contato nos aparelhos de apoio e da força vertical devido à carga permanente e da carga móvel sem impacto. A norma NBR 7187 (ABNT, 2003) recomenda 3% para os apoios de

rolamento e 20% nos apoios de escorregamento. O atrito ocorre no apoio móvel, sendo importante no cálculo dos pilares, encontros e aparelhos de apoio, e, em alguns casos, durante a montagem.

### 2.3. Pontes Metálicas em Vigas de Alma Cheia

Guerra (2006) caracteriza as pontes com vigamento em alma cheia pela simplicidade da seção transversal e rapidez na fabricação. Ao se variar as mesas em sua largura ou espessura, além de aumentar a alma, a inércia da viga é projetada acompanhando a variação dos momentos fletores.

Outra característica é o aspecto estético, principalmente quando a ponte ou viaduto estiver localizado em área urbana, por se tratarem, em muitos casos, de pontos de referência. Com isso, todos os enrijecimentos, tanto transversal quanto longitudinal, devem ser previstos na parte interna da alma dos perfis. Os enrijecedores especificados são fundamentais devido aos elementos da alma possuírem elevada esbeltez (GUERRA,2006).

O elemento alma é um material estruturalmente ineficiente quando submetido à flexão e comparado às treliças ou arcos por terem essas últimas resistência a esforços axiais. As tensões de flexão são nulas no eixo neutro e aumentam à medida que se distancia dele, resultando em mau aproveitamento do material nessa situação (GUERRA, 2006).

As vigas em alma cheia construídas em aço comum têm custos de manutenção razoáveis por terem toda sua área exposta, com isso, o uso do aço de alta resistência mecânica e a corrosão atmosférica passa a ser vantajoso tanto no ponto de vista técnico, quanto do ponto de vista econômico, conforme é mostrado na Figura 2.13.

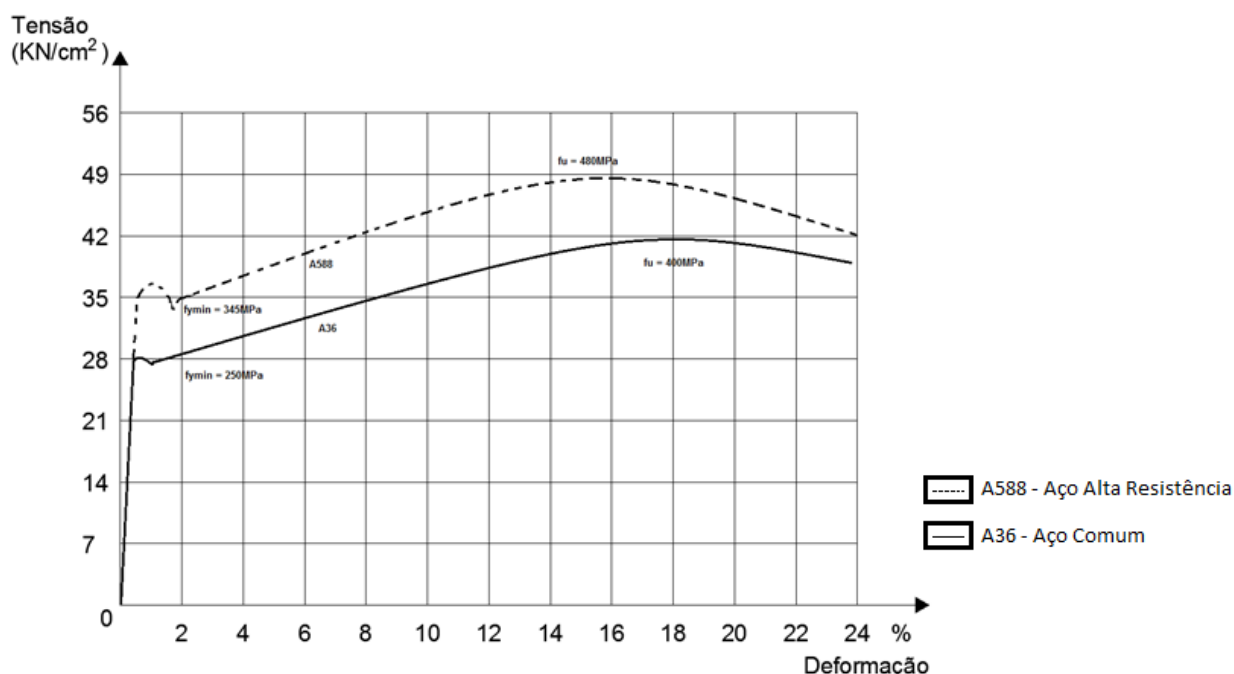
Segundo Guerra (2006), as partes constituintes de superestrutura de pontes rodoviárias em alma cheia podem-se citar as longarinas e transversinas, que são fornecidas com conectores de cisalhamento para desenvolverem comportamento misto. As transversinas são usualmente conectadas às longarinas por ligações parafusadas e enrijecedores transversais intermediários são colocados em cada conexão entre esses elementos, pois além da função de auxiliar na sustentação da laje do tabuleiro, as transversinas servem como travamentos das longarinas, aumentando, inclusive, a rigidez do sistema. Os principais modelos adotados para esses elementos são aqueles mostrados na Figura 2.14, sendo em (a) arranjo com transversinas altas, em (b) articuladas com mão francesa e em (c) com mísulas nos apoios.

As pontes biapoiadas com longarinas no sistema misto aço e concreto ainda podem ser consideradas um sistema bem econômico, além de apresentarem boas vantagens construtivas, tais como apoiar o escoramento das formas da laje ou pré-laje no vigamento metálico, pois seria inviável quando estas estruturas estiverem localizadas sobre vales profundos ou vias urbanas, no caso de viadutos, não ocorrendo obstrução do tráfego inferior.



Segundo Guerra (2006), as partes constituintes de superestrutura de pontes rodoviárias em alma cheia podem-se citar as longarinas e transversinas, que são fornecidas com conectores de cisalhamento para desenvolverem comportamento misto. As transversinas são usualmente conectadas às longarinas por ligações parafusadas e enrijecedores transversais intermediários são colocados em cada conexão entre esses elementos, pois além da função de auxiliar na sustentação da laje do tabuleiro, as transversinas servem como travamentos das longarinas, aumentando, inclusive, a rigidez do sistema. Os principais modelos adotados para esses elementos são aqueles mostrados na Figura 2.14, sendo em (a) arranjo com transversinas altas, em (b) articuladas com mão francesa e em (c) com mísulas nos apoios.

Figura 2.13 – Diagrama *TENSÃO x DEFORMAÇÃO*



Fonte: BELLEI (2009)

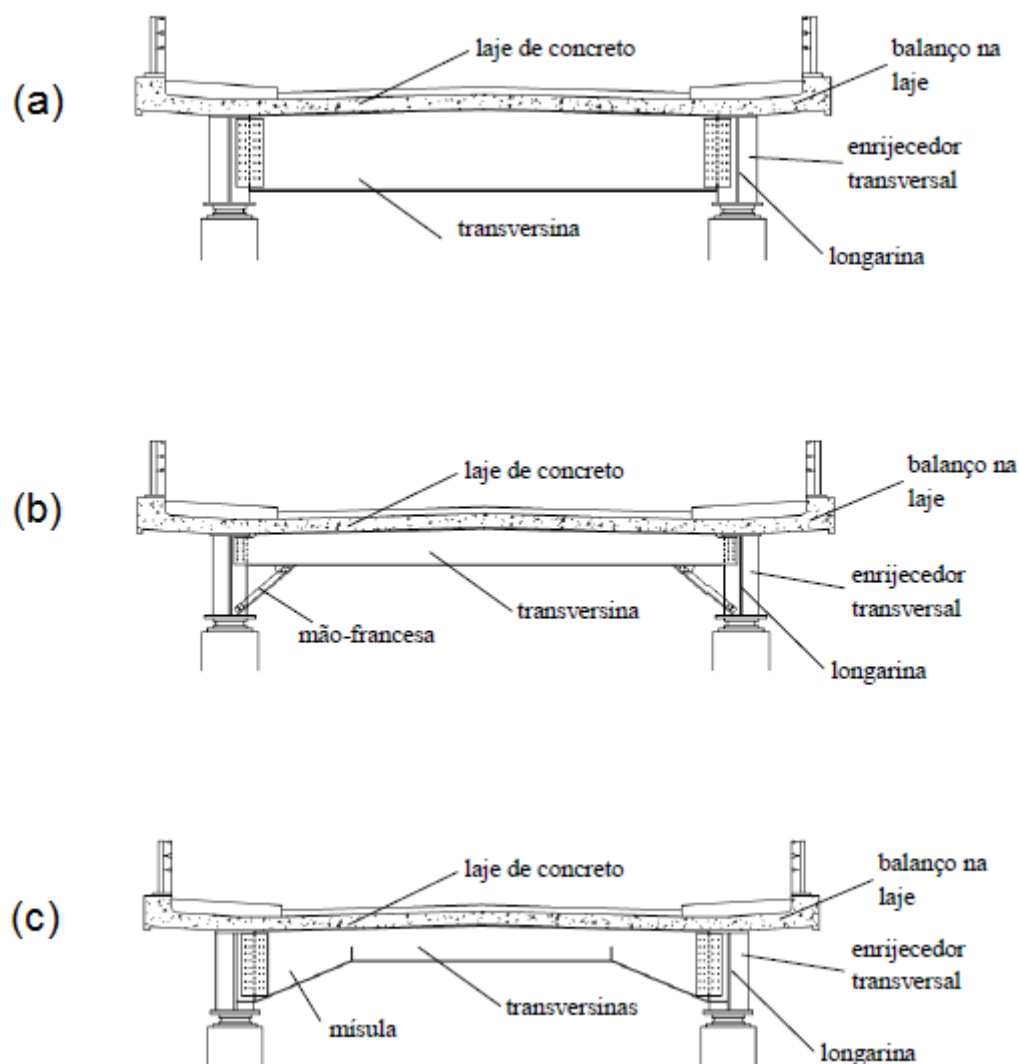
As pontes biapoiadas com longarinas no sistema misto aço e concreto ainda podem ser consideradas um sistema bem econômico, além de apresentarem boas vantagens construtivas, tais como apoiar o escoramento das formas da laje ou pré-laje no vigamento metálico, pois seria inviável quando estas estruturas estiverem localizadas sobre vales profundos ou vias urbanas, no caso de viadutos, não ocorrendo obstrução do tráfego inferior.

Segundo Pinho (2014), as pontes mistas aço e concreto são especialmente econômicas para vãos entre 20 m e 50 m. Acima de 50 m e até cerca de 120 m, a disputa fica entre os sistemas de ponte treliçada e ponte em arco.

Salmon (2009) e a NBR 8800 (ABNT, 2008) classificam as seções quanto à ocorrência de flambagem local dividindo em três classes sobre os respectivos momentos fletores resistentes: seção compacta, semicompacta e esbelta.

De acordo com a Figura 2.15, a seção compacta é aquela que atinge o momento de plastificação total, ou melhor,  $M_{res} = M_p$ , e exibe suficiente capacidade de rotação inelástica para configurar uma rótula plástica. Já na seção semicompacta ocorre a flambagem local após ter sido desenvolvida a plastificação parcial e na seção esbelta, a ocorrência da flambagem local impede que seja atingido o momento de início da plastificação, com isso,  $M_{res} < M_y$ .

Figura 2.14 – Modelos adotados para Transversinas



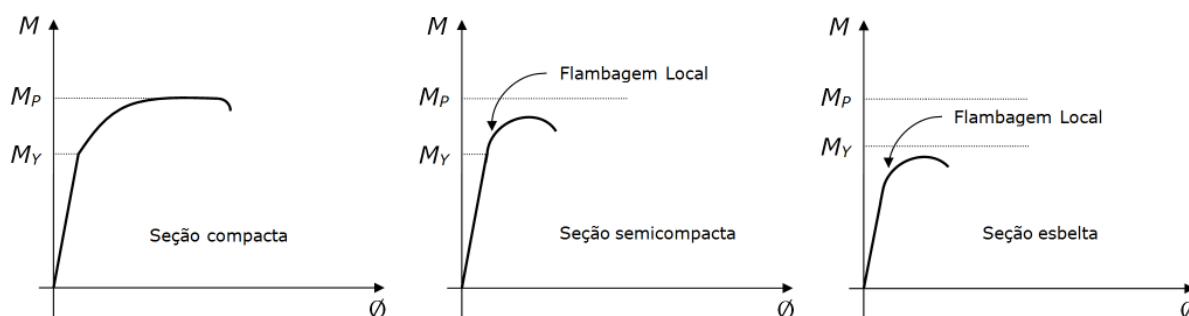
Fonte: SCI (2010)

Guerra (2006) e Pinho (2014) citam algumas ordens de grandezas estruturais informando que a altura do perfil de aço é escolhida como uma fração do vão ( $L$ ) de uma ponte, com a finalidade de evitar deformações exageradas, por motivos estéticos e econômicos.

Esses autores sugerem as seguintes alturas de perfis de aço para as pontes rodoviárias biapoiadas:

- Longarinas trabalhando de forma isolada:  $\frac{L}{20} \text{ a } \frac{L}{30}$
- Longarinas trabalhando no sistema misto aço e concreto (alturas mínimas):  $\frac{L}{25} (\text{aço} + \text{laje})$

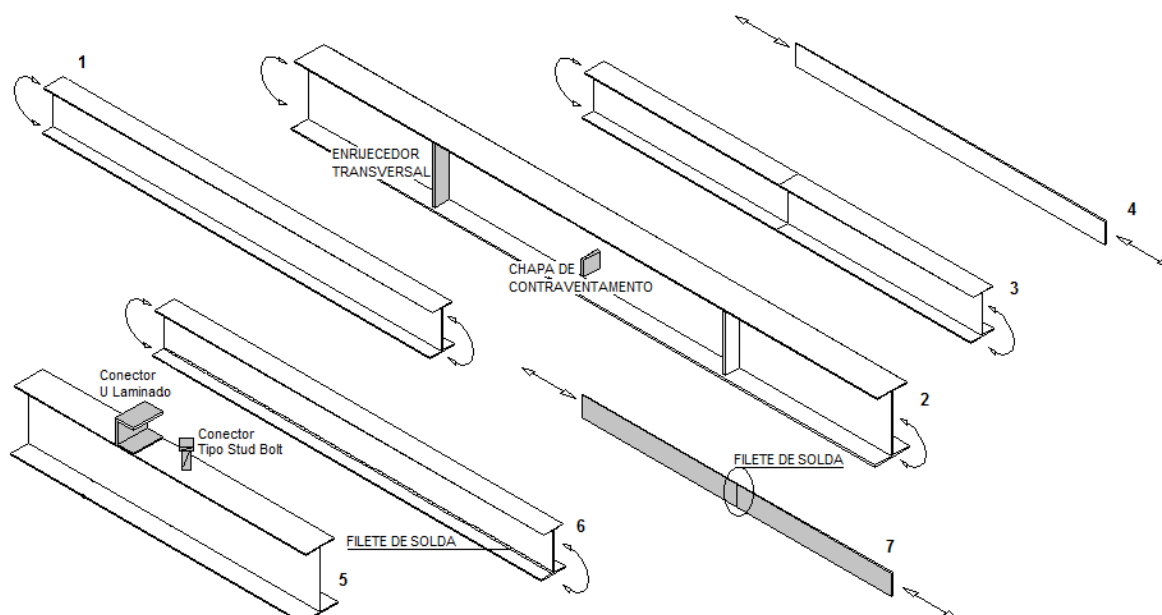
**Figura 2.15 – Comportamento de Vigas Quanto à Ocorrência de Flambagem Local**



Fonte: Adaptado de PFEIL ; PFEIL (2009)

Analisando os exemplos ilustrativos da Figura 2.16, onde são mostrados detalhes utilizados em tabuleiros em viga de alma cheia no sistema misto aço e concreto que podem ocorrer o efeito de fadiga, em conjunto das categorias dos detalhes da AASHTO (2012), segue a Tabela 2.3.

**Figura 2.16 – Detalhes que Apresentam Fadiga em Superestruturas de Vigas Mistas**



Fonte: AASHTO (2012)

Deve-se lembrar de que as pontes ou viadutos sofrem o efeito da fadiga, isto é, ações repetidas de veículos atravessando o vão e ocasionando variações de tensões nos elementos

do tabuleiro, podendo produzir alternância de tração para compressão ou o contrário e caracterizando o enfraquecimento dos elementos estruturais, propagando fissuras e podendo levar a estrutura ao colapso por ruptura frágil (RHODES, 1991).

O termo fadiga é definido segundo Pastoukhov & Voorwald (1995, pág. 112) da seguinte maneira:

*“...a fadiga na linguagem comum é o cansaço, um estado que torna impossível suportar mais algumas condições. Com respeito aos materiais estruturais, essas condições são as de carregamento, da temperatura e ambientais... sendo natural, nestas condições, considerar que o material simplesmente “cansou” de operar nas condições atuais”.*

**Tabela 2.3 – Categorias dos Detalhes da AASHTO**

| Condição geral  | Situação  | Tipo de tensão | Categoria de tensão | Exemplo ilustrativo |
|---|---|----------------|---------------------|---------------------|
| Elementos planos  | Metal base com superfície limpa ou laminada.  | T ou R*        | A                   | 1,4                 |
|   | Tensão de flexão calculada na base do cordão de solda dos enrijecedores transversais na alma ou nas mesas.  | T ou R         | C                   | 2                   |
| Perfis construídos por chapas soldadas                    | Metal base e metal solda de perfis soldados conectados por soldas de topo com penetração total ou por filetes contínuos de solda paralelos à tensão aplicada                  | T ou R         | B                   | 2,6                 |
|   | Metal base e metal solda de perfis soldados conectados por soldas de topo com penetração total ou soldas de topo contínuas com penetração parcial paralela à tensão aplicada. | T ou R         | B'                  | 2,6                 |
| Chapas com solda de topo carregadas axialmente            | Metal base adjacente a detalhes ligados por soldas de topo com penetração parcial ou total quando o comprimento do detalhe na direção da tensão é inferior a 5 cm             | T ou R         | C                   | 2                   |
|   | Metal base e metal solda com penetração parcial ou total na direção da tensão aplicada.   | T ou R         | B                   | 3,7                 |
| Chapas com filete de solda carregadas longitudinalmente** | Metal base adjacente a detalhes incorporados por filete de solda com comprimento de solda na direção da tensão inferior a 5 cm. e para conectores tipo "stud".                | T ou R         | C                   | 5                   |

\* "T" significa variação de tensão de tração. "R" significa uma variação de tensão que envolve tanto tração como compressão durante um ciclo de tensão.

\*\* "carregadas longitudinalmente" significa que direção da tensão aplicada é paralela à direção longitudinal do filete de solda.

Afonso (2007) explica que os principais fatores que ocasionam o aparecimento de fissuras são o volume de tráfego, idade da ponte, magnitude das variações de tensão

ocasionadas pelas cargas móveis e impacto, tipo de detalhe, qualidade do detalhe executado e a tenacidade do material à ruptura.

Ainda o mesmo autor caracteriza as estruturas de aço soldadas como mais susceptíveis a desenvolver o fenômeno de fadiga se comparadas às estruturas de aço parafusadas e isso se deve ao fato de que, no processo de solda é inevitável a introdução de tensões residuais e microfissuras adjacentes ao cordão de solda.

As ligações e conexões realizadas mediante solda constituem pontos potenciais para apresentar fadiga. Isso se deve às altas concentrações de tensões, induzidas por processos de soldagem deficientes e/ou deformações fora do plano ocasionadas em elementos principais, enquanto que nas ligações aparafusadas, o efeito da fadiga é minimizado, conforme explica Coutinho (2005).

Diversos autores informam que a espessura mínima de chapa de aço para uso em pontes ou viadutos não poderá ser inferior a 8 mm, quando o uso for de perfis soldados e não inferior a 5,8 mm para perfis laminados tipo I ou U. Queiroz (2001) e Pinho (2014) explicam que essas limitações são devidas às flambagens locais e corrosão. Para esse último, onde o metal ficar exposto deve-se ter a espessura aumentada e um sistema de proteção contra a corrosão bem elaborado.

### 3. FLAMBAGEM LOCAL DE ALMA

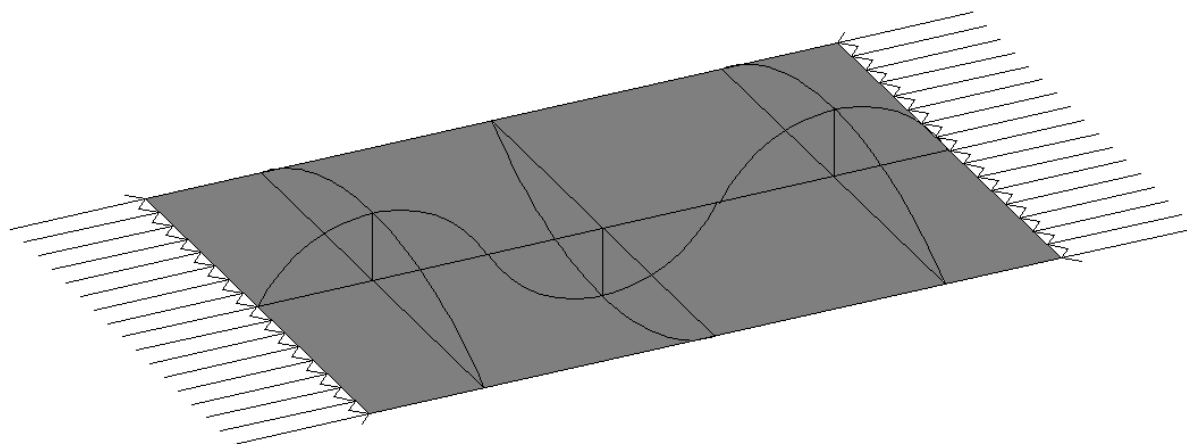
As longarinas de aço de pontes e viadutos com seções esbeltas são fabricadas com chapas de aço soldadas entre si, pois o uso de perfis laminados se torna inviável devido às suas limitações geométricas encontradas no Brasil. Com isso, como esses elementos estruturais têm grande razão largura e espessura nas chapas, a instabilidade é um dos pontos mais críticos nesses tipos de estrutura.

Salmon (2009) mostra a flambagem de uma placa retangular, com uma espessura pequena, simplesmente apoiada no seu contorno e sujeita a uma tensão normal de compressão longitudinal uniforme.

Carvalho (2014) explica que a flambagem local é uma instabilidade localizada, onde ocorrem enrugamentos na chapa que compõem perfis metálicos. Essas imperfeições ocorrem quando uma placa está sendo comprimida e a mesma pode entrar em colapso de duas maneiras ou pelo escoamento do material ou por flambagem, sendo que o colapso por escoamento puro se dá em placas muito espessas onde a relação largura e espessura da placa é menor do que 10; e o colapso por flambagem apresenta uma deformada conforme mostrado na Figura 3.1.

Segundo Právia e De Carli (2016) e a ABNT NBR 8800 (2008), o dimensionamento para o esforço cortante é realizado levando em conta apenas o perfil de aço e, com isso, a resistência ao cortante é o mesmo antes e após a moldagem do concreto. O uso de enrijecedores transversais e longitudinais, conforme mostrado na Figura 3.2, acrescem o cortante resistente na medida em que, depois de integrados à viga de aço, agem como chapas cruciformes que auxiliam na transmissão da carga para os apoios, além dos enrijecedores serem imprescindíveis para a estabilidade geométrica da viga de aço.

**Figura 3.1 – Flambagem de uma Placa Retangular**



Právia e De Carli (2016) explicam que não há um cálculo específico para o problema da flambagem local da alma para vigas mistas esbeltas, por já considerar que o elemento irá flambar, por isso a recomendação do uso dos enrijecedores.

De acordo com Právia e De Carli (2016, pág. 19)

*“As almas dos perfis metálicos são assumidas como chapas engastadas em suas bordas e submetidas a tensões contidas no seu plano, com variação linear ao longo da altura, tracionando e comprimindo metades alternadas da altura da chapa.”*

Queiroz e Pimenta (2001) e a norma americana AISC-LRFD (2005) explicam que, caso as relações largura e espessura da alma de perfis I soldada e plastificada tenham capacidade de rotação suficiente para permitir a formação das rótulas subsequentes em flexão pura devem ter a seguinte relação:

$$\frac{h_p}{t_w} = 3,76 \sqrt{E/f_y} \quad (3.1)$$

sendo  $h_p$  o dobro da altura da região comprimida da alma, com seção plastificada pelo momento fletor (sem descontar a altura do filete de solda de composição),  $t_w$  a espessura da alma,  $f_y$  a tensão de escoamento, e  $E$  o módulo de elasticidade longitudinal do aço, adotado como constante física especificada pela norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

**Figura 3.2 – Longarinas com Enrijecedores**



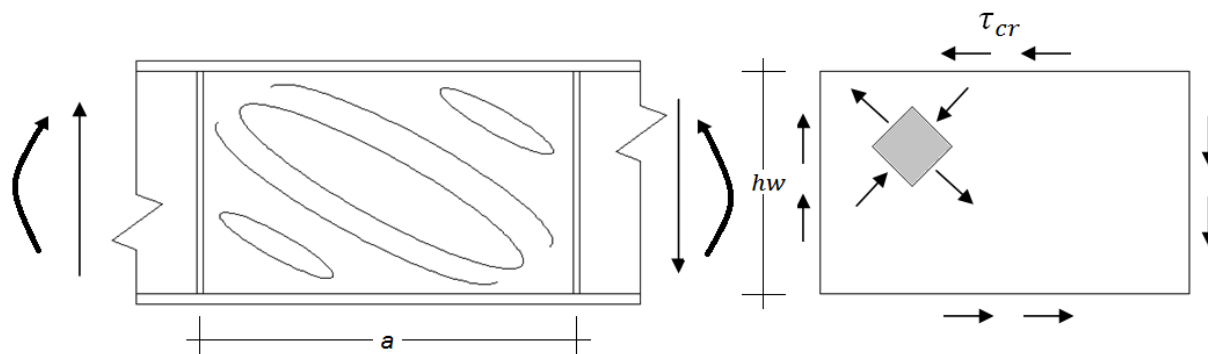
Fonte: O autor (2017)

Pfeil e Pfeil (2009) informam que a alma de perfis soldados, além de combater esforços cortantes, serve para unir mesas e, com isso, concentram maior índice de massa nas abas e o mínimo possível de massa na alma, tendo uma relação altura e espessura de alma muito elevada e dimensionada para a condição de flambagem sob ação de tensões cisalhantes, com isso, os autores explicam, através de formulação matemática e baseada em Timoshenko e Gere (1994), o ilustrado na Figura 3.3.

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h_w/t_w)^2} = 0,904 \frac{kE}{(h_w/t_w)^2} \quad (3.2)$$

sendo  $k$  um fator que considera as condições de contorno da placa e é uma função do espaçamento  $a$  entre enrijecedores transversais.

**Figura 3.3 – Flambagem por Cisalhamento da Alma em um Painel entre dois Enrijecedores Transversais**



Fonte: Adaptado de SALMON (2009)

Quanto aos enrijecedores, esses podem ser transversais ou longitudinais em perfis soldados de longarinas de pontes ou viadutos rodoviários.

A norma europeia EUROCODE (2005) explica que os enrijecedores transversais aumentam a capacidade resistente ao cisalhamento, fornecem apoios laterais aos enrijecedores longitudinais, absorvem forças transversais localizadas, contribuem na redução das deformações distorcionais da seção transversal e são calculados como enrijecedores rígidos, com isso os painéis entre dois enrijecedores transversais rígidos podem ser analisados independentemente, sem uma interação com os painéis adjacentes.

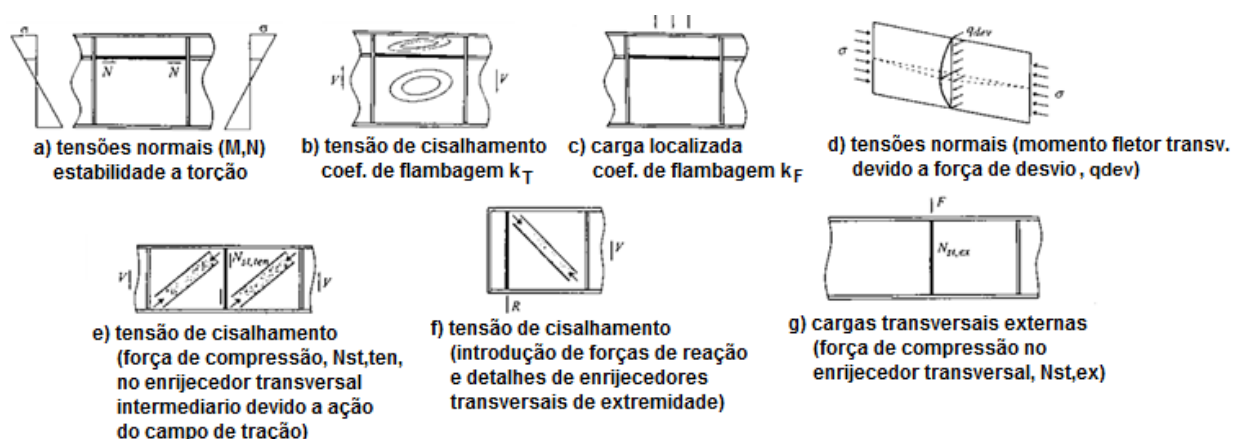
Ainda a EUROCODE (2005) explica que os enrijecedores longitudinais aumentam a capacidade resistente às tensões normais e de cisalhamento e às forças localizadas (*patch loading*) e são calculados para terem efetividade máxima, alcançada quando um novo aumento da seção transversal do enrijecedor não aumenta significativamente a capacidade resistente da placa enrijecida.

Na Figura 3.4 ilustram modelos de enrijecedores transversais e longitudinais que são considerados no cálculo de estruturas em placa.

Segundo Beg *et al.* (2010), os enrijecedores transversais devem providenciar um apoio rígido no *estado limite último* para uma placa com ou sem enrijecedores longitudinais. Ainda os autores explicam que os enrijecedores transversais rígidos não são diretamente carregados por tensões normais na placa, mas devido às inevitáveis imperfeições geométricas, eles absorvem *forças transversais de desvio*, de painéis comprimidos adjacentes induzindo a ocorrência de momento fletor fora do plano. Os autores enfatizam que, para os enrijecedores longitudinais, não é necessário realizar uma verificação adicional da capacidade resistente deles, porque sua verificação quando submetidos a tensões normais é totalmente incorporada nos procedimentos de cálculo para placas enrijecidas longitudinalmente.



Figura 3.4: Situações Típicas de Cálculo para Enrijecedores Longitudinais e Transversais



Fonte: Adaptado de BEG et al. (2010)

A norma EUROCODE (2005) explica que os enrijecedores longitudinais não necessariamente são contínuos, conforme ilustrado na Figura 3.5, somente podem ser utilizados em almas e deve ser desprezada na análise global e no cálculo de tensões, além de serem considerados no cálculo das larguras efetivas dos subpainéis da alma e no cálculo das tensões críticas.

Figura 3.5 – Posição do Enrijecedor Longitudinal

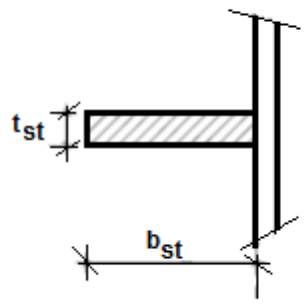


Fonte: BEG et al. (2010)

Johansson *et al.* (2007) ilustram um critério simplificado considerando as dimensões do enrijecedor e limitando a razão largura e espessura ( $b_{st}/t_{st}$ ) do enrijecedor de seção retangular sólida para evitar flambagem por torção, conforme apresentado na Figura 3.6.

A norma NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece diversas situações com relação à flambagem local de alma e a Figura 3.7 representa em (a) escoamento local da alma, em (b) enrugamento da alma com flambagem localizada, em (c) flambagem da alma com deslocamento lateral da mesa tracionada e em (d) flambagem da alma por compressão transversal.

**Figura 3.6 – Razão Limite  $b_{st}/t_{st}$  para Enrijecedores Retangulares Sólidos para evitar a Flambagem por Torção**



$$I_p = \frac{b_{st}^3 \cdot t_{st}}{3} + \frac{b_{st} \cdot t_{st}^3}{12} \approx \frac{b_{st}^3 \cdot t_{st}}{3}$$

$$I_t = \frac{b_{st} \cdot t_{st}^3}{3}$$

$$\frac{I_t}{I_p} = \left( \frac{t_{st}}{b_{st}} \right)^2 \geq \frac{5,3 f_y}{E}$$

$$\frac{b_{st}}{t_{st}} \leq \sqrt{\frac{E}{5,3 f_y}} = \begin{cases} 13,0 \text{ (S235)} \\ 10,5 \text{ (S355)} \end{cases}$$

Fonte: JOHANSSON et al. (2007)

Nas vigas de perfis metálicos submetidas a esforços de flexão e a cargas concentradas nos trechos onde não há enrijecedores, podem ocorrer ruptura local da alma e os esforços cortantes também provocam flambagem local da alma. Já a ruptura pelo efeito de cargas concentradas caracteriza-se pelo enrugamento da alma com flambagem localizada e pela flambagem com ou sem deslocamento lateral da mesa comprimida.

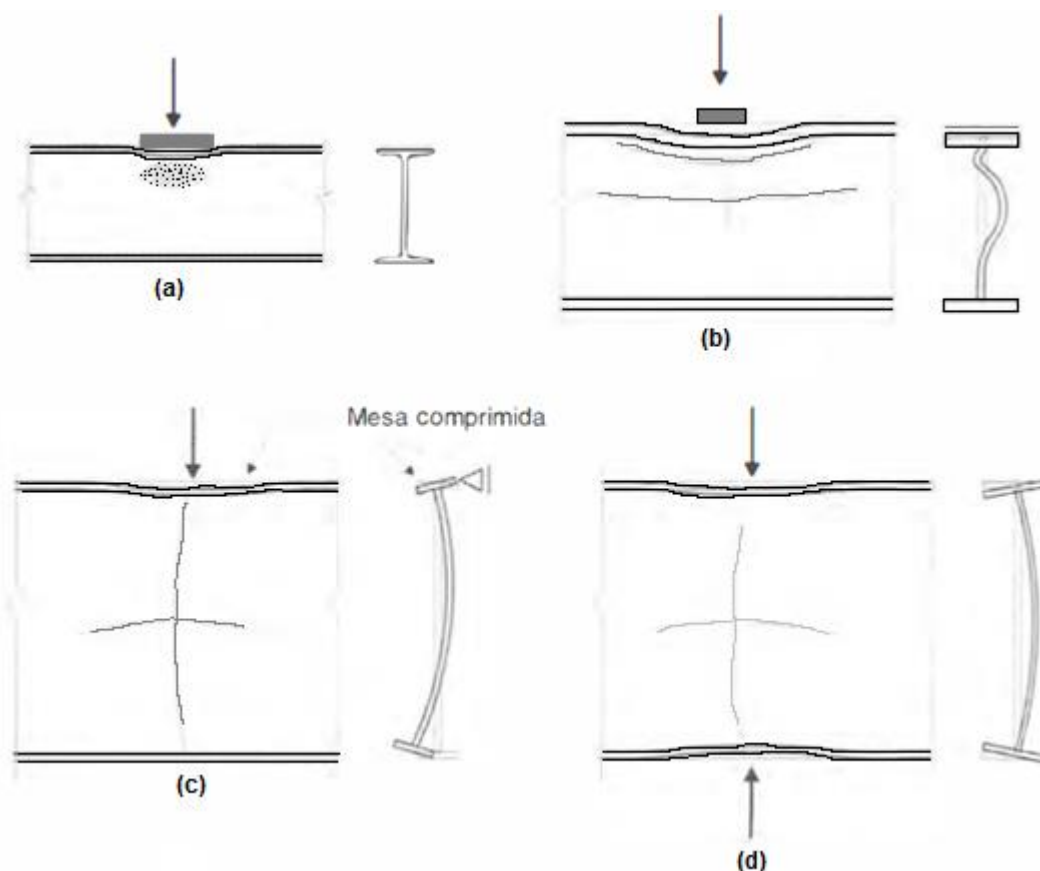
Para evitar a ocorrência desses problemas estruturais devem ser colocados enrijecedores transversais de apoio.

Ainda, segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), os enrijecedores transversais são necessários para resistirem a forças localizadas que produzam tração e compressão na alma.

Bellei (2004) explica que os enrijecedores podem ser colocados em pares ou um de cada lado da alma ou de simplesmente de um só lado da alma, pois o importante é dividir a alma em painéis e, assim, eles servem de apoio transversal para a mesa comprimida, melhorando a resistência à torção. Na parte tracionada não há necessidade de contato do enrijecedor com a mesa, podendo-se parar a chapa do enrijecedor de modo que o cordão de solda alma-enrijecedor fique a uma distância da solda alma-mesa tracionada entre quatro e seis vezes a espessura  $t_w$  da alma do perfil, conforme apresentado na Figura 3.8.

Pravia e De Carli (2016) explicam que, para haver resistência à tração, toma-se como área bruta a área dos enrijecedores e como área líquida efetiva a área da seção líquida ligada à mesa, descontando-se os recortes que por ventura existirem, enquanto que, para haver resistência às forças localizadas de compressão, para os estados limites últimos de escoamento da alma e enrugamento da alma, no caso de enrijecedores com extremidade ajustadas junto à mesa carregada, deve ser verificado o estado limite de esmagamento local utilizando-se uma área de contato igual à área da seção dos enrijecedores ligada à mesa, descontando-se os recortes que possam existir.

**Figura 3.7 – Tipos de Ruptura da Alma sem Enrijecedores Intermediários em Viga sujeita à Carga Transversal Concentrada**



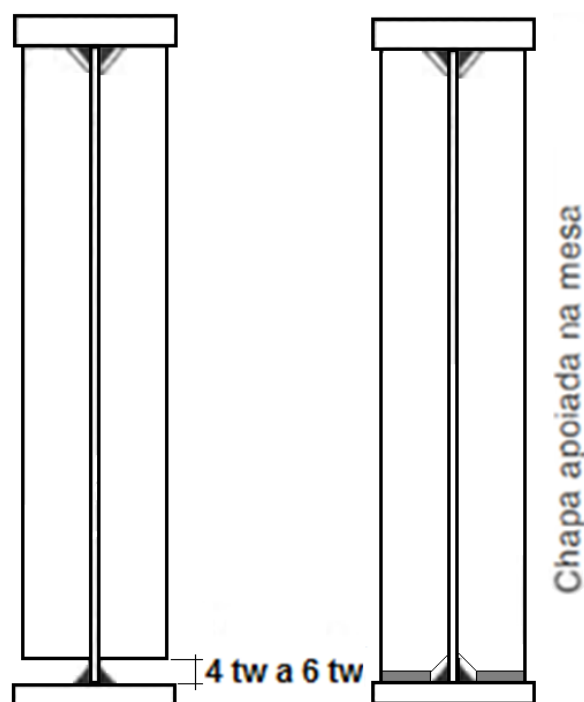
Fonte: Adaptado de PFEIL ; PFEIL (2009)

Pfeil e Pfeil (2009) informam ainda que, para haver resistência às forças localizadas de compressão nos estados limites últimos de escoamento da alma e enrugamento da alma, os enrijecedores devem se estender até a metade da altura da alma, ter suas extremidades ajustadas para estar em perfeito contato com a mesa carregada ou serem soldados a essa mesa, e serem soldados à alma. Caso exista solda entre o enrijecedor e a mesa carregada, ele deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo.

A solda entre a alma e o enrijecedor deve ser capaz de transferir essa diferença para a alma, pois para resistir à tração da alma, os enrijecedores são soldados à mesa carregada e à alma, se estendendo à metade da altura da alma. Essa solda a ser executada entre a mesa carregada e o enrijecedor deve ser capaz de suportar a diferença entre a força solicitante e a força resistente de cálculo, sabendo que a solda entre a alma e o enrijecedor deve ser capaz de transferir para aquela essa diferença.

Finalizando esse capítulo sobre flambagem local de alma, Salmon (2009) explica, por meio da norma americana: *Design Specification for Structural Steel Buildings* (AISC, 2005), sobre uso de enrijecedores transversais intermediários e longitudinais em vigamentos metálicos.

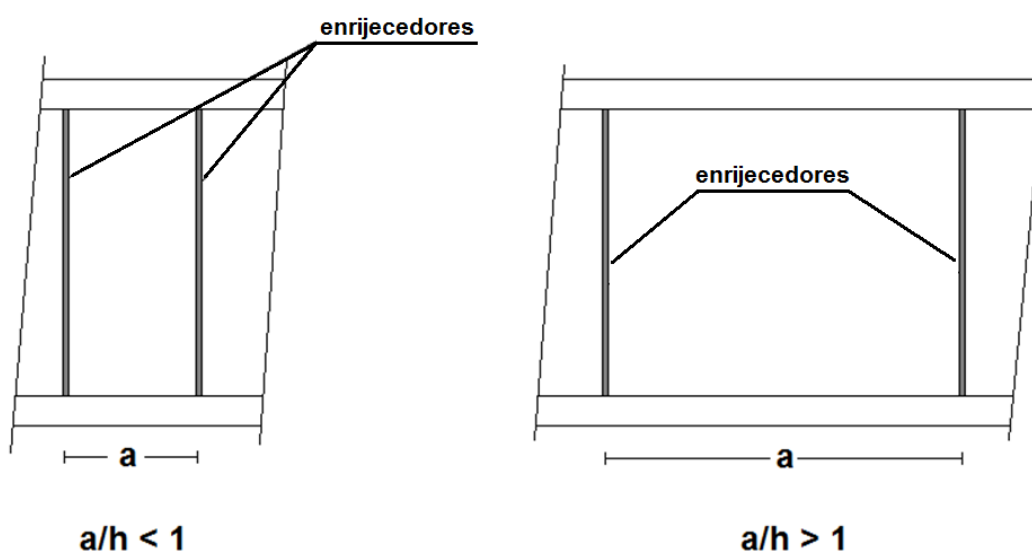
Figura 3.8 – Enrijecedores Transversais Intermediários



Fonte: PFEIL ; PFEIL (2009)

De acordo com o ilustrado na Figura 3.9, a flambagem local devido à compressão na alma deve-se atender as relações  $h/t_w$  e  $a/h$  para o uso dos enrijecedores transversais intermediários.

Figura 3.9 – Espaçamento entre Enrijecedores Transversais Intermediários

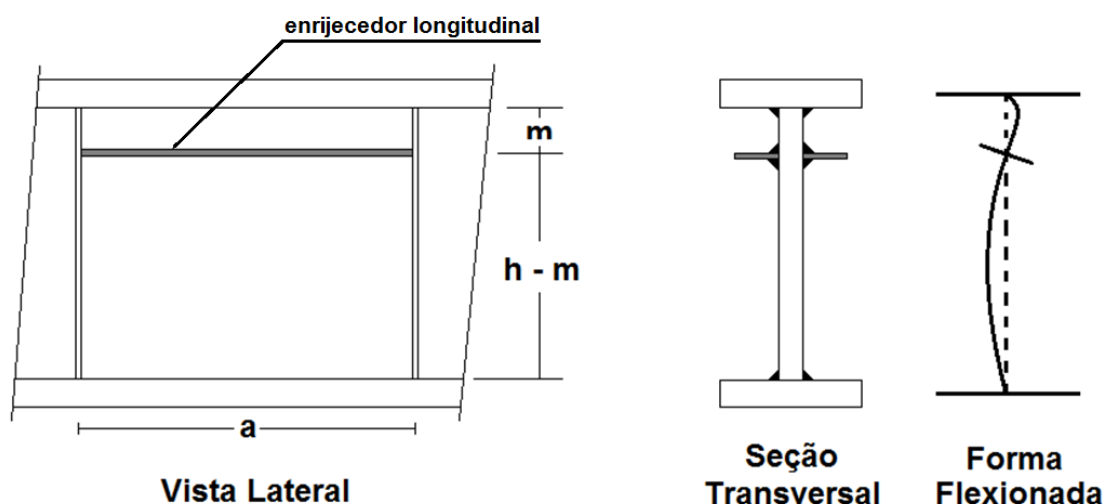


Fonte: Adaptado de SALMON (2009)

Na Figura 3.10, Salmon (2009) ilustra o efeito de uma viga na forma flexionada flambando localmente a alma e o autor cita seu uso apenas em longarinas de pontes rodoviárias ou ferroviárias, não sendo usual em edificações residenciais ou comerciais.

Barbosa (2016) explica que as pontes cujos tabuleiros são em vigas mistas, requerem uma especial atenção ao comportamento dessas vigas sob a ação de momentos fletores negativos, caracterizado pela tração e consequente fissuração da laje de concreto. Outra característica é que a mesa comprimida inferior do perfil metálico "I" está livre e fica sujeita à flambagem lateral por distorção, caracterizada pelo deslocamento lateral da mesa inferior comprimida, com a alma da viga sofrendo deformação por flexão. Esse fenômeno pode ser prevenido com a colocação de chapas metálicas nos trechos dos apoios, ou com a execução de uma laje de concreto no banzo inferior da viga mista.

**Figura 3.10 – Efeito do Enrijecedor Longitudinal na Estabilidade da Alma da Viga**



Fonte: Adaptado de SALMON (2009)

#### 4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Nesse capítulo é apresentado todo o critério de dimensionamento de uma ponte ou viaduto reto, bi apoiado no sistema misto aço e concreto.

É utilizada a norma americana *Standard Specifications for Highway Bridges, 17a. edition 2012 (Division I – Design)* da *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2012)*. O trem tipo é da classe 45, conforme especificado pela norma NBR 7188 (ABNT, 2013).

Pinho (2007) define que o vão teórico de cálculo é a distância de centro a centro do apoio subtraindo do vão total uma distância de 30 cm em cada extremidade para instalação dos aparelhos de apoio.

Primeiramente são determinadas todas as cargas atuantes. As cargas permanentes resumem-se em peso próprio, tanto do vigamento metálico quanto dos elementos em concreto armado, como a laje do tabuleiro e guarda rodas. São previstos carregamentos antes e depois da cura do concreto. É previsto, também, carga para revestimento asfáltico. É determinado o coeficiente de impacto para a carga móvel, de acordo com a norma NBR 7187 (ABNT, 2003).

No estudo de caso são utilizadas 4 vigas e, com isso, os esforços são determinados para as longarinas externas e internas. Aplica-se o princípio das linhas de influência como análise dos esforços máximos no meio do vão e para um trem tipo classe 45 formado por 3 cargas concentradas distantes 1,5m entre si e uma carga uniformemente distribuída.

Por meio do método das tentativas, que é o método para a escolha dos perfis das longarinas, aproxima-se para uma melhor opção estando a altura do perfil entre  $\frac{L}{20}$  e  $\frac{L}{30}$ . Em sequência determinam-se as propriedades geométricas das longarinas utilizando perfil soldado assimétrico.

Determinam-se as propriedades da seção mista iniciando com o cálculo da largura efetiva e, com isso, deve-se pegar o menor resultado entre  $\frac{1}{4}$  do vão ou a distância entre vigas ou 12 vezes a espessura da laje, conforme explicado por Pfeil e Pfeil (2007). Determina-se  $e_c = \frac{tc}{2} + \text{mísula}$ , conforme Figura 4.1.

A norma AASHTO (2012) estabelece os valores de  $n$  (seção transformada ou homogeneizada) para concreto com densidade 2,5 tf/m<sup>3</sup>:

|                    |         |
|--------------------|---------|
| $f_{ck} < 25$      | $n = 9$ |
| $25 < f_{ck} < 32$ | $n = 8$ |
| $32 < f_{ck} < 41$ | $n = 7$ |
| $f_{ck} > 41$      | $n = 6$ |

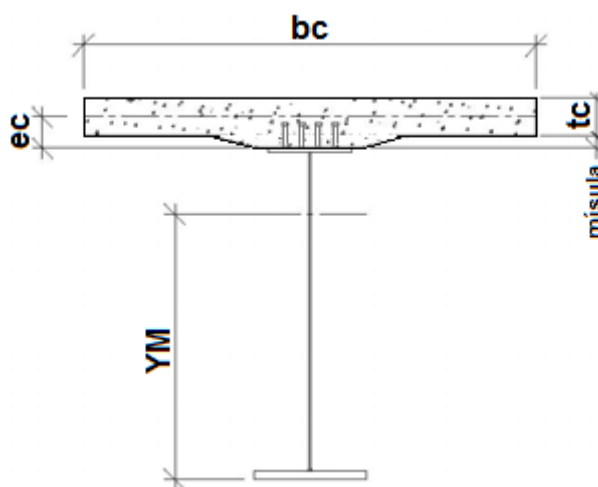
Recomenda-se que, para as cargas de longa duração, deve-se utilizar três vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade ou seção homogeneizada, isto é:

$$- n \text{ (inicial)} = n_i$$

$$- n_f = 3 \times n_i$$

Apresenta-se a seguir o roteiro para a determinação das propriedades geométricas da seção mista desenvolvida e publicada por Pinho (2007), conforme as equações 4.1 a 4.10 e Figura 4.1.

Figura 4.1 – Propriedades da Seção Mista



Fonte: Adaptado de Pinho (2007)

$$YM_i = \frac{\frac{bc}{n_i} \times tc \times (ec + di) + A_i \times CG_i}{\left(\frac{bc}{n_i} \times tc\right) + A_i} \quad (4.1)$$

$$YMF_i = \frac{\frac{bc}{n_f} \times tc \times (ec + di) + A_i \times CG_i}{\left(\frac{bc}{n_f} \times tc\right) + A_i} \quad (4.2)$$

$$IM_i = I_x + (A_i \times (YM_i - CG_i)^2) + \frac{\left(\frac{bc}{n_i} \times tc^3\right)}{12} + \left(\frac{bc}{n_i} \times tc \times (ec + di - YM_i)^2\right) \quad (4.3)$$

$$IMF_i = I_x + (A_i \times (YMF_i - CG_i)^2) + \frac{\left(\frac{bc}{n_f} \times tc^3\right)}{12} + \left(\frac{bc}{n_f} \times tc \times (ec + di - YMF_i)^2\right) \quad (4.4)$$

$$WSM_i = \frac{IM_i}{di - YM_i} \quad (4.5)$$

$$WSMF_i = \frac{IMF_i}{di - YMF_i} \quad (4.6)$$

$$WC_i = \frac{IM_i \times n_i}{di + ec + \frac{tc}{2} - YM_i} \quad (4.7)$$

$$WCF_i = \frac{IMFi \times nf}{di + ec + \frac{tc}{2} - YMF_i} \quad (4.8)$$

$$WIM_i = \frac{IM_i}{YM_i} \quad (4.9)$$

$$WIMF_i = \frac{IMF_i}{YMF_i} \quad (4.10)$$

A AASHTO (2012) determina as tensões admissíveis para a tração e compressão na flexão (4.11), quanto ao cisalhamento na alma (4.12) e compressão no concreto (4.13) pelas expressões:

$$F_b = 0,55 \times F_y \quad (4.11)$$

$$F_v = 0,33 \times F_y \quad (4.12)$$

$$F_c = 0,40 \times f_{ck} \quad (4.13)$$

Tanto a AASHTO (2012) quanto a NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelecem que a mesa comprimida está contida lateralmente pela laje de concreto ao longo de seu comprimento.

Determina-se as tensões máximas atuantes na mesa superior, mesa inferior e alma das longarinas de aço e na laje de concreto com as seguintes expressões:

- Mesa superior

$$f_{bs} = \left( \frac{MCP \ AC}{W_{xs}} \right) + \left( \frac{MCP \ DC}{W_{SMFi}} \right) + \left( \frac{MCM}{W_{SMi}} \right) < F_b \quad (4.14)$$

- Mesa inferior

$$f_{bi} = \left( \frac{MCP \ AC}{W_{xi}} \right) + \left( \frac{MCP \ DC}{W_{IMFi}} \right) + \left( \frac{MCM}{W_{IMi}} \right) < F_b \quad (4.15)$$

- Alma

$$f_v = \frac{Q_{CP} + Q_{CM}}{h_1 \times t_w} < F_v \quad (4.16)$$

- Laje de concreto

$$f_c = \left( \frac{MCP \ DC}{W_{CFi}} \right) + \left( \frac{MCM}{W_{Ci}} \right) < F_c \quad (4.17)$$

sendo *MCP AC* o momento fletor máximo para carga permanente antes da cura do concreto; *MCP DC* o momento fletor máximo para carga permanente depois da cura do concreto; *MCM* o momento fletor máximo para a carga móvel (trem tipo); *W<sub>xi</sub>* o módulo resistente elástico na mesa inferior; *W<sub>xs</sub>* o módulo resistente elástico na mesa superior; *W<sub>SMi</sub>* determinado pela



expressão 4.5;  $WSMFi$  determinado pela expressão 4.6;  $WCI$  determinado pela expressão 4.7;  $WCFi$  determinado pela expressão 4.8;  $WIMi$  determinado pela expressão 4.9; e  $WIMFi$  determinado pela expressão 4.10.

A norma AASHTO (2012) recomenda o limite de deformação de  $L/800$  para pontes ou viadutos rodoviários. Porém, caso o uso dessas estruturas não seja exclusivo para veículos automotores, isto é, existam passarelas para pedestres, o limite passa a ser  $L/1000$ . Considera-se o módulo de elasticidade longitudinal do aço ( $E$ ) é igual a  $2000 \text{ tf/cm}^2$ .

$$\Delta = \frac{(5 \times qm \times \frac{L^4}{8} \times Pm (L-3m)(3L^2-(L-3m)^2))}{48 \times Ea \times IMi} \quad (4.18)$$

sendo  $qm$  a carga distribuída;  $Pm$  as cargas concentradas do trem tipo final calculado; e  $IMi$  a inércia determinada pela expressão 4.3.

Caracteriza-se os conectores de cisalhamento tipo *stud bolt* que, segundo a AASHTO (2012) são verificados pela resistência última:

$$\text{- área da seção transversal: } Ac = \frac{\pi \times ds^2}{4} \quad (4.19)$$

$$\text{- Resistência última: } Ec = 48 \times \sqrt{f_{ck}} \quad (4.20)$$

$$\text{- } Su = 0,5 \times Ac \times \sqrt{f_{ck} \times Ec} \quad (4.21)$$

Resistência à fadiga para 500000 ciclos –  $0,7 \text{ tf/cm}^2$

$$\text{- } Zrs = 0,7 \times ds^2 \quad (4.22)$$

Determina-se a distância entre conectores (dist):

$$m = \left( \frac{bc \times tc}{ni} \right) \times (d + ec - YMi) \quad (4.23)$$

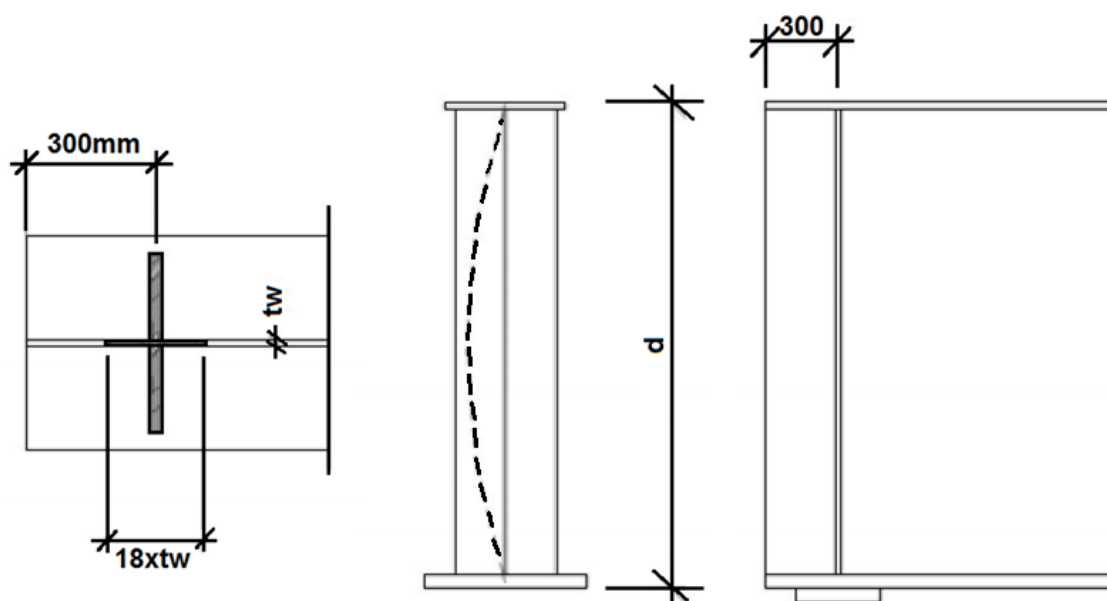
$$\text{Cisalhamento horizontal – } Sr = \frac{QCM \times m}{IMi} \quad (4.24)$$

$$\text{dist} = \frac{4 \times Zrs}{Sr} \quad (4.25)$$

Em pontes rodoviárias combate-se a flambagem local de alma utilizando uma alma espessa ou utilizando enrijecedores, que podem ser de apoio, intermediários ou longitudinais.

Os enrijecedores de apoio são dimensionados como coluna. Com isso, devem-se ser considerados em ambos os lados. A AASHTO (2012) estabelece que esta seção de “coluna” será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura da alma, conforme apresentado na Figura 4.2.

Figura 4.2 – Determinação do Enrijecedor de Apoio



Fonte: PINHO; BELLEI (2007)

Primeiramente, determina-se a largura máxima do enrijecedor:

$$bsa = \left( \frac{bs}{2} - \frac{tw}{2} \right) - 1 \text{ (em cm)} \quad (4.26)$$

Em seguida, calcula-se a espessura mínima dos enrijecedores:

$$t_{sa} = \left( \frac{bsa}{12} \right) \times \sqrt{\frac{F_y}{2,28}} \quad (4.27)$$

Calcula-se as propriedades geométricas da coluna como a área ( $A_{sa}$ ), a inércia ( $I_{sa}$ ) e o raio de giração ( $r_{sa}$ ) para as devidas verificações das tensões.

$$F_{sa} = \frac{F_y}{2,12} \times \left( 1 - \frac{\left( \frac{d}{r_{sa}} \right)^2 \times F_y}{4\pi^2 E} \right) \quad (4.28)$$

sendo  $E$  o módulo de elasticidade longitudinal do aço.

Verifica-se se a tensão atuante dada por 4.29 é inferior à tensão admissível.

$$f_{sa} = \frac{Q_{max}}{A_{sa}} \quad (4.29)$$

sendo  $Q_{max}$  a reação máxima no apoio.

Após caracterizar os enrijecedores de apoio, verifica-se a necessidade do uso de enrijecedores transversais intermediários (AASHTO, 2012) utilizando as equações 4.30 e 4.31:

$$\frac{h}{150} > t_w \quad (4.30)$$

$$F_{ve} = \frac{50500}{(h/t_w)^2} \quad (4.31)$$

O valor de  $F_{ve}$  deve ser maior que a tensão máxima que ocorre na alma ( $f_v$ ) determinada pela equação 4.16 e menor que a tensão admissível de cisalhamento da alma ( $F_v$ ) dada pela equação 4.12 para que não haja a necessidade do uso de enrijecedores intermediários. Caso as premissas não sejam satisfeitas, deve-se fazer uso dos enrijecedores transversais intermediários. Deve-se atentar para que nenhum enrijecedor coincida com uma posição de emenda. Determina-se, em seguida, o espaçamento do primeiro enrijecedor transversal. Estima-se um espaçamento  $dt_1$  e verifica se  $dt_1 < 1,5h$ . (4.32)

$$K = 5 + \left( \frac{5}{\left( \frac{dt_1}{h} \right)^2} \right) \quad (4.33)$$

$$\text{Se } \frac{h}{t_w} < \frac{160\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \quad \dots C = 1 \quad (4.34)$$

$$\text{Se } \frac{h}{t_w} < \frac{200\sqrt{k}}{\sqrt{F_y}} \quad \dots C = \frac{160\sqrt{k}}{(h/t_w)\sqrt{F_y}} \quad \text{ou} \quad (4.35a)$$

$$C = \frac{31000k}{(h/t_w)^2 \times F_y} \quad (4.35b)$$

A tensão de cisalhamento atuante na alma (4.16) deve ser menor que:

$$C \times \frac{F_y}{3} \quad (4.36)$$

Após a determinação do primeiro enrijecedor transversal, determinam-se os espaçamentos dos demais enrijecedores intermediários. Estima-se um espaçamento ( $dt_2$ ) para os enrijecedores transversais intermediários e verifica-se se  $dt_2 < 3h$ .

$$K = 5 + \left( \frac{5}{\left(\frac{dt_2}{h}\right)^2} \right) \quad (4.37)$$

sendo  $d_{t2}$  a distância arbitrada entre enrijecedores transversais intermediários;  $h$  a altura da alma.

Determina-se o valor de  $C$ , conforme as equações 4.34 e 4.35a, 4.35b ou 4.35c.

A tensão de cisalhamento na alma  $f_v$  (4.16) deve ser menor que:

$$F_v = \frac{F_y}{3} \times \left( C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+\left(\frac{d}{h}\right)^2}} \right) \quad (4.38)$$

Calculados os espaçamentos dos enrijecedores intermediários ( $d_{t1}$  e  $d_{t2}$ ), determina-se sua espessura e comprimento. Pinho e Bellei (2007) recomendam inicialmente a adoção da mesma espessura da alma, resultando em um aproveitamento ótimo de chapas na fabricação.

Calcula-se a largura do enrijecedor intermediário usando a expressão:

$$bet = \left( \frac{bs - t_w}{2} \right) - 5cm \quad (4.39)$$

sendo  $bs$  a mesa superior e  $t_w$  a espessura da alma da longarina.

A AASHTO (2012) estabelece que a largura determinada pela expressão 4.39 deve ser maior que as duas expressões abaixo:

$$5cm + \left( \frac{h}{30} \right) \quad (4.40)$$

sendo  $h$  a altura da alma.

$$\left( \frac{bs}{4} \right) \quad (4.41)$$

sendo  $bs$  a largura da mesa da longarina.

Calcula-se o valor de  $J$  pela equação 4.42, sabendo que não deve ser inferior a 0,5.

$$J = 2,5 \left( \frac{h}{dt_2} \right)^2 - 2 \quad (4.42)$$

sendo  $h$  a altura da alma;  $d_{t_2}$  a distância entre enrijecedores intermediários.

O momento de inércia mínimo do enrijecedor transversal é:

$$I_{st} = dt_2 (t_w)^3 \cdot J \quad (4.43)$$

A AASHTO (2012) estabelece valores do parâmetro  $B$  para enrijecedores, sendo  $B=1,0$  quando for número par de enrijecedores,  $B=1,8$  quando for cantoneira simples e  $B=2,4$  para chapa simples.

Calcula-se a tensão  $F_{cr}$  pela equação 4.44 sabendo que seu resultado deve ser inferior à tensão de escoamento do aço usado.

$$F_{cr} = 6222 / \left( \frac{bet}{tsl} \right)^2 \quad (4.44)$$

onde  $bet$  é a largura do enrijecedor determinada na expressão 4.39.

Considerando o enrijecedor transversal chapa simples ( $B=2,4$ ), determina-se a área mínima:

$$A_{et} = (0,15 \times B \times \frac{h}{t_w} \times (1 - C02) \left( \frac{fv}{Fv} \right) - 18) \times \frac{Fy}{F_{cr}} (t_w)^2 \quad (4.45)$$

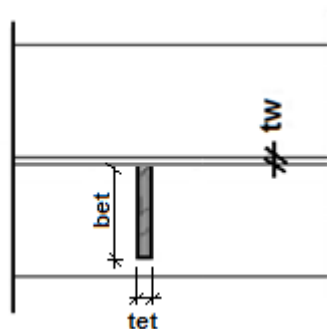
sendo  $h$  a altura da alma da longarina;  $t_w$  a espessura da alma;  $fv$  a tensão de cisalhamento atuante na alma (4.16);  $Fv$  a tensão cisalhante admissível na alma dada pela expressão 4.37;  $Fy$  a tensão de escoamento do aço; e  $F_{cr}$  a tensão determinada em 4.43.

Conforme mostrado na Figura 4.3, determina-se a área do enrijecedor transversal (4.46) e o momento de inércia.

$$A_s = tet \times bet > A_{et} \quad (4.46)$$

$$I_s = \frac{tet \times bet^3}{3} > I_{st} \text{ dado na expressão 4.43.}$$

Figura 4.3 – Enrijecedor Intermediário



Fonte: O autor (2017)

Determinados os enrijecedores transversais de apoio e intermediários, verifica-se a necessidade do enrijecedor longitudinal.

A AASHTO (2012) estabelece que se a espessura da alma da longarina for inferior ao resultado de 4.47 e 4.48 deve-se fazer uso do enrijecedor longitudinal.

$$\frac{h \times \sqrt{fbs}}{600} \quad (4.47)$$

$$\frac{h}{170} \quad (4.48)$$

sendo  $h$  a altura da alma da longarina; e  $fbs$  a tensão atuante na mesa superior determinado na equação 4.14.

Havendo a necessidade do uso do enrijecedor longitudinal, verifica-se a espessura da alma sabendo que esta deve ser maior que:

$$\frac{h \times \sqrt{fbs}}{1200} \quad (4.49)$$

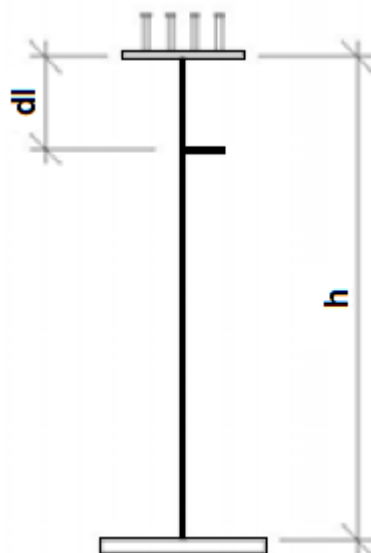
$$\frac{h}{340} \quad (4.50)$$

Dimensionando o enrijecedor longitudinal, a AASHTO (2012) determina a posição dada pela expressão 4.51 e apresentada na Figura 4.4.

$$dl = \frac{h - CG - t_f i}{\left( 1 + 1,5 \times \sqrt{\frac{fbs}{M_{CP}/W_s}} \right)} \quad (4.51)$$

sendo  $h$  a altura da alma da viga;  $CG$  o centro de gravidade da viga;  $tfi$  a espessura da mesa inferior da viga;  $fb_s$  a tensão atuante na mesa superior;  $M_{cp}$  o momento fletor atuante devido a carga permanente; e  $W_s$  o módulo de resistência elástico superior em relação ao eixo X-X.

Figura 4.4 – Posição do Enrijecedor Longitudinal



Fonte: Adaptado de PINHO; BELLEI (2007)

Em seguida, determina-se o momento de inércia mínimo do enrijecedor longitudinal:

$$I_{sl} = h (t_w)^3 \cdot (2,4 \times \frac{d^2}{h^2} - 0,13) \quad (4.52)$$

sendo  $h$  a altura da alma da viga;  $t_w$  a espessura da alma da viga; e  $d$  o espaçamento adotado entre os enrijecedores transversais.

A AASHTO (2012) recomenda a adoção da largura do enrijecedor longitudinal ( $bel$ ) igual a largura do enrijecedor transversal ( $bet$ ). A espessura da chapa deve ser maior que:

$$bel \times \frac{\sqrt{fb_i}}{70} \quad (4.53)$$

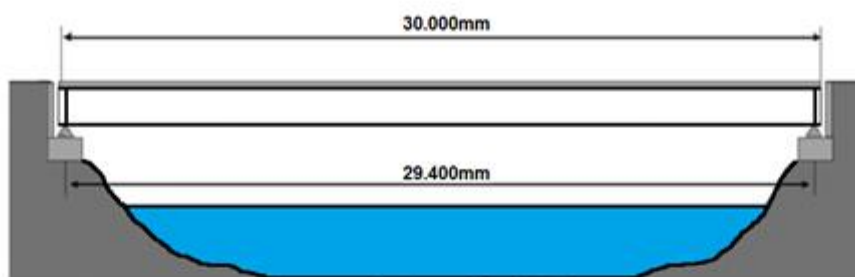
$$I_s = \frac{t_{el} \times bel^3}{3} > I_{sl} \text{ (dado na expressão 4.52)}. \quad (4.54)$$

## 5. ESTUDO DE CASO: EXEMPLO NUMÉRICO

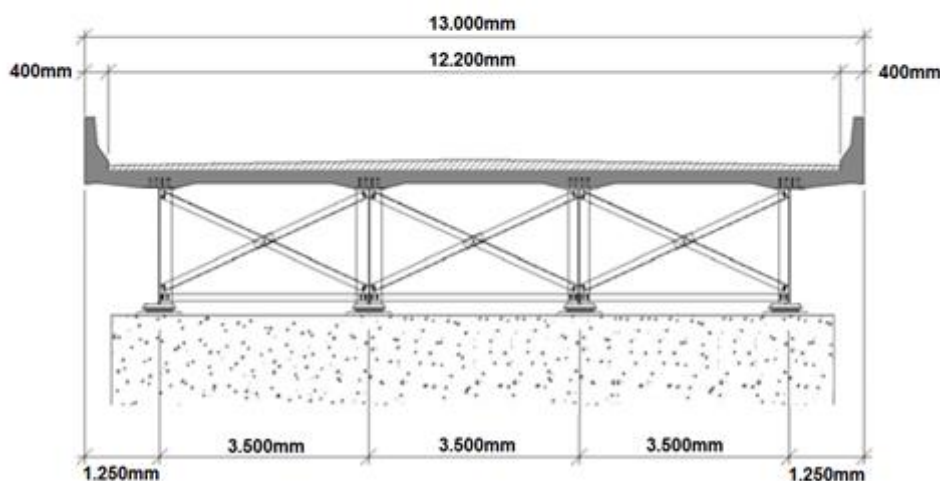
Na Figura 5.1 ilustra-se o objeto de estudo que consiste em uma ponte rodoviária de eixo reto e vão simples de 30 m com vigas soldadas em alma cheia em seção mista aço e concreto.

A seção transversal da ponte é composta de 4 (quatro) longarinas espaçadas de 3,5 m e balanços de 1,25 m formando um tabuleiro de 13 m de largura. A laje considerada é maciça e moldada no local com uma espessura de 22,5 cm. A classe de carregamento é a classe 45, conforme a norma NBR 7188 (ABNT, 2013). Recomendações da AASHTO (2012), em relação ao projeto de vigas mistas de pontes foram utilizadas, pois o Brasil ainda não dispõe de norma própria para o dimensionamento de estruturas de aço de pontes e viadutos.

Figura 5.1 – Ponte do Estudo de Caso



(a) Seção Longitudinal



(b) Seção Transversal

Fonte: O autor (2017)



## 5.1 - Dados da Ponte:

### 5.1.1 - Dimensões:

|  |         |
|--|---------|
| - Comprimento:                               | 30 m    |
| - Largura:                                   | 13 m    |
| - Distância entre vigas:                     | 3,5 m   |
| - Espessura média da laje:                   | 22,5 cm |
| - Espessura média de revestimento asfáltico: | 12,5 cm |

### 5.1.2 – Materiais utilizados:

|                       |  |
|-----------------------|--|
| - Aço das longarinas: | ASTM A588<br>(Tensão de escoamento $f_y=350$ MPa)<br>(Tensão de ruptura $f_u=490$ MPa) |
| - Concreto da laje:   | $f_{ck} = 25$ MPa  |

Na Figura 5.2 apresentam-se o modelo 3D da ponte dimensionada e seus enrijecedores transversais intermediários e longitudinais. O modelo foi gerado pelo *software Solid Works 2013 – x64 Dassaut Systèmes*.

Figura 5.2 – Modelo Estrutural 3D da Ponte 30m



Fonte: O autor (2017)

## 5.2 - Cargas:

O vão teórico é igual ao comprimento da ponte menos o espaçamento necessário para a instalação dos aparelhos de apoio:

$$L = 30 - 2 \times 0,3 = 29,4 \text{ m (vão teórico)} \quad (5.1)$$

Para determinar a carga permanente antes da cura do concreto (CP AC) em cada longarina, multiplica-se a espessura média da laje (0,225 m) pela largura do tabuleiro (13 m) dividido pelo número de longarinas, isto é, quatro no total, multiplicado pelo peso específico do concreto (25 kN/m<sup>3</sup>). Com isso temos que:

$$\text{Laje de concreto: } q_1 = 0,225 \times \frac{13}{4} \times 25 = 18,3 \text{ kN/m} \quad (5.2)$$

É importante esclarecer que trata-se de uma simplificação, pois a carga permanente para as vigas externas é menor que as internas.

A AASHTO (2012) estabelece que o escoramento é fundamental antes da cura do concreto e, portanto, deve-se prever o valor de 0,2 kN/m<sup>2</sup> de sobrecarga.

O peso estimado da longarina metálica para o vão de 30 m é 1,5 kN/m<sup>2</sup>.

$$q_2 = (0,2 + 1,5) \times \frac{13}{4} = 5,525 \text{ kN/m} \quad (5.3)$$

onde 0,2 kN/m<sup>2</sup> e 1,5 kN/m<sup>2</sup> são o peso do escoramento e o peso próprio estimado da longarina metálica para o vão de 30 m, respectivamente, 13 m é a largura do tabuleiro da ponte e 4 é o número de longarinas.

Com isso a carga permanente antes da cura é a soma do resultado das expressões 5.2 e 5.3.

$$\text{CP AC} = q_1 + q_2 = 18,3 + 5,525 = 23,825 \text{ kN/m} \quad (5.4)$$

A carga permanente que ocorre após a cura do concreto (CP DC) é, também, lançada de forma distribuída nas longarinas, com isso tem-se:

$$\text{Guarda roda de concreto: } q_3 = 3,0 \text{ kN/m (conforme Figura 2.9)} \quad (5.5)$$

$$\text{Revestimento asfáltico: } q_4 = \frac{(0,125 \times (13 - 2 \times 0,4) \times 18)}{4} = 6,86 \text{ kN/m} \quad (5.6)$$

sendo 0,125 m é espessura média do revestimento asfáltico (AASHTO, 2012), 13 m a largura do tabuleiro, 18 kN/m<sup>2</sup> é o peso específico do revestimento asfáltico e 4 é o número de longarinas.

Com isso a carga permanente depois da cura é o somatório das expressões 5.5 e 5.6.

$$CP\ DC = q_3 + q_4 = 3,0 + 6,86 = 9,86 \text{ kN/m} \quad (5.7)$$

- Carga móvel + impacto - CM+I

Coefficiente de impacto, conforme a NBR 7187 (ABNT, 2003) e determinado na 2.1:

$$I = 1,4 - 0,007 \times 29,4 = 1,19 \quad (5.8)$$

onde 29,4 m é o vão teórico determinado pela 5.1.

### 5.3 - Cálculo dos Esforços:

O trem-tipo usado está em conformidade com a norma NBR 7188 (ABNT, 2013): Classe 45, isto é, peso total do veículo é 450 kN e carga uniformemente distribuída no valor de 5 kN/m<sup>2</sup>.

Ao aplicar o trem-tipo nas longarinas externas, supõe-se que a laje esteja simplesmente apoiada sobre elas. Com isso determina-se os esforços nas vigas externas (VEa e VEb), conforme AASHTO (2012).

$$\text{Extremidade: } 0,4 + 1,5 - \frac{(13-3 \times 3,5)}{2} = 0,65 \text{ m} \quad (5.9)$$

sendo 0,4 m a largura do guarda roda (New Jersey); 1,5 m a metade do veículo tipo; 13 m a largura total da ponte; e 3,5 m a distância entre as longarinas.

$$q_a = \frac{(5 \times (3,5 - 0,65 - 1,5))^2}{2 \times 3,5} = 1,3 \text{ kN/m} \quad (5.10)$$

$$q_b = 5 \times 3 \times \frac{3,5 - 0,65}{3,5} = 12,2 \text{ kN/m} \quad (5.11)$$

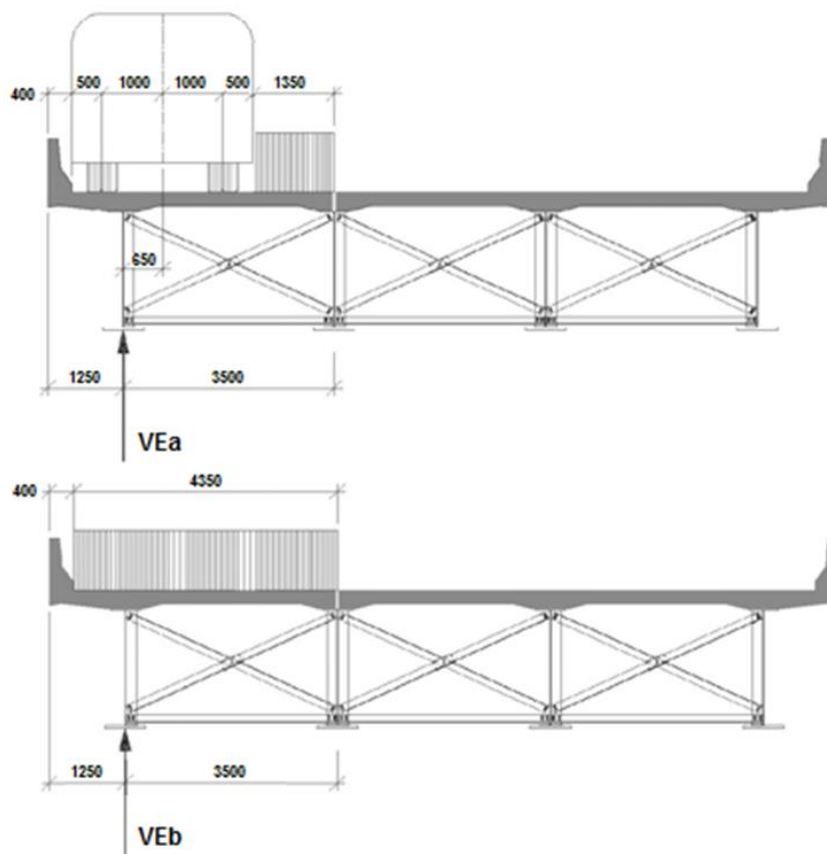
sendo 5 kN/m<sup>2</sup> a carga distribuída para o trem tipo da classe 45 - NBR 7188 (ABNT, 2013).

$$P = \left(\frac{450}{3}\right) \times \frac{(3,5-0,65)}{3,5} = 122 \text{ kN} \quad (5.12)$$

sendo 450 kN o peso total do veículo tipo da classe 45 – norma NBR 7188 (ABNT, 2013).

Na Figura 5.3 demonstra-se o posicionamento do veículo tipo, conforme norma NBR 7188 (ABNT, 2013), para determinação dos esforços nas longarinas externas.

**Figura 5.3 – Posicionamento do Trem Tipo nas Vigas Externas**



Fonte: Adaptado por PINHO; BELLEI (2007)

O trem tipo sobre as longarinas externas é o somatório do resultado das expressões 5.10 e 5.11.

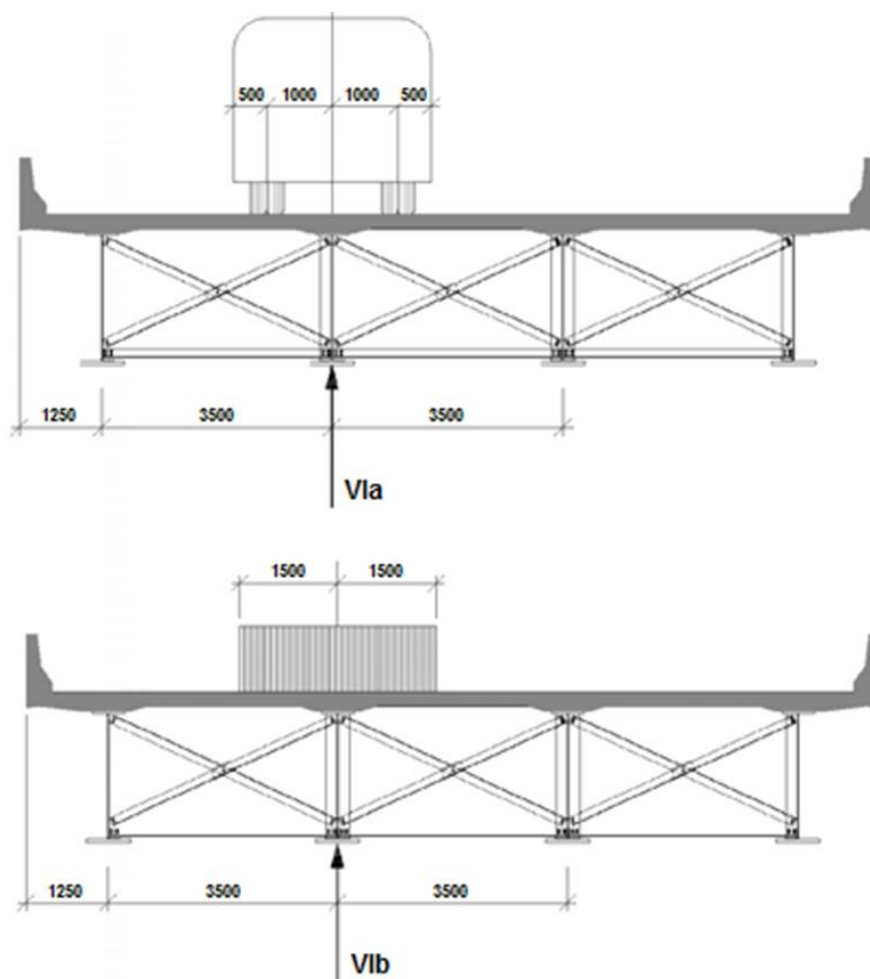
$$Q_e = q_a + q_b = 1,3 + 12,2 = 13,5 \text{ kN/m} \quad (5.13)$$

$$P_e = 122 - \left(13,5 \times \frac{6}{3}\right) = 95 \text{ kN} \quad (5.14)$$

- Vigas internas – VIa e VIb

Na Figura 5.4 apresenta-se o posicionamento do veículo tipo, conforme a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), para a determinação dos esforços nas longarinas internas.

Figura 5.4 – Posicionamento do trem Tipo nas Vigas Internas



Fonte: Adaptado por PINHO; BELLEI (2007)

A norma americana AASHTO (2012) informa que a fração de carga móvel para as vigas internas é dada por:

$$f = \frac{3,5}{\frac{1,676}{2}} = 1,04 \quad (5.15)$$

sendo  $f$  a fração da carga móvel para vigas internas especificada pela norma americana citada; 3,5 m a distância entre vigas; e 1,676 vem do método empírico da AASHTO (2012) onde se determina a distribuição lateral das cargas como uma fração  $b/1,676$  de uma faixa de tráfego de 3 m de largura e só se aplica a pontes de tabuleiro de concreto apoiado em vigas de aço afastadas em até 4,3 m.

O trem tipo sobre as longarinas internas é dado por  $q_i$  - carga distribuída (5.16) e por  $P_i$  - cargas concentradas (5.17):

$$q_i = 5 \times 3 \times 1,04 = 15,6 \text{ kN/m} \quad (5.16)$$

$$P_i = \left(\frac{450}{3} \times 1,04\right) - \left(15,6 \times \frac{6}{3}\right) = 124,8 \text{ kN} \quad (5.17)$$

sendo  $5 \text{ kN/m}^2$  a carga distribuída sobre o tabuleiro, conforme a NBR 7188 (ABNT, 2013).

O trem tipo final com impacto sobre as longarinas:

$$(124,8 \times 3) + (15,6 \times 29,4) = 833 \text{ kN} > (98 \times 3) + (13,5 \times 29,4) = 691 \text{ kN} \quad (5.18)$$

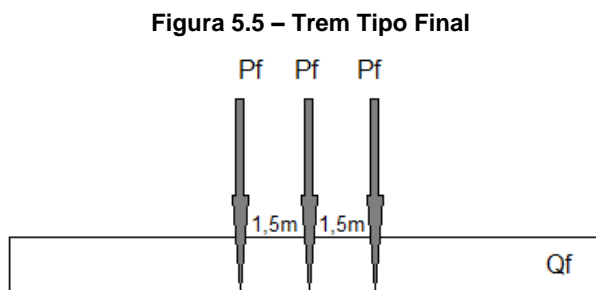
Observa-se que o trem-tipo das longarinas externas não pode ser menor que das internas.

O coeficiente de impacto foi determinado na expressão 5.8 e deve ser multiplicado nas expressões 5.15 e 5.16 para a carga distribuída e concentrada, respectivamente.

Então:  **$Q_f = 1,19 \times 15,6 = 18,6 \text{ kN/m}$**

**$P_f = 1,19 \times 124,8 = 148,5 \text{ kN}$**

A Figura 5.5 apresenta o trem tipo simplificado ou modificado que é utilizado na análise dos esforços máximos numa seção ao meio do vão. O trem tipo é formado por três cargas concentradas distantes 1,5 m entre si e uma carga uniformemente distribuída.



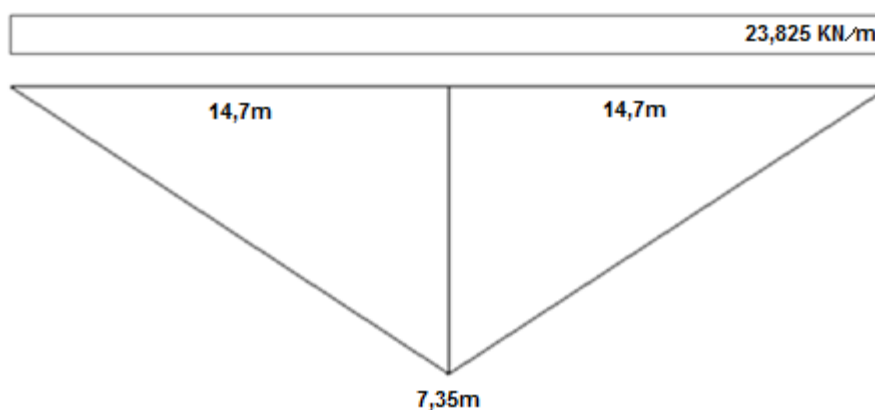
Fonte: O autor (2017)

Nessa ponte analisa-se um tipo de seção em perfil soldado tipo I. Ressalta-se a possibilidade de análise para mais tipos de seções. No caso desta ponte poderiam ser criados dois diferentes tipos de seções devido às chapas padrões serem de 12 m de comprimento máximo.

### 5.3.1 - Cálculo dos Esforços Máximos (Momento):

Nesse item, determina-se o momento fletor para a carga permanente antes da cura do concreto por meio do esforço determinado na expressão 5.4 e ilustrado na Figura 5.6.

Figura 5.6 – Linha de Influência para Momento Fletor Antes da Cura do Concreto

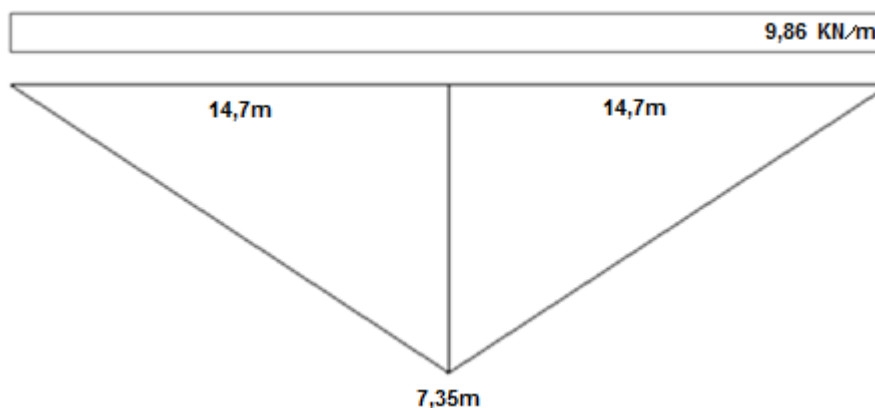


Fonte: O autor (2017)

$$\text{MCP AC} = 23,825 \times 2 \left( \frac{7,35 \times 14,7}{2} \right) = 257417 \text{ kNcm} \quad (5.19)$$

Determina-se a seguir o momento fletor para a carga permanente depois da cura do concreto através do esforço determinado na expressão 5.7 e ilustrado na Figura 5.7.

Figura 5.7 – Linha de Influência para Momento Fletor Depois da Cura do Concreto

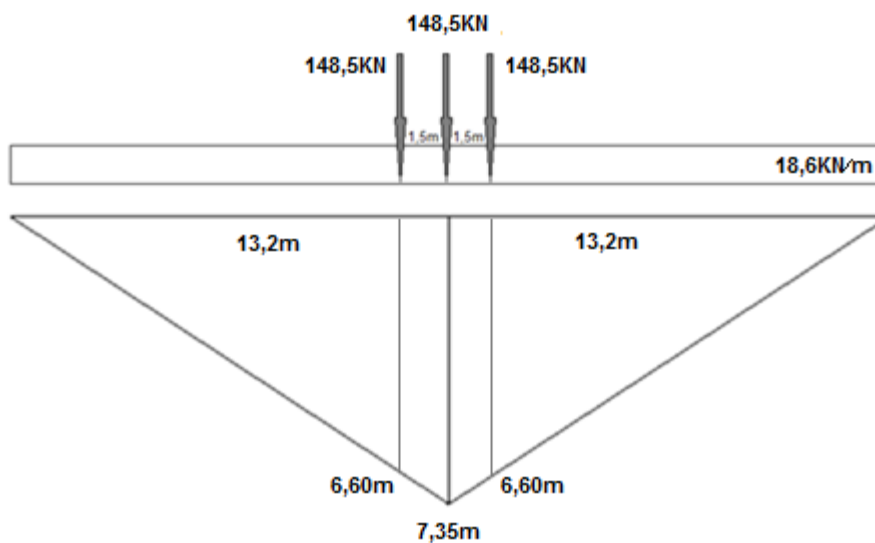


Fonte: O autor (2017)

$$\text{MCP DC} = 9,86 \times 2 \left( \frac{7,35 \times 14,7}{2} \right) = 106532 \text{ kNcm} \quad (5.20)$$

Determina-se também o momento fletor para a carga móvel. O posicionamento do trem tipo na linha de influência é mostrado na Figura 5.8.

Figura 5.8 – Linha de Influência para Momento Fletor da Carga Móvel



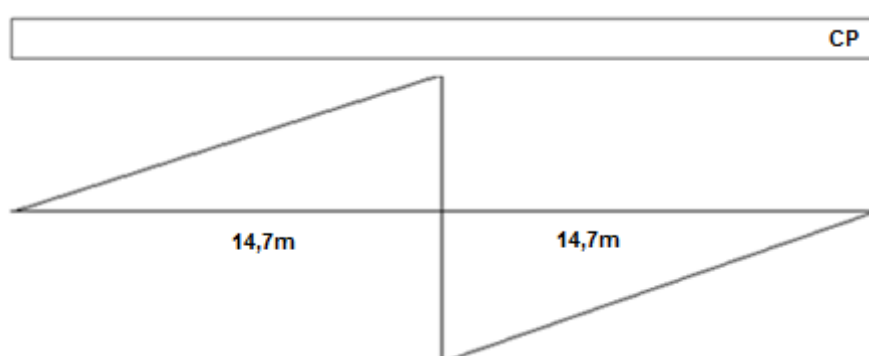
Fonte: O autor (2017)

$$MCM = 148,5(2 \times 6,6 + 7,35) + 18,6 \times 2 \left( \frac{7,35 \times 14,7}{2} \right) = 506131 \text{ kNcm} \quad (5.21)$$

### 5.3.2 - Cálculo dos Esforços Máximos (Cortante):

Após a determinação do momento fletor para cargas antes e depois da cura, além do trem tipo, calcula-se a linha de influência para o esforço cortante. Na Figura 5.9 apresenta-se a linha de influência do cortante para a carga permanente.

Figura 5.9 – Linha de Influência do Esforço Cortante para a Carga Permanente



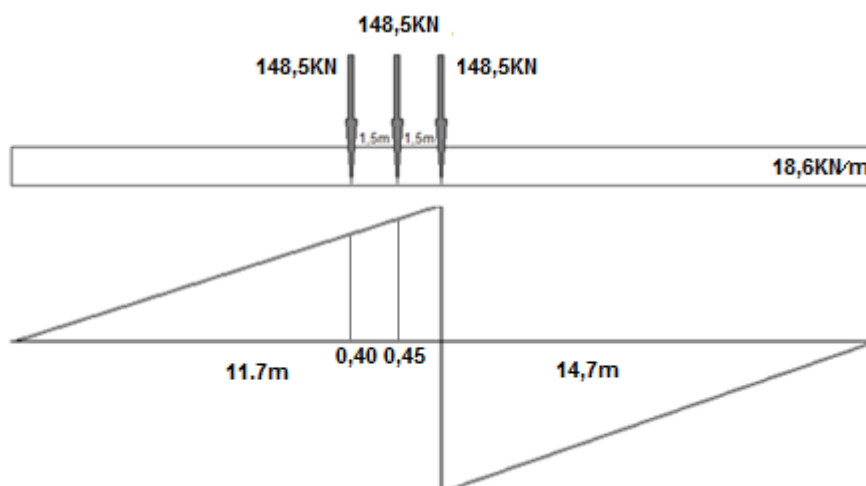
Fonte: O autor (2017)

Como o momento máximo está no meio do vão, o esforço cortante nessa região é nula, isto é,  $QCP = 0$  (5.22)

Na Figura 5.10 apresenta-se a linha de influência do esforço cortante para a carga permanente.



Figura 5.10 – Linha de Influência do Esforço Cortante para a Carga Móvel (Meio do Vão)



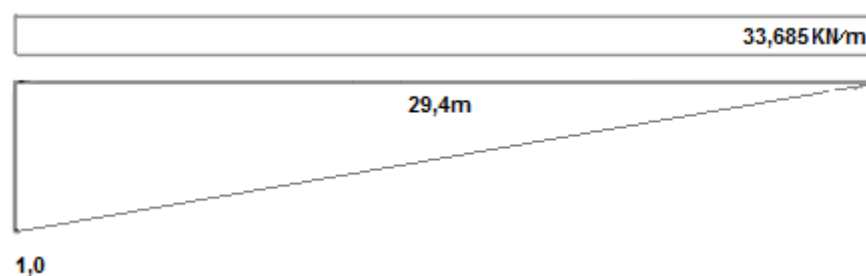
Fonte: O autor (2017)

$$Q_{cm} = Q_{cmn} = 148,5(0,5 + 0,45 + 0,40) + 18,6 \left( \frac{14,7 \times 0,5}{2} \right) = 268,4 \text{ kN} \quad (5.23)$$

Na Figura 5.11 apresenta-se o resultado final para o esforço cortante no apoio para a carga permanente, dado por:

$$23,825 + 9,86 = 33,685 \text{ kN/m}$$

Figura 5.11 – Linha de Influência do Esforço Cortante para a Carga Permanente (Apoio)

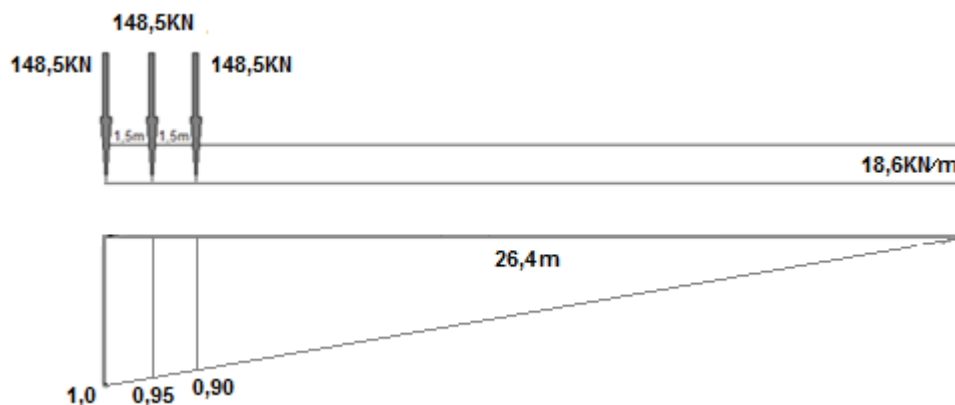


Fonte: o autor (2017)

$$Q_{CP0} = 33,685 \times \left( \frac{29,4 \times 1,0}{2} \right) = 495 \text{ kN} \quad (5.24)$$

Na Figura 5.12 apresenta-se o resultado para o esforço cortante no apoio para a carga móvel.

Figura 5.12 – Linha de Influência do Esforço Cortante para a Carga Móvel (Apoio)



Fonte: O autor (2017)

$$Q_{cm0} = 148,5(1,0 + 0,95 + 0,90) + 18,6 \times \left(\frac{29,4 \times 1,0}{2}\right) = 697 \text{ kN} \quad (5.25)$$

## 5.4 – Aplicação do Perfil Soldado PS com Alma Esbelta

Uma primeira solução estrutural é adotada aplicando-se o uso de perfis soldados PS com alma esbelta.

### 5.4.1 – Propriedades do Perfil Soldado PS com Alma Esbelta

O método das tentativas é o método para a escolha dos perfis das longarinas, mas podem-se usar algumas premissas para se aproximar da melhor opção, como segue:

- a altura do perfil está entre  $\frac{L}{20}$  e  $\frac{L}{30}$
- a espessura da alma deve respeitar os limites com ou sem enrijecedores transversais e longitudinais
- as mesas superiores deve observar largura mínima necessária para a distribuição adequada dos conectores de cisalhamento e, caso a laje seja pré-moldada, deve-se prever área suficiente para o apoio.

Na Tabela 5.1 apresentam-se os resultados das propriedades geométricas da longarina da ponte em estudo para um perfil soldado não tabelado ou especificado pela norma NBR 5884 (ABNT, 2013).

Para calcular as propriedades da seção mista deve-se, primeiramente, determinar a largura efetiva e, com isso, deve-se adotar o menor resultado entre:

- $\frac{1}{4}$  de L ou  $\frac{1}{4} \times 2940 = 735 \text{ cm}$
- Distância entre vigas ou **350 cm**
- 12 vezes a espessura da laje ou  $12 \times 22,5 = 270 \text{ cm}$

Mísula = 7,5 cm

$$e_c = \left(\frac{22,5}{2}\right) + 7,5 = 18,75 \text{ cm}$$

Na Figura 5.13 mostra-se a largura efetiva da laje para a seção mista.

**Tabela 5.1 – Propriedades Geométricas da Longarina de Alma Esbelta**

| d<br>cm | bfi<br>cm | bfs<br>cm |
|---------|-----------|-----------|
| 150     | 75        | 45        |

| tfi<br>cm | tfs<br>cm | tw<br>cm |
|-----------|-----------|----------|
| 3,75      | 1,9       | 0,95     |

| hw<br>cm | d1<br>cm | d2<br>cm | lxg<br>cm4 | rt<br>cm | Peso<br>kg/m |
|----------|----------|----------|------------|----------|--------------|
| 144,35   | 47,00    | 103,00   | 1.816.320  | 12,99    | 396          |

| Wxs<br>cm3 | Wxi<br>cm3 | Wxe<br>cm3 | Wxa<br>cm3 | Wyst<br>cm3 |
|------------|------------|------------|------------|-------------|
| 17.634     | 38.644     | 46.040     | 41.995     | 641         |

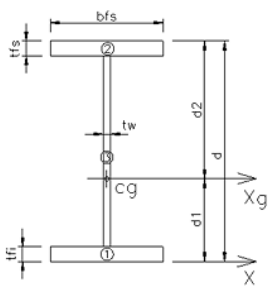
| Seção | Área<br>cm2 | d<br>cm | Área x d<br>cm3 |
|-------|-------------|---------|-----------------|
| 1     | 281,25      | 1,88    | 527,34          |
| 2     | 85,50       | 149,05  | 12.743,78       |
| 3     | 137,13      | 75,93   | 10.411,79       |
|       | 503,88      |         | 23.682,90       |

| Seção | Área<br>cm2 | d <sup>2</sup><br>cm2 | Ix<br>cm4  | Ix+Ad <sup>2</sup><br>cm4 |
|-------|-------------|-----------------------|------------|---------------------------|
| 1     | 281,25      | 2.036,34              | 329,59     | 573.050,77                |
| 2     | 85,50       | 10.414,03             | 25,72      | 890.425,27                |
| 3     | 137,13      | 836,61                | 238.118,27 | 352.844,24                |
|       | 503,88      |                       | 238.473,58 | 1.816.320,28              |

| Seção T comprimido |           |           |
|--------------------|-----------|-----------|
| Fy (t/cm2) =       | 3,5       |           |
| Área<br>cm2        | Iy<br>cm4 |           |
| 2                  | 85,50     | 14.428,13 |
|                    | 85,50     | 14.428,13 |

**PS1500x396**

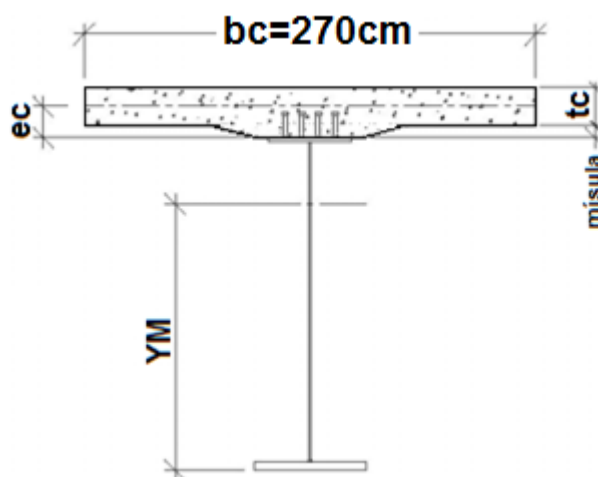
A norma americana AASHTO (2012) estabelece os valores de  $n$  (seção transformada ou homogeneizada) para concreto com densidade  $2,5 \text{ tf/m}^3$ :

|                    |         |
|--------------------|---------|
| $f_{ck} < 25$      | $n = 9$ |
| $25 < f_{ck} < 32$ | $n = 8$ |
| $32 < f_{ck} < 41$ | $n = 7$ |
| $f_{ck} > 41$      | $n = 6$ |

Recomenda-se que, para as cargas de longa duração, deve-se utilizar três vezes a relação inicial entre os módulos de elasticidade ou seção homogeneizada.

$$n = 8 \quad e \quad n = 3 \times 8 = 24$$

Figura 5.13 – Largura Efetiva da Laje de Concreto



Fonte: O autor (2017)

Calculam-se as propriedades da seção mista com a linha neutra passando na alma do perfil de aço.

Aplicando a equação 4.1, tem-se:

$$YM_i = \frac{\left(\frac{270}{8} \times 22,5 \times (18,75 + 150) + (503,88 \times 47,0)\right)}{\left(\left(\frac{270}{8} \times 22,5\right) + 503,88\right)} = 120,2 \text{ cm} \quad (5.26)$$

Aplicando a equação 4.2, tem-se:

$$YMF_i = \frac{\left(\left(\frac{270}{24} \times 22,5 \times (18,75 + 150) + (503,88 \times 47,0)\right)\right)}{\left(\left(\frac{270}{24} \times 22,5\right) + 503,88\right)} = 87,7 \text{ cm} \quad (5.27)$$

Aplicando a equação 4.3, tem-se:

$$IM_i = 238473,58 + (503,88 \times (120,2 - 47,0))^2 + \frac{\left(\frac{270}{8} \times 22,5^3\right)}{12} + \frac{270}{8} \times 22,5 \times (18,75 + 150 - 120,2)^2 = 6338142 \text{ cm}^4 \quad (5.28)$$

Aplicando a equação 4.4, tem-se:

$$IMF_i = 238473,58 + (503,88 \times (87,7 - 47,0))^2 + \frac{\left(\frac{270}{24} \times 22,5^3\right)}{12} + \frac{270}{24} \times 22,5 \times (18,75 + 150 - 87,7)^2 = 4324445 \text{ cm}^4 \quad (5.29)$$

Aplicando a equação 4.5, tem-se:

$$WSM_i = \frac{6338142}{(150 - 120,2)} = 212598 \text{ cm}^3 \quad (5.30)$$

Aplicando a equação 4.6, tem-se:

$$WSMF_i = \frac{4324445}{(150 - 87,7)} = 69425 \text{ cm}^3 \quad (5.31)$$

Aplicando a equação 4.7, tem-se:

$$WC_i = \frac{(6338142 \times 8)}{(150 + 18,75 + \frac{22,5}{2} - 120,2)} = 847731 \text{ cm}^3 \quad (5.32)$$

Aplicando a equação 4.8, tem-se:

$$WCF_i = \frac{(4324445 \times 24)}{(150 + 18,75 + \frac{22,5}{2} - 87,7)} = 1124581 \text{ cm}^3 \quad (5.33)$$

Aplicando a equação 4.9, tem-se:

$$WIM_i = \frac{6338142}{120,2} = 52736 \text{ cm}^3 \quad (5.34)$$

Aplicando a equação 4.10, tem-se:

$$WIMF_i = \frac{4324445}{87,7} = 49303 \text{ cm}^3 \quad (5.35)$$

#### 5.4.2 – Verificação das tensões nos elementos aço (viga) e concreto (laje):

As longarinas da ponte, por trabalharem no sistema misto aço e concreto, são contidas lateralmente ao longo de todo o seu comprimento.

##### 5.4.2.1 - Tensões admissíveis:

Aplicando as equações 4.11, 4.12 e 4.13, tem-se:

$$F_b = 0,55 \times 35 = 19,3 \text{ kN/cm}^2 \text{ (flexão)} \quad (5.36)$$

$$F_v = 0,33 \times 34,5 = 11,6 \text{ kN/cm}^2 \text{ (cisalhamento na alma)} \quad (5.37)$$

$$F_c = 0,40 \times 2,5 = 1,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (concreto)} \quad (5.38)$$

##### 5.4.2.2 - Tensões máximas em cada elemento:

Pinho (2007) esclarece que as tensões máximas de tração e compressão em cada elemento da longarina de aço “não escorada” devem ser dadas pelas tensões da carga permanente inicial agindo sobre a viga de aço isolada somadas às tensões produzidas pelas cargas permanentes após a cura do concreto sobre a seção mista com  $n = 24$ , somado às tensões devidas à carga móvel com impacto vertical agindo sobre a seção mista com  $n = 8$ .

Para a mesa superior aplica-se a expressão 4.14.

$$f_{bs} = \left( \frac{257417}{17634} \right) + \left( \frac{106532}{69425} \right) + \left( \frac{506131}{212598} \right) = 18,5 \text{ kN/cm}^2 < F_b = 19,3 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.39)$$

Para a mesa inferior aplique a expressão 4.15.

$$f_{bi} = \left( \frac{257417}{38644} \right) + \left( \frac{106532}{49303} \right) + \left( \frac{506131}{52736} \right) = 18,4 \text{ kN/cm}^2 < F_b = 19,3 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.40)$$

Para a alma aplique a expressão 4.16.

$$f_v = \frac{(495+697)}{144,35 \times 0,95} = 8,7 \text{ kN/cm}^2 < F_v = 11,6 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.41)$$

Para a laje em concreto armado aplique a expressão 4.17.

$$f_c = \left( \frac{106532}{1124581} \right) + \left( \frac{506131}{847731} \right) = 0,7 \text{ kN/cm}^2 < F_c = 1,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.42)$$

### 5.4.3 – Verificação da Deformação:

A norma AASHTO (2012) recomenda não exceder o limite de deformação de L/800 para pontes ou viadutos rodoviários. Porém, caso o uso dessas estruturas não seja exclusiva para veículos automotores, isto é, existam passarelas para pedestres, o limite passa a ser L/1000.

Usando a expressão 4.18 e considerando, conforme a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o módulo de elasticidade longitudinal do aço igual a 21000 kN/cm<sup>2</sup>, tem-se:

$$\Delta =$$

$$\left( (5 \times 18,6 \times \left( \frac{2940^4}{8} \right)) + (148,5 \times 2940^3) + (148,5 \times (2940 - 300)) \times \left( 3 \times 2940^2 - \frac{(2940-300)^2}{(48 \times 21000 \times 6338142)} \right) \right) = 2,52 \text{ cm}$$

$$\Delta = 2,52 \text{ cm} < \frac{3000}{800} = 3,75 \text{ cm} \quad (5.43)$$

### 5.4.4 – Conectores de Cisalhamento do Tipo *Stud Bolt*:

Para os conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt*, a norma AASHTO (2012) estabelece que eles devam ser verificados pela resistência última.

Adotando conectores de altura 15 cm e diâmetro 2,2 cm, de acordo com a expressão 4.19, determina-se a área de sua seção transversal:

$$\frac{\pi \times 2,2^2}{4} = 3,8 \text{ cm}^2 \quad (5.44)$$

Tanto a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) quanto a norma AASHTO (2012) recomendam a seguinte verificação da esbeltez:

$$\frac{15}{2,2} = 6,8 > 4 \quad (5.45)$$

Resistência à fadiga para 500000 ciclos – 7 kN/cm<sup>2</sup>

$$Z_{rs} = 7 \times 2,2^2 = 34 \text{ kN/stud}$$

Da equação 4.20, tem-se:

$$e_c = 48 \times \sqrt{25} = 240 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.46)$$

Da equação 4.21, vem:

$$S_u = 0,5 \times 3,8 \times \sqrt{0,25 \times 240} = 147 \text{ kN/stud} < 4,15 \times 3,8 = 156 \text{ kN} \quad (5.47)$$

Inicia-se a determinação da distância entre conectores. Da equação 4.23:

$$m = \left( \frac{270 \times 22,5}{8} \right) \times (150 + 18,75 - 120,2) = 36877 \text{ cm}^3 \quad (5.48)$$

Da equação 4.24 (cisalhamento horizontal):

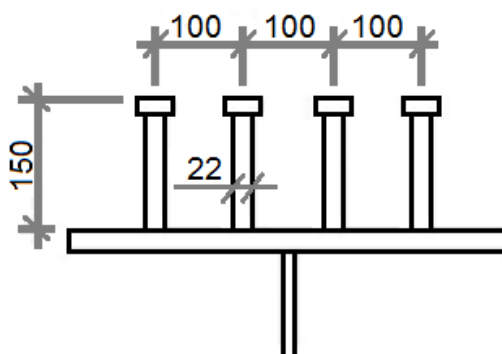
$$S_r = \frac{697 \times 36877}{6338142} = 4,05 \text{ kN/cm} \quad (5.49)$$

Da equação 4.25, determina-se a distância:

$$\text{dist} = \frac{4 \times 34}{4,05} = 34 \text{ cm} \quad (5.50)$$

Recomenda-se, então, usar um espaçamento máximo de 34 cm entre grupo de 4 conectores tipo *stud bolt*, conforme mostrado na Figura 5.14.

Figura 5.14 – Distância entre Conectores



Fonte: Adaptado de PINHO (2007)

## 5.4.5 – Análise da Flambagem Local de Alma:

### 5.4.5.1 – Enrijecedores de Apoio

Os enrijecedores de apoio são dimensionados como colunas e, por isso, deve-se considerá-los em ambos os lados do perfil metálico. A norma AASHTO (2012) estabelece que

essa seção de “coluna” seja determinada pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura da alma, conforme ilustrado na Figura 5.15.

Somam-se os valores encontrados em 5.24 e 5.25 para a pior hipótese de carga nos enrijecedores de apoio obtendo-se:

$$Q_{\max} = 495 + 697 = 1192 \text{ kN} \quad (5.51)$$

Da equação 4.26 obtém-se a largura máxima do enrijecedor:

$$b_{sa} = \left( \frac{45}{2} - \frac{0,95}{2} \right) - 1 = 21 \text{ cm} \quad (5.52)$$

sendo 45 cm a largura da mesa superior e 0,95 cm a espessura da alma.

Da equação 4.27 obtém-se a espessura mínima dos enrijecedores:

$$t_{sa} = \left( \frac{21}{12} \right) \times \sqrt{\frac{35}{22,8}} = 2,2 \text{ cm ou } 25 \text{ mm} \quad (5.53)$$

sendo 35 KN/cm<sup>2</sup> a tensão de escoamento do aço.

O comprimento dos enrijecedores, conforme Figura 5.15 é dado por:

$$18 \times 0,95 = 17,1 \text{ cm} \quad (5.54)$$

sendo 0,95 cm a espessura da alma do perfil soldado.

Verificando a seção em negrito da Figura 5.15, determina-se a sua área:

$$A_{sa} = (2 \times 21 \times 2,5) + (17,1 \times 0,95) = 121,25 \text{ cm}^2 \quad (5.55)$$

Determina-se, também, o momento de inércia da seção em negrito da Figura 5.15:

$$I_{sa} = \left( 17,1 \times \frac{0,95^3}{12} \right) + \left( 2 \times 2,5 \times \frac{21^3}{12} \right) = 3860 \text{ cm}^4 \quad (5.56)$$

Determina-se ainda o raio de giração da seção em negrito da Figura 5.15:

$$r_{sa} = \sqrt{\frac{3860}{121,25}} = 5,64 \text{ cm} \quad (5.57)$$

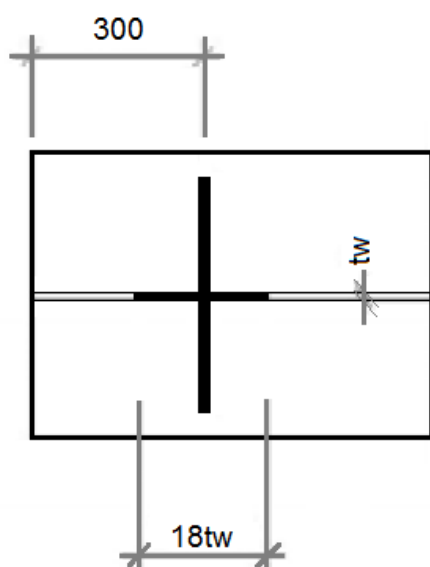
sendo 3860 cm<sup>4</sup> o momento de inércia determinado pela expressão 5.56 e 121,25 cm<sup>2</sup> a área determinada pela expressão 5.55.



Verifica-se a tensão admissível a partir da equação 4.28

$$F_{sa} = \left(\frac{35}{2,12}\right) \times \left(1 - \frac{\left(\frac{150}{5,64}\right)^2 \times 35}{4 \times \pi^2 \times 21000}\right) = 16 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.58)$$

Figura 5.15 – Enrijecedores de Apoio



Fonte: Adaptado de PINHO (2007)

Compara-se a tensão atuante (4.29) com a tensão admissível encontrada na expressão 5.58.

$$f_{sa} = \frac{1192}{121,25} = 9,8 \text{ kN/cm}^2 < F_{sa} \quad (5.59)$$

sendo 1192 kN o valor de  $Q_{max}$  encontrado na expressão 5.51 e 121,25 cm<sup>2</sup> a área determinada pela expressão 5.55.

Propõe-se, então, usar **2 Ch.25x140x1440** (em milímetros).

#### 5.4.5.2 – Enrijecedores Transversais Intermediários

Antes da determinação do primeiro enrijecedor transversal intermediário depois do apoio, a norma americana AASHTO (2012) recomenda verificar se existe a necessidade ou não desses enrijecedores usando as expressões 4.30 e 4.31, respectivamente:

$$t_w = 0,95 \text{ cm} < \frac{144,35}{150} = 0,96 \text{ cm} \quad (5.60)$$

$$F_{ve} = \frac{50500}{\left(\frac{144,35}{0,95}\right)^2} = 2,2 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.61)$$

$$F_{ve} = 2,2 \text{ kN/cm}^2 < f_v = 8,7 \text{ kN/cm}^2 \quad \text{e} \quad F_{ve} = 2,2 \text{ kN/cm}^2 < F_v = 11,6 \text{ kN/cm}^2$$

sendo  $f_v$  e  $F_v$  determinados pelas expressões 5.41 e 5.37, respectivamente.

Diante das verificações, a norma AASHTO (2012) recomenda-se fazer uso dos enrijecedores intermediários.

Determina-se a distância do primeiro enrijecedor transversal intermediário em relação ao apoio.

Sendo  $dt_1$  essa distância requerida e expressa em 4.32, tem-se:

$$dt_1 = 84 \text{ cm} < 1,5 \times 144,35 = 216 \text{ cm} \quad (5.62)$$

em que 144,35 cm é a altura da alma, designada por  $h$  e 84cm é uma distância arbitrada.

Com a expressão 4.33, calcula-se o valor de  $K$ :

$$K = 5 + \left( \frac{5}{\left( \frac{84}{144,35} \right)^2} \right) = 19,8 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.63)$$

Averiguando as condições das expressões 4.34, 4.35a e 4.35b:

$$C = \frac{31000 \times 19,8}{\left( \frac{144,35}{0,95} \right)^2 \times 35} = 0,76 \quad (5.64)$$

A tensão de cisalhamento atuante na alma expressa pela equação 4.16 deve ser menor que o valor obtido na expressão 4.36.

$$f_v = 8,7 \text{ kN/cm}^2 < F_v = \frac{0,76 \times 35}{3} = 8,9 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.65)$$

Essa condição sendo satisfeita, conclui-se que o primeiro enrijecedor transversal não poderá ter distância superior a **840mm** do apoio. Determina-se, a seguir, a distância entre os demais enrijecedores transversais intermediários:

Estima-se um espaçamento entre enrijecedores transversais intermediários ( $dt_2$ ) e verifica se  $dt_2 < 3h$ .

Pinho (2007) recomenda que se deva tomar atenção devida para que enrijecedores transversais intermediários não coincidam com emendas, porém, no estudo de caso dessa ponte não foi considerada emenda para as longarinas.

$$\text{Seja } d_0 = 140 \text{ cm} < 3 \times 144,35 = 433 \text{ cm} \quad (5.66)$$

$$d_0 = 140 \text{ cm} < 144,35 \times \left( \frac{260}{\frac{144,35}{0,95}} \right)^2 = 422 \text{ cm} \quad (5.67)$$

sendo 144,35 cm e 0,95 cm a altura e espessura da alma, respectivamente.

As condições nas expressões 5.66 e 5.67 sendo atendidas, prosseguem-se as verificações determinando-se, primeiramente, o valor de K de acordo com a expressão 4.37.

$$K = 5 + \frac{5}{\left(\frac{140}{144,35}\right)^2} = 10,3 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.68)$$

A seguir verificam-se as condições das equações 4.34, 4.35a ou 4.35b para o cálculo de C.

$$\frac{144,35}{0,95} = 152 < \frac{160\sqrt{10,3}}{\sqrt{35}} = 87 \quad (5.69)$$

A condição exigida pela equação 5.69 não foi atendida, com isso, verifica-se a expressão 4.35a.

$$\frac{144,35}{0,95} = 152 < \frac{200\sqrt{10,3}}{\sqrt{35}} = 108 \quad (5.70)$$

A condição exigida pela equação 5.70 não foi atendida, calcula-se então o valor de C usando a expressão 4.35b.

$$C = \frac{31000 \times 10,3}{\left(\frac{144,35}{0,95}\right)^2 \times 35} = 0,4 \quad (5.71)$$

A tensão de cisalhamento na alma  $f_v$  (equação 4.16) deve ser menor que o obtido pela equação 4.38, com isso tem-se:

$$F_v = \left(\frac{35}{3}\right) \times \left(0,4 + \frac{0,87 \times (1-0,4)}{\sqrt{1 + \left(\frac{140}{144,35}\right)^2}}\right) = 9,04 \text{ kN/cm}^2 > f_v = 8,7 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.72)$$

A distância máxima entre enrijecedores transversais intermediários será **1400 mm**.

Para determinar a espessura dos enrijecedores transversais intermediários adota-se, primeiramente, a mesma espessura da alma e considera-se a largura do enrijecedor intermediário usando a expressão 4.39:

$$bet = \left(\frac{45-0,95}{2}\right) - 5 = 17 \text{ cm} \quad (5.73)$$

sendo 45 cm a largura da mesa superior e 0,95 cm a espessura da alma da longarina.

A norma AASHTO (2012) estabelece que a largura determinada pela expressão 5.73 deva ser maior que o valor dado pelas expressões 4.40 e 4.41:

$$5 + \left( \frac{144,35}{30} \right) = 9,8 \text{ cm} \quad (5.74)$$

sendo 44,35 cm a altura da alma.

$$\left( \frac{45}{4} \right) = 11,25 \text{ cm} \quad (5.75)$$

sendo 45 cm a largura da mesa superior da longarina.

Determina-se o momento de inércia mínimo dos enrijecedores transversais usando a equação 4.42, sabendo que o valor de J não deve ser inferior a 0,5.

$$J = 2,5 \left( \frac{144,35}{140} \right)^2 - 2 = 0,66 \quad (5.76)$$

Calcula-se então o momento de inércia mínimo do enrijecedor transversal por meio da equação 4.43:

$$I_{st} = 140 (0,95)^3 \cdot 0,66 = 79,2 \text{ cm}^4 \quad (5.77)$$

A tensão  $F_{cr}$  dada pela equação 4.44 deve ser inferior à tensão de escoamento do aço usado.

$$F_{cr} = \frac{6222}{\left( \frac{17}{0,95} \right)^2} = 19,4 \text{ kN/cm}^2 < 35 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.78)$$

sendo 17 cm a largura do enrijecedor determinada na expressão 5.73 e 0,95 cm a espessura do enrijecedor transversal intermediário.

A norma AASHTO (2012) estabelece valores de  $B$  para enrijecedores, em que  $B=1,0$  quando for número par de enrijecedores,  $B=1,8$  quando for cantoneira simples e  $B=2,4$  para chapa simples. Considerando o enrijecedor transversal chapa simples ( $B=2,4$ ), determina-se a área mínima por meio da expressão 4.45:

$$A_{et} = \left( 0,15 \times 2,4 \times \frac{144,35}{0,95} \times (1 - 0,4) \left( \frac{8,7}{11,6} \right) - 18 \right) \times \frac{35}{19,4} (0,95)^2 = 10,8 \text{ cm}^2 \quad (5.79)$$

sendo 144,35 cm a altura da alma da longarina; 0,95 cm a espessura da alma; 8,7 kN/cm<sup>2</sup> a tensão de cisalhamento atuante na alma calculada pela equação 5.41; 11,6 kN/cm<sup>2</sup> tensão cisalhante admissível na alma dada pela expressão 5.37; 35 kN/cm<sup>2</sup> tensão de escoamento do aço; e 19,4 kN/cm<sup>2</sup> a tensão determinada em 5.78.

A área da seção transversal do enrijecedor intermediário (equação 4.46) é a largura adotada multiplicada pela espessura.

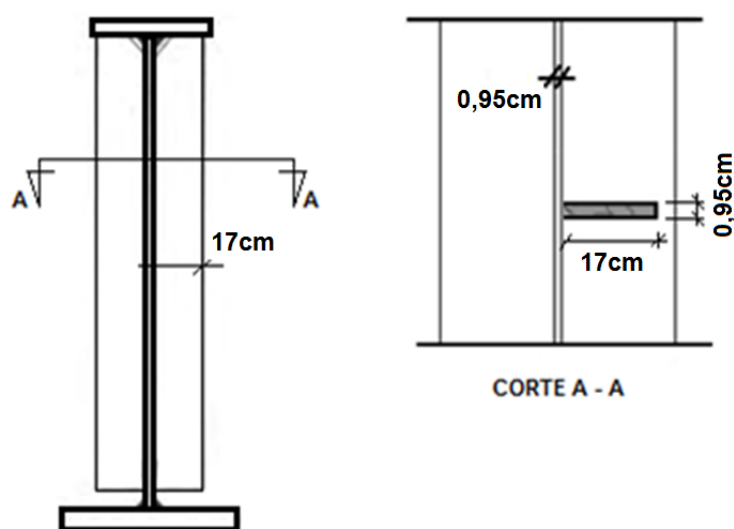
$$A = 17 \times 0,95 = 16,15 \text{ cm}^2 > A = 10,8 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!} \quad (5.80)$$

O momento de inércia da seção transversal do enrijecedor intermediário deve ser maior que o momento de inércia mínima calculada pela equação 5.77.

$$I = \frac{0,95 \times 17^3}{12} = 389 \text{ cm}^4 > I = 79,2 \text{ cm}^4 \text{ OK!} \quad (5.81)$$

Propõe-se, então, fazer uso de enrijecedores transversais intermediários **Ch.9,5 x 170** (em milímetros), conforme ilustrado na Figura 5.16.

Figura 5.16 – Enrijecedor Transversal Intermediário



Fonte: O autor (2017)

#### 5.4.5.3 – Enrijecedor Longitudinal

A AASHTO (2012) informa que a espessura da alma da longarina sendo inferior ao resultado de qualquer uma das expressões 4.47 e 4.48 deve-se fazer uso do enrijecedor longitudinal.

$$\frac{144,35 \times \sqrt{18,5}}{600} = 1,03 \text{ cm} > 0,95 \text{ cm} \quad (5.82)$$

sendo 144,35 cm a altura da alma da longarina e 18,5 kN/cm<sup>2</sup> a tensão atuante na mesa superior determinado pela equação 5.39.

Como a condição informada pela norma AASHTO (2012) foi atendida, deve-se fazer uso do enrijecedor longitudinal.

Verifica-se a espessura da alma sabendo que ela deve ser maior que os valores dados pelas expressões 4.49 e 4.50:

$$\frac{144,35 \times \sqrt{18,5}}{1200} = 0,52 \text{ cm} < 0,95 \text{ cm} \quad (5.83)$$

$$\frac{144,35}{340} = 0,43 \text{ cm} < 0,95 \text{ cm} \quad (5.84)$$

Dimensionando o enrijecedor longitudinal, a norma AASHTO (2012) determina, primeiramente, a posição dada pela expressão 4.51 e apresentada na Figura 5.17.

$$d_l = \frac{144,35 - 47 - 3,75}{\left(1 + 1,5 \times \sqrt{\frac{18,5}{257417 / 17634}}\right)} = 333 \text{ mm} \quad (5.85)$$

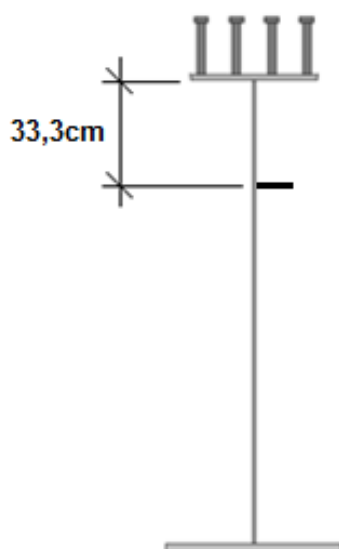
sendo 144,35 cm a altura da alma da viga; 47 cm o centro de gravidade da viga determinado pela Tabela 5.1; 3,75 cm a espessura da mesa inferior da viga; 18,5 kN/cm<sup>2</sup> a tensão atuante calculada em 5.39; 257417 kNcm o momento fletor atuante devido a carga permanente determinada em 5.19; e 17634 cm<sup>4</sup> o módulo de resistência elástico superior em relação ao eixo X-X constante na Tabela 5.1.

Determina-se o momento de inércia mínimo do enrijecedor longitudinal pela equação 4.52.

$$I_{sl} = 144,35 \times 0,95^3 \left(2,4 \times \frac{140^2}{144,35^2} - 0,13\right) = 263 \text{ cm}^4 \quad (5.86)$$

sendo 144,35 cm a altura da alma da viga; 0,95 cm a espessura da alma da viga; e 140 cm o espaçamento adotado entre os enrijecedores transversais.

**Figura 5.17 – Posição do Enrijecedor Longitudinal**



Fonte: Adaptado de PINHO (2007)

A norma AASHTO (2012) recomenda a adoção da largura do enrijecedor longitudinal (bel) como a mesma do transversal (bet) e a espessura da chapa deve ser maior que o valor dado pela expressão 4.53:

$$17 \times \frac{\sqrt{18,4}}{70} = 1,04 \text{ cm} \dots \text{adotar ch. } 12,5\text{mm} \quad (5.87)$$

sendo 18,4 KN/cm<sup>2</sup> a tensão atuante na mesa inferior determinada pela equação 5.40.

Determina-se a inércia da seção transversal do enrijecedor longitudinal. Este enrijecedor deve ser maior que a inércia mínima determinada em 5.86.

$$I_s = \frac{1,25 \times 17^3}{3} = 2047 \text{ cm}^4 > I_{sl} = 263 \text{ cm}^4 \quad (5.88)$$

Sugere-se, então, usar enrijecedor longitudinal **Ch.12,5 x 170** (em milímetros)

## 5.5 – Aplicação de Perfil Soldado PS com Alma não Esbelta

A segunda solução estrutural é a aplicação de perfis soldados PS com alma não esbelta.

### 5.5.1 – Propriedades do Perfil Soldado PS com Alma Não Esbelta

Para não se fazer uso de enrijecedores transversais intermediários e enrijecedor longitudinal, a longarina deve ter espessura de alma suficiente para que não ocorra a flambagem local de alma. Propõe-se então alterar a alma do perfil da longarina de 9,5 mm para 22,4 mm.

Determinam-se, assim, as novas propriedades geométricas do perfil soldado PS da longarina permanecendo as mesmas características dimensionais das mesas superior e inferior, conforme mostrado na Tabela 5.2.

Calculam-se as novas propriedades da seção mista com a linha neutra passando na alma do perfil de aço alterado.

Aplicando a equação 4.1, tem-se:

$$Y_{M_i} = \frac{\left(\frac{270}{8} \times 22,5 \times (18,75 + 150) + (690,09 \times 54,81)\right)}{\left(\left(\frac{270}{8} \times 22,5\right) + 690,09\right)} = 114,5 \text{ cm} \quad (5.89)$$

Aplicando a equação 4.2, tem-se:

$$Y_{M_{F_i}} = \frac{\left(\left(\frac{270}{24} \times 22,5 \times (18,75 + 150) + (690,09 \times 54,81)\right)\right)}{\left(\left(\frac{270}{24} \times 22,5\right) + 690,09\right)} = 85,4 \text{ cm} \quad (5.90)$$

Tabela 5.2 – Propriedades Geométricas da Longarina de Alma Não Esbelta

| d<br>cm | bfi<br>cm | bfs<br>cm |
|---------|-----------|-----------|
| 150     | 75        | 45        |

| tfi<br>cm | tfs<br>cm | tw<br>cm |
|-----------|-----------|----------|
| 3,75      | 1,9       | 2,24     |

| hw<br>cm | d1<br>cm | d2<br>cm | lxg<br>cm4 | rt<br>cm | Peso<br>kg/m |
|----------|----------|----------|------------|----------|--------------|
| 144,35   | 54,81    | 95,19    | 2.253.409  | 12,99    | 542          |

| Wxs<br>cm3 | Wxi<br>cm3 | Wxe<br>cm3 | Wxa<br>cm3 | Wyst<br>cm3 |
|------------|------------|------------|------------|-------------|
| 23.672     | 41.116     | 53.531     | 44.136     | 641         |

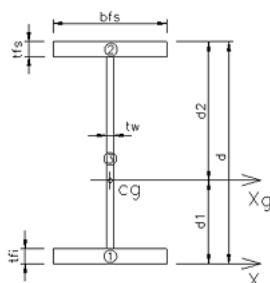
| Seção | Área<br>cm2 | d<br>cm | Área x d<br>cm3 |
|-------|-------------|---------|-----------------|
| 1     | 281,25      | 1,88    | 527,34          |
| 2     | 85,50       | 149,05  | 12.743,78       |
| 3     | 323,34      | 75,93   | 24.549,89       |
|       | 690,09      |         | 37.821,01       |

| Seção | Área<br>cm2 | d^2<br>cm2 | lx<br>cm4  | lx+Ad^2<br>cm4 |
|-------|-------------|------------|------------|----------------|
| 1     | 281,25      | 2.801,65   | 329,59     | 788.293,04     |
| 2     | 85,50       | 8.882,01   | 25,72      | 759.437,40     |
| 3     | 323,34      | 446,03     | 561.457,82 | 705.678,72     |
|       | 690,09      |            | 561.813,13 | 2.253.409,16   |

| Seção T comprimido |           |           |
|--------------------|-----------|-----------|
| Fy (t/cm2) =       | 3,5       |           |
| Área<br>cm2        | ly<br>cm4 |           |
| 2                  | 85,50     | 14.428,13 |
|                    | 85,50     | 14.428,13 |

**PS1500x542**

Aplicando a equação 4.3, tem-se:

$$IM_i = 561813,13 + (690,09 \times (114,5 - 54,81)^2) + \frac{(\frac{270}{8} \times 22,5^3)}{12} + \frac{270}{8} \times 22,5 \times (18,75 + 150 - 114,52)^2 = 6979430 \text{ cm}^4 \quad (5.91)$$

Aplicando a equação 4.4, tem-se:

$$IMF_i = 561813,13 + (690,09 \times (85,4 - 54,81)^2) + \frac{(\frac{270}{24} \times 22,5^3)}{12} + \frac{270}{24} \times 22,5 \times (18,75 + 150 - 85,4)^2 = 4668543 \text{ cm}^4 \quad (5.92)$$

Aplicando a equação 4.5, tem-se:

$$WSM_i = \frac{6979430}{(150 - 114,5)} = 196609 \text{ cm}^3 \quad (5.93)$$

Aplicando a equação 4.6, tem-se:

$$WSMF_i = \frac{4668543}{(150 - 85,4)} = 72251 \text{ cm}^3 \quad (5.94)$$



Aplicando a equação 4.7, tem-se:

$$WC_i = \frac{(6979430 \times 8)}{(150 + 18,75 + \frac{22,5}{2} - 114,5)} = 852461 \text{ cm}^3 \quad (5.95)$$

Aplicando a equação 4.8, tem-se:

$$WCF_i = \frac{(4668543 \times 24)}{(150 + 18,75 + \frac{22,5}{2} - 85,4)} = 1184209 \text{ cm}^3 \quad (5.96)$$

Aplicando a equação 4.9, tem-se:

$$WIM_i = \frac{6979430}{114,5} = 60955 \text{ cm}^3 \quad (5.97)$$

Aplicando a equação 4.10, tem-se:

$$WIMF_i = \frac{4668543}{85,4} = 54677 \text{ cm}^3 \quad (5.98)$$

### 5.5.2 – Verificação das tensões nos elementos aço (viga) e concreto (laje):

As longarinas da ponte, por trabalharem no sistema misto aço e concreto, são contidas lateralmente ao longo de todo o seu comprimento.

#### 5.5.2.1 – Tensões máximas em cada elemento:

Para a mesa superior aplica-se a expressão 4.14.

$$fbs = \left( \frac{257417}{23672} \right) + \left( \frac{106532}{72251} \right) + \left( \frac{506131}{196609} \right) = 14,9 \text{ kN/cm}^2 < Fb \quad (5.36) \quad (5.99)$$

Para a mesa inferior aplica-se a expressão 4.15.

$$fbi = \left( \frac{257417}{41116} \right) + \left( \frac{106532}{54677} \right) + \left( \frac{506131}{60955} \right) = 16,5 \text{ kN/cm}^2 < Fb \quad (5.36) \quad (5.100)$$

Para a alma aplica-se a expressão 4.16.

$$fv = \frac{(495 + 697)}{144,35 \times 2,24} = 3,7 \text{ kN/cm}^2 < Fv \quad (5.37) \quad (5.101)$$

Para a laje em concreto armado aplica-se a expressão 4.17.

$$f_c = \left( \frac{106532}{1184209} \right) + \left( \frac{506131}{852461} \right) = 0,7 \text{ kN/cm}^2 < F_c \quad (5.38) \quad (5.102)$$

Determinadas as tensões máximas, verifica-se a necessidade ou não de enrijecedores para essa nova concepção de perfil com alma não esbelta usando as expressões 4.30 e 4.31, respectivamente:

$$t_w = 2,24 \text{ cm} < \frac{144,35}{150} = 0,96 \text{ cm} \quad (5.103)$$

$$F_{ve} = \frac{50500}{\left( \frac{144,35}{2,24} \right)^2} = 12,2 \text{ kN/cm}^2 \quad (5.104)$$

$F_{ve} = 12,2 \text{ kN/cm}^2 > f_v = 3,7 \text{ kN/cm}^2$  e  $F_{ve} = 12,2 \text{ kN/cm}^2 > F_v = 11,6 \text{ kN/cm}^2$  sendo  $f_v$  e  $F_v$  determinados pelas expressões 5.101 e 5.37, respectivamente.

Diante das verificações, não há necessidade de usar enrijecedores transversais intermediários.

Verifica-se a nova espessura da alma da longarina. Caso ela seja inferior ao resultado de qualquer uma das expressões 4.47 e 4.48 deve-se fazer uso do enrijecedor longitudinal.

$$\frac{144,35 \times \sqrt{14,9}}{600} = 0,93 \text{ cm} < 2,24 \text{ cm} \quad (5.105)$$

sendo 144,35 cm a altura da alma da longarina e 14,9 kN/cm<sup>2</sup> a tensão atuante na mesa superior determinado pela equação 5.99.

Com essa condição, não há necessidade de se fazer uso do enrijecedor longitudinal.

## 6 – ANÁLISE COMPUTACIONAL

Determinadas as soluções aplicando-se perfis metálicos com alma esbelta enrijecida e com alma não esbelta isenta de enrijecedores de forma analítica, verifica-se a longarina na forma computacional utilizando o método dos elementos finitos com criação de malha.

Estabelece-se, conforme a norma AASHTO (2012), os valores de  $n$  para a seção transformada ou homogeneizada e para as cargas de longa duração ( $n = 3 \times 8 = 24$ ).

Determina-se a largura efetiva, conforme apresentado na Figura 5.13 e, com isso, calcula-se a área equivalente do concreto ( $A_c$ ).

$$A_c = 270 \times (22,5/24) = 253,1 \text{ cm}^2 \quad (6.1)$$

sendo 270 cm a largura efetiva da laje na seção mista; 22,5 cm a espessura da laje; e 24 é o valor de  $n$  para cargas de longa duração.

Como a mesa superior tem espessura de 19 mm, soma-se esse valor à parte da laje para seção homogeneizada, ficando:

$$(253,1/45) + 1,9 = 7,525 \text{ cm} \quad (6.2)$$

sendo 253,1 cm<sup>2</sup> calculado na equação 6.1 e 45 cm a largura da mesa superior.

Adotam-se então:

Mesa superior: ch.75,25x450x29400

Alma esbelta: ch.9,5x1444x29400

Alma não esbelta: ch.22,4x1444x29400

Mesa inferior: ch.37,5x750x29400

Os carregamentos lançados no *software Structural Analysis Programs - STRAP* para carga permanente é o mostrado na Figura 5.7 e, para o trem-tipo, o apresentado na Figura 5.8.

### 6.1 – Longarina com alma esbelta e não esbelta

Na Figura 6.1 mostra-se a geometria de parte da longarina com as malhas lançadas, tanto para alma esbelta, quanto para a alma não esbelta e X1, X2 e X3 são os eixos globais

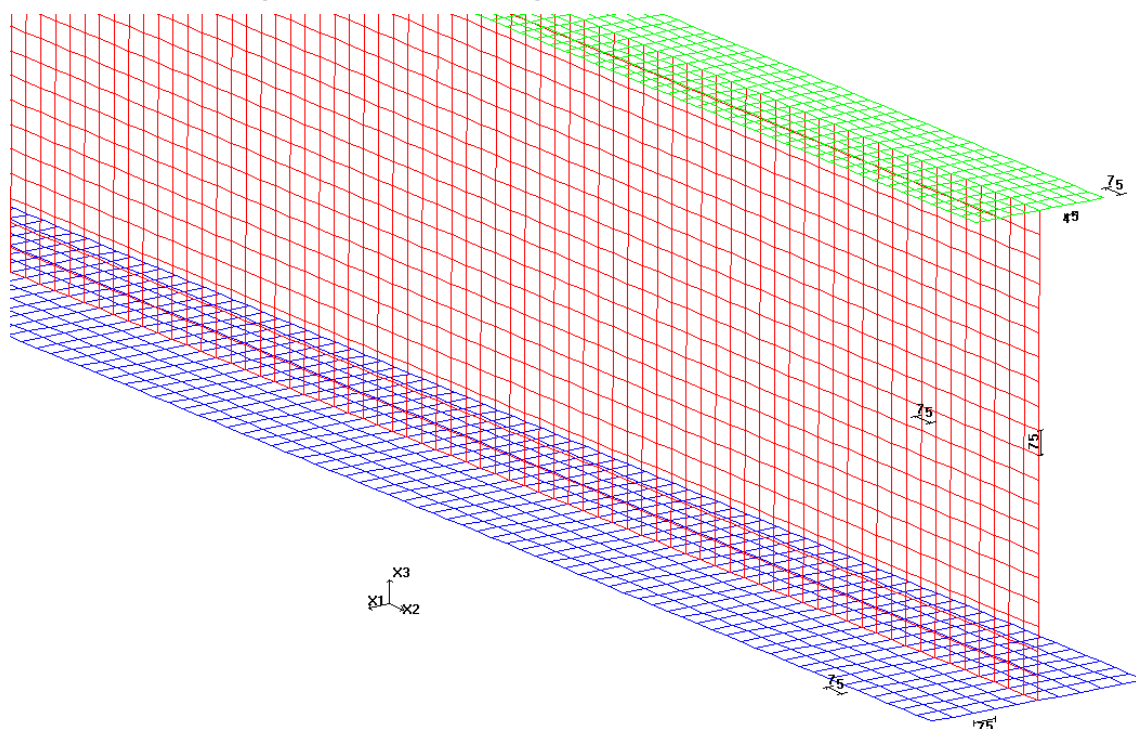
Mesa superior: malha (X1=45mm ; X2=75mm)

Alma: malha (X2=75mm ; X3=75mm)

Mesa inferior: malha (X1=75mm ; X2=75mm)

Em uma das extremidades da longarina foi restringida a translação nos eixos X2 e X3. Na outra extremidade foi restringida apenas a translação no eixo X3. Ao longo da mesa superior e inferior restringiu-se a translação no eixo X2, para conter lateralmente qualquer flambagem fazendo o papel da laje em concreto armado.

Figura 6.1 – Malha da Longarina com Alma Esbelta e Não Esbelta



Fonte: STRAP (2017)

## 6.2 – Longarina com alma esbelta e enrijecida

Apresentadas as soluções com alma esbelta e não esbelta, ambas isentas de enrijecedores, verifica-se a longarina com enrijecedores utilizando o método dos elementos finitos com criação de malha. Adotam-se então:

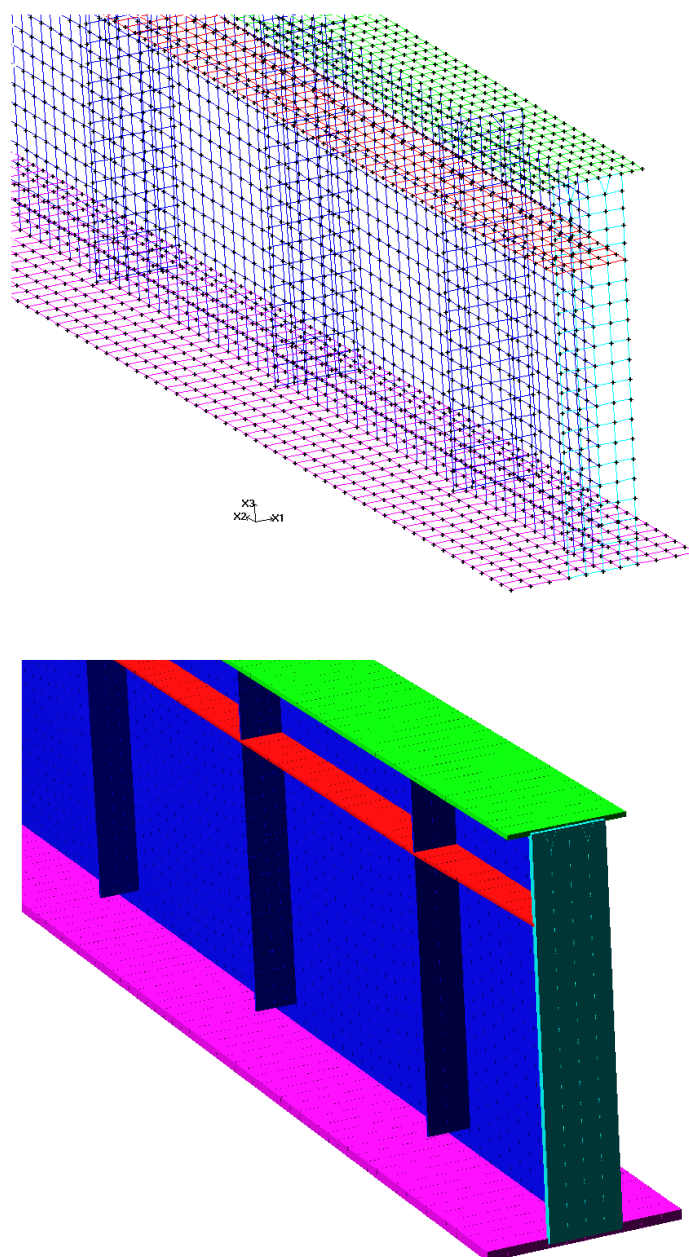
|                               |                         |
|-------------------------------|-------------------------|
| Mesa superior:                | ch.75,25x450x29400      |
| Alma:                         | ch.9,5x1444x29400       |
| Mesa inferior:                | ch.37,5x750x29400       |
| Enrijecedores de apoio:       | ch.25x140x1444 (duplo)  |
| Enrijecedores intermediários: | ch.9,5x170x1400 (duplo) |
| Enrijecedores longitudinais:  | ch.12,5x170x29400       |

Os carregamentos lançados no *software* STRAP, para carga permanente, é o mostrado na Figura 5.7 e, para o trem-tipo, o apresentado na Figura 5.8.

Na Figura 6.2 apresenta-se geometria da longarina com as malhas lançadas e o modelo 3D renderizado pelo *software* STRAP.

|                               |                           |
|-------------------------------|---------------------------|
| Mesa superior:                | malha (X1=45mm ; X2=75mm) |
| Alma:                         | malha (X2=75mm ; X3=75mm) |
| Mesa inferior:                | malha (X1=75mm ; X2=75mm) |
| Enrijecedores de apoio:       | malha (X1=75mm ; X3=75mm) |
| Enrijecedores intermediários: | malha (X1=75mm ; X3=75mm) |
| Enrijecedores longitudinais:  | malha (X1=75mm ; X2=75mm) |

Figura 6.2 – Malha da Longarina com Alma Enrijecida



Fonte: STRAP (2017)

## 6.3 – Resultados e Discussões

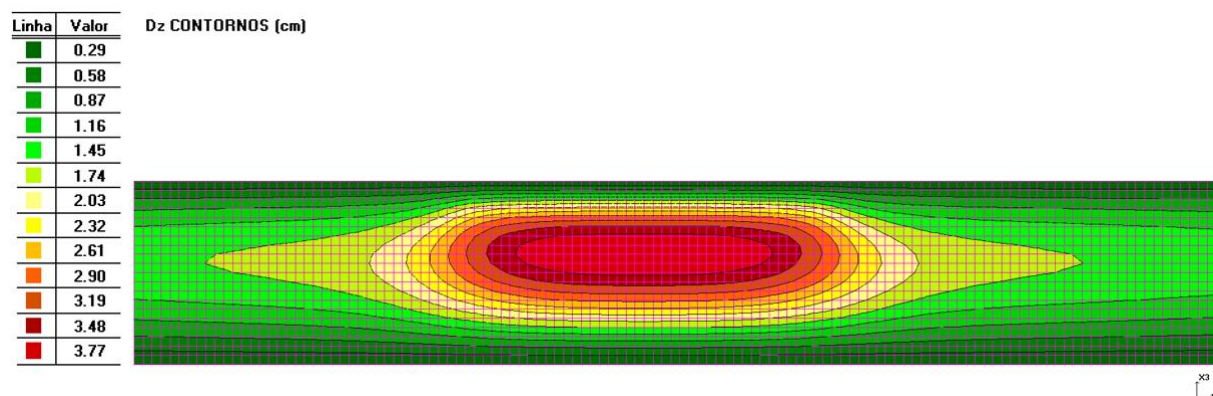
### 6.3.1 – Longarinas com alma esbelta – sem enrijecedores:

Na Figura 6.3 o *software* STRAP apresenta a deformação que ocorre exclusivamente na alma devido à flambagem local para a longarina com alma esbelta e isenta de enrijecedores. Essa deformação é permanente, isto é, plástica, e chega próxima a 38 mm no eixo X1.

A deformação absoluta representa toda a deformação que ocorre no meio do vão, tanto vertical (X3), quanto horizontal (X1).

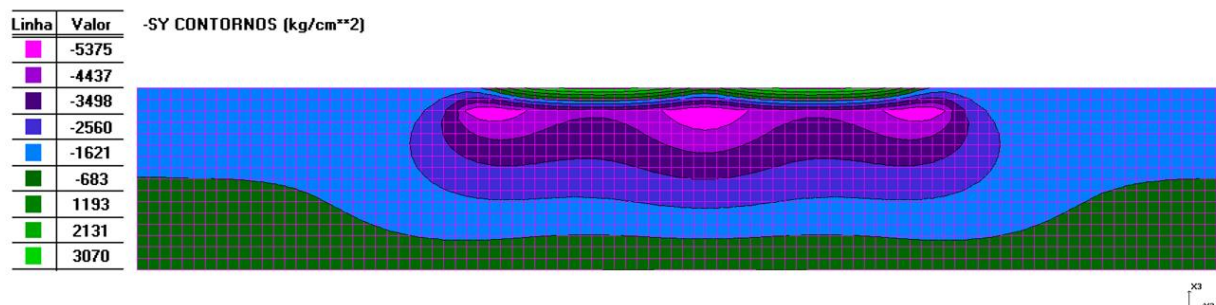
Ao ser constatada uma deformação plástica, entende-se que as tensões ultrapassaram a tensão de escoamento do aço de 350 MPa e, com isso, na Figura 6.4 apresenta-se a tensão máxima de 537,5 MPa.

Figura 6.3 – Deformação Perpendicular ao Plano X2X3 – Vista Longitudinal – Alma Esbelta



Fonte: STRAP (2017)

Figura 6.4 – Tensões na Alma – Parte Central da Longarina – Alma Esbelta



Fonte: STRAP (2017)

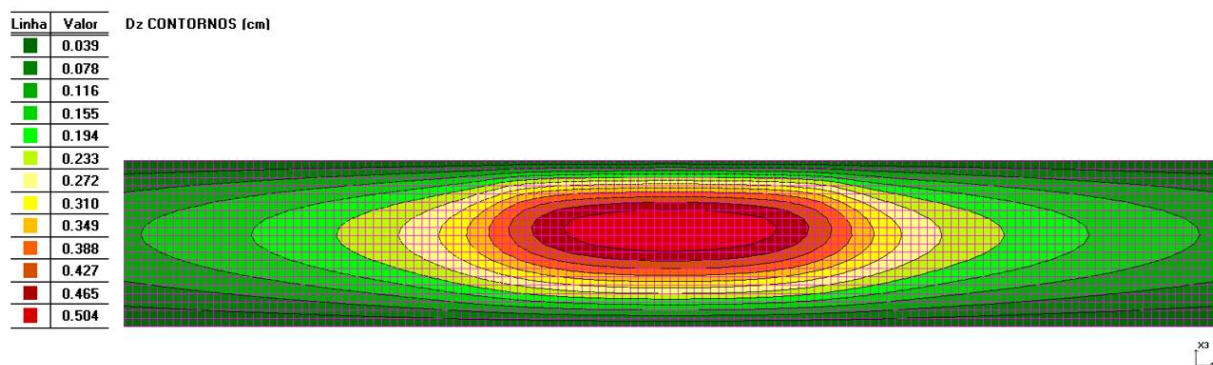
### 6.3.2 – Longarinas com alma não esbelta – sem enrijecedores:

Os resultados relacionados às deformações são mostrados na Figuras 6.5.

Na Figura 6.5 o **software** STRAP apresenta a deformação que ocorre exclusivamente na alma devido à flambagem local para a longarina com alma não esbelta e isenta de enrijecedores. Essa deformação não é permanente, isto é, elástica, e chega próxima a 5 mm no eixo X1.

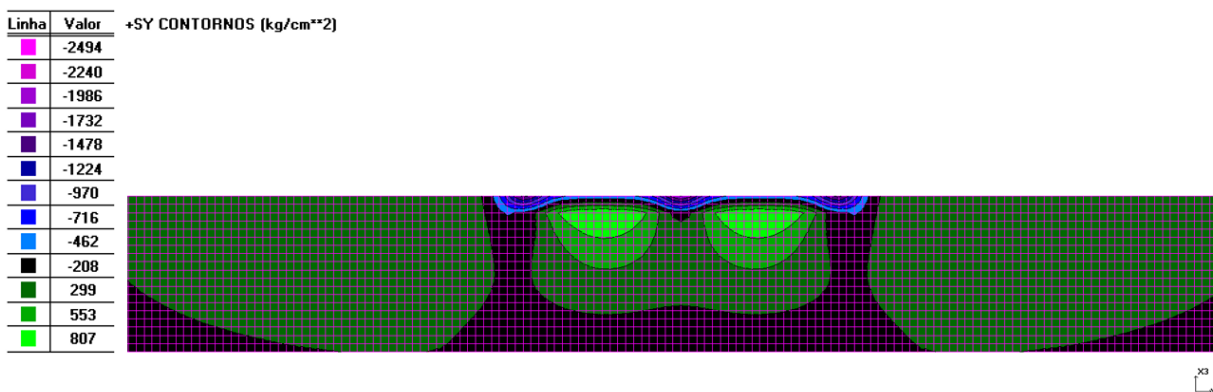
Ao ser constatada uma deformação elástica, entende-se que as tensões não ultrapassaram a tensão de escoamento do aço de 350 MPa e, com isso, na Figura 6.6 apresenta-se a tensão máxima inferior a 250 MPa.

Figura 6.5 – Deformação Perpendicular ao Plano – Vista Longitudinal – Alma não Esbelta



Fonte: STRAP (2017)

Figura 6.6 – Tensões na Alma – Parte Central da Longarina – Alma não Esbelta

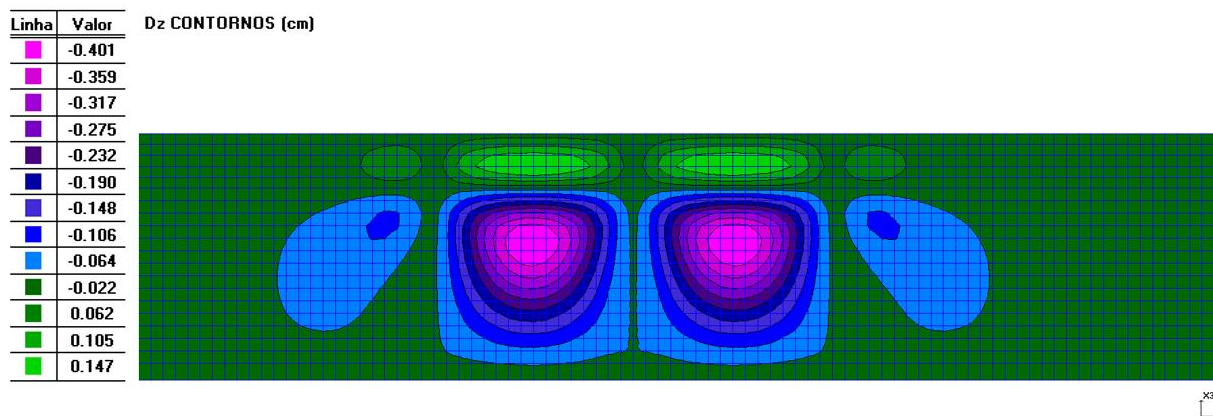


Fonte: STRAP (2017)

### 6.3.3 – Longarinas com alma esbelta – com enrijecedores:

Na Figura 6.7 ilustram-se as deformações perpendiculares ao plano da alma, sendo que a deformação máxima é de 4mm.

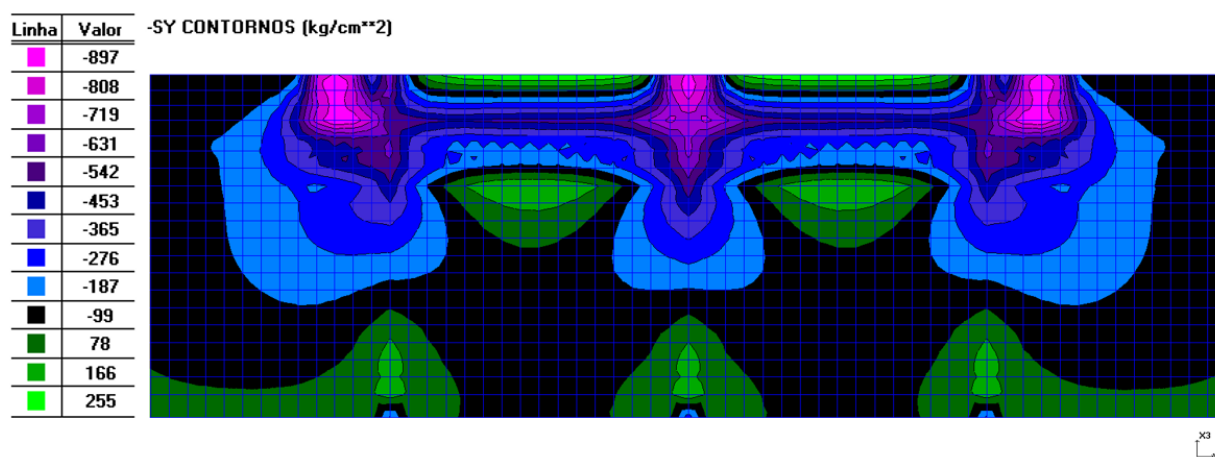
Figura 6.7 – Deformação Perpendicular ao Plano – Vista Longitudinal – Enrijecido



Fonte: STRAP (2017)

Na Figura 6.8 apresenta-se uma tensão máxima de 89,7 MPa, isto é, inferior à tensão de escoamento do aço utilizado.

**Figura 6.8 – Tensões na Alma – Parte Central da Longarina – Enrijecido**



Fonte: STRAP (2017)

#### 6.3.4 – Discussões:

Para a terceira solução proposta neste capítulo, com longarinas em perfis I soldados com alma esbelta e enrijecida, calcula-se o peso total de aço.

De acordo com a Figura 5.2 têm-se quatro longarinas com comprimento de 29,4 m cada. Na Tabela 5.1 apresenta-se o perfil soldado PS1500x396, tendo-se como peso:

$$4 \times 29,4 \times 396 = 46570 \text{ kg}$$

No item em que se dimensionam os enrijecedores de apoio (5.4.5.1), têm-se 2 chapas 25x140x1440. Como são 4 longarinas com dois apoios cada, têm-se 8 apoios, que resultam:

$$8 \times 2 \times 25 \times 140 \times 1440 \times 7,85 \times 10^{-6} = 633 \text{ kg}$$

No item em que se dimensionam os enrijecedores intermediários (5.4.5.2), têm-se 72 chapas 9,5x170x1390.

$$72 \times 9,5 \times 170 \times 1390 \times 7,85 \times 10^{-6} = 1269 \text{ kg}$$

No item em que se dimensionam os enrijecedores longitudinais (5.4.5.3), têm-se 6 chapas 12,5x170x28800.

$$6 \times 12,5 \times 170 \times 28800 \times 7,85 \times 10^{-6} = 2883 \text{ kg}$$

No item em que se dimensionam os conectores de cisalhamento do tipo stud bolt, (5.4.4), têm-se um grupo de quatro conectores espaçados em 34 cm em toda a extensão da longarina. Ao calcular, chega-se em 86 grupos de 4 conectores por longarina. O peso do conector diâmetro 7/8" x 150 mm é de 0,6 kg.

$$0,6 \times 86 \times 4 \times 4 \text{ (longarinas)} = 826 \text{ kg}$$



Peso global:  $46570 + 633 + 1269 + 2883 + 826 = \mathbf{52201 \text{ kg}}$

Para a segunda solução proposta neste capítulo, com longarinas em perfis I soldados com alma não esbelta e isenta de enrijecedores, calcula-se o peso total de aço.

Na Tabela 5.2 apresenta-se o perfil soldado PS1500x542.

$4 \times 29,4 \times 542 = 63739 \text{ kg}$

Acrescentam-se os mesmos enrijecedores de apoio e conectores de cisalhamento calculados anteriormente.

$(8 \times 2 \times 25 \times 140 \times 1440 \times 7,85 \times 10^{-6}) + (0,6 \times 86 \times 4 \times 4) = 1459 \text{ kg}$

Peso global:  $63739 + 1459 = \mathbf{65198 \text{ kg}}$

Na Tabela 6.1 apresenta-se um resumo de todas as características de peso dos enrijecedores e dos perfis soldados para uma melhor visualização.

Fazendo-se o uso de longarinas em perfis I soldados com a alma esbelta incluindo os conectores de cisalhamento, enrijecedores de apoio, transversais e longitudinais soma-se um peso de **52201 kg**, enquanto a solução sem enrijecedores intermediários transversais e longitudinais, isto é, com alma não esbelta, ficou com peso de **65198 kg**.

Com uso de enrijecedores obtém-se uma redução próxima a **20%** no peso final de aço usado na ponte ou viaduto.

**Tabela 6.1 – Comparativo das Longarinas**

|                                  | <b>Longarina Alma Esbelta</b> | <b>Longarina Alma Não Esbelta</b> |
|----------------------------------|-------------------------------|-----------------------------------|
| Perfil Soldado                   | PS1500x396 (46570 kg)         | PS1500x542 (63739 kg)             |
| Enrijecedores de apoio           | 633 kg                        | 633 kg                            |
| Enrijecedores transversais       | 1269 kg                       | -                                 |
| Enrijecedores longitudinais      | 2883 kg                       | -                                 |
| Conectores <i>Stud Bolt 7/8"</i> | 1376 unid. (826 kg)           | 1376 unid. (826 kg)               |
| Tensões                          | 897 kg/cm <sup>2</sup>        | 2494 kg/cm <sup>2</sup>           |
| Deslocam. perpendiculares à alma | 4 mm                          | 5 mm                              |
| <b>Peso Global</b>               | <b>52201 kg</b>               | <b>65198 kg</b>                   |

## 7 - CONSIDERAÇÕES E SUGESTÕES

### 7.1 – Considerações Finais

O contexto deste trabalho baseia-se no estudo da flambagem local de alma de pontes em vigas mistas. Entre seus objetivos pode-se destacar o estudo do estado da arte de pontes em vigas mistas para um vão de 30 metros; conceituação e técnicas de análise estrutural utilizada para o cálculo estático e proposição de utilização de análise numérica com revisão bibliográfica.

Foi dimensionada a longarina de uma ponte e verificada a sua flambagem local de alma, seguindo-se recomendações da norma AASHTO (2012), em relação ao projeto de vigas mistas de pontes. Algumas normas brasileiras foram observadas, tais como a NBR 7188 (ABNT, 2013) para a definição da classe de carregamento; a NBR 7187 (ABNT, 2003) para definir o coeficiente de impacto para o cálculo da carga móvel; a NBR 8800 (ABNT, 2008) e a NBR 6118 (ABNT, 2003) para conhecimento e estudo de recomendações para o uso do aço estrutural e concreto armado, respectivamente.

Nota-se que a flambagem de alma, tema este fundamental para mensuração do peso final da estrutura, torna-se relevante, pois o mercado nacional e internacional de estruturas de aço está fundamentado na área econômica quanto ao quantitativo de material que será necessário para executar a obra da superestrutura. Percebe-se que o peso final da superestrutura está ligado diretamente na alma do perfil soldado, pois devido a sua grande altura, tem-se uma parte metálica significativa.

Ao término dos cálculos e dimensionamentos foram propostas e analisadas duas soluções, onde no item 5.4, ao usar um perfil PS1500x396 com alma esbelta foi obrigatório o uso de enrijecedores, enquanto no item 5.5, ao usar um perfil PS1500x542 com alma não esbelta mostrou a não necessidade do uso de enrijecedores transversais intermediários e longitudinais, por não ocorrer a flambagem local da alma.

Conclui-se que o uso de enrijecedores traz uma tendência de um valor final da estrutura mais econômico para o cliente, mas salienta-se que os resultados obtidos podem se alterar com o vão e/ou com a classe de carregamento usado, conforme a norma brasileira, estrangeira ou obtida por cliente por meio de classe especial e pré-determinada. Os resultados quantitativos podem se alterar, os qualitativos permanecem.

## 7.2 – Sugestões para trabalhos futuros

Uma sugestão que deve ser estudada em futuras pesquisas está relacionada à análise de viabilidade econômica no processo fabril do uso ou não de enrijecedores, objetivando uma real oportunidade de conhecimento e competitividade quanto ao uso do aço em concorrência com as estruturas pré-moldadas ou em concreto armado convencional ou, até mesmo, o concreto protendido.

Sendo assim, propõem-se o seguinte tópico para futuro trabalho pertinente ao estudo de pontes ou viadutos em vigas em alma cheia no sistema misto aço e concreto: “Avaliação da viabilidade econômica no processo fabril do uso ou não de enrijecedores em pontes ou viadutos rodoviários”, pois, na fabricação, têm-se cortes, montagem e soldas dos enrijecedores onerando o preço das longarinas.

Uma outra sugestão está ligada diretamente aos resultados deste estudo, onde poderá ser verificado o quanto se pode economizar concreto e armação nos encontros para a solução mais leve com perfis I soldados com alma esbelta e enrijecidas comparando-se com uma solução convencional em concreto armado, lembrando que o peso próprio para esta solução é muito superior ao daquela.

## REFERÊNCIAS

- AFONSO, D. F. *Verificação à Fadiga de Pontes Metálicas Ferroviárias*, Porto Alegre, 2007.
- ALVES, A. *Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE*, São Paulo, 2013.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD BRIDGE: DESIGN SPECIFICATIONS**: Customary U.S. units. Washington, 2012.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **STEEL CONSTRUCTION MANUAL**. 30<sup>TH</sup> Edition, United States of America, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5884**: Perfil I Estrutural de Aço Soldado por Arco Elétrico – Requisitos Gerais. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de Estruturas de Concreto. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Dimensionamento de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas Aço e Concreto de Edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- BARBOSA, D.A. **Estudo de Almas de Vigas de Aço Enrijecidas Longitudinalmente**. Dissertação de Mestrado, UFMG, 2016.
- BEG, D.; KUHLMANN, U.; DAVAINÉ, L.; BRAUN, B. Design of plated structures. ECCS Eurocode design manual. Publication by Ernst & Sohn, 2010.
- BELLEI, I.H. **Edifícios Industriais em Aço**. 5a. edição, São Paulo, 2004.
- BROCKENBROUGH, R. L. **Structural Steel Designer's Handbook**, 4<sup>th</sup> Edition, McGraw\_Hill, New York, NY, 2006
- CARVALHO, P.R. **Curso Básico de Perfis Formados a Frio**. 3a. edição, Porto Alegre, 2014.
- COUTINHO, J. S. *Fadiga*, Universidade de Coimbra, Portugal, 2005.
- DA SILVA, L. S.; GERVÁSIO, H. **Manual de dimensionamento de estruturas metálicas: métodos avançados**. CMM, Mem Martins (in Portuguese), 2007.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Ministérios dos transportes. Rio de Janeiro, 1996.

ELLER, P. R.; DE PAULA, G. D.; FERREIRA, W. G. **Pré-dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto para pontes de pequeno porte**. Ouro Preto: UFOP, 2011.  
EUROCODE 3. **Calcul des Structures en Acier, Comité Européen de Normalisation (CEN)**. Bruxelas, 2005.

EUROCODE 4. **Calcul des Structures Mixtes Acier-Béton, Comité Européen de Normalisation (CEN)**. Bruxelas, 2005.

GERDAU/IBRACON - 56° Congresso Brasileiro do Concreto, Natal-RN, 2014

GERE, J., TIMOSHENKO, S. **Mecânica dos Sólidos**, Rio de Janeiro LTC, 1994.

GUERRA, E.O. **Pontes Metálicas - Arquitetura e Dimensionamento**. Pós-Graduação Lato sensu em Construções Metálicas - FEA FUMEC, Belo Horizonte, 2006.

GUINNESS World Records. **Oldest bridge**. Disponível na world wide web (internet) em: <<http://www.guinnessworldrecords.com/records-1/oldest-bridge/>>. Acesso em: 18 set. 2012.

JOHANSSON, B.; MAQUOI, R.; SEDLACEK, G.; MÜLLER, C.; BEG, D. **Commentary and worked examples to EN 1993-1-5: Plated structural elements**. Joint report JRC-ECCS, 2007.

KLINSKY, G, R, E, G. **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas**. São Carlos: USP, São Carlos, 1999. 186 p. Bibliografia: p. 183-186.

MERTZ, D. **Steel bridge design handbook: Redundancy**. Federal Highway Administration, Washington, 2012.

MEYER, K.F. **Pontes Rodoviárias e Ferroviárias - Estruturas Metálicas**, Volume I, 1999.

PAVLOVČIČ, L.; BEG, D.; KUHLMANN, U. **Shear resistance of longitudinally stiffened panels—Part 2: Numerical parametric study**. Journal of Constructional Steel Research, v. 63, n. 3, p. 351-364, 2007.

PFEIL, M.; PFEIL, W. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático**. LTC, Rio de Janeiro, 2009.

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**. CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço, Rio de Janeiro, 2007.

PASTOUKHOV, V. A.; VOORWALD, H. J. C. **Introdução à Mecânica da Integridade Estrutural**. Editora UNESP, São Paulo, 1995.

PONNUSWAMY, S. **Bridge Engineering**. 2nd ed. New Delhi: Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, 2008.

PRAVIA, Z. M.C.; DE CARLI, A. **Dimensionamento de Vigas Esbeltas**. ABCEM – Associação Brasileira da Construção Metálica, Congresso Latino-americano da Construção Metálica (CONSTRUMETAL), 2016.

PRESTES, A.C. **Estruturas Mistas**. Pós-Graduação Lato sensu em Construções Metálicas - FEA FUMEC, Belo Horizonte, 2006.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.. **Elementos das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte. Editora O Lutador, 2001.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. Estruturas mistas. Vol.1 Manual de Construções em Aço, Instituto Aço Brasil, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, RJ, 2010.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. Estruturas mistas. Vol.2 Manual de Construções em Aço, Instituto Aço Brasil, Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), Rio de Janeiro, RJ, 2010.

RHODES, J. **Some interesting phenomena which can occur in light gauge steel members**. Proceedings of the international Conference on Steel and Aluminium Structures, ICSAS 91, Singapore, May, 1991.

SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E.; MALHAS, F.A. **Steel Structures – Design and Behavior**. Fifth Edition – Pearson Education, USA, 2009.

SITE: <http://www.bagulho.net/curiosidades/10-pontes-incriveis-no-mundo/>

SITE: <http://gizmodo.uol.com.br/as-17-estruturas-feitas-pelo-homem-mais-antigas-do-mundo/>  
Foto: Murat AY/Panoramio

SITE: <http://guiasturisticos.com.br/brasil/>  
Foto: Felipe F. Menezes

STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS – STRAP (Versão 2014) – SAE Company

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE – SCI. **Composite highway bridge design**: In accordance with Eurocodes and the UK National Annexes. Berkshire, 2010.

THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE – SCI. **Design guide for composite highway bridges**. Berkshire, 2001.

WHITNEY, C. S. **Bridges of the world**: Their design and construction. Dover Publications, 2003.

WRIGHT, K. **Steel bridge design handbook**: Selecting the right bridge type. Federal Highway Administration, Washington, 2012.