

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO

**“Estudo Teórico Sobre o Dimensionamento e Automação
do Projeto de Vigas Mistas Treliçadas Planas, Compostas
por Barras Tubulares de Aço Associadas a uma Mesa de
Concreto Armado para Pisos”**

Sérgio Luiz Montagner

Campinas

2006

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO ✓

**“Estudo Teórico Sobre o Dimensionamento e Automação
do Projeto de Vigas Mistas Treliçadas Planas, Compostas
por Barras Tubulares de Aço Associadas a uma Mesa de
Concreto Armado para Pisos”**

Sérgio Luiz Montagner ✓

Orientador: João Alberto Venegas Requena ✓

Dissertação de Mestrado apresentado à
Comissão de pós-graduação da Faculdade
de Engenharia Civil da Universidade
Estadual de Campinas, como parte dos
requisitos para obtenção do título de Mestre
em Engenharia Civil na área de
concentração em Estruturas.

Campinas, SP

2006

Atesto que essa é a versão definitiva da
dissertação.

Prof. Dr. JOÃO A. V. REQUENA ✓

Matrícula 22294-1 09/21 07

Unidade BCC
T/UNICAMP

Cutter M76e
V. Ed.
Tombo BC 90235
Proc. 16.130-201
C D 2
Preço R\$ 11,00
Data 31/03/2011
Cód. tit. 784272

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

M76e Montagner, Sérgio Luiz
Estudo teórico sobre o dimensionamento e automação do projeto de vigas mistas treliçadas planas, compostas por barras tubulares de aço associadas a uma mesa de concreto armado para pisos / Sérgio Luiz Montagner.-- Campinas, SP: [s.n.], 2006.

Orientador: João Alberto Venegas Requena
Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Treliças (Construção civil). 2. Aço tubular - Estruturas. 3. Engenharia de estruturas. 4. Estruturas metálicas. 5. Automação. 6. Software. I. Requena, João Alberto Venegas. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Titulo em Inglês: Theoretical Study About the Design and Automation of Composite Plane Trusses Projects, Composed by Tubular Steel Bars Associated to a Steel Concrete for Pavements

Palavras-chave em Inglês: Composite Structure, Composite Trusses, Tubular Bars, Software

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Arlene Maria Sarmanho Freitas e João Batista Marques de Souza Junior

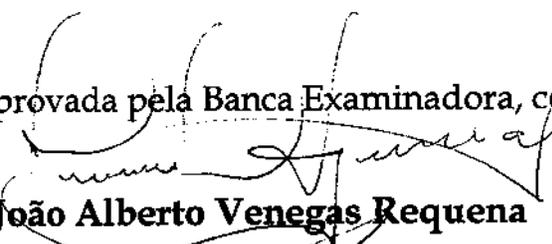
Data da defesa: 30/01/2006

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO

**“Estudo Teórico Sobre o Dimensionamento e Automação
do Projeto de Vigas Mistas Treliçadas Planas, Compostas
por Barras Tubulares de Aço Associadas a uma Mesa de
Concreto Armado para Pisos”**

Sérgio Luiz Montagner

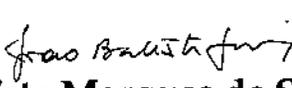
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:


Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena

Presidente e Orientador / Universidade Estadual de Campinas


Profa. Dra. Arlene Maria Sarmanho Freitas

**Universidade Estadual de Campinas / Universidade Federal de Ouro
Preto**


Prof. Dr. João Batista Marques de Souza Junior

Universidade Federal de Ouro Preto

Campinas, 30 de janeiro de 2006

Dedicatória

Dedico esta obra a todos que de certa forma contribuíram para o sucesso deste trabalho, ajudando na confecção de um texto com nova abordagem sobre um assunto ainda pouco explorado.

Agradecimentos

Agradeço a Deus, amigos e principalmente a minha família que me apoiaram e estiveram ao meu lado tanto nas horas de alegria como nas de dificuldades, apoiando sempre minhas decisões com muito afinho e dedicação.

“Mestre não é quem ensina, mas aquele que, de repente, aprende.”

– Guimarães Rosa

SUMÁRIO

	Página
Resumo	001
Lista de Tabelas	003
Lista de Figuras	005
Simbologia	011
1. Introdução	017
2. Caracterização da Problemática	021
3. Revisão Bibliográfica	035
4. Metodologia	105
5. Aspectos Gerais da Viga Mista Treliçada	111
6. Dimensionamento da Viga Mista Treliçada	125
7. Dimensionamento Simplificado das Treliças Mistas	169
8. Análise Final das Vigas Mistas Treliçadas	177
9. Conclusão	199
10. Referências Bibliográficas	207
Anexos	
A. Propriedades Geométricas Das Seções Tubulares	217
B. Esforços Resistentes das Barras de Aço Tubulares	227

C. Exemplo Numérico	249
D. Adaptação da NBR 8800 para o Dimensionamento das Vigas	
Mistas Treliçadas	289
E. Apresentação do Programa Computacional para o Dimensionamento de	
Estruturas Mistas Treliçadas	301
Apêndice	
A. Fluxograma para Programa Computacional para o Dimensionamento de	
Estruturas Mistas Treliçadas	341

RESUMO

A aplicação de estruturas mistas está sendo cada vez mais utilizada para a otimização dos custos da estrutura em obras civis. Uma alternativa para este tipo de estrutura é o composto por uma viga treliçada de perfil metálico e uma mesa de concreto armado conectado à viga metálica através de conectores de cisalhamento. Esta é uma alternativa de baixo custo final, porém com um agravante, não está prevista em normas nacionais vigentes. A norma canadense, **CISC** [7] (*Canadian Institute of Steel Construction – Handbook of Steel Construction*), é uma das poucas normas que descreve o dimensionamento deste tipo de estrutura. É com o auxílio desta e de outras normas internacionais, como o **Eurocode 4** [10/11] (*European Standard – Design of Composite Steel and Concrete Structures*) e a **AISC** [1] (*American Institute of Steel Construction, Inc. – Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*), assim como com o estudo do contexto em que este tipo de estrutura está sendo empregado mundialmente através de artigos e literaturas específicas, que este projeto, a partir desta problemática, tem por objetivo formular uma solução que atenda às limitações da norma nacional, a **NBR 8800** [24] (*Norma Brasileira Registrada – Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios*), adaptando-a às proposições da revisão de seu escopo, a **NBR 8800** [23] (*Norma Brasileira Registrada 8800 – Projetos e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Aço-Concreto de Edifícios*), resultando ao final na automatização de seu dimensionamento através de um programa computacional desenvolvido ao longo desta pesquisa.

LISTA DE TABELAS

	Página
2.01 – Edificações com Viga Mista Treliçada	031
3.01 - Limitações da Geometria dos Perfis Tubulares Circulares	054
3.02 – Limitações da Geometria dos Perfis Tubulares Retangulares	055
3.03 – Propriedades Mecânicas do aço do Stud Bolt (Pino com Cabeça)	069
6.01 – Coeficiente de Ponderação das Ações Permanentes γ_g	130
6.02 – Coeficiente de Ponderação das Ações Variáveis γ_q	130
6.03 – Fatores de Combinação e Fatores de Utilização ψ	131
7.01 – Exemplificação da solicitação dos momentos fletores no ratio de verificação da peça	172
8.01 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 3 metros	180
8.02 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 6 metros	182
8.03 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 12 metros	184
8.04 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 24 metros	186
8.05 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 48 metros	188

LISTA DE FIGURAS

	Página
2.01 – Comparação entre Vigas Fletidas com ou sem Ação Mista	025
2.02 – Tipos usuais de conectores	026
2.03 – Tipos usuais de Treliças	027
2.04 – Esquematização da Viga Mista Treliçada	027
2.05 – Perfis Tubulares (Circular e Retangular)	029
3.01 – Vão x Peso Próprio para vigas mistas convencionais	041
3.02 – Vão x Peso Próprio para treliças mistas	042
3.03 – Diferentes Composições de Treliças	049
3.04 – Angulação das Diagonais para Treliças Tipo Warren	050
3.05 – Arranjo Estrutural das Treliças	051
3.06 – Arranjo Estrutural do Banzo Inferior	059
3.07 – Flambagem Lateral por Distorção	060
3.08 – Comparação entre Vigas Fletidas com e sem Ação Mista	064
3.09 – Curva <i>carga-deslizamento</i> típica para conectores de 19,1 mm em lajes mistas	065
3.10 – Tipos usuais de Conectores e suas respectivas qualificações	066
3.11 – Diagrama força – escorregamento relativo aço – concreto	067
3.12 – Conector tipo Stud Bolt (Pino com Cabeça)	068
3.13 – Interação Conector – Concreto Envolvente, considerando suas zonas comprimidas	068

3.14 – Conector tipo Perfil “U” Laminado	069
3.15 – Outros tipos de Conectores	070
3.16 – Comparação entre Esforços Cisalhantes nas especificações da AISC, CSA e Eurocode	073
3.17 – Área da superfície de ruptura da laje nos conectores em lajes mistas	076
3.18 – Posicionamento dos Conectores em Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada	077
3.19 – Carga x Escorregamento dos studs para posições fortes e fracas	077
3.20 – Influencia das forças nos conectores locados fora do centro da mísula	078
3.21 – Ruptura do Concreto para posicionamento fraco dos Stud Bolts	079
3.22 – Esboço da treliça mista com conectores locados apenas nos nós do banzo superior	080
3.23 – Distribuição dos Conectores de Cisalhamento para o ensaio B2	081
3.24 – Diagrama Carga – Deflexão	082
3.25 – Largura Efetiva da Mesa de Concreto	085
3.26 – Limitações dos Steel Decks	086
3.27 – Influência de Aberturas na Laje nas Ações Mistas	089
3.28 – Esquemática do Momento Fletor Resistente em Treliças Mistas	092
3.29 – Momento Resistente da Treliça Mista e Isolada	096
3.30 – Esquema de forças em uma Treliça Mista	096
3.31 – Dimensões da Treliça Mista	102
5.01 – Viga Mista Treliçada composta somente por Banzos e Diagonais	115
5.02 – Viga Mista Treliçada composta por Banzos, Diagonais e Montantes limitando somente o Banzo Superior	115
5.03 – Viga Mista Treliçada composta por Banzos, Diagonais e Montantes limitando os Banzos Superior e Inferior	115
5.04 – Vigas Mistas Treliçadas com Painéis tipo Vierendeel	116
5.05 – Tipos de ligações tubulares existentes na Viga Mista Treliçada	117
5.06 – Perfis Tubulares	119

5.07 – Lajes Mistas (Steel Deck)	120
5.08 – Limitações das Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada	121
5.09 – Posicionamento dos Conectores em Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada	123
6.01 – Partes Constituintes da Viga Mista Treliçada	128
7.01 – Distribuição de tensões em treliças mistas	175
8.01 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 3 metros	181
8.02 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 3 metros	181
8.03 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 6 metros	183
8.04 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 6 metros	183
8.05 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 12 metros	185
8.06 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 12 metros	185
8.07 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 24 metros	187
8.08 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 24 metros	187
8.09 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 48 metros	189
8.10 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 48 metros	189
8.11 – Gráfico de variação de vãos e carregamentos para VMT sem Montantes	191

8.12 – Gráfico de variação de vãos e carregamentos para VMT com Montantes limitando o Banzo Superior	191
8.13 – Gráfico de variação de vãos e carregamentos para VMT com Montantes limitando os Banzos Superior e Inferior	192
8.14 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 5 KN/m ²	192
8.15 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 10 KN/m ²	193
8.16 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 15 KN/m ²	193
8.17 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 20 KN/m ²	194
8.18 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 25 KN/m ²	194
8.19 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 30 KN/m ²	195
8.20 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 35 KN/m ²	195
8.21 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 40 KN/m ²	196
8.22 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 45 KN/m ²	196
8.23 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 50 KN/m ²	197
9.01 – Gráfico de Peso Próprio X Vão da Viga Mista Treliçada	205
A.01 – Parâmetros Geométricos dos Perfis Tubulares (Circular e Retangular)	219
D.01 – Distribuição de tensões em treliças mistas	296
E.01 – Tela de apresentação (inicial) do Auto VMT	305
E.02 – Tela de principal do Auto VMT	306

E.03 – Divisão do Folder de Entrada de Dados	309
E.04 – Dados de Entrada - <i>Materiais</i>	311
E.05 – Folder - <i>Conectores</i>	312
E.06 – Dados de Entrada – <i>Conectores de Cisalhamento</i>	313
E.07 – Folder – <i>Geração da Treliça</i>	314
E.08 – Dados de Entrada – <i>Geração da Treliça</i>	315
E.09 – Folder – <i>Dimensões Gerais</i>	316
E.10 – Dados de Entrada – <i>Dimensões Gerais</i>	317
E.11 – Folder – <i>Carregamento</i>	319
E.12 – Dados de Entrada – <i>Carregamento - Antes da Cura</i>	319
E.13 – Folder – <i>Perfis</i>	322
E.14 – Dados de Entrada – <i>Perfis</i>	323
E.15 – Escolha dos Perfis – <i>Perfis</i>	324
E.16 – Tela principal do Auto VMT	326
E.17 – Tópicos de Resultados na tela principal do Auto VMT	328
E.18 – Resultados – <i>Perfis</i>	330
E.19 – Caixa Informativa – Resultados – <i>Perfis</i>	332
E.20 – Resultados – <i>Conectores</i>	333
E.21 – Resultados – <i>ELU - Flecha</i>	335
E.22 – Resultados – <i>ELU - Vibração</i>	336
E.23 – Resultados – <i>Lista de Materiais</i>	337

SIMBOLOGIA

$(A_g \cdot f_y)_{BI}$ – produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g pela sua resistência ao escoamento f_y ;

A – área bruta da seção transversal;

a – distancia entre linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

a – espessura comprimida da laje de concreto;

A_{cs} – área da seção transversal do conector;

A_e – área líquida efetiva da seção transversal da barra;

A_{ef} – área efetiva da seção transversal;

A_g – área bruta da seção transversal da barra;

$A_{g,BI}$ – área bruta da seção transversal do perfil de aço do banzo inferior;

$A_{g,BS}$ – área bruta da seção transversal do perfil de aço do banzo superior;

$A_{g,c}$ – área da laje de concreto transformada em aço;

A_w – área efetiva de cisalhamento;

B – largura da mesa da seção tubular retangular;

b_0 – distância entre centros dos conectores extremos da seção transversal da viga;

B_{BS} – largura da seção transversal do banzo superior;

B_c – largura efetiva da laje de concreto;

$B_{c,eq}$ – largura efetiva equivalente da laje em aço;

B_{ef} – largura efetiva do elemento em aço;

b_{ei} – igual à $L/8$, mas menor que distância b_i ;

b_f – largura média da mísula ou da nervura situada sobre o banzo superior;

b_i – distância entre conector extremo da seção transversal da viga, ou extremidade do conector perfil “U”, a metade da distância da viga à sua adjacente ou, quando laje em balanço, a extremidade desta;

C_b – fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme;

C_d – resistência de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

C_{red} – coeficiente de redução do conector de cisalhamento;

C_t – coeficiente de redução da área líquida;

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

d_{ad} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;

d_{adD} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga imediatamente à direita;

d_{adE} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga imediatamente à esquerda;

d_b – distância da linha de centro da viga analisada à borda de uma laje em balanço;

D_{cs} – diâmetro do conector de cisalhamento;

E – módulo de elasticidade tangente do aço;

e_c – excentricidade da ligação, ou seja, distância do centro de gravidade da barra da metade da seção transversal ao plano de cisalhamento da ligação;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;

F_{Gi} – ações permanentes;

F_{Q1} – ação variável principal nas combinações normais ou nas especiais;

F_{Qj} – demais ações variáveis nas combinações normais ou nas especiais;

f_r – tensão residual para perfis laminados;

f_{ucs} – resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento;

f_y – resistência ao escoamento do aço;

H – altura da alma da seção tubular retangular;
 $h / A_h / K / A_z / h_z / I_{zz} / A_\xi / h_\xi / I_{\xi\xi}$ – parâmetros para cálculo das propriedades geométricas da seção tubular retangulares;
 H_{BS} – altura do perfil de aço do banzo superior;
 H_C – altura da laje de concreto;
 H_c – duas vezes a distância do centro de gravidade da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma;
 h_{cs} – altura do conector de cisalhamento;
 h_f – altura das nervuras da fôrma de aço;
 H_p – duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma;
 H_{TI} – altura da treliça isolada, distância entre eixos centroidais dos banzos;
 I – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;
 I_{BI} – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço do banzo inferior;
 I_{BI}' – momento de inércia do banzo inferior em relação ao eixo centroidal da treliça isolada/mista;
 I_{BS} – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço do banzo superior;
 I_{BS}' – momento de inércia do banzo superior em relação ao eixo centroidal da treliça isolada/mista;
 I_C – momento de inércia da seção transversal da laje de concreto transformada em aço;
 I_C' – momento de inércia da laje de concreto, transformada em aço, em relação ao eixo centroidal da treliça mista;
 I_{ef} – momento de inércia efetivo da VMT;
 I_T – momento de inércia à torção uniforme do perfil metálico;
 I_{TI} – momento de inércia da treliça isolada;
 I_{TM} – momento de inércia da treliça mista;
 K – coeficiente de flambagem utilizado no dimensionamento de barras comprimidas;
 k_v – coeficiente de flambagem por força cortante de alma;

L – comprimento de flambagem por flexão da peça em aço / vão da viga mista, distância entre linhas de centros dos apoios;

L_b – distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado);

l_c – comprimento da ligação, ou seja, comprimento da solda de ligação.

L_{cs} – comprimento do perfil “U” (conector de cisalhamento);

L_M – comprimento do trecho do banzo superior de momento fletor máximo até o momento fletor nulo, apoio, subsequente;

M_{cr} – momento fletor de flambagem elástica;

M_{pl} – momento fletor de plastificação da seção;

M_r – momento fletor correspondente ao início do escoamento;

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo, calculado conforme Equação (7.16).

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo;

M_{Rk} – momento fletor resistente característico;

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo;

$M_{TM,Rd}$ – momento fletor resistente de cálculo da treliça mista;

$M_{TM,Sd}$ – momento fletor solicitante de cálculo de uma viga biapoiada;

n – número total de conectores de cisalhamento;

$N_{c,Rd}$ – força normal de compressão resistente de cálculo;

n_{c-a} – relação entre módulos de elasticidades do aço e do concreto;

n_{cs} – número de conectores de cisalhamento por nervura;

N_e – força normal de flambagem elástica;

N_{pl} – força normal correspondente ao escoamento da seção transversal;

N_{Rd} – força normal resistente de cálculo, de tração ou compressão;

N_{Sd} – força normal de compressão solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ – força normal de tração resistente de cálculo;

N_y – força normal de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal efetiva;

q – carregamento da viga mista;

Q – coeficiente de flambagem local;
 Q_a – coeficientes que levam em conta a flambagem local do elemento;
 q_{Rd} – resistência de cálculo individual do conector de cisalhamento;
 Q_{Rd} – somatória das resistências de cálculo individuais q_{Ra} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;
 r – raio de giração da seção transversal;
 r_e – raio externo de concordância entre mesa e alma da seção transversal;
 r_i – raio interno de concordância entre mesa e alma da seção transversal;
 t – espessura da parede da seção transversal;
 t_{BS} – espessura do perfil tubular retangular do banzo superior;
 t_c – espessura da laje de concreto;
 t_{cs} – espessura da parede da seção transversal do conector de cisalhamento;
 T_d – resistência de cálculo do banzo inferior;
 t_{fcs} – espessura da mesa do conector de cisalhamento;
 t_{wcs} – espessura da alma do conector de cisalhamento;
 V_{pl} – força cortante resistente correspondente à plastificação da parede do tubo;
 V_{Rd} – força cortante resistente de cálculo;
 V_{RK} – força cortante resistente característica;
 V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo;
 W – módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão;
 W_{ef} – módulo de resistência elástico mínimo (relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida de largura igual a B_{ef});
 Y – distância da borda superior do banzo superior ao eixo centroidal da treliça isolada / mista;
 Y' – distância da borda superior da laje de concreto aos eixos centroidais dos banzos superior e inferior e da laje de concreto;
 Y_{EC} – distância dos eixos centroidais da laje e dos banzos superior e inferior ao eixo centroidal da treliça isolada / mista;

Z – módulo de resistência plástica da seção do perfil de aço;
 α – coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão;
 β – coeficiente;
 β_i – coeficiente igual a 1,0 ;
 γ – coeficiente de ponderação da resistência para compressão;
 γ_{cs} – coeficiente de ponderação da resistência do conector;
 γ_{gi} – coeficientes de ponderação das ações permanentes;
 δ_1 – deslocamento referente à combinação de todas as ações;
 δ_2 – deslocamento referente à combinação das ações variáveis;
 $\delta_{m\acute{a}x}$ – deslocamento máximo permitido;
 δ_{sw} – deflexão instantânea da estrutura;
 λ – parâmetro de esbeltez;
 λ_0 – índice de esbeltez reduzido;
 λ_p – parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;
 λ_r – parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;
 σ – tensão de cálculo no elemento obtido por aproximações sucessivas, dividindo-se a
força normal de cálculo, $N_{c,Sd}$, pela área efetiva, A_{ef} ;
 χ – fator de redução associado à resistência à compressão;
 ψ_{1j} / ψ_{2j} – fatores de utilização;
 ψ_{oj} – fatores de combinação das ações variáveis nas combinações normais;
 $\psi_{oj,ef}$ – fatores de combinação efetivos das ações variáveis nas combinações especiais.

PRIMEIRO CAPÍTULO

– Introdução –

1. INTRODUÇÃO

Com a popularização do aço nos últimos anos e principalmente com as vantagens que este tipo de material tem trazido na concepção de estruturas, das quais podemos destacar a redução significativa do tempo de construção e sua flexibilidade, nota-se o aumento, na última década, de sua utilização na construção de obras civis tais como edificações e pontes no cenário nacional.

Acompanhando a popularização do aço na concepção das estruturas há o crescimento da utilização de estruturas mistas, aço-concreto, como estrutura portante destas obras civis, buscando uma otimização da resistência dos dois materiais quando estão a trabalhar em conjunto, visando baratear ainda mais o custo final da obra.

Estas estruturas mistas eram até então compostas por uma viga metálica de perfil "I" que trabalhava em conjunto com uma mesa de concreto, ou seja, uma faixa pré-determinada da laje, contendo ou não forma de aço nervurada incorporada.

Procurando diversificar este esquema de composição da viga mista, principalmente na busca de uma economia ainda maior em sua concepção e construção, é foco desta pesquisa e será apresentada neste presente documento uma nova e moderna solução para este tipo de estrutura.

Conhecidas pelo nome de Viga Mista Treliçada, ou ainda Treliças Mistas, estas são estruturas mistas onde a viga metálica é formada por uma treliça plana de banzos paralelos composta de barras de perfis tubulares.

A proposta e a idealização adotadas nesta pesquisa foram justamente suportadas pela busca de uma forma inovadora de formulação e concepção de vigas mistas, procurando assim uma maior economia na utilização deste tipo de estrutura.

Os resultados aqui apresentados não se limitam à contextualização desta estrutura apresentada em diversos, e relevantes, trabalhos publicados no âmbito nacional e internacional, assim como resultados e vantagens de sua utilização na construção de obras civis.

A pesquisa abrange também todo o desenvolvimento de uma formulação que possibilitará o dimensionamento da estrutura treliçada, seguindo e respeitando os parâmetros apresentados nas normas nacionais em vigência, assim como um programa computacional para automação dos cálculos aqui apresentados.

SEGUNDO CAPÍTULO
- Caracterização da Problemática -

2. CARACTERIZAÇÃO DA PROBLEMÁTICA

A estrutura em destaque neste trabalho é a Viga Mista Treliçada, ou seja, uma viga metálica composta por uma treliça plana de banzos paralelos associado, através do banzo superior, a uma mesa de concreto armado, maciça ou mista, por meio de elementos chamados conectores de cisalhamento.

Segundo o dicionário *Aurélio* viga é descrita como toda e qualquer peça de sustentação horizontal. A enciclopédia *Larousse* descreve a viga como sendo uma peça estrutural, geralmente horizontal, cujo comprimento é maior que a largura e a altura, podendo ser de metal, concreto armado ou madeira, destinada à distribuição de esforços e à sustentação de outros elementos componentes da estrutura.

Já nos livros de estruturas em geral, a viga é simplesmente tratada como sendo um elemento estrutural linear, ou seja, um elemento do qual uma das dimensões é muito superior às outras duas, projetado para suportar cargas aplicadas em vários pontos de sua extensão.

Apesar das diferentes definições, pode-se descrever o elemento estrutural viga de uma forma mais genérica e completa como sendo uma peça estrutural, linear ou curvilínea, prismática ou não, podendo estar locada na posição horizontal ou inclinada,

que recebe os carregamentos de uma laje, placa ou outros elementos, estruturais ou não, ou ainda servir como travamento de um pórtico, plano ou tridimensional, devendo ser dimensionado adequadamente a resistir esforços de flexão simples ou composta e, se necessário, à torção. São constituídas basicamente por três materiais: o concreto armado, o aço ou a madeira, ou ainda pela composição de mais de um destes três materiais, recebendo assim a denominação de estrutura mista, ou mais especificamente, viga mista.

Por estruturas mistas entende-se ser os elementos estruturais constituídos pela composição, ou arranjo das mais variadas formas, de mais de um tipo de material com diferentes propriedades físico-químicas, como é o caso do aço e o concreto, sistema misto mais comumente encontrado no mercado. Ou seja, estruturas das quais um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto, aproveitando ao máximo as diferentes características resistentes dos materiais constituintes.

Através destas acepções e visando a estrutura aqui em destaque, pode-se então definir vigas mistas como sendo uma viga de perfil metálico associado a uma mesa de concreto armado (mista ou maciça), normalmente locada na mesa superior do perfil metálico, mas podendo estar também na mesa inferior, ou ainda ter a laje envolvendo de forma parcial ou total a referida viga metálica.

Para que os materiais trabalhem em conjunto, formando uma peça monolítica, é necessário que na interface destes estejam presentes forças longitudinais de cisalhamento para a transmissão de esforços entre os materiais, mantendo assim a continuidade dos deslocamentos e esforços na peça, conforme mostrado na figura 2.01. A idealização para a transmissão destes esforços seria alguma espécie de material colante, da qual toda a área da interface aço-concreto estaria ligada de forma homogênea, possibilitando assim uma completa interação entre os materiais e trabalhando como um único elemento. Desta forma assume-se que as seções

transversais permanecem planas, apresentando apenas uma linha neutra na composição final da estrutura.

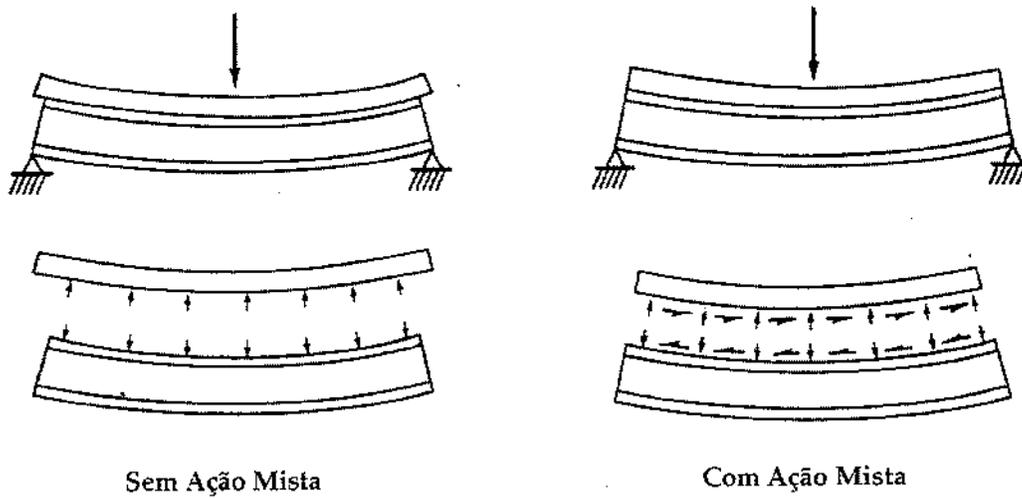


Figura 2.01 – Comparação entre Vigas Fletidas com e sem Ação Mista
Fonte: SALMON, C. G. & JOHNSON, J. E (1996), p. 958.

A inviabilidade deste tipo de ligação e o descarte da resistência por aderência natural entre os dois materiais, assim como as forças de atrito presentes em sua interface, excetuando-se os casos de vigas totalmente envolvidas por concreto, torna a ligação mecânica, ou seja, através de elementos rígidos ou flexíveis que possibilitam a transmissão dos esforços cisalhantes de forma mecânica, a única opção realizável.

Tendo isto em vista, a ligação destes diferentes materiais, excetuando-se os casos de vigas metálicas totalmente embutidas no concreto, como já explicitado anteriormente, é feita através de elementos conectados ao perfil metálico e embebidos no concreto, denominados conectores de cisalhamento.

Estes elementos conhecidos como conectores de cisalhamento são peças metálicas, normalmente em formato de pinos chamados "*Stud Bolts*" (Pino com Cabeça) ou perfis "*U*" (laminados ou formados a frio), conectados à viga metálica através de soldas ou eletrofusão, como é o caso da fixação de alguns tipos de *stud bolts*, e

mergulhados no concreto, tendo como finalidade a transmissão de esforços cisalhantes na interface aço-concreto a fim de unir estes dois diferentes materiais em uma única peça a resistir, em conjunto, todos esforços atuantes.

Tanto estes tipos de conectores como outros com menor incidência nas construções mistas podem ser vistos na figura 2.02.

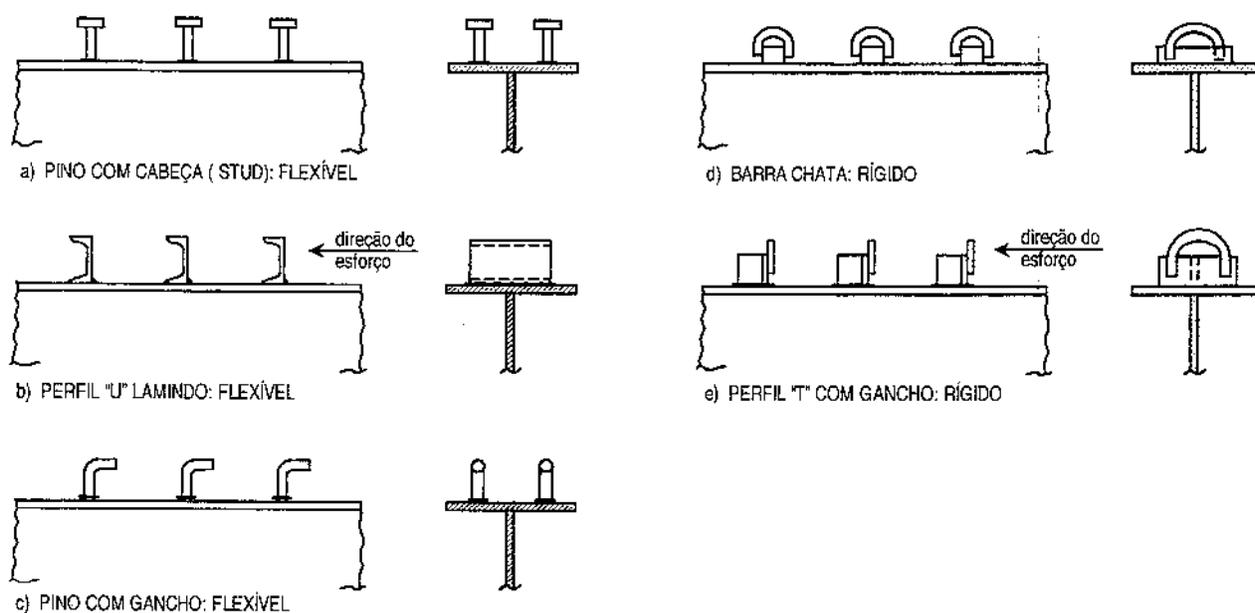


Figura 2.02 – Tipos usuais de conectores

Fonte MALITE, M. (1990), p. 12.

Já o elemento estrutural treliça pode ser definido como sendo uma estrutura plana ou espacial, disposta de arranjos triangulares de elementos reticulares compostos dos mais diversos perfis, normalmente de aço ou madeira, articulados ou não em suas extremidades que devem ser dimensionados a resistir predominantemente esforços axiais, podendo ainda existir flexão através dos chamados momentos residuais, caso não sejam previstas rotulações nos nós das barras constituintes desta estrutura, ou pela existência de excentricidade nas ligações, ou ainda se conter carregamentos distribuídos ao longo de uma ou mais de suas barras constituintes.

Na figura 2.03 são mostrados alguns tipos de treliças e suas respectivas denominações.

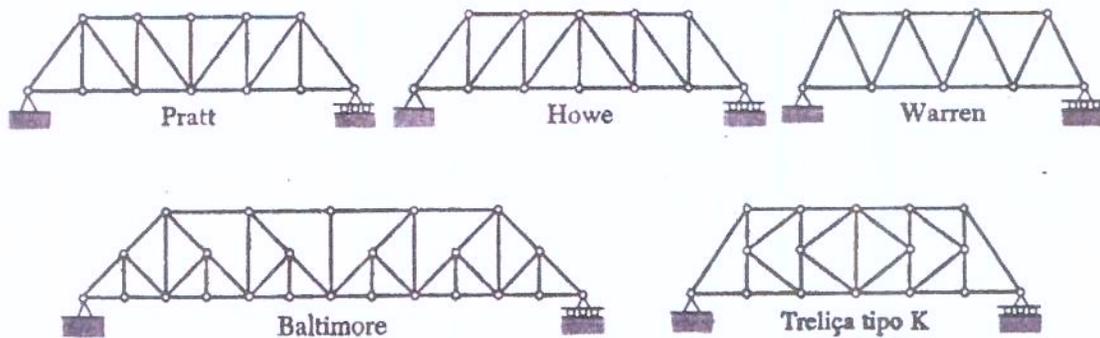


Figura 2.03 – Tipos usuais de Treliças

Fonte: BEER, F. P. & JOHNSTON JR., E. R. (1994), p. 373.

Finalmente, após todas estas definições pode-se descrever a estrutura em foco nesta pesquisa como sendo uma treliça plana, composta de barras de seção tubular, circulares ou retangulares, ou ainda uma composição entre estes perfis, ou seja, de seções tubulares circulares no banzo inferior, nas diagonais e nas montantes e de seção tubular retangular no banzo superior, o qual deve estar conectado a uma mesa de concreto armado ou mista, largura pré-determinada da laje, através dos chamados conectores de cisalhamento. A figura 2.04 mostra, de forma esquemática, a Viga Mista Treliçada.

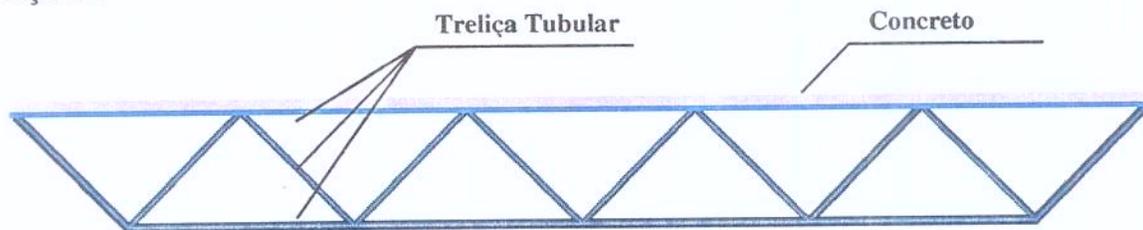


Figura 2.04 – Esquematização da Viga Mista Treliçada

Vigas compostas por aço e concreto têm sido consideradas o sistema estrutural mais eficiente para suportar as ações gravitacionais de pisos em edifícios de andares múltiplos e cargas móveis de pontes e viadutos, devido principalmente à facilidade da construção e à redução de peso e custos da estrutura em geral.

Podem-se enumerar aqui algumas vantagens redundantes deste tipo de estrutura se comparadas a estruturas compostas de concreto armado, como, por exemplo, a possibilidade da dispensa de fôrmas e escoramentos, redução do peso próprio e do volume da estrutura, acarretando na redução das cargas de fundação e conseqüente diminuição de seus custos de materiais e construção, e aumento da precisão dimensional, entre outras, não entrando no mérito da tecnologia e construtividade que acarretam um controle maior sobre a estrutura e rapidez na sua execução.

Estas vantagens ao serem destacadas podem se confundir com as apresentadas por perfis metálicos trabalhando isoladamente na estrutura, já que oferecem os mesmos benefícios qualitativos se comparadas a estruturas de concreto armado. Apesar disto, quantitativamente as vantagens aqui enumeradas se acentuam quando se considera a seção como mista, ressaltando ainda a redução considerável do consumo de aço na estrutura, diminuindo ainda mais as cargas e conseqüentes custos da fundação, assim como as proteções contra incêndio e corrosão.

Em vigas mistas convencionais (aço-concreto), ou seja, compostas de perfis "I", estimam-se que as reduções podem atingir valores que oscilam de 20 a 40% do peso total da estrutura em sistemas bem dimensionados, tirando-se proveito das resistências características de cada material, ou seja, esforços de compressão resistidos pelo concreto e de tração pelo aço.

Buscando uma economia ainda maior neste tipo de estrutura, aumentando ainda mais a porcentagem de redução do consumo de aço estrutural e conseqüentes diminuições do peso e custos da estrutura, procura-se, a partir de um rearranjo estrutural da viga, através da substituição do perfil de alma cheia "I" por uma treliça plana, otimizar a capacidade resistente destes dois materiais.

Além da economia, que estima-se ser de considerável ordem de grandeza, dependendo de algumas variáveis como vão, carregamento e dimensões da treliça, sobre a viga mista de perfil "I", outras vantagens que devem ser ressaltadas são sua utilização em grandes vãos, onde são ultrapassados os limites normalmente aceitos como econômicos para os sistemas que utilizam perfis metálicos, e em situações de projeto com restrições severas de altura interpavimentos, onde sua habilidade em acomodar a passagem de dutos de ventilação, ar condicionado e demais instalações torna-a uma opção bastante atrativa.

A escolha de barras de aço, laminadas em perfis tubulares sem costura, tanto circular quanto retangular, apresentados na figura 2.05, foi feita visando os grandes atrativos que estes trazem em contrapartida a outros perfis, mesmo quando comparados aos de maiores incidências em obras civis, como o perfil "I" para vigas mistas a "Cantoneira" ou perfil "U" comumente utilizados em treliças planas.

Dentre as diversas vantagens destaca-se a alta eficiência estrutural que estas peças trazem por consequência de sua forma geométrica, sendo as mais indicadas para resistir, de maneira econômica, a altas solicitações de esforços axiais, torções e ações combinadas, contrapondo assim sua elevada resistência a seu reduzido peso próprio.

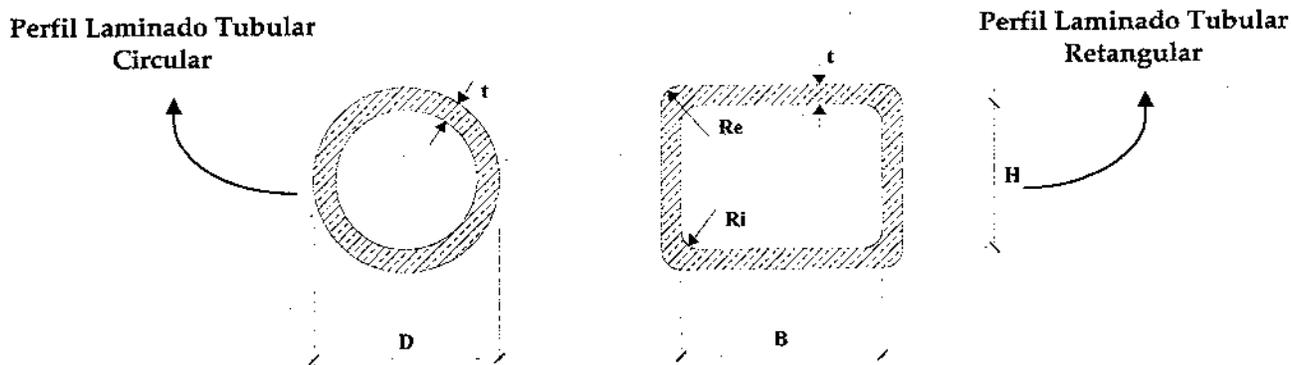


Figura 2.05 – Perfis Tubulares (Circular e Retangular)

Em contrapartida, pode ser apontado como grande desvantagem a dificuldade do dimensionamento de seus detalhes construtivos, como apoios e ligações, principalmente para tubos de perfis circulares, causadas principalmente pela forma geométrica de sua seção transversal, que dificulta a quantificação de suas dimensões bem como a possibilidade de acúmulo excessivo de tensões em pontos destas ligações por falha de execução na sua construção.

Essa desvantagem tende a ser anulada quando percebe-se que as construções de estruturas contendo estes perfis são regidas por um sistema de montagem industrial com alta precisão. Este sistema acarreta ainda a redução significativa do prazo de construção bem como menores custos de manutenção dos canteiros de obra e precisão no orçamento com eliminação dos desperdícios oriundos de improvisações, correções e adequações, comuns nos métodos convencionais de construção.

A utilização destes perfis propicia também a possibilidade de se ter grandes vão vencidos com significativa redução de apoios, menor área de superfície se comparadas a seções abertas, acarretando em menores custos de pintura e proteção contra incêndio, sem mencionar o fator estético e arquitetônico dos quais exprimem aspectos de arrojo e modernidade à construção.

Assim como a maioria das normas internacionais, a norma brasileira de estruturas de aço, que destina um capítulo inteiro exclusivamente às vigas mistas, não tem este tipo de estrutura previsto em seu escopo. Apesar disto, assim como nos EUA e Europa, que também não contém esta estrutura descrita no escopo de suas respectivas normatizações, foram construídas algumas obras civis, como pontes e edificações, das quais dispõe da Viga Mista Treliçada como estrutura portante.

Na tabela 2.1 são expostos, em ordem cronológica decrescente, alguns exemplos significativos de edificações construídas no Brasil, Canadá e EUA das quais utilizaram este tipo estrutura.

<i>Ano</i>	<i>Edifício</i>	<i>Cidade</i>	<i>Número de Andares</i>	<i>Vão (m)</i>	<i>Espaçamento (m)</i>
1995	Enterprise	Poços de Caldas	17	9,0	1,5
1996	Concessionária Rio Jacarepaguá	Rio de Janeiro	3	12,0	2,4
1992	BCE Place II	Toronto	44	14,0	3,0
1991	1000 De La Gauchetiere	Montreal	47	14,9	3,0
1990	CBCE Place, Canada Trust	Toronto	55	14,0	3,0
1990	Hamilton Centre	Regina	15	11,0	3,0
1984	303 W Madison	Chicago	27	15,2	3,0
1983	City Corp. Plaza	Los Angeles	40	13,7	4,6
1983	Principal Plaza	Edmonton	29	11,9	3,0
1978	Republic Plaza	Denver	56	13,1	3,0
1978	Edmonton Centre 3	Edmonton	29	10,7	3,0
1974	Sears Tower	Chicago	109	22,9	4,6
1973	Stelco Tower	Hamilton	26	12,5	1,5
1973	Fourth Financial Center	Wichita	10	24,4	4,6
1972	World Trade Center	New York	110	18,3	1,0

Tabela 2.1 – Edificações com Viga Mista Treliçada

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 118.

O Canadá é um dos poucos países a tratar as treliças mistas, de forma específica, nas normas vigentes (CISC, 2000 [7]) por consequência de seu uso intensivo. Assim como na CISC [7], a proposta de revisão da norma brasileira de aço, NBR 8800/2000 [24], está com a intenção de posicioná-la em seu texto base, mas as discussões mostram a tendência ampla e genérica à qual sua inclusão está sendo tratada, deixando de descrever de forma completa, e específica para este caso, todas peculiaridades e parâmetros necessários para o seu dimensionamento.

Apesar desta falta de interesse das normas internacionais perante as especificações deste tipo de estrutura, existem algumas literaturas especializadas como MERRIL [32], VIEST [35], e até mesmo o nacional QUEIROZ [28] que procuram mostrar, mesmo que de forma genérica, como deve se proceder no cálculo das treliças mistas.

Neste cenário existem alguns artigos técnicos, publicados em algumas das mais respeitáveis revistas da área de engenharia civil, mais especificamente em engenharia estrutural, como é o caso do *Canadian Journal of Civil Engineering*, *Journal of Structural Engineering* e *Journal of Constructional Steel Research*, entre outros, que trazem autores como KRAVANJA [18], BRATTLAND [5] e SAMUELSON [31], pesquisadores de assuntos e discussões específicas sobre as treliças mistas.

Como já mencionado anteriormente, são poucas as literaturas específicas para este tipo de estrutura. Normas como a brasileira (NBR 8800, 1986 [25]), americana (LRFD, 1999 [1]) e européia (Eurocode 4, 2001 [11]) não trazem em seu escopo o tratamento focado nas treliças mistas, deixando a critério do engenheiro projetista tomar decisões e hipóteses, dentro dos parâmetros apresentados nestas normas para outros casos de estruturas mistas, necessárias para seu dimensionamento.

Por outro lado existem algumas literaturas internacionais que mostram as hipóteses e parâmetros de como estas estruturas devem ser tratadas em seus cálculos,

como é o caso da norma canadense (CISC, 2000 [7]), como mencionado anteriormente e do livro SCI-083 [32]. Mas não esqueçamos que os cálculos apresentados nestas literaturas são concordantes aos parâmetros de cálculos e limites impostos pelas normas vigentes de seus respectivos países.

Os estudos terão ainda o amparo de literatura clássica de resistência dos materiais e mecânica estrutural, dos quais podemos destacar os livros do Beer & Johnson [4] e do Chen & Han [6], assim como artigos, tanto clássicos como os mais recentes, sobre o assunto estudado, publicados em jornais especializados de renome internacional.

É através das idéias e considerações de cálculo apresentadas pela literatura internacional, com auxílio de livros clássicos de resistência dos materiais e mecânica estrutural, e artigos publicados em revistas renomadas internacionalmente, que trar-se-ão para a realidade brasileira, através dos parâmetros e limitações tanto da norma nacional vigente (NBR 8800, 1986 [25]) como principalmente da sua proposta de revisão (NBR 8800, 2000 [24]), sendo esta o foco principal da pesquisa, uma formulação de cálculo do dimensionamento das Vigas Mistas Treliçadas, juntamente com uma proposta de anexação desta à norma brasileira.

Será ainda do âmbito desta pesquisa a apresentação de um programa computacional desenvolvido para a automação das treliças mistas, obedecendo e seguindo os parâmetros apresentados ao longo deste trabalho.

TERCEIRO CAPÍTULO

– Revisão Bibliográfica –

3.1. Vantagens e Desvantagens de um Sistema de Treliças Mistas	037
3.2. Especificações e Considerações Gerais	043
3.2.1. Regras Gerais	043
3.2.2. Carregamento	045
3.2.3. Estado Limite Último	047
3.2.4. A Treliça Plana	048
3.2.5. Perfis Tubulares de Seção Retangular ou Circular	052
3.3. Banzo Superior	056
3.4. Banzo Inferior	059
3.5. Diagonais e Montantes (“Web Members”)	062
3.6. Conectores de Cisalhamento	063
3.7. Laje de Concreto	082
3.8. Dimensionamento das Treliças Mistas	089
3.9. Estado Limite de Utilização	097

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste presente capítulo serão abordados e especificados os tópicos e bibliografias que influenciaram todo o desenvolvimento teórico desta pesquisa, mostrando por conseqüência como tanto os pesquisadores, através de artigos publicados e autores de literaturas específicas, quanto as principais normatizações tratam as Vigas Mistas Treliçadas, assunto cada vez mais explorado e em pauta de novas pesquisas.

3.1. Vantagens e Desvantagens de um Sistema de Treliças Mistas

Ao longo dos anos, em diversos livros e artigos publicados, há uma certa convergência sobre as opiniões de diversos autores quanto a eficiência e vantagens da utilização de um sistema misto treliçado em estruturas portantes, especificamente tratando de vigas mistas treliçadas.

Uma das referências européias sobre o assunto, **SCI-083. Merrill (1992) [32]** – literatura desenvolvida como uma espécie de anexo do **Eurocode 4 (1992) [12]** contendo especificações das treliças mistas, baseada na norma britânica **BS 5950** (partes 1 e 3) – *British Standards Institute* – e concordante com as limitações do próprio **Eurocode 4**

(1992) [12] -- refere-se às treliças mistas como as vigas que, teoricamente, apresentam os menores pesos próprios de estrutura portante, além de um sistema de área livre entre barras que possibilita a acomodação de um grande número de dutos e sistemas prediais, como tubulação de água, esgoto, gás e incêndio, entre outros.

O mesmo ocorre na visão de autores nacionais, como é o caso do **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]**, influenciado por literaturas internacionais, descreve como uma das principais vantagens o intensivo uso das treliças mistas em edificações que existam severas restrições de altura interpavimentos, onde sua habilidade em acomodar a passagem de dutos e demais instalações torna-a uma opção bastante atrativa, quando não a única possível.

Mais recentemente, **Samuelson (2002) [31]**, de forma mais direta e completa, enumera em seu trabalho uma lista de vantagens às quais deve-se ponderá-las e tê-las em consideração na tomada de decisão pela escolha do sistema construtivo apropriado, são elas:

- “Habilidade” de alocação de dutos e sistemas prediais, tanto de pequena quanto de grandes dimensões;
- Facilidade de realocação de dutos e sistemas prediais durante a vida útil da edificação;
- Melhor utilização e aproveitamento do espaço pleno;
- Devido ao peso próprio reduzido tende a diminuir o custo estrutural como um todo da edificação (das próprias vigas, pilares e fundações);
- Simplificação na elevação da edificação e conexões proporcionando uma rápida construção;
- Possibilidade de grandes vãos dão à edificação a possibilidade de máxima flexibilidade no layout das plantas;

- Habilidade de prover customizadas composições de treliças mistas para qualquer carregamento e necessidade de utilização.

À margem desta convergência está o trabalho publicado por **Kravanja; Silih (2002) [18]**, o qual, através de análises computacionais faz comparações de ordem física e principalmente econômica entre as vigas mistas convencionais (utilizando perfil "I") e as treliças mistas. Baseado em normas e especificações européias, o autor cita alguns tópicos que vão de encontro às demais literaturas, como é o caso de sua recomendação à utilização de vigas de alma cheia (perfil "I") em casos de altos valores de carregamentos atuantes, limitando assim a Viga Mista Treliçada a carregamentos de ordem inferior.

Mas não é só em contrapor fatos existentes e amplamente aceitos que **Kravanja; Silih (2002) [18]** se baseia, citando pontos concordantes e complementares às especificações apresentadas na literatura em geral. Um grande exemplo disto é sua citação como grande vantagem do sistema misto treliçado a capacidade de vencer altos valores de vãos com maior economia, apresentando baixa massa própria (peso próprio).

Em contrapartida, as treliças mistas apresentam algumas desvantagens que, dependendo das necessidades e exigências do projeto, podem inviabilizar sua escolha. Entre as principais estão as referenciadas pela **SCI-083. Merril (1992) [32]**, como é o caso do alto custo e especialização de sua fabricação, sendo requerido um sistema industrial de montagem, assim como um maior custo da proteção necessária contra o fogo se comparada às estruturas convencionais mistas.

Quanto à escolha de barras de aço laminadas em perfis tubulares sem costura, circulares retangulares, para compor as barras da Viga Mista Treliçada, foi feita visando os grandes atrativos que estas trazem em contrapartida a outros perfis. É justamente nisto que a **SCI-083. Merril (1992) [32]** se apóia ao discorrer sobre as barras tubulares quanto a sua eficiência estrutural e a minimização do efeito e presença de

excentricidades nas ligações devido a ampla possibilidade de posicionamento das barras e principalmente ao seu alto grau de especialização na montagem.

Apesar da existência de pontos discordantes entre os diversos trabalhos, há pelo menos um tópico de convergência entre eles, a existência de uma intrínseca ligação da viabilidade econômica do sistema misto treliçado com o vão a ser vencido. Para isto, há um coro quase que unânime da literatura específica sobre a limitação do uso das Vigas Mistas Treliçadas a grandes vãos.

Os valores encontrados, nas diversas literaturas, para a limitação da viabilidade econômica do sistema são convergentes em sua ordem de grandeza, diferenciando apenas os valores específicos dos intervalos.

Dentro deste paradigma, **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]** descreve a utilização das treliças mistas como interessante quando o vão a ser vencido pela viga ultrapassar o limite normalmente aceito como econômico para os sistemas que utilizam perfis de alma cheia laminados ou soldados, valor este que gira em torno dos 15 a 20 metros. Já **SCI-083. Merril (1992) [32]**, além de posicionar como mais vantajosa a relação vão/altura da viga entre 15 a 20, descreve como economicamente viáveis vãos acima de 12 metros, expondo os seguintes intervalos:

- < 12 m – estrutura mista convencional (perfil "I");
- $12 < L < 15$ m – depende do carregamento existente;
- > 18 m - VMT mais econômico.

É desta necessidade de se impor limites ótimos para a utilização das treliças mistas que **Kravanja; Silih (2002) [18]** desenvolve seu trabalho. Baseado em comparações feitas entre treliças mistas, utilizando a composição tipo Pratt, com estruturas mistas convencionais (vigas de alma cheia compostas por perfis ""I"),

dimensionadas e calculadas de acordo com a SCI-083. Merrill (1992) [32] e obedecendo as especificações do Eurocode 4 (1992) [12] (para limites últimos – serviço).

Apesar de não ser de grande utilidade para a realidade brasileira, já que utiliza normas e especificações européias (como razão do custo dos perfis tubulares comparados ao preço das chapas de aço no mercado europeu) para o desenvolvimento do trabalho e obtenção dos resultados, Kravanja; Silih (2002) [18] nos serve de primeiro parâmetro no estudo de viabilidade econômica das Vigas Mistas Treliçadas, principalmente na comparação das massas utilizadas (peso próprio) nos perfis "I" e treliças em diversos níveis de carregamentos e vãos.

A figura 3.01 mostra os valores obtidos de massa por metro quadrado de superfície para vigas mistas convencionais (perfil "I") para diversos carregamentos.

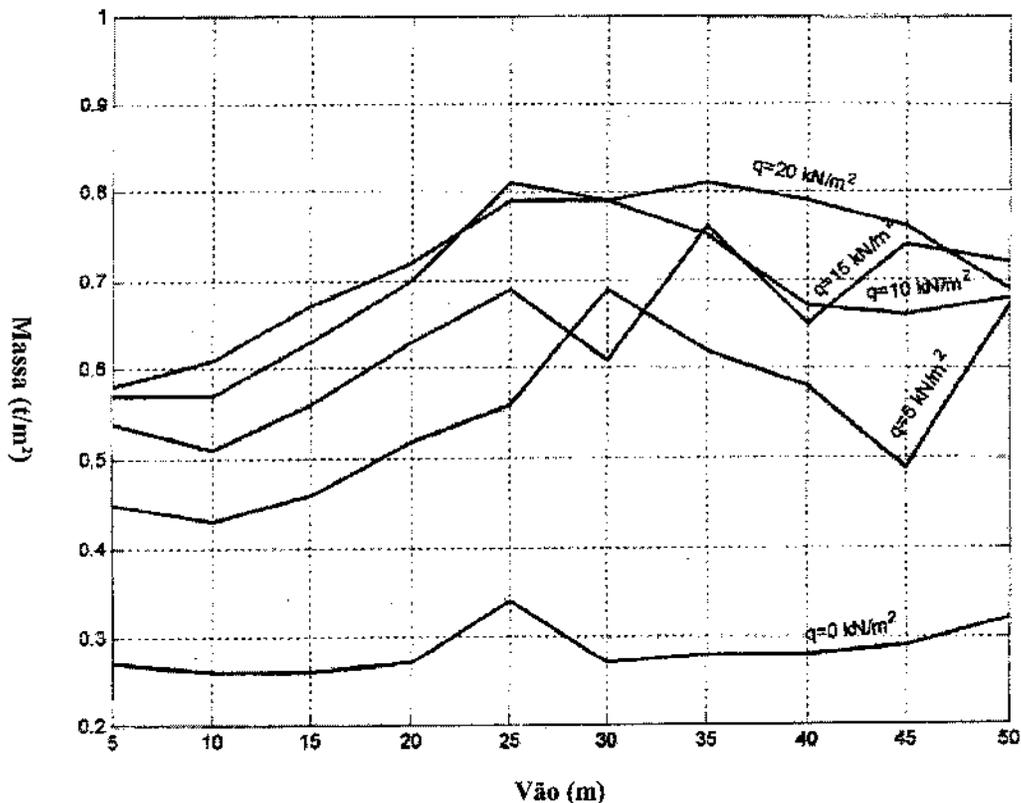


Figura 3.01 – Vão x Peso Próprio para vigas mistas convencionais

Fonte: KRAVANJA, S. & SILIH, S. (2002), p. 618.

A figura 3.02 mostra os valores obtidos de massa por metro quadrado de superfície para treliças mistas com $RPA=1,50$ (RPA é a razão do preço do aço entre perfis tubulares e chapas de aço), para diversos carregamentos.

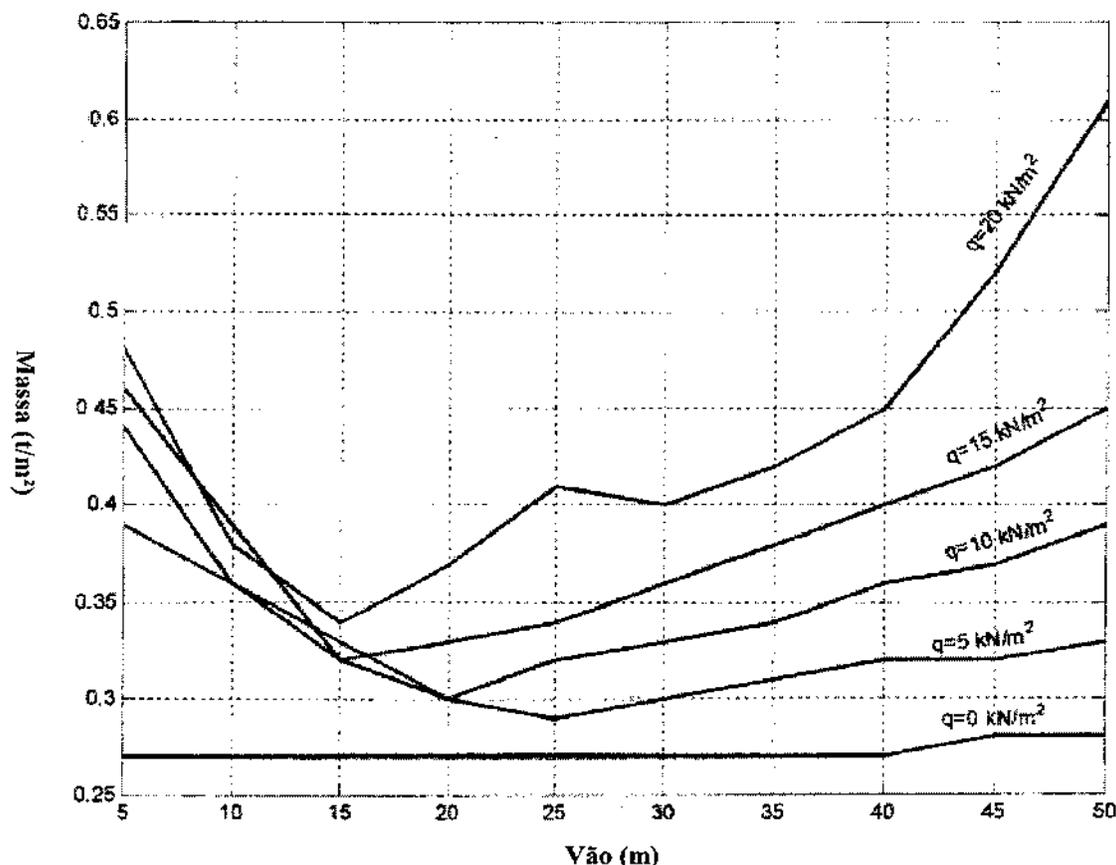


Figura 3.02 – Vão x Peso Próprio para treliças mistas

Fonte: KRAVANJA, S. & SILIH, S. (2002), p. 619.

Em suma, a importância das treliças mistas na construção civil moderna é sintetizada através de uma frase simplista tirada de SCI-083. Merrill (1992) [32] e traduzida como: "As Vigas Mistas Treliçadas combinam a eficiência da forma treliçada com a rapidez e economia das estruturas mistas".

3.2. Especificações e Considerações Gerais

Em termos de regras gerais para a consideração das treliças mistas vêm-se opiniões e especificações hora conflitantes, hora convergentes considerados pelos autores em suas respectivas pesquisas e publicações. Neste contexto, serão apresentadas neste presente tópico todas as premissas abordadas pelos diferentes autores referenciados nesta pesquisa.

3.2.1. Regras Gerais

Um bom parâmetro para um primeiro contato com o assunto é o **ASCE (1996)** [3]. Sendo esta uma publicação baseada em formulações e especificações contidas na **AISC-LRFD (1993)** e concordante com **ASD, SJI (1992)**, **AISC (1989)** e **CISC (1989)**, situa os cálculos e considerações da Viga Mista Treliçada no âmbito nacional, já que a **NBR 8800 (2003)** [24] é baseada em grande parte na **AISC-LRFD (1999)** [1] e concordante com as demais normatizações citadas acima, principalmente na **CISC (2000)** [7] quanto ao assunto específico das treliças mistas.

Nesta, como na maioria das publicações encontradas, a estrutura mista treliçada apresenta-se limitada por algumas suposições e especificações tanto no arranjo estático da estrutura como nas suposições de cálculos.

A primeira delas é a necessidade de se ter carregamentos distribuído ao longo das barras e concentrado nos "*panel points*" (nós do banzo superior). Segundo o autor isto se aplica devido ao fato de se ter insuficientes experimentos evidenciando sistemas estáticos e condições de carregamentos mais complexos, além de significantes

momentos fletores aparecer, caso considerado uma grande quantidade de carregamentos concentrados localizados fora dos nós do banzo superior, nas outras partes da estrutura (banzo inferior, diagonais e montantes), já que a rigidez das ligações soldadas entre elementos da treliça transmite momentos.

Um segundo fator abordado pelo autor e diretamente ligado ao anterior é a necessidade de se ter a estrutura simplesmente apoiada, além da não consideração do sistema lateral de resistência a carregamentos. Por fim o autor defende a tese, bastante discutida no meio acadêmico, de que a Viga Mista Treliçada deve apresentar interação completa entre laje de concreto e viga metálica.

Segundo **ASCE (1996) [3]**, referente aos dois últimos critérios acima, explica que estas recomendações são aconselhadas pelo fato de não existirem estudos mais detalhados mostrando o comportamento da estrutura tanto para a ocorrência de momentos negativos na estrutura quanto para interações parciais concreto-aço, fazendo ainda uma ressalva sobre este último tópico de que, segundo o autor, há uma preocupação generalizada de que a interação parcial resultará em um colapso frágil da estrutura.

Contrapondo a **ASCE (1996) [3]**, o **SCI-083. Merrill (1992) [32]**, baseado em normas europeias, especifica que a interação total é necessária, mas pode-se ter interação parcial, se do gosto do projetista, desde que, sempre com o auxílio de ensaios, o vão seja menor que 16 metros.

Por fim, a **CISC (2000) [7]** cita a necessidade de se dimensionar as conexões de apoio a fim de transmitir todos os esforços e garantir sua condição de articulação, fazendo com que a estrutura apresente-se como bi-apoiada. Já **Fruchtengarten (2003) [14]** alerta sobre a necessidade de travamento do banzo superior antes da cura do

concreto, a fim de evitar torções laterais e ações de segunda ordem na fase de construção.

3.2.2. Carregamentos

Quanto aos carregamentos, a principal referência é a **CISC (2000)** [7], trazendo em seu escopo especificações e condições gerais para os cálculos e dimensionamentos da estrutura. Para isto a norma limita sua atuação somente para estruturas com simetria no plano da própria treliça.

Outra restrição é sua limitação ao dimensionamento de estruturas com carregamentos atuantes no plano da treliça, aplicados no banzo superior, o qual deve ser prevenido contra eventuais efeitos de segunda ordem como é o caso da torção lateral.

Para simplificação dos cálculos estáticos das treliças mistas a **CISC (2000)** [7] prevê a utilização de um carregamento equivalente. Para isto, segundo a norma, deve-se transformar os carregamentos distribuídos em várias ações concentradas, estaticamente equivalentes, e distribuí-las ao longo da treliça nos “panels points” (nós do banzo superior).

Este procedimento tornou-se fato corrente nas pesquisas, principalmente as que se utilizam de ensaios laboratoriais como comprovação de suas teorias, já que sua utilização simplifica demais a execução dos respectivos experimentos.

Por fim, a **CISC (2000)** [7] especifica que, se de necessidade do projeto ou vontade do projetista, não forem seguidas as especificações descritas em seu escopo, deve-se

realizar testes com carregamentos de 0,90 à 1,10 vezes o carregamento citado em projeto e verificar o comportamento da estrutura nestes casos.

Já quanto a quantificação dos carregamentos existentes, a **SCI-083. Merrill (1992)** [32], baseada em normas e na realidade europeia, é a única das bibliografias, das aqui referenciadas, a descrever de forma específica todos os carregamentos existentes nas treliças mistas. Para esta, os carregamentos primários tipicamente aplicados às treliças mistas são:

- **Peso Próprio** da estrutura mista, composta pela laje de concreto e treliça metálica, definida com o valor de $2,3 \text{ kN/m}^2$, com ressalvas à variação deste valor quanto à variação da espessura da laje;
- **Cargas de Construção**, consistindo em um carregamento imposto ao deck antes do desenvolvimento das ações mistas da treliça, ou seja, antes da cura do concreto, definida com o valor de $0,5 \text{ kN/m}^2$;
- **Cargas Permanentes**, descrita como sendo os carregamentos de serviço, acabamento dos pisos e coberturas, definida com o valor de $0,85 \text{ kN/m}^2$;
- **Cargas Impostas**, mais conhecida como sobrecarga, consistindo no carregamento de projeto da edificação (incluindo divisórias) e definida como sendo $4,35 \text{ kN/m}^2$.

Destes, o autor descreve como sendo aplicados para os cálculos antes da cura do concreto, fase de construção, o **Peso Próprio** da estrutura e as **Cargas de Construção**. Já para a fase de serviço, depois da cura do concreto, todos os carregamentos, com exceção das **Cargas de Construção** podem ser usados nos cálculos.

3.2.3. Estado Limite Último

Quanto ao colapso, **ASCE (1996) [3]** descreve uma lista de possíveis falências das treliças mistas, são elas: escoamento do banzo inferior, esmagamento da laje de concreto, ruína dos conectores de cisalhamento, escoamento das diagonais ou montantes e instabilidades ocorridas durante e depois da construção. Destaca ainda com menor ênfase a torção das diagonais, montantes e banzo superior durante a fase de construção.

A **ASCE (1996) [3]** expõe ainda que para evitar frágeis e potencialmente catastróficos colapsos na estrutura, deve-se dimensioná-la a ter como ruína o escoamento dúctil do banzo inferior. Alertando ainda a verificação de testes que mostram a impossibilidade de se evitar falências tardias após a ocorrência de escoamentos significantes pelo envolvimento de brutais distorções.

O mesmo ocorre com **Fruchtengarten (2003) [14]** que, seguindo tendências generalizadas e citando trabalhos de **Azmi (1972)** e **Brattland; Kenedy (1986)**, descreve que o colapso das treliças mistas ocorre para tensões no banzo inferior excedendo o limite de escoamento do aço.

Da mesma forma, **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]** expõe que alguns autores recomendam que, procurando garantir a ductilidade, o modo de ruína das treliças mistas seja o escoamento da corda inferior (banzo inferior), evitando outros modos menos dúcteis como flambagem de diagonais e montantes comprimidas ou ruína dos conectores.

Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28] descreve ainda que pesquisas dos EUA e Canadá indicam perda significativa de ductilidade caso estes modos de colapso não sejam evitados, para isso, "alguns autores" (sem explicitar algum específico) sugerem

que se dimensionem as diagonais e as montantes, os conectores e as ligações dos elementos com esforços correspondentes ao escoamento do BI multiplicado pela relação f_u/f_y (limite de ruptura do aço/ limite de escoamento do aço). Fato este que, segundo ainda o autor, não é aceito universalmente, sendo recomendado assim o cálculo pelo processo convencional.

3.2.4. A Treliça Plana

Para este tópico será referenciado particularmente uma única bibliografia, **SCI-083. Merril (1992) [32]**, o qual traz e engloba, de forma completa e concisa, especificações diretas das treliças metálicas quanto a sua geometria, dimensões, localização e participação, em conjunto com a laje de concreto, na estrutura geral da edificação.

Para o **SCI-083. Merril (1992) [32]**, as configurações de treliças mais utilizadas para este tipo de estrutura portante são as Warren e Pratt, citando ainda a Warren como a mais eficiente estaticamente e a única que possibilita de forma hábil a implantação dos chamados painéis vierendeel.

Dissertando ainda sobre o painel vierendeel, o **SCI-083. Merril (1992) [32]** traz em seu corpo limitações quanto a especificações e dimensões a ser considerados no projeto. A primeira é quanto ao vão máximo a ser considerado nos painéis, limitando seu valor em duas vezes a altura da treliça mista (distância entre banzos). Em segundo, ainda referente ao vão do painel vierendeel, sua limitação vem na ordem de 10 vezes a altura ou diâmetro do perfil da menor corda (banzo superior ou inferior). Por fim, descreve a necessidade de se ter perfis não esbeltos tanto no banzo superior quanto no inferior.

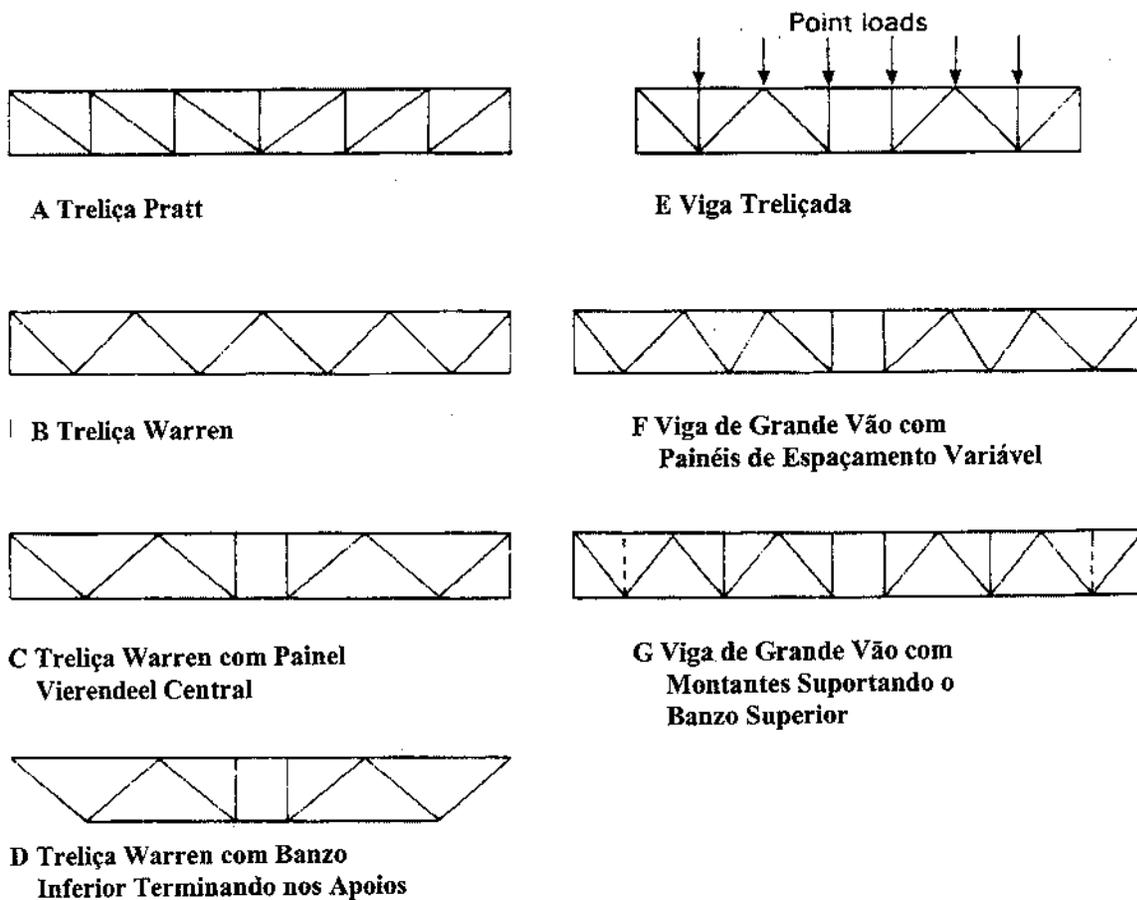


Figura 3.03 – Diferentes Composições de Treliças

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 06.

Já a escolha na angulação das diagonais traz uma série de características próprias das estruturas as quais, de acordo com as necessidades e limitações encontradas no projeto, devem ser analisadas e ponderadas para a escolha do melhor modelo a ser adotado. Segundo o **SCI-083. Merrill (1992) [32]**, são elas:

- Tipo A - $\alpha \gg 45^\circ$:
 - Pequenos vãos das peças do banzo superior permitindo menores perfis;
 - Maior ângulo de incidência reduz as forças atuantes e seus comprimentos, permitindo o uso de menores perfis e estruturas menos reforçadas.
- Tipo B - $\alpha \ll 45^\circ$:
 - Menor nº de barras reduzindo custos de fabricação;

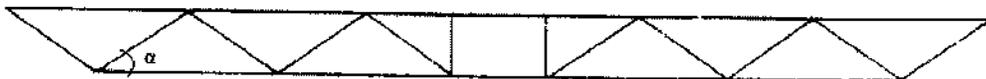
- Grande espaço disponível para passagem de dutos e sistemas prediais
- Poucos membros para proteção contra fogo (economia).
- Tipo C – $\alpha \sim 45^\circ$:
 - Melhor aproveitamento das barras;
 - Nós permitem alinhamento com barras secundárias.



Tipo A



Tipo B



Tipo C

Figura 3.04 – Angulação das Diagonais para Treliças Tipo Warren

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 07.

Sobre o arranjo estrutural, o **SCI-083. Merrill (1992) [32]** descreve dois tipos de treliças mistas a serem localizadas na edificação. De um lado tem-se as chamadas treliças secundárias, responsáveis pelo suporte direto da laje/cobertura as quais podem estar apoiadas diretamente nos pilares, vigas de alma cheia ou ainda em outras treliças. De outro as treliças primárias, responsáveis pelo suporte das vigas ou treliças secundárias as quais por sua vez suportam as lajes/coberturas.

Segundo ainda o **SCI-083. Merrill (1992) [32]**, há um grande número possível de variação no arranjo destas treliças. Um exemplo citado é quando da ocorrência de

grandes vãos, em ambas direções, treliças mistas podem ser utilizadas para suportar tanto a laje/cobertura, agindo como estrutura secundária, quanto outras treliças, agora como primária, podendo ainda ser utilizado outros tipos de vigas em conjunto como, por exemplo, vigas mistas de perfil de alma cheia em arranjo com as treliças como vigas primárias ou secundárias.

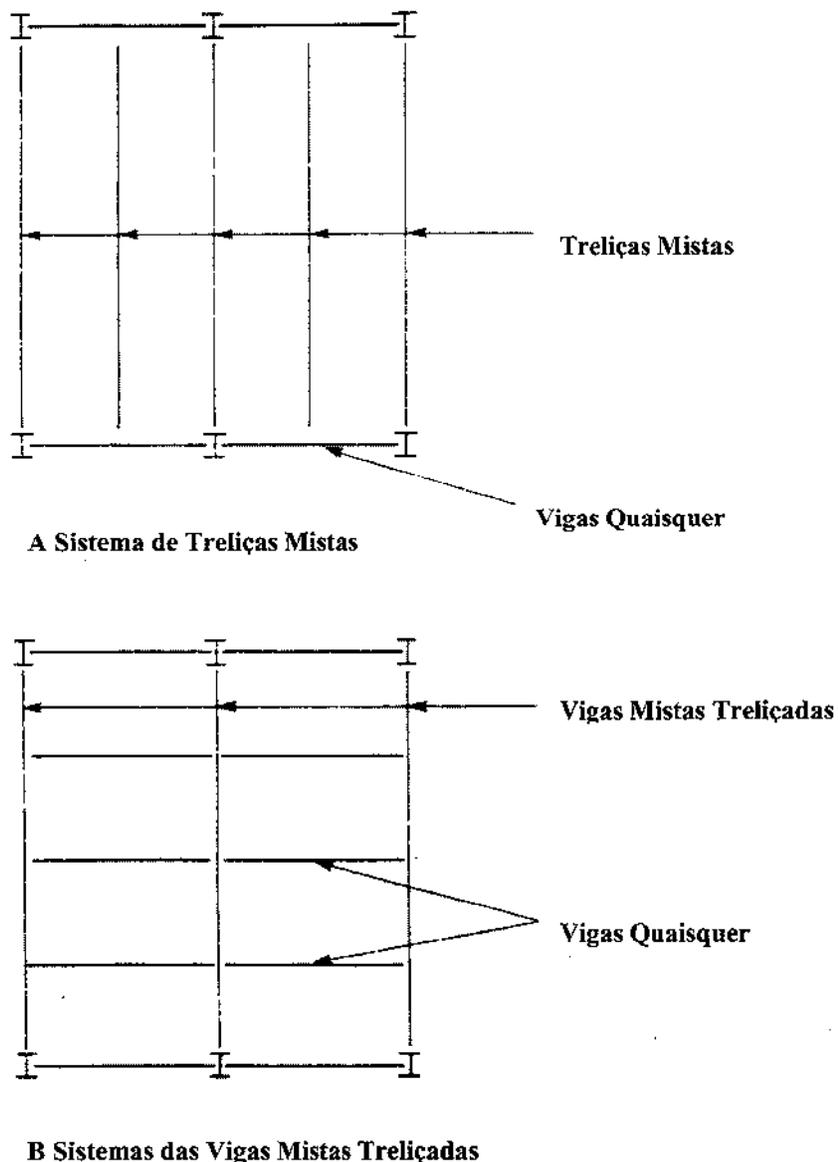


Figura 3.05 – Arranjo Estrutural das Treliças
 Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 05.

Quanto ao espaçamento entre as treliças mistas, o **SCI-083. Merrill (1992) [32]** descreve como sendo uma variável a ser governada pelo vão máximo da laje ou cobertura. Como forma de economia no número de membros requeridos, este espaçamento deve ser o mais largo possível, sendo limitado em 3,5 metros para edificações com necessidade de verificação a incêndio, descrevendo como 3,0 metros a distância usualmente utilizada, e 4,5 metros a estruturas que não se fazem necessário um controle mais rígido de proteção a incêndios.

Por fim, o autor destaca o fato de que treliças com excentricidade nos nós podem ser tão eficientes quanto as sem excentricidade, deixando a cargo do projetista a possibilidade de se ter as diagonais separadas a fim de diminuir as excentricidades na fase composta da estrutura (pós-construção), já que os nós da treliça, pertencentes ao banzo superior, nesta fase localizam-se na laje de concreto.

3.2.5. Perfis Tubulares de Seção Retangular ou Circular

Sobre perfis tubulares, há uma certa divergência nas especificações das diversas normatizações aqui referenciadas. A seguir serão descritas as principais limitações quanto às dimensões dos perfis e suas especificações de cálculo.

Primeiramente a **CISC (2000) [7]** aborda este tipo de especificação limitando as dimensões dos perfis tubulares quanto a três fatores diferentes, são eles:

- Perfil Retangular

- Dimensionamento Plástico – $B/t \leq 420 / \sqrt{f_y}$

- Perfil Não Esbelto – $B/t \leq 525 / \sqrt{f_y}$

➤ Perfil Esbelto – $B/t \leq 670/\sqrt{f_y}$

▪ Perfil Circular

➤ Dimensionamento Plástico – $D/t \leq 13000/f_y$ (flexão)

➤ Perfil Não Esbelto – $D/t \leq 18000/f_y$ (flexão)

➤ Perfil Esbelto:

– $D/t \leq 6600/f_y$ (flexão)

– $D/t \leq 23000/f_y$ (compressão)

Por sua vez, a **AISC-LRFD (1999)** [1] recomenda em seu escopo as seguintes especificações e limitações:

▪ Perfil Retangular

➤ Perfil Não Esbelto :

– Compressão Uniforme – $B/t \leq 1,40 \cdot \sqrt{E/f_y}$

– Análise Plástica – $B/t \leq 0,939 \cdot \sqrt{E/f_y}$

➤ Perfil Esbelto:

– Compressão Uniforme – $B/t \leq 1,40 \cdot \sqrt{E/f_y}$

▪ Perfil Circular

➤ Perfil Não Esbelto :

– Dimensionamento Plástico – $D/t \leq 0,045 \cdot E/f_y$

– $D/t \leq 0,07 \cdot E/f_y$ (flexão)

➤ Perfil Esbelto:

– $D/t \leq 0,11 \cdot E/f_y$ (compressão)

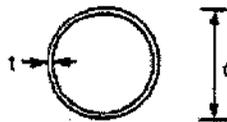
– $D/t \leq 0,31 \cdot E/f_y$ (flexão)

Já o **Eurocode 3 (2001)** [10] e **Eurocode 4 (1992)** [12] descrevem as limitações das relações geométricas dos perfis dividindo-os em três grupos, denominados lá como classes e descritos abaixo:

- Classe 1 – São seções que podem formar uma rótula plástica com capacidade de rotação requerida para rótulas plásticas;
- Classe 2 – São seções que podem desenvolver resistência ao momento plástico, mas tem capacidade limitada de rotação;
- Classe 3 – São seções as quais o aço se apresenta dentro do limite elástico de solicitação, dos quais os esforços calculados na extrema fibra comprimida da barra podem alcançar o escoamento do aço.

Definidas assim as classes, o **Eurocode 3 (2001)** [10] e o **Eurocode 4 (1992)** [12] descrevem as seguintes limitações, representadas abaixo através dos quadros tirados da própria norma.

- Perfil Circular

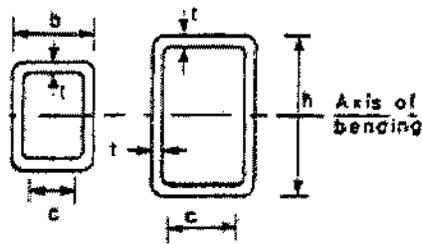


Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1	0,85	0,66	0,56	0,51

Tabela 3.01 – Limitações da Geometria dos Perfis Tubulares Circulares

Fonte: EUROCODE 4. 3rd DRAFT (2001), p. 37.

▪ Perfil Retangular



Class	Element subject to bending	Element subject to compression	Element subject to bending and compression			
Stress distribution in element (compression positive)						
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	when $\alpha > 0.5$: $c/t \leq 396e/(13\alpha - 1)$ when $\alpha \leq 0.5$: $c/t \leq 36e/\alpha$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	when $\alpha > 0.5$: $c/t \leq 456e/(13\alpha - 1)$ when $\alpha \leq 0.5$: $c/t \leq 41.5e/\alpha$			
Stress distribution in element (compression positive)						
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	when $\psi > -1$: $c/t \leq 42e/(0.67 + 0.33\psi)$ when $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62e(1-\psi) \sqrt{(-\psi)}$			
$e = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	e	1	0.92	0.81	0.75	0.71

Tabela 3.02 – Limitações da Geometria dos Perfis Tubulares Retangulares

Fonte: EUROCODE 4. 3rd DRAFT (2001), p. 35.

Por fim, a **NBR 8800 (2003)** [24] limita as dimensões quanto a esbelteza dos perfis. Os limites apresentados em norma são:

- Perfil Retangular

- Flambagem Local da Mesa (FLM) – $B/t \leq 1,40 \cdot \sqrt{E/f_y}$

- Flambagem Local da Mesa comprimida (FLA) – $B/t \leq 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$

- Perfil Circular

- Flambagem Local da Parede do tubo (FLP) – $D/t \leq 0,45 \cdot \sqrt{E/f_y}$

3.3. Banzo Superior

Segundo a **ASCE (1996)** [3], há duas principais funções desenvolvidas pelo banzo superior, ou corda comprimida, na treliça mista. Primeiramente é a de fornecer uma superfície plana para o posicionamento e soldagem dos conectores de cisalhamento na viga de aço.

A segunda é ser o elemento que deve resistir aos esforços dos “*end panels*”, ou seja, da corda superior nos módulos extremos da treliça mista, como um membro “não misto” durante a vida útil da estrutura – depois da cura do concreto – caso não houver confiança nas ações mistas ou ainda não serem previstos conectores além do apoio da viga ou com espaçamento mínimo de 300 mm nos módulos de extremidade da treliça.

Influenciado por alguns autores, **Fruchtengarten (2003)** [14] define, de forma simplista, a ação do banzo superior como sendo o responsável, na fase de construção da

estrutura (antes da cura do concreto), pela resistência dos esforços de compressão da treliça metálica isolada, tomada pelo autor como treliça ideal, com todos os carregamentos atuantes transformados em concentrados e localizados nos nós da estrutura.

Já quanto sua ação depois da cura do concreto, o autor, referenciando recomendações da **CAN/CSA (1989)** – *Canadian Standards Association* – descreve a desnecessidade de sua consideração nos cálculos das propriedades geométricas da seção mista, assim como do momento fletor resistentes, já que a linha neutra plástica da seção mista, localizada na laje de concreto, situa-se muito próxima da força resultante de tração proveniente do banzo superior, tendo deste modo uma contribuição muito pequena para a resistência final da seção mista.

Opinião esta que converge com a descrita por **Samuelson (2002)** [31]. Em seu trabalho, baseado em ensaios laboratoriais executados por alguns pesquisadores, como *Lembeck (1965)*, *Azmi (1972)* e *Brattland & Kennedy (1992)*, entre outros, disserta sobre o ganho reduzido da capacidade portante da estrutura quanto da consideração do banzo superior nos cálculos dos esforços resistentes (momento fletor resistente) da treliça mista.

Discordando de **Samuelson (2002)** [31] e das descrições feitas por si, quando de sua referencia a **CAN/CSA (1989)**, **Fruchtengarten (2003)** [14] defende a possibilidade da existência de uma significativa influência que o banzo superior pode ter, tanto quando de sua ação isolada quanto mista, sobre os esforços na estrutura. Isto se dá pela eventualidade de se ter alturas consideráveis do perfil de aço do banzo superior, seja por razões construtivas ou para conferir resistência adequada na fase de construção.

Para isto, o autor, citando ensaios realizados por *Maurer & Kennedy (1994)*, os quais apresentaram colapso induzido pela ruptura prematura dos conectores de cisalhamento, propõe que o banzo superior apresente dimensões menores possíveis, a

fim de reduzir a parcela da força cortante horizontal desta a serem transmitidas pelos conectores.

Isto se deve ao fato dos ensaios acusarem que perto da carga de ruptura da treliça o banzo superior atingiu valores de tensão de tração muito elevados, próximos ao valor de escoamento, fazendo com que os conectores, dimensionados para transmitir apenas a força de tração do banzo inferior, impossibilitassem a treliça mista de atingir valores superiores de resistência.

Fruchtengarten (2003) [14] recomenda ainda que o banzo superior deve resistir à totalidade da componente horizontal da primeira diagonal, no primeiro módulo da treliça, descrevendo este como sendo um efeito localizado pois os conectores exercem a redistribuição das forças normais provenientes das diagonais para a laje.

Por fim, o autor descreve que o banzo superior e a laje formam uma viga mista desde o início do carregamento, já que o comportamento primário de treliça mista é o condicionante até o escoamento total do BI, após isto ocorre uma grande redistribuição de esforços na estrutura, onde após o escoamento integral das diagonais e montantes, a estrutura se comporta como uma viga mista formada apenas pelo banzo superior e a laje, enquanto o banzo inferior permanece totalmente plastificado.

A **CISC (2000) [7]**, por sua vez, considera o banzo superior como uma corda comprimida que pode ser contínua e deve ser dimensionada a resistir somente esforços axiais de compressão desde que seu comprimento, dentro de um módulo da treliça, não exceder 610 mm, ou quando forças concentradas não forem aplicadas fora de seus nós ou ainda quando da não existência de excentricidades em excesso em suas ligações.

Dentro desta realidade, a **CISC (2000) [7]** destaca que, quando os módulos excederem os 610 mm estipulados em norma, o banzo superior deve ser dimensionado

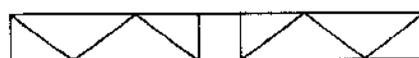
como uma peça contínua sujeita à combinação de esforços axiais e momentos fletores (flexão composta).

Quanto ao índice de esbeltez ($\lambda=K.L/r$) de peças comprimidas nas treliças mistas, a CISC (2000) [7] limita seus valores a 90 para painéis (módulos) interiores e 120 para painéis de extremidades, onde os valores devem ser governados pelo maior encontrado abaixo:

- $K.L_x/r_x$ – com L_x sendo a distância de nó a nó das barras e $K=0,9$;
- $K.L_y/r_y$ – com L_y sendo a distância dos conectores de cisalhamento e $K=1,0$;
- $K.L_z/r_z$ – com L_z sendo a distância de nó a nó das barras ou o espaçamento dos conectores de cisalhamento, ou ainda ambos, e $K=0,9$.

3.4. Banzo Inferior

Descrições sobre a geometria do banzo inferior são feitas pela SCI-083. Merrill (1992) [32], a qual expõe a possibilidade deste apresentar-se de duas formas, podendo terminar no último módulo da treliça ou ainda estender-se até o apoio da estrutura. A figura 3.06 demonstra estas composições.



Treliça Warren com Painel Central
Vierendeel



Treliça Warren com Banzo Inferior
Terminando nos Apoios

Figura 3.06 – Arranjo Estrutural do Banzo Inferior

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 06.

Segundo o autor, geralmente quando a treliça mista é usada como membro secundário da estrutura, o banzo inferior pode terminar antes do apoio, ou seja, no último módulo. Já quando a treliça age como primária, ou ainda quando suporta grandes cargas pontuais, concentradas, é recomendado que o banzo se estenda até o apoio a fim de aumentar a resistência da estrutura à flambagem lateral por distorção. A figura 3.07 demonstra estas flambagens tanto para as treliças isoladas, fase não composta da estrutura, quanto para as treliças mistas.

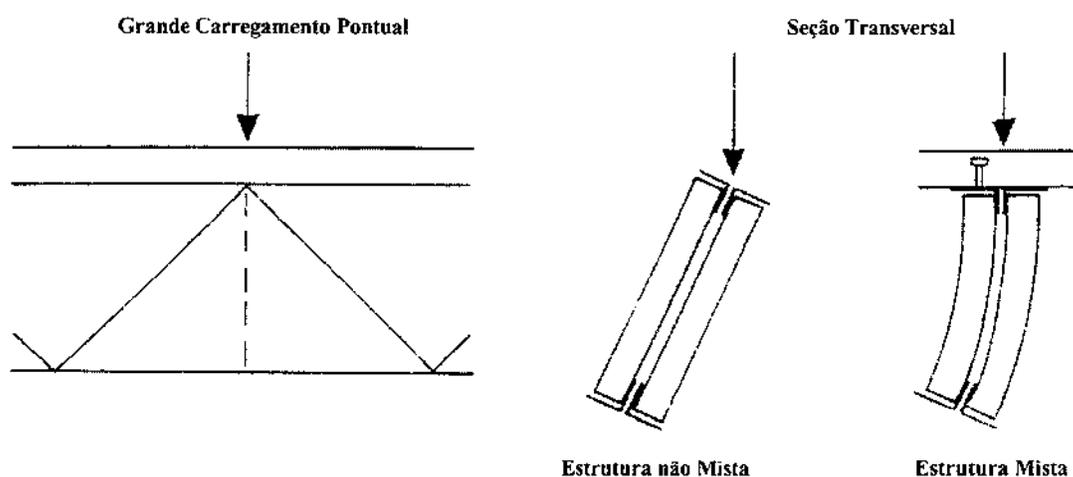


Figura 3.07 – Flambagem Lateral por Distorção

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 27.

Quanto aos cálculos e especificações destinadas ao dimensionamento do banzo inferior, a CISC (2000) [7] limita suas solicitações a tensões de escoamento do elemento metálico. Além disto, o considera como um elemento contínuo, contendo apenas solicitações axiais de tração atuantes, caso não fique provado a existência de excentricidades excessivas, assim como a presença de cargas atuantes fora dos nós.

Já sobre ao índice de esbeltez ($K.L/r$) de peças tracionadas nas treliças mistas, a mesma norma limita seus valores a 240, onde os estes devem ser governados pelo maior valor encontrado a seguir:

- $K.LX/rX$ – com LX sendo a distância de nó a nó das barras e $K=1,0$;
- $K.LY/rY$ – com LY sendo o comprimento total do banzo inferior e $K=1,0$;

Por fim, sendo o banzo inferior o elemento estrutural que, de forma unânime dentre as normatizações e bibliografias aqui referenciadas, governa os cálculos de dimensionamento das treliças mistas, apresenta divergências, ou seja, não consegue a mesma unanimidade perante estes mesmos autores, quanto às considerações e especificações de cálculo no seu dimensionamento. Para isto podemos identificar duas linhas principais de pensamentos.

A primeira é a seguida pela maioria dos autores e pesquisadores, representando grande parte dos documentos escritos sobre o assunto e presente em normas reguladoras, como é o caso da **CAN/CSA (1989)**, descrito por **Fruchtengarten (2003)** [13], mais recentemente da **NBR 8800 (2003)** [24], e com algumas ressalvas da **CISC (2000)** [7].

Esta formulação, aqui tirada da **ASCE (1996)** [3] e descrita abaixo, toma como princípio a tão somente presença de esforços axiais de tração na solicitação do banzo inferior e de compressão no superior, considerando assim a treliça como ideal.

$$M_u \leq \Phi . A_s . F_y . d \quad (3.1)$$

Onde:

M_u – momento máximo solicitante da estrutura;

Φ – fator de resistência para o escoamento do aço à tração;

A_s – área da seção transversal do perfil do banzo inferior;

F_y – resistência ao escoamento do aço;

d – distância do centróide do perfil do banzo inferior ao centro de resistência do concreto à compressão.

A outra forma de cálculo e consideração do banzo inferior dentro da estrutura treliçada mista é a de que, ao contrário da defendida anteriormente, o banzo inferior, assim como o superior, as diagonais e montantes, contém parcelas de momento fletor em seus esforços solicitantes, mesmo que, dependendo do caso, sejam mínimos, diminuindo assim o valor do carregamento que leva a peça a plastificação.

Este é o caso da **SCI-083. Merril (1992) [32]** a qual disserta da possibilidade da peça ser dimensionada à flexão composta (flexo-tração), mesmo que, segundo o autor, para alguns casos não seja necessário.

Em suma, esta linha é defendida por um número menor de autores e pesquisadores, mas vem ganhando terreno com recentes pesquisas que comprovam sua veracidade, merecendo até ressalvas em recentes revisões de algumas normas, como é o caso da **CISC (2000) [7]**.

3.5. Diagonais e Montantes (“Web Members”)

No caso específico das montantes, **SCI-083. Merril (1992) [32]** é enfático em expressar a sua importância na redução dos vãos do banzo superior, minimizando assim suas dimensões. Descreve ainda como “especialmente vantajoso” nos módulos adjacentes ao painel Vierendeel, onde são encontrados, segundo o autor, os maiores valores de esforços axiais e momentos solicitantes do banzo superior.

A **CISC (2000) [7]** descreve-os, tanto diagonais como montantes, como sendo os responsáveis pela resistência aos esforços cortantes em qualquer parte da estrutura, sendo dimensionados a resistir a todos os esforços especificados em norma.

Dita ainda que seu comprimento de flambagem deve ser considerado como sendo a distância de sua intersecção com os banzos superior e inferior, definindo seu coeficiente (K) 0,9. Já seu índice de esbeltez ($K.L/r$) não deve exceder o valor de 200 para elementos à compressão e ilimitado, sem restrições, quando solicitado à tração.

Já a **ASCE (1996) [3]** ao dissertar sobre estes elementos, os designa ao papel dos responsáveis pelo transporte dos esforços cortantes totais da estrutura ou dos esforços cortantes exigidos a escoar o banzo inferior quando o elemento é analisado como uma treliça ideal, ou seja, com ligações rotuladas.

Para isto especifica seus dimensionamentos a elementos bi-rotulados, ou seja, elementos aos quais só irão agir esforços axiais de tração ou compressão, com esbeltez máxima igual a 240 para elementos tracionados e 200 para comprimidos.

Por fim, **Fruchtengarten (2003) [13]** descreve as diagonais e montantes como os responsáveis pelo transporte da força cortante vertical, no qual, referenciando **Brattland; Kennedy (1986)**, recomenda que as diagonais comprimidas e montantes sejam dimensionadas a resistir esforços normais correspondente a um carregamento tal que o banzo inferior atinja tensões iguais a 90% do seu valor de ruptura.

3.6. Conectores de Cisalhamento

A ação mista é desenvolvida, segundo **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]**, no momento em que dois elementos estruturais são interconectados de tal forma a se deformarem como peça única.

Para exemplificar esta ação, o autor abre mão da figura 3.08, representada a seguir, formada por uma viga de aço de alma cheia, perfil "I", bi-apoiada suportando uma laje de concreto em sua flange superior.

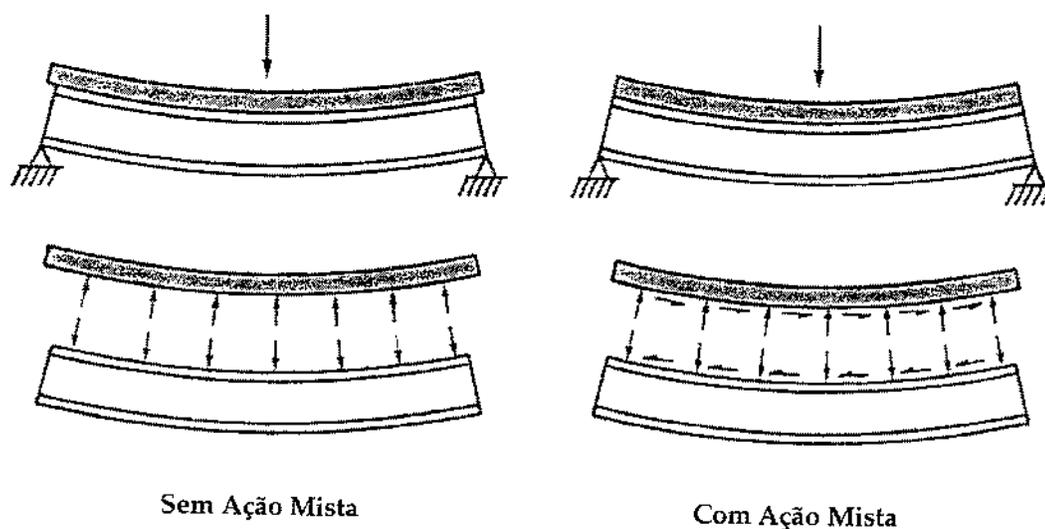


Figura 3.08 – Comparação entre Vigas Fletidas com e sem Ação Mista
Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 58.

Os responsáveis por esta interconexão dos elementos estruturais são os chamados conectores de cisalhamento. Estes, segundo Malite (1990) [21], tem a função de absorver esforços cisalhantes em duas direções e impedir a separação entre a viga e a laje.

De forma mais incisiva, Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28] delinea como a principal característica de cálculo dos conectores de cisalhamento sua relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos componentes de um sistema misto. Para isto lança mão de uma curva *carga-deslizamento*, obtida por ensaios padronizados, a qual é usada para determinar a resistência de cálculo dos conectores, visualizada abaixo na figura 3.09.

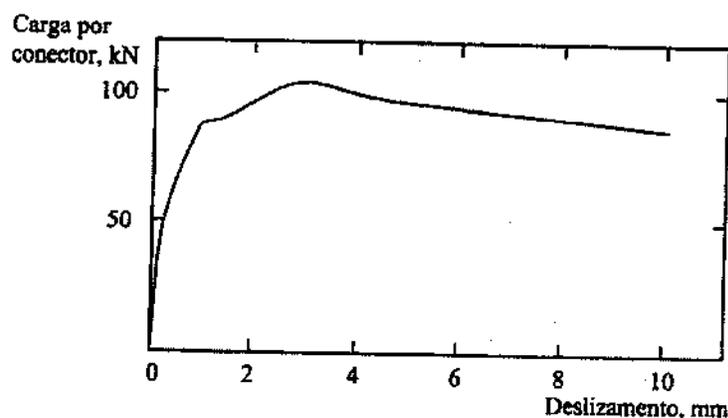


Figura 3.09 – Curva carga-deslizamento típica para conectores de 19,1 mm em lajes mistas

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 60.

Fruchtengarten (2003) [14] por sua vez, restringindo sua aplicação às treliças mistas, descreve os conectores como sendo os responsáveis por transmitir a força cortante horizontal, entre o banzo superior da treliça de aço e a laje de concreto, além de evitar o deslocamento desta última, ancorando-a à treliça.

Já Wang; Kaley (1967) [36], ancorado nos resultados de ensaios obtidos, disserta em seu trabalho a possibilidade de ocorrência de ações mistas nas treliças mistas sem que estas contenham conectores de cisalhamento interligando a viga à laje.

Esta conexão é feita através da adesão do concreto ao aço do banzo superior, aos quais, segundo o autor, devem ser previstas tensões máximas, abaixo das tensões limites, a fim de evitar sua ruptura. Especificação esta veemente desaconselhada pela ASCE (1996) [3], a qual se justifica dissertando que uma vez rompida a conexão (adesão) esta não volta mais a atuar.

Quanto aos elementos conectores em si, Malite (1990) [21] classifica-os em rígidos e flexíveis, sendo estes últimos utilizados em larga escala em vários países. Entre estes o destaque fica para o tipo pino com cabeça, também conhecido como stud bolt. A figura

3.10 apresenta os principais tipos de conectores e suas respectivas qualificações quanto a flexibilidade.

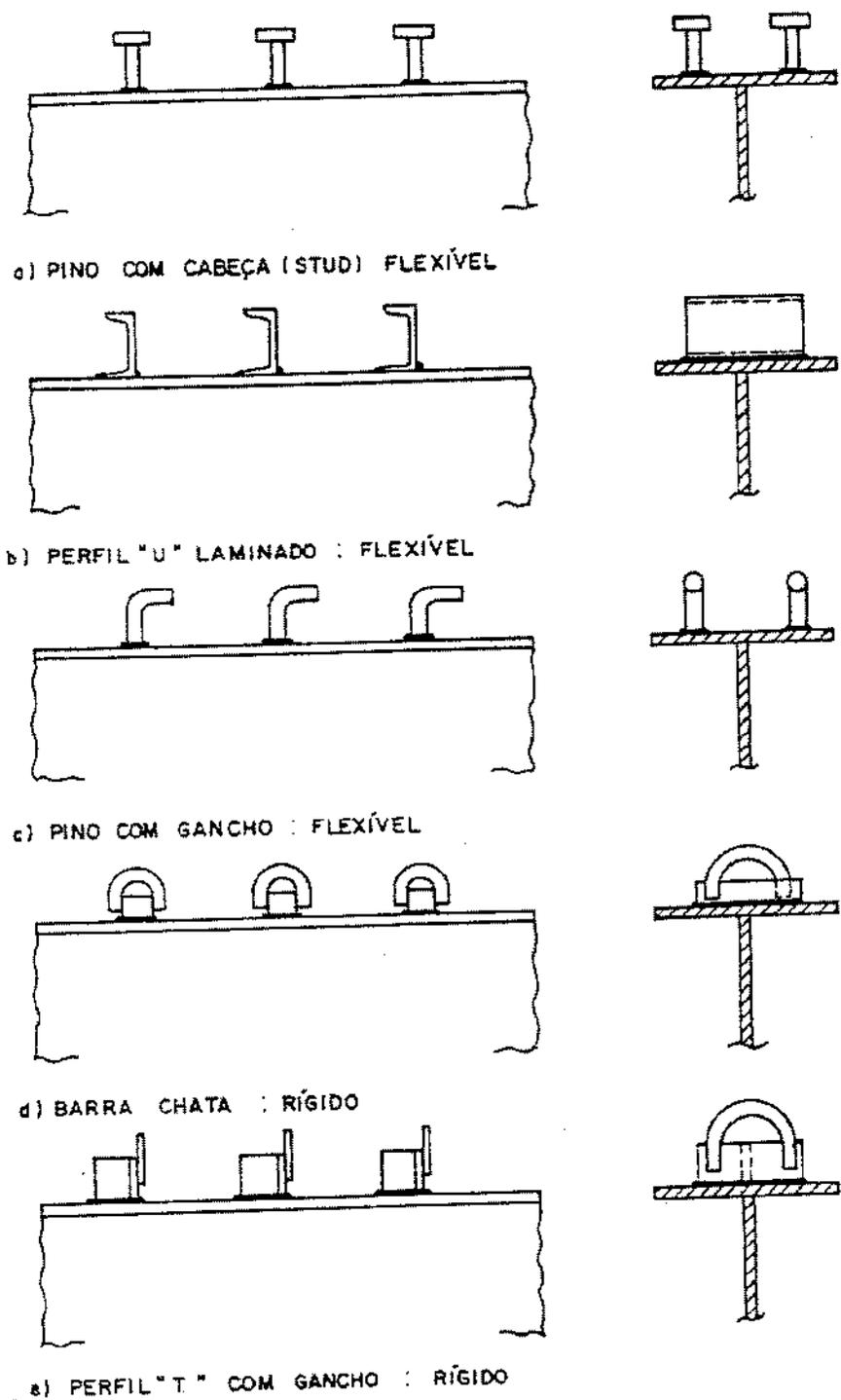


Figura 3.10 – Tipos usuais de Conectores e suas respectivas qualificações

Fonte MALITE, M. (1990) p. 12.

Segundo o autor a flexibilidade de um conector está associada às características de sua resposta à ação do fluxo de corte longitudinal, presente entre o perfil de aço e a laje de concreto nas chamadas ações mistas. Esta resposta pode ser traduzida por um comportamento "dúctil" numa relação entre a força no conector e deslocamento relativo aço-concreto, representado por uma curva semelhante à apresentada anteriormente e expressa abaixo na figura 3.11.

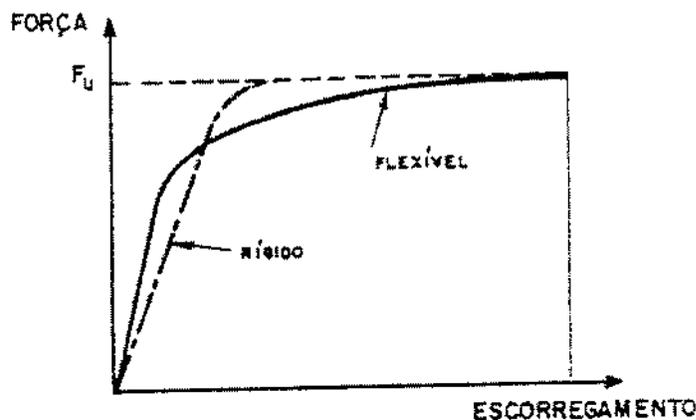


Figura 3.11 – Diagrama força – escorregamento relativo aço - concreto

Fonte: MALITE, M. (1990) p. 13.

Para **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]** conectores dúcteis são aqueles com capacidade de deformação suficiente para justificar a suposição de comportamento plástico ideal da ligação ao cisalhamento longitudinal do elemento misto considerado, ou seja, se os conectores são considerados dúcteis estes podem ser distribuídos de forma uniforme ao longo da viga mista. Por conseqüência, são os únicos tipos de conectores previstos na **NBR 8800 (2003) [24]**, **AISC-LRFD (1999) [1]** e **CISC (2000) [7]**.

O stud bolt, ou pino com cabeça, sendo considerado o tipo mais utilizado na prática, é o principal dos conectores dúcteis e descrito pelo próprio **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]** como sendo um pino especialmente projetado para funcionar como

eletrodo de solda por arco elétrico e ao mesmo tempo, após soldagem, como conector de cisalhamento, possuindo uma cabeça com dimensões padronizadas para cada diâmetro.

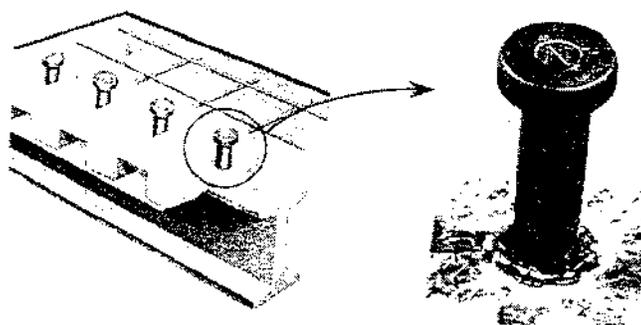


Figura 3.12 – Conector tipo Stud Bolt (Pino com Cabeça)

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 61.

Já **Malite (1990) [21]**, refere-se à flexibilidade dos studs como sendo garantida pelas dimensões da haste, altura e diâmetro, tendo a cabeça dupla função, a de impedir o afastamento vertical entre o aço e o concreto e melhorar a resistência do conector, estabelecendo em certo “engastamento” da cabeça no concreto circundante. Ambos efeitos são demonstrados na figura 3.13.

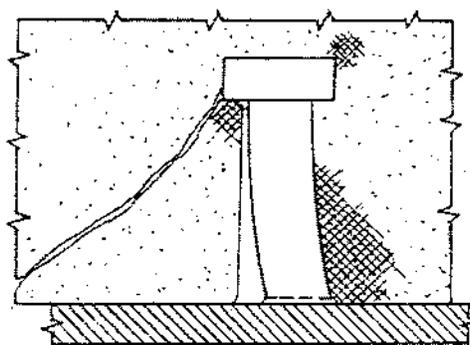


Figura 3.13 – Interação Conector – Concreto Envolvente, considerando suas zonas comprimidas

Fonte: MALITE, M. (1990) p. 13.

Por fim, as propriedades mecânicas requeridas para o aço deste tipo de conector são apresentadas por **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]** através da tabela 3.03.

Resistência à tração	415 MPa
Limite de escoamento (0,2% offset)	345 MPa
Alongamento (% em 50mm)	mínimo de 20 %
Redução de área	mínimo de 50 %

Tabela 3.03 – Propriedades Mecânicas do aço do Stud Bolt (Pino com Cabeça)

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 63.

Os conectores tipo perfil “U”, tanto laminados quanto formados a frio, são de menor aceitação no mercado, mas ainda previstos em norma, tanto a nacional quanto a americana. Segundo o mesmo autor estes são instalados com uma das mesas apoiada, e soldada, ao perfil de aço, com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal do perfil, demonstrado conforme figura 3.14.

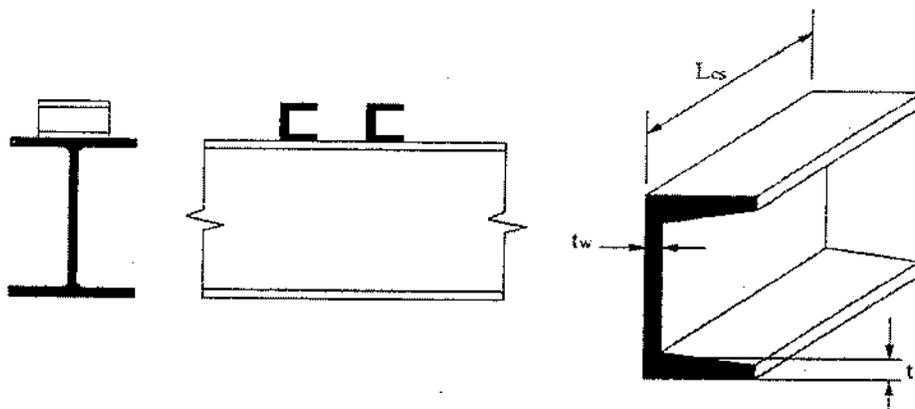


Figura 3.14 – Conector tipo Perfil “U” Laminado

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 65.

Fora estes dois tipos de conectores, representativos de quase a totalidade dos casos utilizados, há ainda outros tipos de conectores citados em literaturas, como **Salmon; Johnson (1996) [30]**, e previstos em normas, como, por exemplo, o **Eurocode 4 (1992) [12]**, apresentados a seguir, de forma meramente demonstrativa, pela figura 3.15.

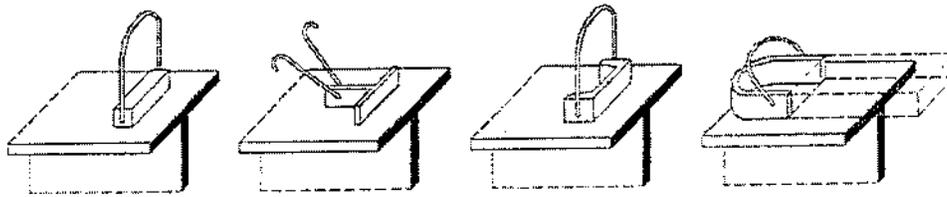


Figura 3.15 – Outros tipos de Conectores

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 65.

Para o cálculo do número necessário de conectores a ser locado no banzo superior, entre a seção de momento máximo positivo e nulo, a fim de se verificar a completa interação aço-concreto, interação total, tanto a NBR 8800 (2003) [24] quanto a AISC-LRFD (1999) [1] e CISC (2000) [7] descrevem de forma similar a seguinte verificação:

$$Q_{Rd} \geq \begin{cases} 0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c \cdot t_c / 1,40 \\ A_g \cdot f_y / 1,10 \end{cases} \quad (3.2)$$

Onde:

Q_{Rd} – somatória das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;

B_c – largura efetiva da laje de concreto;

t_c – espessura da laje de concreto;

A_g – área da seção transversal da viga de aço;

f_y – resistência ao escoamento do aço.

Diferenciado apenas pela ausência, por parte da AISC-LRFD (1999) [1] e CISC (2000) [7], dos parâmetros correspondentes aos coeficientes de ponderação da resistência do aço e concreto, 1,10 e 1,40 respectivamente.

No caso específico das treliças mistas a maioria absoluta dos autores, aqui referenciados, descreve somente a necessidade da verificação da resistência total dos conectores localizados entre as seções de momento máximo positivo e nulo em relação à resistência ao escoamento do aço do banzo inferior.

Isto se deve principalmente ao fato da massa da laje de concreto, tomada como largura específica nos cálculos da estrutura mista, ser muito superior à presente no banzo inferior da treliça. Um exemplo disto pode ser o observado nas especificações da ASCE (1996) [3] para conectores tipo stud, através da formulação abaixo:

$$Q_{Rd} \leq 1,3 \cdot A_s \cdot F_y \quad (3.3)$$

Onde:

Q_{Rd} – somatória das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

A_s – área da seção transversal do perfil do banzo inferior;

F_y – resistência ao escoamento do aço.

Segundo o autor, o fator 1,3, expresso na fórmula acima, provém da divisão do fator de sobrecarga do aço do banzo inferior (1,1) pelo fator de resistência dos conectores stud, igual a 0,85. Valores os quais foram, segundo ainda o autor, escolhidos baseados na filosofia de que o banzo inferior, não os conectores, devem limitar os esforços na treliça.

Quanto à resistência dos conectores, tanto a **NBR 8800 (2003)** [24] quanto a **AISC-LRFD (1999)** [1], assim como alguns trabalhos como é o caso do **Easterling; Gibbings; Murray (1993)** [9], entre outros, descrevem de forma similar especificações e formulações para a execução dos cálculos. Seguindo a **NBR 8800 (2003)** [24], as formulações apresentadas em seu corpo são expressas abaixo.

- Stud Bolt (Pino com Cabeça)

$$q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{1,25} \\ \frac{A_{cs} \cdot f_{ucs}}{1,25} \end{cases} \quad (3.4)$$

- Perfil "U" Laminado ou Formado a Frio

$$q_{Rd} = \frac{0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{1,25} \quad (3.5)$$

Onde:

A_{cs} – área da seção transversal do conector Stud;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto;

f_{ucs} – resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento;

t_{wcs} – espessura da alma do conector Perfil "U";

t_{fcs} – espessura da mesa do conector Perfil "U";

L_{cs} – comprimento do perfil "U".

Da mesma forma que para o cálculo do número necessário de conectores, a **NBR 8800 (2003)** [24] diferencia da **AISC-LRFD (1999)** [1], assim como dos trabalhos que se

baseiam nesta, caso da já citada **Easterling; Gibbings; Murray (1993) [9]**, pela presença em seu escopo dos parâmetros correspondentes aos coeficientes de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

A não consideração deste coeficiente implica em um acréscimo alarmante do carregamento atuante nos conectores de cisalhamento. Isto é o que alerta **Easterling; Gibbings; Murray (1993) [9]**, recomendando veemente o uso do fator de redução de resistência no cálculo dos conectores como forma de reduzir sua sobrecarga. Para isto o autor lança mão de dois gráficos mostrados aqui pela figura 3.16.

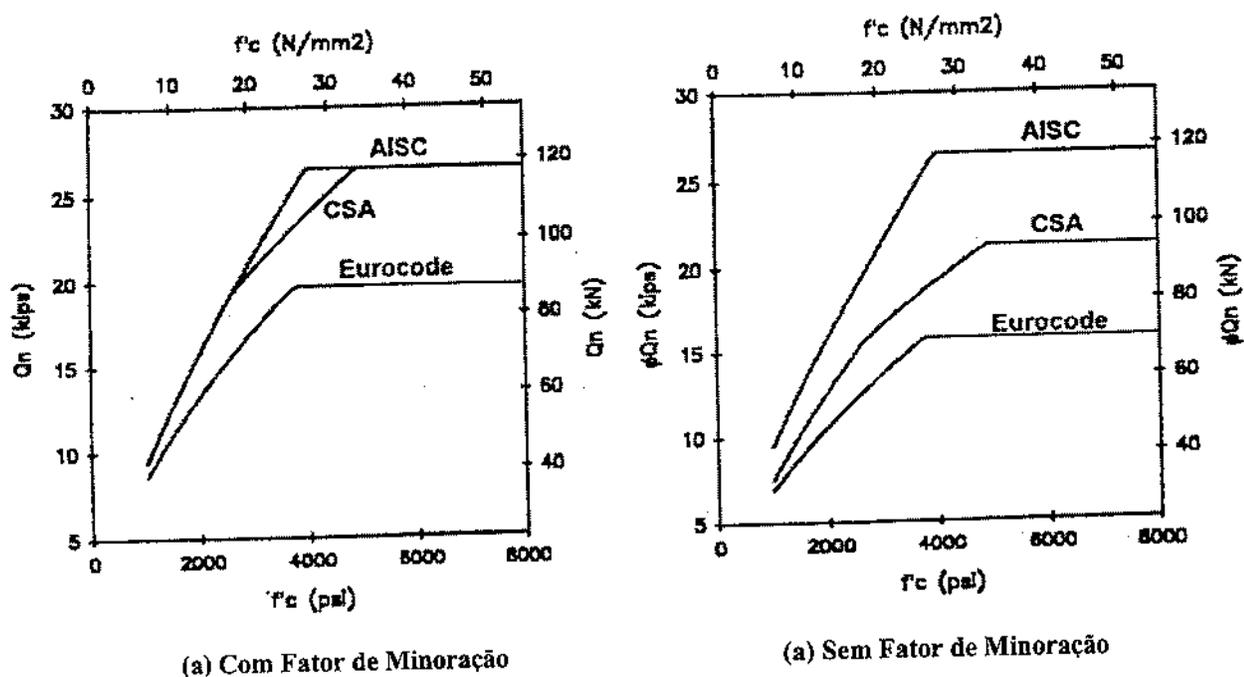


Figura 3.16 – Comparação entre Esforços Cisalhantes nas especificações da AISC, CSA e Eurocode
 Fonte: EASTERLING, W. S.; GIBBINGS, D. R. & MURRAY, T. M. (1993), p. 53.

Já a **CISC (2000) [7]** apresenta-se de forma ambígua quanto sua proximidade às outras normas. Por um lado se mostra idêntica à **NBR 8800 (2003) [24]** quanto a formulação referente aos Stud Bolts, considerando até em sua formulação o coeficiente de resistência dos conectores, aqui expresso pela multiplicação do valor 0,80, idêntico ao expresso na norma brasileira ($1/1,25 = 0,80$).

Por outro, apresenta-se de forma diferenciada quanto a sua formulação referente ao perfil "U", seja ele laminado ou formado a frio, mostrando-se mais conservador nos resultados obtidos de sua resistência de cálculo, descrito na formula 3.6.

$$q_{Rd} = 36,5 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.6)$$

Já sobre a preocupação de se evitar o arrancamento do conector tipo Stud do perfil metálico no sistema misto, vários autores, assim como as diversas normas aqui referenciadas, limitam seu diâmetro máximo em 2,5 vezes a espessura da mesa do perfil ao qual está conectado.

Sobre este tópico, a **ASCE (1996)** [3], dissertando diretamente sobre as treliças mistas, descreve que esta relação (diâmetro do conector pela espessura da mesa do perfil do banzo superior) pode chegar a 4,0 desde que a resistência individual do conector seja diminuída por um coeficiente de redução conforme formula 3.7.

$$R_f = 2,67 - 0,67 \cdot \frac{D_{cs}}{t_{BS}} \quad (3.7)$$

Onde:

D_{cs} – diâmetro do conector tipo Stud Bolt;

t_{BS} – espessura do perfil metálico do banzo superior.

Outro fator a ser relevado aqui é o cálculo do coeficiente de redução a ser considerado na resistência dos conectores tipo stud, quando for previsto em projeto o uso de laje mista, ou steel deck. A **NBR 8800 (2003)** [24] e a **AISC-LRFD (1999)** [1], concordantes com o ocorrido anteriormente, apresentam-se de forma idênticas através da formulação expressa a seguir.

- Fôrmas com nervuras paralelas à viga de aço e relação $b_f/h_f \leq 1,5$

$$C_{red} = 0,6 \cdot \left(\frac{b_f}{h_f} \right) \left(\frac{h_{cs}}{h_f} - 1,0 \right) \leq 1,00 \quad (3.8)$$

- Fôrmas com nervuras paralelas à viga de aço e relação $b_f/h_f \leq 1,5$

$$C_{red} = \frac{0,85}{\sqrt{n_{cs}}} \cdot \left(\frac{b_f}{h_f} \right) \left(\frac{h_{cs}}{h_f} - 1,0 \right) \leq 1,00 \text{ ou } 0,75 \text{ (para 1 conec./nerv.)} \quad (3.9)$$

Onde:

b_f – largura média da mística ou da nervura situada sobre o banzo superior;

h_f – altura das nervuras da fôrma de aço;

h_{cs} – comprimento do pino após a soldagem;

n_{cs} – número de conectores de cisalhamento por nervura.

Por fim, a **CISC (2000)** [7] expressa, de forma análoga às normas americana e brasileira, especificações quanto ao coeficiente de redução dos conectores tipo stud quando associados a steel decks com nervuras posicionadas de forma paralela às vigas metálicas, porém diferenciando-se sobre as especificações quando de nervuras posicionadas perpendicularmente à respectiva viga. Para este último caso a **CISC (2000)** [7] descreve a resistência dos conectores seguindo a seguinte formulação:

- Quando $h_f = 75 \text{ mm}$

$$q_{Rr} = 0,35 \cdot \phi_{cs} \cdot \rho \cdot A_p \cdot \sqrt{f_{ck}} \leq q_{Rd} \quad (3.10)$$

- Quando $h_f = 38 \text{ mm}$

$$q_{Rr} = 0,61 \cdot \phi_{cs} \cdot \rho \cdot A_p \cdot \sqrt{f_{ck}} \leq q_{Rd} \quad (3.11)$$

Onde:

h_f – altura das nervuras da fôrma de aço;

Φ_{cs} – coeficiente de redução da resistência do conector de cisalhamento;

ρ – igual a 1,0 para densidade normal do concreto (2150 a 2500 Kg/m³) e 0,85 para concreto de baixa densidade (1850 a 2150 Kg/m³);

A_p – área da laje de concreto mostrada na figura 3.17.

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão.

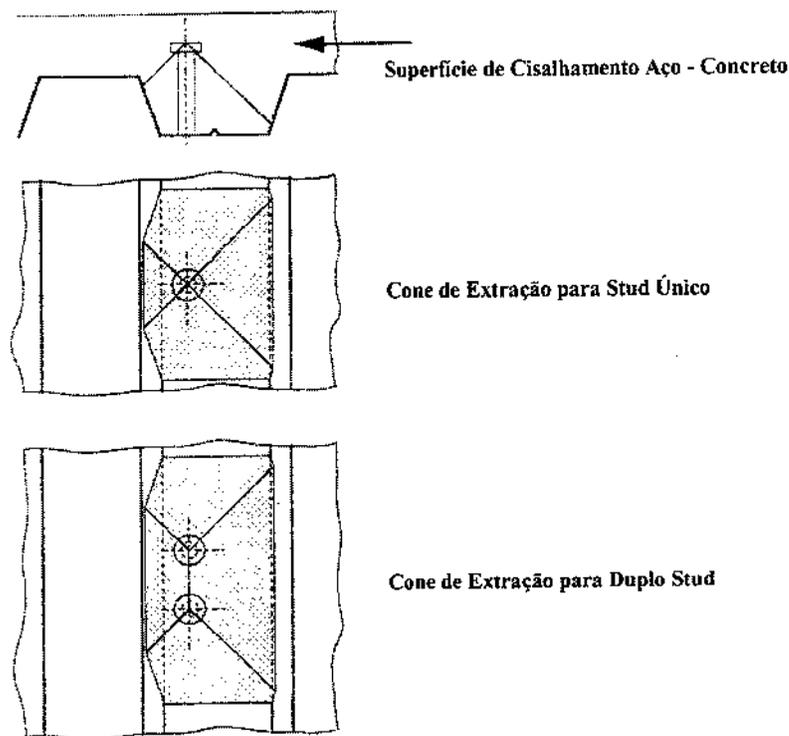


Figura 3.17 – Área da superfície de ruptura da laje nos conectores em lajes mistas

Fonte: CISC (2000), p. 2-68.

Ainda sobre estes coeficientes de redução, **Easterling; Gibbings; Murray (1993)** [9] através de vários estudos, ensaios de “push-out” e testes em vigas mostram que os valores destes, descritos pela **AISC-LRFD (1986)**, são não conservativos, precisando assim de modificações, quando não de uma completa reformulação. Segundo o autor, as

razões para isto não são claras, mas uma das possíveis vem do posicionamento dos conectores na laje mista (vide figura 3.18).

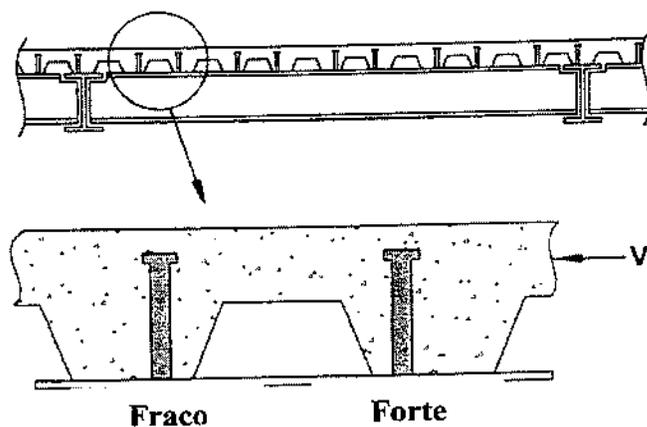


Figura 3.18 – Posicionamento dos Conectores em Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada

Fonte: EASTERLING; GIBBINGS; MURRAY (1993), p. 45.

Para ele, baseado em seus estudos, studs posicionados na “posição forte” apresentam aproximadamente 20% a mais de resistência quando de sua atuação no limite elástico, vide gráfico da figura 3.19.

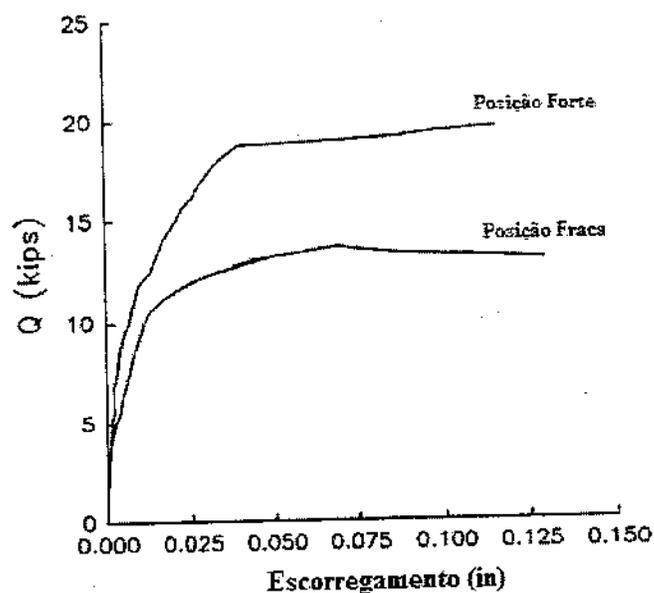


Figura 3.19 – Carga x Escorregamento dos studs para posições fortes e fracas

Fonte: EASTERLING, W. S.; GIBBINGS, D. R. & MURRAY, T. M. (1993), p. 51.

Sobre o mesmo tópico **SCI-142. Lawson; Chung (1994) [33]** disserta sobre a existência de muitos manuais de steel deck que requerem a soldagem dos conectores fora do centro da mísula da forma metálica. Para ele a preferência do posicionamento dos conectores é loca-los no lado mais próximo ao apoio da viga, como mostrado na figura 3.20.

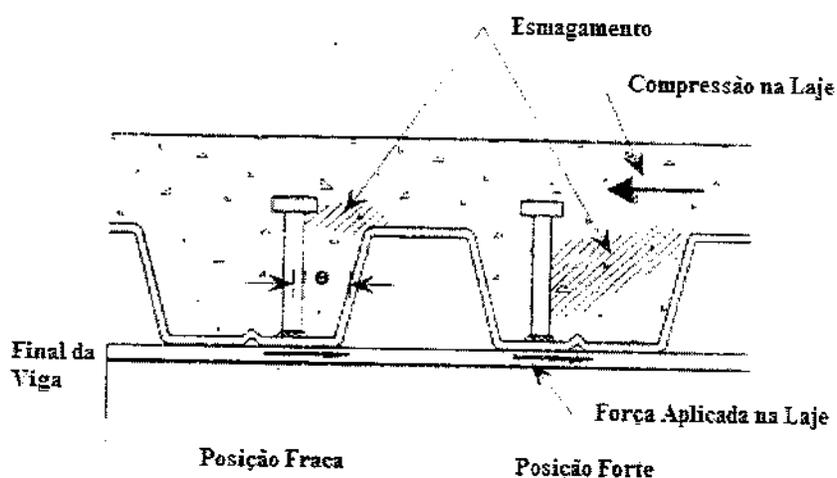


Figura 3.20 – Influencia das forças nos conectores localizados fora do centro da mísula

Fonte: SCI-142. LAWSON, R. M. & CHUNG, K. F. (1994), p. 22.

Já para **Samuelson (2002) [31]**, dissertando diretamente sobre o caso das treliças mistas, descreve que nos módulos intermediários, ou seja, dois quartos pertencentes ao meio do vão, não há muita diferença se os conectores são localizados na posição forte ou fraca, mas sim nos quartos de vão das extremidades a necessidade e importância de se instalarem os studs na posição dita como forte. A figura 3.21 mostra a ruptura do concreto quando estes são localizados na posição fraca.

O mesmo autor descreve ainda que, quanto à distribuição dos conectores, estes devem ser igualmente distribuídos ao longo do banzo superior a fim de prover uma transferência uniforme do cisalhamento até a flange comprimida do concreto. Da mesma forma o faz **SCI-083. Merril (1992) [32]**, defendendo a distribuição uniforme dos conectores ao longo do banzo superior.

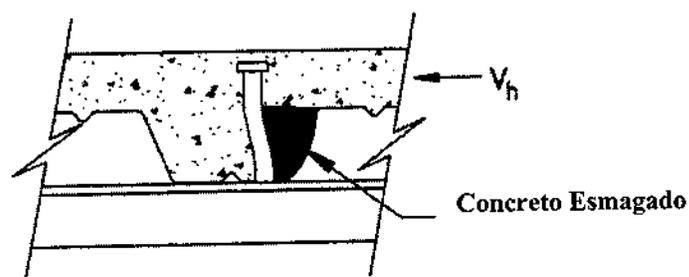


Figura 3.21 – Ruptura do Concreto para posicionamento fraco dos Stud Bolts

Fonte: SAMUELSON, D. (2002), p. 113.

Malite (1990) [21], por sua vez, disserta sobre os efeitos dos conectores dito dúcteis em defesa da distribuição uniforme dos conectores. Para o autor, um conector flexível, após atingir sua resistência máxima, pode continuar a se deformar, sem ruptura, permitindo que conectores vizinhos absorvam maior força e atinjam também a sua capacidade total portante, num processo de uniformização da resistência da conexão e assim, de melhor exploração de sua eficiência.

Isto, segundo **Malite (1990) [21]**, permite espaçar igualmente este tipo de conector sem diminuir a resistência máxima da conexão. O mesmo é defendido por **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]**, como descrito previamente.

As normas em geral, e de forma genérica, descrevem a necessidade dos conectores serem distribuídos uniformemente entre a seção de momento nulo à seção de momento máximo da viga.

Por fim, **Galambos; Tide (1970) [15]** apresenta um estudo completo, baseado nos resultados obtidos de experimentos e ensaios laboratoriais, sobre o comportamento dos conectores de cisalhamento em treliças mistas.

Para isto faz uma série de ensaios diferenciando entre outros o posicionamento dos conectores no banzo superior. O trabalho mostra estudos comparativos entre

conectores locados com espaçamentos iguais ao longo da viga e locados somente nos chamados “panel points”, nós do banzo superior, esboçado na figura 3.22.

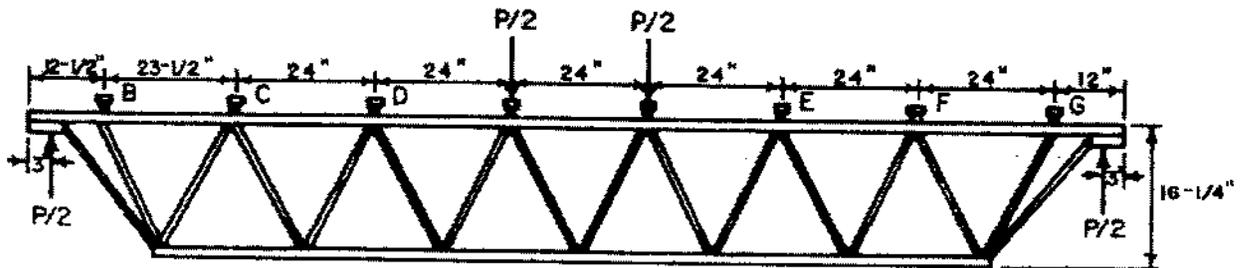


Figura 3.22 – Esboço da treliça mista com conectores localizados apenas nos nós do banzo superior

Fonte: GALAMBOS, T. V. & TIDE, R. H. R. (1970), p. 29.

Dentre os ensaios, destacam-se intitulados B1, B2 e B6, descritos abaixo.

- B1 – conectores localizados nos “panel points”;
- B2 – conectores igualmente espaçados ao longo do banzo superior;
- B6 – igual ao B2, mas considerando um número superior de conectores.

Galambos; Tide (1970) [15] descreve, referenciando o resultado obtido dos ensaios, que quando os conectores estão igualmente espaçados, ensaios B2 e B6, estes previnem e evitam a torção ao longo do banzo superior. Já B1, ao contrário do que ocorreu nos ensaios B2 e B6, apresentou-se com uma considerável separação entre banzo superior e laje.

De forma geral, se baseando ainda nos resultados obtidos dos ensaios, o autor disserta sobre os conectores das extremidades, ou seja, localizados nos módulos externos da treliça, estarem sujeitos a maiores carregamentos. Isto fica evidenciado na figura 3.23 tirado do respectivo trabalho.

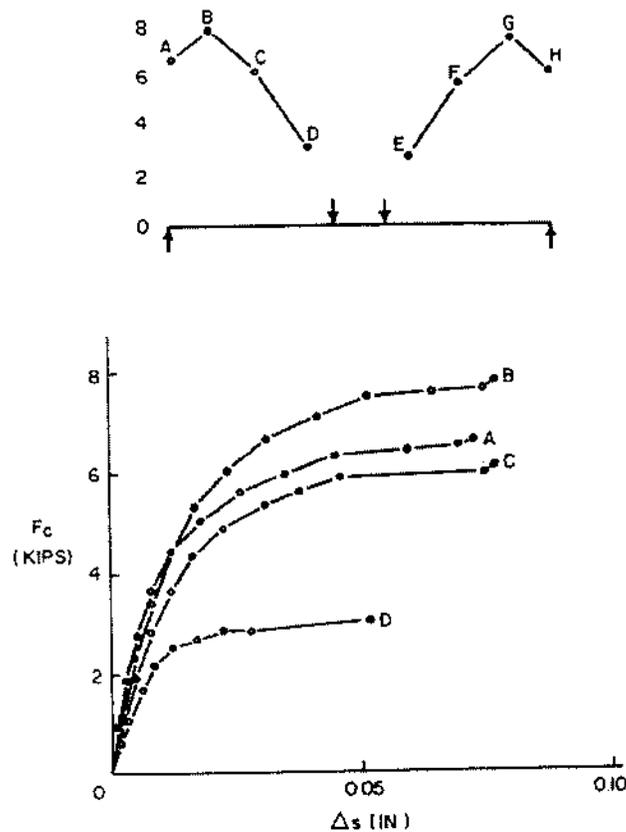


Figura 3.23 – Distribuição dos Conectores de Cisalhamento para o ensaio B2

Fonte: GALAMBOS, T. V. & TIDE, R. H. R. (1970), p. 34.

Por fim, o autor, conclui que a localização dos conectores, sendo eles igualmente espaçados ou locados exclusivamente nos nós, não apresenta diferença considerável no comportamento das treliças mistas, exceto pelo fato de que quando distribuídos ao longo do banzo superior, estes exercem também a função de segurar juntos o elemento do banzo e a laje, fato este que pode ser irrelevante se as dimensões do banzo superior se mostrarem reduzidas, perfis reduzidos, para um comprimento considerável do mesmo. A figura 3.24 mostra os resultados obtidos para os experimentos citados.

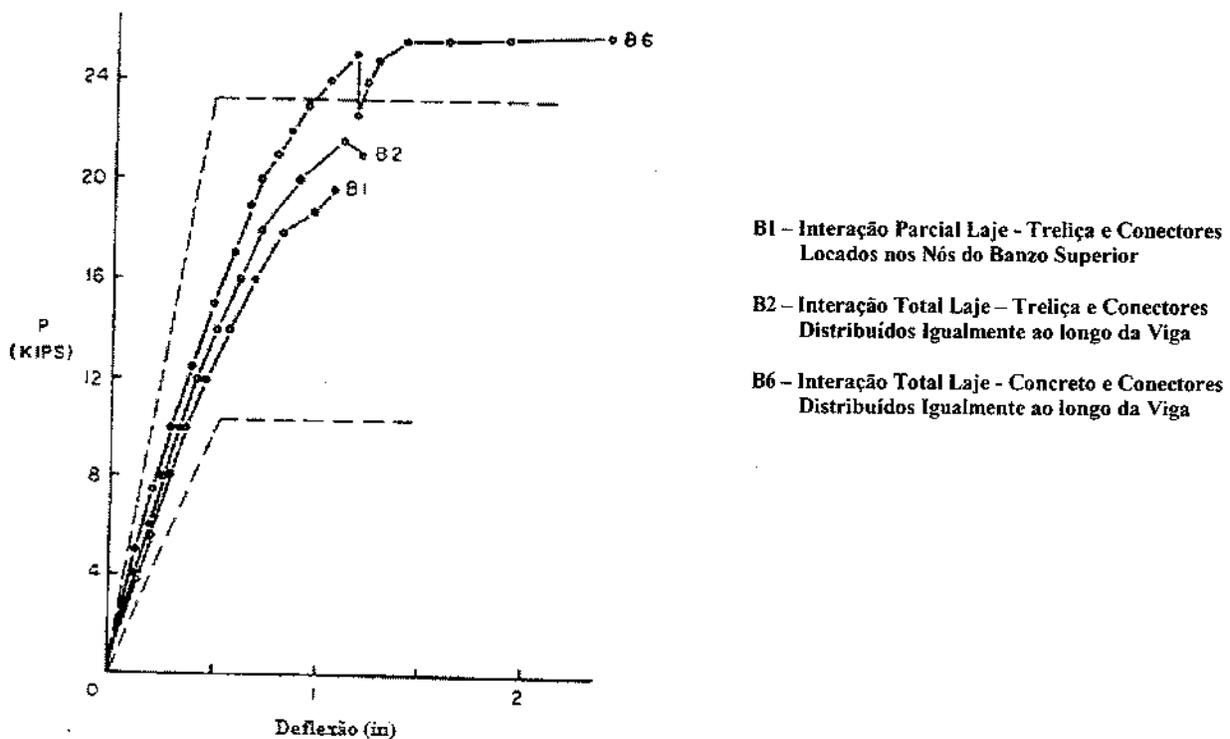


Figura 3.24 – Diagrama Carga – Deflexão

Fonte: GALAMBOS, T. V. & TIDE, R. H. R. (1970), p. 32.

3.7. Laje de Concreto

Em um sistema misto treliçado, o banzo superior da estrutura é composto pela laje de concreto, já que a maioria dos autores aqui referenciados defende a insignificância de se considerar o banzo superior da treliça isolada nos cálculos resistentes.

Fruchtengarten (2003) [14], alerta sobre o fato de que o banzo superior da treliça de aço e a laje de concreto formam, segundo o autor, uma viga mista desde o início do carregamento o qual seu comportamento primário de treliça mista é o condicionante até o escoamento total do banzo inferior. Após isto, ocorre uma grande redistribuição na treliça mista onde, posteriormente ao escoamento integral das diagonais e montantes, a

estrutura se comporta como uma viga mista formada apenas pelo próprio banzo superior e a laje, enquanto o banzo inferior permanece totalmente plastificado.

Para isto deve-se calcular a largura efetiva da laje a estar contribuindo com a viga metálica. Mais uma vez aqui a **NBR 8800 (2003)** [24] e a **AISC-LRFD (1999)** [1] se mostram concordantes em suas considerações de cálculo, especificando a largura efetiva da mesa de concreto, a ser considerada de cada lado da linha de centro da treliça, de acordo com a formula 3.12.

$$B_c \leq \begin{cases} \frac{1}{8} \cdot L \\ d_b \\ \frac{1}{2} \cdot d_{ad} \end{cases} \quad (3.12)$$

Onde:

L – vão da viga mista, distância entre linhas de centros dos apoios;

d_b – distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço;

d_{ad} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente.

A proposta de revisão, **Eurocode 4 (2001)** [11], de forma semelhante a seu original, **Eurocode 4 (1992)** [12], apresenta a fórmula 3.13 para a determinação da largura efetiva da laje de concreto.

$$B_c = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{ei} \quad (3.13)$$

Onde:

b_0 – distância entre centros dos conectores extremos da seção transversal da viga;

b_{ei} – igual à $L/8$, mas menor que distância b_i ;

b_i – distância entre conector extremo da seção transversal da viga, ou extremidade do conector perfil “U”, a metade da distância da viga à sua adjacente ou, quando laje em balanço, a extremidade desta;

β_i – coeficiente igual a 1,0 ;

Já a **CISC (2000)** [7] divide-se quanto a suas considerações de localização das vigas dentro da estrutura global, apresentando especificações restritas às vigas internas, ou vigas as quais a laje se estende a ambos os lados, separadas das de extremidades, ou vigas em que a laje se estende a apenas um dos lados da estrutura, descritas a seguir.

▪ Vigas Internas

$$B_c \leq \begin{cases} 0,25.L \\ \frac{1}{2}.d_{adD} + \frac{1}{2}.d_{adE} \end{cases} \quad (3.14)$$

▪ Vigas Externas

$$B_c \leq \begin{cases} B_{BS} + 0,1.L \\ B_{BS} + 0,5.d_{ad} \end{cases} \quad (3.15)$$

Onde:

L – vão da viga mista, distância entre linhas de centros dos apoios;

d_{adD} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga imediatamente à direita;

d_{adE} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga imediatamente à esquerda;

B_{BS} – largura da seção transversal do banzo superior;

d_{ad} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente.

Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28], referenciando trabalho de Johnson (1994), descreve que a contribuição da mesa de concreto não é totalmente efetiva. Isto se deve ao fato da tensão na laje ser maior imediatamente sobre a viga, decrescendo à medida que se distâcia da linha de centro, como mostrado na figura 3.25.

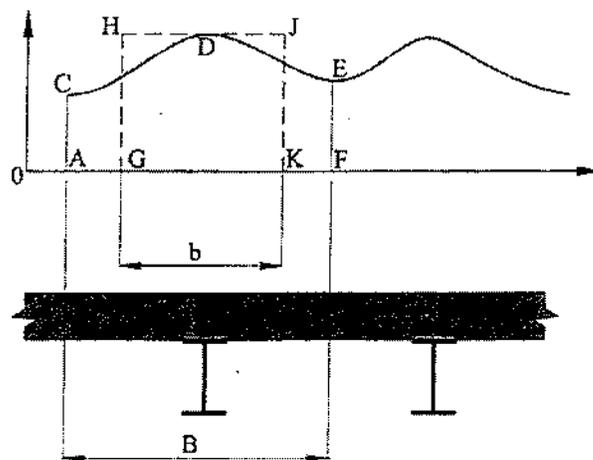


Figura 3.25 – Largura Efetiva da Mesa de Concreto

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 87.

Segundo ainda o autor, se a largura real “B” for substituída por uma fictícia “b”, de modo que a área GHJK seja igual à ACDEF, ambas descritas na figura 3.24, a teoria convencional da flexão simples pode fornecer o correto valor da máxima tensão, apesar de que, segundo Johnson (1994), pesquisas recentes mostram a grande complexidade da relação “b/B”, a qual depende, dentre outros fatores, da relação de “B” com o vão “L”, do tipo de carregamento, das condições de contorno e da posição da seção ao longo do vão.

Quanto às especificações e limitações impostas às lajes mistas – steel deck – tanto a NBR 8800 (2003) [24] quanto a AISC-LRFD (1999) [1] e o Eurocode 4 (2001) [11]

apresentam-se em geral de forma muito semelhantes, distinguindo apenas ora pela ausência de diretrizes ora em alguns detalhes.

Para exemplificar esta íntima relação entre as três normas, a figura 3.26 mostra limitações retiradas da AISC-LRFD (1999) [1], as quais podem ser encontradas diretrizes exatamente iguais na NBR 8800 (2003) [24], através de uma figura semelhante à 3.26, e no Eurocode 4 (2001) [11], apresentada de forma descritiva.

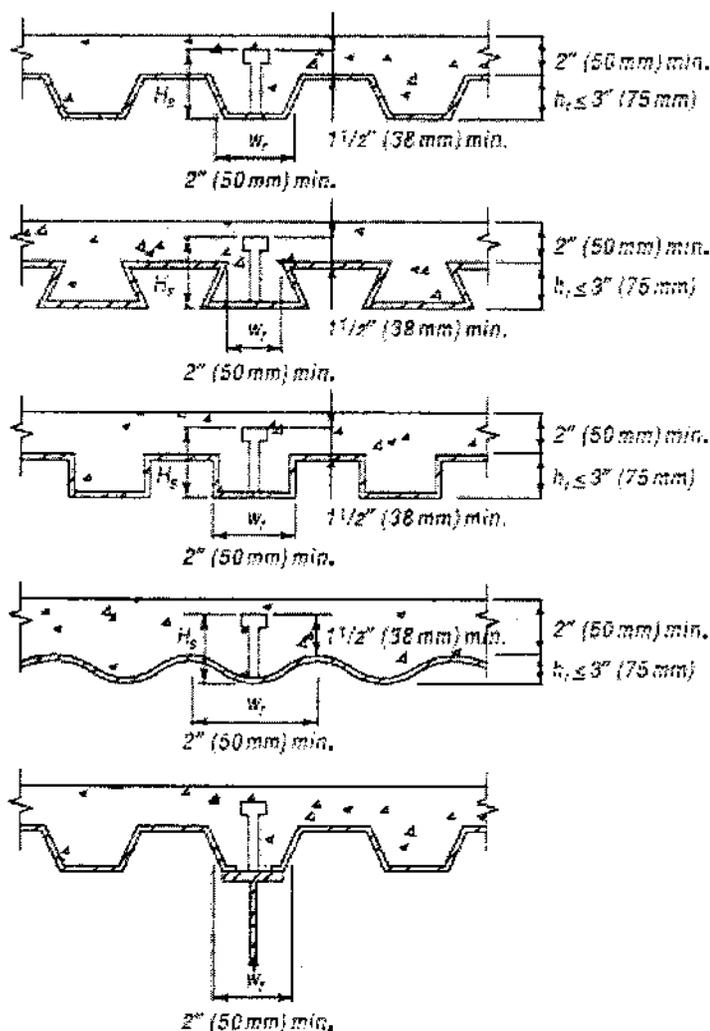


Figura 3.26 – Limitações dos Steel Decks

Fonte: AISC - LRFD (1999), p. 223.

Por fim, a literatura em geral aqui abordada destaca a necessidade de se considerar armaduras, tanto longitudinais quanto transversais, na laje de concreto a fim de resistir a todos os esforços solicitantes de cálculo.

Neste contexto, a **SCI-083. Merril (1992) [32]** é a única a destacar como uma das principais funções da armadura da laje, presente em uma treliça mista, a sua necessidade de locação a fim de proporcionar uma suave transferência dos esforços pelos conectores à própria laje.

Fruchtengarten (2003) [14], por sua vez, destaca que próximo aos apoios, por ser local de baixa intensidade dos esforços de compressão solicitantes, a laje pode estar submetida à tração, devido aos efeitos do momento fletor (arqueamento dos esforços), sendo esta, em geral, de baixa intensidade, ou ainda, abaixo do valor da resistência à tração do concreto. Para isto há a necessidade de se ter uma análise mais criteriosa a fim de verificar a necessidade ou não de reforços na laje.

Apesar do alarde por parte da maioria dos textos aqui referenciados, nenhum, além das normas reguladoras, descreve parâmetros especificando seu dimensionamento e mesmo por parte das normas, não há diretrizes restritas às treliças mistas.

Dentre as normas referenciadas neste presente trabalho, serão aqui destacados apenas algumas especificações, relevantes ao desenvolvimento da pesquisa, de apenas duas delas em especial, a **CISC (2000) [7]** e **AISC-LRFD (1999) [1]**.

Quanto a **CISC (2000) [7]**, destaca os seguintes tópicos em seu corpo de especificações:

- A laje de concreto deve ser reforçada para suportar todo carregamento atuante e fissuração tanto transversal quanto longitudinal;

- - Os esforços não devem ser menores que os requeridos em especificações de dimensionamento contra fogo;
 - Em regiões de momento negativo deve ser previsto reforço paralelo ao vão e ancorado no concreto em compressão;
 - Deve ser previsto reforço adicional a ser locado na parte inferior da laje, ancorado na própria laje comprimida, e distribuído uniformemente e de forma transversal à viga, com área total das barras maior ou igual a:
 - 0,2% da área total da seção de concreto, para lajes mistas;
 - 0,2% da área de concreto acima do topo da forma metálica, para lajes mistas com nervuras paralelas à viga;
 - 0,1% da área de concreto acima do topo da forma metálica, para lajes mistas com nervuras perpendiculares à viga.

Já a **AISC-LRFD (1999) [1]** é enfática ao dissertar da necessidade de se prever armaduras longitudinais em locais de momentos fletores negativos solicitantes. Segundo a norma, neste caso a área total da armadura deve ser adicionada aos cálculos dos esforços resistentes da seção.

Sobre eventuais aberturas que a laje de concreto possa apresentar devido à passagem de dutos e serviços da edificação, a **SCI-083. Merril (1992) [32]** é a única a discorrer sobre seus efeitos. Esta salienta a diminuição que estas trazem à largura efetiva da própria laje na treliça mista, reduzindo assim os benefícios da ação mista na estrutura composta. A figura 3.27 descreve a influência que estas aberturas resultam de acordo com suas localizações.

Por fim a mesma limita inferiormente o peso específico do concreto para vigas mistas em 1440 Kg/m^3 . Já **Malite (1990) [21]**, baseado nas especificações da **NBR 8800 (1986) [25]**, limita este valor em 22 KN/m^3 , e sua resistência característica à compressão (f_{ck}) dentro do intervalo de $20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 28 \text{ MPa}$.

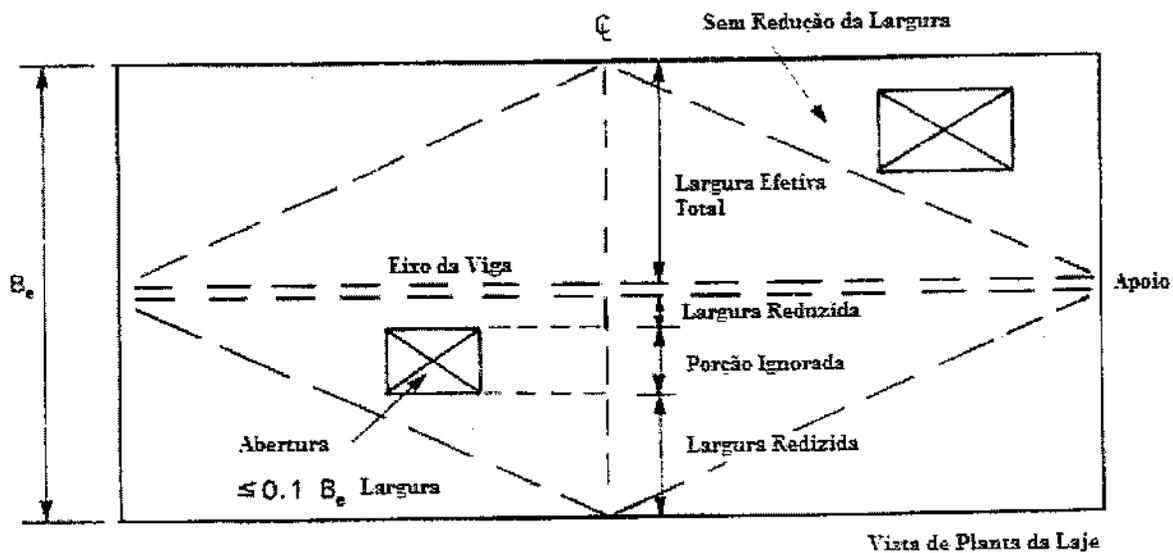


Figura 3.27 – Influência de Aberturas na Laje nas Ações Mistas

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 26.

3.8. Dimensionamento das Treliças Mistas

Dentre os diversos autores aqui referenciados, há muita controvérsia perante as diversas considerações de cálculo apresentadas. O que para alguns parece como certo e imutável, para outros há desconfiança embasada em fatos que possam parecer verídicos, embora não comprovados cientificamente, e hábeis a mudar todo o rumo das investigações em busca do real funcionamento das treliças mistas.

É neste cenário que ASCE (1996) [3] descreve em seu trabalho três fatos fundamentais e necessários ao dimensionamento das estruturas mistas treliçadas. A primeira é quanto à governabilidade do dimensionamento deixada a cargo do banzo inferior, ou seja, o escoamento do banzo inferior deve preceder o esmagamento do concreto da laje e a ruína dos conectores de cisalhamento. Isto é demonstrado nas especificações de normas e diversas bibliografias através das fórmulas 3.16 e 3.17 tiradas da NBR 8800 (2003) [24].

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{Rd} \geq (A_g \cdot f_y)_{BI} / 1,10 \end{array} \right. \quad (3.16)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c \cdot t_c / 1,40 \geq (A_g \cdot f_y)_{BI} / 1,10 \end{array} \right. \quad (3.17)$$

Onde:

Q_{Rd} – somatória das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento, situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$(A_g \cdot f_y)_{bi}$ – produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g pela sua resistência ao escoamento f_y ;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão;

B_c – largura efetiva da laje de concreto;

t_c – espessura da laje de concreto.

A segunda é a citação de que os conectores de cisalhamento devem apresentar, em seu conjunto, capacidade suficiente a fim de transferir todos os esforços solicitantes do banzo superior à laje de concreto. Por último, descreve a insignificância da consideração do banzo superior no cálculo resistente da treliça mista após a cura do concreto.

Já Wang; Kaley (1967) [36] descreve, e segue, algumas acepções no desenvolvimento de sua pesquisa. A primeira vem da premissa básica de todo trabalho que envolva estruturas mistas, a qual, aqui, assume que a treliça metálica trabalha em conjunto com a laje de concreto na resistência aos esforços solicitantes.

A segunda vem de encontro à idéia defendida pela ASCE (1996) [3], descrevendo que dependendo da posição da linha neutra da seção, tanto o banzo superior quanto a

laje de concreto podem estar solicitadas e, por conseqüência, contribuindo para a resistência à compressão presente na corda superior.

As últimas duas são referentes ao banzo inferior, dissertando sobre sua responsabilidade quanto aos esforços de tração solicitantes na estrutura, e às diagonais e montantes, isentando delas qualquer responsabilidade de contribuição no momento fletor resistente da treliça mista.

Após esta breve análise e passando agora para o âmbito do dimensionamento da estrutura, a maioria dos autores aqui referenciados, principalmente os mais conservadores, descrevem o funcionamento das treliças mistas como se ela fosse uma viga simplesmente apoiada, estando assim seu banzo inferior sob ação pura de esforços axiais de tração, a laje sob ação de esforços axiais de compressão e as barras internas, montantes e diagonais, resistindo aos esforços cortantes totais.

Dentro deste contexto, a figura 3.28, retirada de **Brattland; Kennedy (1992) [5]**, mostra a esquematização para cálculo do momento fletor resistente descrito por vários dos autores aqui referenciados, assim como toda sua formulação, obtida de **Samuelson (2002) [31]**, expostas aqui através da formulação 3.18 a 3.20.

$$T = C \quad (3.18)$$

$$a = T / 0,85 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_e \quad (3.19)$$

$$M = T \cdot e \quad (3.20)$$

Onde:

Φ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

f'_c – resistência característica do concreto à compressão (f_{ck});

b_e – largura efetiva da laje de concreto (B_c);

e – distância do centro de gravidade da seção do banzo inferior ao centro de gravidade da parte comprimida da laje de concreto.

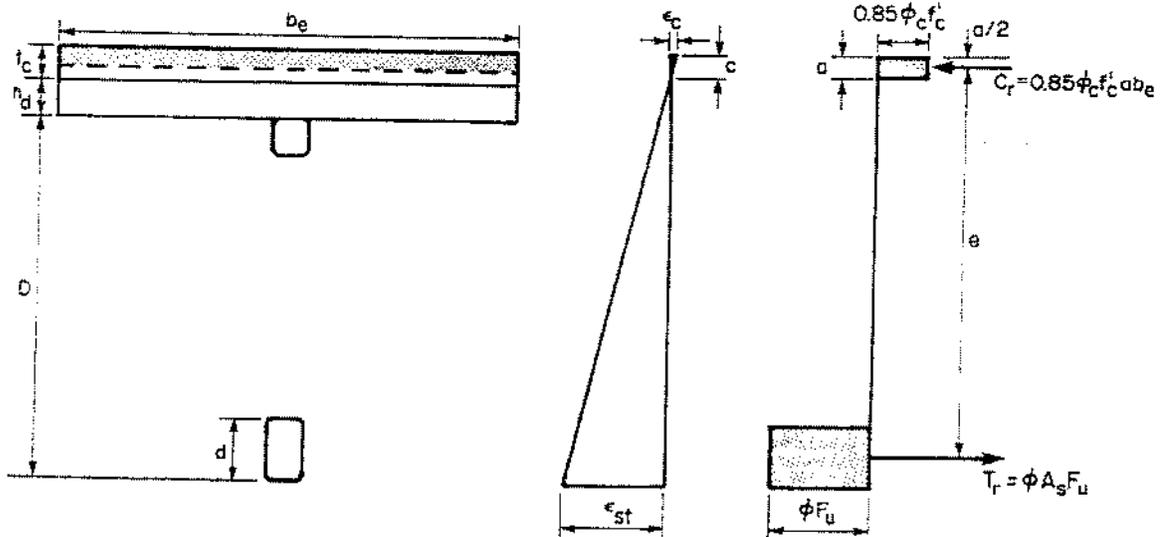


Figura 3.28 – Esquemática do Momento Fletor Resistente em Treliças Mistas

Fonte: BRATTLAND, A. & LAURIE KENNEDY, D. J. (1992), p. 282.

Para que o modelo apresentado represente a realidade, a premissa básica é a não existência de momento fletor nas barras da treliça, portanto ou todo carregamento deve estar aplicado pontualmente nos nós do banzo superior ou as barras devem apresentar-se com ligações rotuladas.

Dentro desta realidade, alguns autores, de forma voluntária ou não, enumeram alguns fatores que vão de encontro a esta teoria e que acabam por mostrar sua possível inverossimilidade. É o caso da ASCE (1996) [3] que alerta em seu trabalho o fato de que ligações soldadas entre os elementos podem transmitir momentos fletores, já que apesar de possível não é comum, pela sua inviabilidade econômica, a previsão de rótulas nas ligações entre barras.

Na tentativa de minimizar este fato e justificar o uso do modelo, o mesmo autor descreve a inexistência de momentos fletores solicitantes consideráveis de cálculo para

barras com comprimento destravado menor que 600 mm e com ausência de significativas excentricidades em suas ligações.

Por outro lado, Fruchtengarten (2003) [14], apesar de defender o uso do modelo, ressalva que o banzo superior apresenta momentos fletores gerados pelos carregamentos existentes fora de seus nós e pela excentricidade dos perfis e ligações das barras, sendo assim necessário sua verificação a estes esforços.

Quanto as normatizações, uma das únicas a conter premissas específicas sobre o dimensionamento das treliças mistas em seu escopo é a CISC (2000) [7]. Para esta, a área do banzo superior pode ser desconsiderada para os cálculos referentes depois da cura do concreto. Além disso, descreve a necessidade de se ter uma interação total laje – viga treliçada, assim como linha neutra localizada na laje de concreto, sendo estas duas verificadas através das fórmulas 3.21 e 3.22.

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_R \geq \phi \cdot A_s \cdot f_y \\ \phi \cdot A_s \cdot f_y \leq 0,85 \cdot \phi_c \cdot B \cdot t \cdot f'_c \end{array} \right. \quad (3.21)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi \cdot A_s \cdot f_y \leq 0,85 \cdot \phi_c \cdot B \cdot t \cdot f'_c \end{array} \right. \quad (3.22)$$

Onde:

- Φ – coeficiente de ponderação da resistência do aço;
- A_s – área do banzo inferior da treliça de aço;
- f_y – resistência ao escoamento do aço;
- Φ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto;
- B – largura efetiva da laje de concreto (B_c);
- t – espessura da laje de concreto;
- f'_c – resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

Para o cálculo do momento resistente, a **CISC (2000)** [7] apresenta formulação similar à apresentada pelo **Samuelson (2002)** [31], descrita acima pelas fórmulas 3.18 a 3.20. Já quanto aos conectores, devem ser dimensionados a transmitir todos os esforços cortantes horizontais, tendo assim, em seu conjunto, resistência superior ao esmagamento da laje de concreto e do aço do banzo inferior ao escoamento, respeitando assim o intervalo imposto na fórmula 3.23.

$$V_h \geq \begin{cases} \phi \cdot A_s \cdot f_y \\ 0,85 \cdot \phi_c \cdot B \cdot t \cdot f'_c \end{cases} \quad (3.23)$$

Onde:

V_h – cortante horizontal a ser dimensionada aos conectores locados entre a extremidade da viga, região de momento nulo, à seção de momento máximo.

Para isto, os conectores devem apresentar-se em número suficiente a fim de proporcionar esta verificação, determinado a partir da fórmula 3.24, e distribuídos de forma uniforme entre a seção de momento máximo e nulo adjacente.

$$n = \frac{V_h}{q_{cs}} \quad (3.24)$$

Onde:

n – número de conectores de cisalhamento necessários entre seção de momento máximo e nulo adjacente;

q_{cs} – resistência de cálculo individual do conector de cisalhamento.

Apesar de defender o uso deste modelo simplificado de dimensionamento das treliças mistas, a **CISC (2000)** [7] expõe claramente que se as barras tiverem comprimento acima de 610 mm, ou se houver cargas concentradas aplicadas fora dos

“panel points”, nós do banzo superior, ou ainda houver excentricidade dos elementos e ligações, deve-se considerar o efeito de momentos fletores em seu dimensionamento.

A **AISC-LRFD (1999)** [1], apesar de não prover de informações e parâmetros específicos para procedência dos cálculos de dimensionamento das treliças mistas, descreve da necessidade do perfil metálico suportar sozinho todos os carregamentos atuantes, quando da ação de momentos fletores negativos em um sistema misto.

Já o **Eurocode 4 (2001)** [11], apesar de não ter incluso parâmetros de dimensionamento das treliças mistas em seu escopo, se utiliza de literaturas complementares, como é o caso da **SCI-083. Merril (1992)** [32], para determinação de limitações e especificações de cálculo para este tipo de estrutura.

Este, por sua vez, foi desenvolvido baseado em determinações da norma britânica **BS 5950** e concordante com parâmetros contidos no próprio **Eurocode (1992)** [12]. Disserta da necessidade da treliça isolada ser verificada para tensões atuantes antes da cura, fase de construção, e apresenta um esquema de esforços, aqui mostrada através da figura 3.29, e formulação para os cálculos resistentes da estrutura, representado pela formulação 3.25 a 3.27.

$$R_b = A_s \cdot f_y \quad (3.25)$$

$$R_t = 0,45 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot (D_s - D_p) \quad (3.26)$$

$$M_R = R_b \cdot (D_t + D_s - 0,5 \cdot x_c - x_b) \quad (3.27)$$

Onde:

R_b – resistência à tração do aço do banzo inferior;

R_t – resistência à compressão da laje de concreto;

D_s – altura da mísula da forma de aço da laje mista;

D_p – altura total da laje de concreto;

x_c – altura da linha neutra elástica do perfil do banzo inferior;

x_b – distância da linha neutra elástica da estrutura mista ao topo da laje;

b_e – largura efetiva da laje de concreto;

f_c – resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

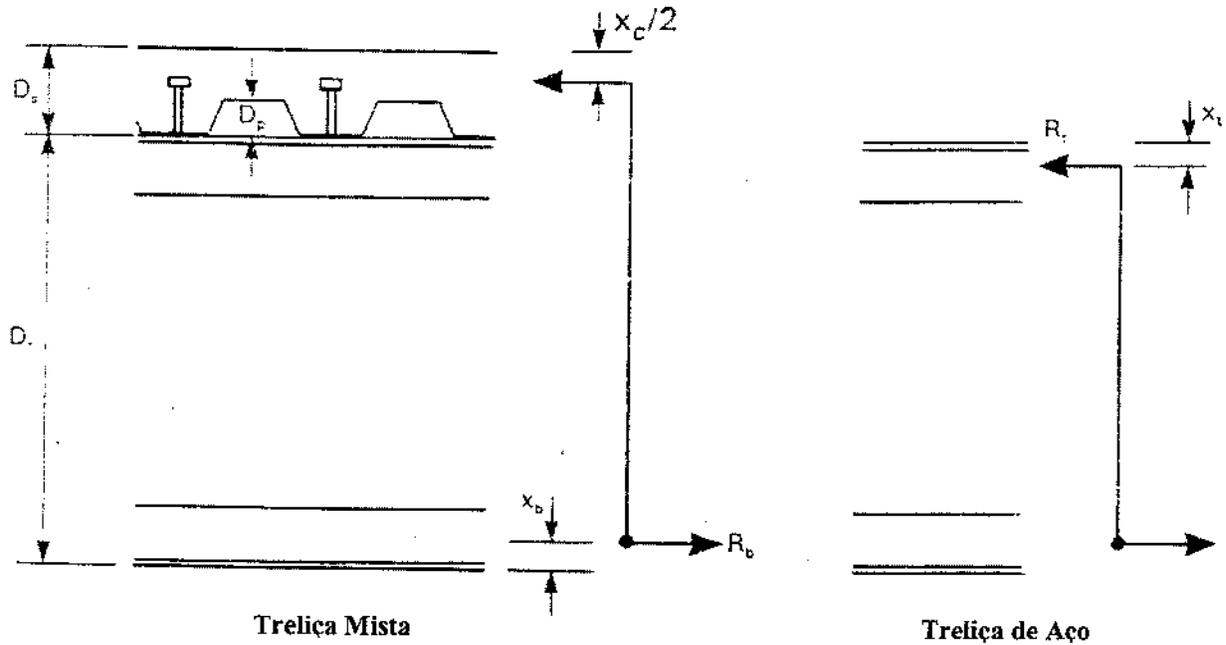


Figura 3.29 – Momento Resistente da Treliça Mista e Isolada

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 11.

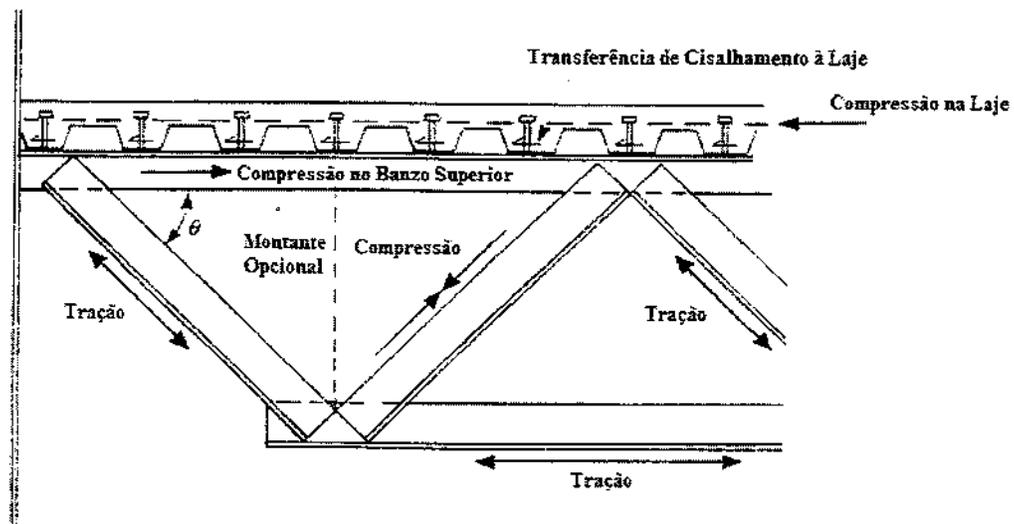


Figura 3.30 – Esquema de forças em uma Treliça Mista

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 13.

Por fim, localizando no âmbito nacional, **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]**, baseando seu trabalho em normas internacionais e parâmetros apresentados pela **NBR 8800 (1986) [25]**, descreve o dimensionamento das estruturas mistas treliçadas de forma idêntica à apresentada pela **CISC (2000) [7]**, mostrada aqui anteriormente.

O autor ainda descreve, assim como a maioria dos que aqui referenciados dissertam o tratamento deste tipo de estrutura, a necessidade da força cortante ser resistida em sua totalidade apenas pelo perfil de aço da estrutura, fazendo-se assim necessária sua verificação no dimensionamento dos elementos constituintes.

3.9. Estado Limite de Utilização

Alguns dos autores aqui referenciados descrevem ainda em seus respectivos trabalhos tópicos e especificações relativos aos estados limites de utilização, relatando, na maioria das vezes, de maneira diferenciada e particular a cada trabalho, informações e considerações de cálculo necessários à verificação das treliças mistas para este estágio.

Dentre os trabalhos que serviram de suporte a esta pesquisa, **ASCE (1996) [3]** é o único que retrata imposições de deslocamento vertical (flecha) nas treliças mistas. Baseado na **AISC-LRFD (1999) [1]** e ancorado por especificações da **CISC (1989)**, relata os seguintes valores limites de deflexão:

- Para cobertura ou piso que não suporta elementos não estruturais que sofram danos por grandes deslocamento:
 - Cobertura – $L/180$;
 - Piso – $L/360$.

- Deslocamento limitante para piso ou cobertura após a instalação de elementos não estruturais: $L/480$.
- Para cobertura ou piso que são conectados a elementos não estruturais que sofram perdas por grandes deslocamentos: $L/240$.

Para a determinação deste deslocamento vertical sofrido pelas treliças mistas, deve-se calcular o momento de inércia total da estrutura composta. É justamente neste ponto que há grandes contradições dentre o universo dos autores aqui citados. A começar por **Samuelson (2002) [31]**, expõe em seu trabalho, referenciando **Murray et al. (1997)**, a fórmula 3.28 para a determinação do momento de inércia da estrutura composta.

$$I_g = I_{nc} + (I_c - I_{nc})/4 \quad (3.28)$$

Onde:

I_g – momento de inércia efetivo da treliça mista;

I_{nc} – momento de inércia da treliça de aço isolada;

I_c – momento de inércia da treliça mista.

Samuelson (2002) [31] descreve que o método padrão para o cálculo do momento de inércia de treliças é através da redução do momento de inércia da própria treliça isolada pela multiplicação do fator de redução 0,85 (85%). Este, segundo o autor, é um fator médio para contabilizar a deformação das diagonais e montantes e ainda excentricidade das conexões, o qual funciona bem para relação vão / altura em torno dos 18.

Segundo ainda o autor, examinando resultados obtidos por ensaios feitos por **Murray; Allen; Ungar (1997)**, revela que para relação vão / altura girando em torno dos

24 o valor do fator de redução fica em 0,9 (90%), enquanto que para uma relação em torno dos 6 o fator pula para 0,5 ou 50%.

A fim de escrever uma relação entre os valores encontrados pelos ensaios, Samuelson (2002) [31], descrevendo ainda o trabalho de Murray; Allen; Ungar (1997), sugere o método descrito a seguir para o cálculo efetivo do momento de inércia das treliças mistas.

$$I_{ef} = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{banz.}} + \frac{1}{I_{comp.}}} \quad (3.29)$$

Onde:

I_{ef} – momento de inércia efetivo da treliça mista;

$I_{banz.}$ – momento de inércia da treliça de aço isolada (banzos superior e inferior);

$I_{comp.}$ – momento de inércia da treliça mista (banzo inferior e laje de concreto);

γ – coeficiente igual a:

$$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1 \quad (3.30)$$

Onde:

C_r – coeficiente de minoração para $6 \leq L/H \leq 24$ igual a:

$$C_r = 0,90 \cdot (1 - e^{-0,28 \cdot (L/H)})^{2,8} \quad (3.31)$$

Onde:

L – vão da treliça mista;

H – altura da treliça mista (distância entre banzos);

Fruchtengarten (2003) [13] por sua vez, através da análise de resultados obtidos por métodos de cálculos computacionais, disserta da ocorrência de flechas maiores quando de larguras efetivas da laje de concreto reduzidas, ocasionadas pela conseqüente redução do momento de inércia.

Para o cálculo deste momento de inércia nas treliças mistas, o autor destaca o método apresentado por **Chien; Ritchie (1984)**, descrevendo a formula 3.31 quando de interação total laje-treliça. Nesta fórmula, segundo **Fruchtengarten (2003) [13]**, o banzo superior da treliça isolada deve ser desconsiderado nos cálculos do momento de inércia da treliça mista, a subtração dos 15% do valor do momento de inércia da treliça isolada é devido aos deslocamentos adicionais causados pelo efeito da força cortante e a divisão da fórmula por 1,3 é resultado da deformação lenta do concreto e o escorregamento interfacial entre banzo superior e laje.

$$I_{ef} = \frac{I_{TM} - 0,15.I_{TI}}{1,3} \quad (3.32)$$

Onde:

I_{TM} – momento de inércia da treliça mista;

I_{TI} – momento de inércia da treliça isolada.

Já para interação parcial laje-treliça, o autor descreve a fórmula 3.33 sugerida por **Maurer; Kennedy (1994)** e também presente, de forma genérica a qualquer tipo de viga mista, nas especificações da **CISC (2000) [7]**. Os autores destacam ainda a necessidade de aumentar as flechas relativas às cargas de longa duração, calculadas a partir da expressão, em 15%.

$$I_{ef} = I_{TM} + 0,85.p^{0,25}.(I_{TM} - I_{TI}) \quad (3.33)$$

Onde:

p – grau de interação da treliça ou viga mista.

Por sua vez, a **SCI-083. Merrill (1992) [32]**, de forma mais completa e específica às treliças mistas e tendo como base normas e especificações européias, descreve, através da fórmula 3.34, o cálculo do momento de inércia deste tipo de estrutura.

$$I_{ef} = \frac{A_b \cdot A_c / \alpha_e}{A_b - A_c / \alpha_e} \cdot \left(D_t + \frac{(D_s + D_p)}{2} - x_b \right)^2 \quad (3.34)$$

Onde:

A_b – área da seção transversal do perfil do banzo inferior da treliça;

A_c – área efetiva da seção transversal da laje de concreto, igual a $(D_s - D_p) \cdot B_e$;

D_t – distância entre borda superior do banzo superior e borda inferior do banzo inferior da treliça isolada, segundo figura 3.31;

D_s – espessura total da laje de concreto, segundo figura 3.31;

D_p – altura da mísula da forma de aço da laje mista, segundo figura 3.31;

B_e – largura efetiva da laje de concreto;

x_b – centróide do banzo inferior da treliça, segundo figura 3.31;

α_e – razão modular, igual a 10 para concreto com densidade normal e 15 para concreto de baixa densidade, segundo **BS 5950: Part 3 (1990)**.

Complementando as especificações do deslocamento vertical sofrido pela treliça mista, o autor expõe a fórmula 3.35 como rotina a se calcular a flecha total sofrida pela estrutura.

$$\delta_i = \frac{5 \cdot w_i \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} \quad (3.35)$$

Onde:

w_i – carregamento uniforme distribuído ao longo da viga;

L – vão total da treliça mista;

E – módulo de elasticidade do aço;

I_{ef} – momento de inércia efetivo da treliça mista.

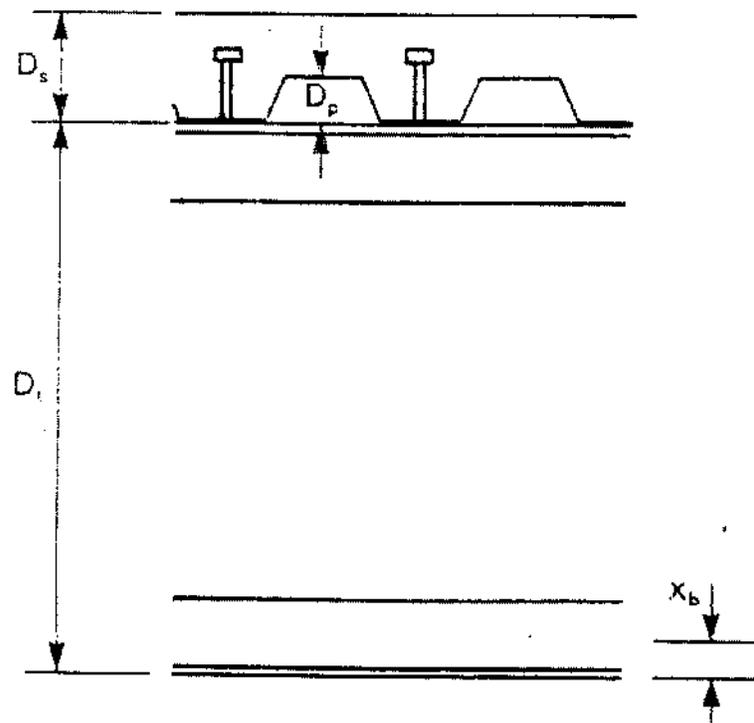


Figura 3.31 – Dimensões da Treliça Mista

Fonte: SCI-083. MERRIL, S. O. (1992), p. 11.

Por fim, a **SCI-083. Merrill (1992) [32]** é a única obra aqui referenciada a apresentar de forma direta, especificações e formulações pertinentes ao cálculo da verificação da estrutura mista treliçada sobre a ação de vibrações. Para isto abre mão da fórmula 3.36 a fim de definir a frequência natural da estrutura.

$$f = 18 / \sqrt{\delta_{sw}} \quad (3.36)$$

Onde:

δ_{sw} – deflexão instantânea da estrutura, igual à fórmula 3.35 substituindo o valor de w_i pela carga permanente mais 10% da sobrecarga.

Segundo o autor, na fórmula da deformação instantânea o momento de inércia da estrutura pode ser acrescido de 10 % do seu valor a fim de contabilizar os efeitos dinâmicos na fórmula. Já a frequência natural da estrutura deve ser maior que 3 ou 4 Hz, sendo 4 Hz o mais aplicado na prática.

Outro autor a referenciar as vibrações indesejáveis em edificações, de forma breve e genérica às estruturas mistas, é o **Queiroz; Pimenta; Da Mata (2001) [28]**. De acordo com o autor, recomenda-se que em pisos com pouco amortecimento (com pouco ou nenhum revestimento sobre a laje e sem nenhuma divisória), submetidos ao caminhar de pessoas, a frequência própria não seja inferior a 4 Hz.

Já em pisos com nível de amortecimento um pouco mais elevado, este limite pode ser diminuído, mas em hipótese alguma deve ser ultrapassado a marca dos 3 Hz. Por fim, o autor destaca ainda que pisos submetidos a atividades rítmicas e ginástica aeróbica, a frequência própria deve-se situar em média superior aos 6 Hz.

QUARTO CAPÍTULO

- Metodología -

4. METODOLOGIA

Em países como Canadá e EUA, bem como a Europa, as treliças mistas assim como os steel joists tem sido foco de algumas pesquisas na busca de respostas e definições do real mecanismo de funcionamento destas estruturas, procurando definir através de ensaios ou modelagens computacionais seu comportamento em diversos estágios de vãos e carregamentos, diversificações de esquemas estáticos e hipóteses de cálculos, trabalhando em regime elástico ou plástico, ou ainda, pesquisas que visam somente à viabilidade econômica destas comparando-as sempre às estruturas convencionais.

Através do suporte de alguns destes trabalhos, auxiliados de literaturas consagradas e algumas normas reguladoras, procuramos executar esta pesquisa, ponderando seus tópicos abordados e buscando sempre a verdade dos fatos, principalmente quanto ao seu real comportamento quando solicitada, tendo como meta sua tropicalização no sentido de trazer seu conteúdo para a realidade brasileira, adaptando-a aos parâmetros e especificações da norma nacional vigente.

Para isto, o ponto de partida desta pesquisa foi justamente identificar textos científicos que abordem o assunto, como livros e artigos técnicos publicados em renomadas revistas, teses já defendidas sobre estruturas mistas treliçadas e literaturas,

nacionais e internacionais, especializadas tanto em estruturas mistas quanto especificamente em treliças mistas e steel joists.

Com a identificação desta literatura especializada define-se seu estado da arte, identificando sua evolução ao longo dos anos e principalmente contextualizando-a no cenário internacional.

Juntamente com estas literaturas foi imprescindível identificar como as principais normas internacionais – Eurocode, LRFD e CISC – descrevem em seu escopo as estruturas mistas tanto de forma genérica, vigas mistas compostas por perfis de alma cheia, como especificamente o caso das treliças mistas.

Finalizada toda identificação e estudo das bibliografias especializadas, juntamente com as especificações das normas internacionais citadas anteriormente, comparam-se as formas apresentadas de tratamento das vigas mistas treliçadas e situa-se seus parâmetros de cálculo à realidade brasileira, através das especificações descritas na NBR 8800.

O passo seguinte, e natural, desta pesquisa é a apresentação de rotinas para o cálculo de todos os parâmetros envolventes no dimensionamento das treliças mistas, assim como a formulação necessária para o dimensionamento destas estruturas obedecendo todas as limitações previstas na norma nacional e exemplos numéricos para os casos estudados.

Ao fim deste documento é também apresentada uma proposta de anexo para a NBR 8800, contendo em seu escopo justamente toda esta formulação e parâmetros necessários para o dimensionamento específico das treliças mistas.

Por fim, é apresentado um dos principais tópicos a que esta pesquisa foi proposta, um programa computacional desenvolvido utilizando a linguagem Object Pascal, através de rotinas desenvolvidas no Delphi, assim como todos os fluxogramas implantados no respectivo software, para a automação do dimensionamento deste tipo de estrutura, consolidando todo trabalho, variáveis, hipóteses de cálculo e formulações apresentados ao longo da pesquisa.

QUINTO CAPÍTULO

- Aspectos Gerais da Viga Mista Treliçada -

5.1.	A Treliça Plana	114
5.2.	As Barras Constituintes	118
5.3.	Mesa de Concreto	119
5.4.	Conectores de Cisalhamento	122
5.5.	Especificações Gerais	124

5. ASPECTOS GERAIS DA VIGA MISTA TRELIÇADA

Como já mencionado anteriormente, a estrutura em foco é composta por uma treliça plana de banzos paralelos, contendo diagonais e, podendo ou não ter montantes na composição final da estrutura treliçada.

Em conjunto com a viga treliçada (treliça plana) está uma faixa da laje de concreto, podendo ser maciça ou mista, ou seja, com forma de aço nervurada incorporada na laje (Steel Deck), onde juntos irão resistir a todas solicitações de cálculos atuantes na estrutura, efetivamente após a cura do concreto da laje.

Para que as partes constituintes da Viga Mista Treliçada, compostas por diferentes tipos de materiais (aço e concreto), trabalhem em conjunto é necessária a existência de elementos conectados a ambas as partes da estrutura, à laje e à treliça plana, os quais tem a responsabilidade de transmitir todos esforços cisalhantes na interface destes elementos, consolidando-os em uma estrutura única a resistir aos esforços solicitantes. Estes elementos são denominados conectores de cisalhamento e, em sua totalidade, estão locados no banzo superior da treliça e embebedados na laje de concreto, seja ela maciça ou mista.

Para situar esta estrutura em parâmetros já determinados e consagrados em literaturas internacionais, serão descritas nos tópicos seguintes algumas especificações importantes e necessárias para o dimensionamento da Viga Mista Treliçada.

5.1. A Treliça Plana

Quanto à treliça, serão expostos aqui alguns pontos importantes a serem salientados. Primeiramente, após uma análise numérica de dados e resultados, pode ser destacada a vantagem econômica da utilização da treliça tipo Warren invertida como composição final da estrutura treliçada. Este tipo foi selecionado entre outros, como, por exemplo, a Prat e a Howe, pela sua eficiência estrutural neste tipo de estrutura, à qual resultou em menores perfis dos elementos e conseqüentemente redução no peso final da estrutura. Toda a análise pertinente a este estudo e resultados serão apresentados oportunamente em tópicos seguintes.

Eventualmente, as treliças tipo Warren são compostas apenas pelos banzos superior e inferior, dispostos paralelamente entre si, responsáveis principalmente pela transmissão de esforços axiais, e as diagonais, interligando os banzos, responsáveis principalmente pela transmissão dos esforços cortantes da estrutura.

Ainda dentro desta composição, pode-se ter, conjuntamente com as diagonais, montantes interligando os banzos. Assim como as diagonais, as montantes são responsáveis pela transmissão dos esforços cortantes da viga, mas a grande vantagem de sua utilização vem da necessidade de diminuição do comprimento de flambagem das barras pertencentes aos banzos, principalmente do banzo superior, reduzindo assim os esforços de flexão atuantes nestas barras, provenientes principalmente de carregamentos distribuídos ao longo do banzo superior.

A seguir, nas figuras 5.01, 5.02 e 5.03, podemos observar a esquematização deste tipo de estrutura com suas respectivas configurações.

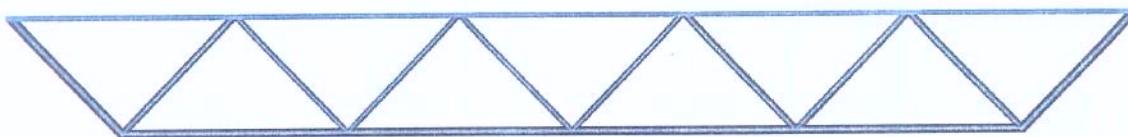


Figura 5.01 – Viga Mista Treliçada composta somente por Banzos e Diagonais

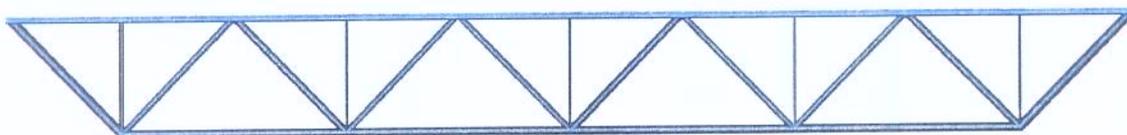


Figura 5.02 – Viga Mista Treliçada composta por Banzos, Diagonais e Montantes limitando somente o Banzo Superior

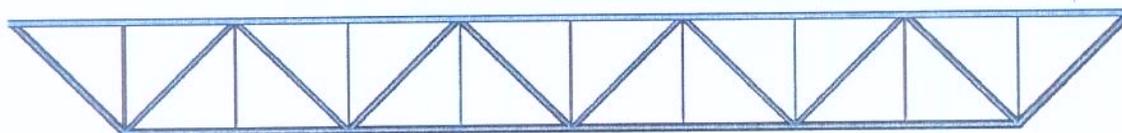


Figura 5.03 – Viga Mista Treliçada composta por Banzos, Diagonais e Montantes limitando os Banzos Superior e Inferior

Além destas configurações, as treliças mistas podem apresentar painéis denominados Vierendeel. Estes painéis são espaços vazios localizados no centro das treliças planas, delimitados em suas extremidades por montantes. Sua utilização é prevista quando da necessidade de passagem de dutos ou instalações prediais de dimensões maiores aos espaços apresentados pela viga treliçada. A figura 5.04 demonstra a esquematização de painéis Vierendeel inseridos na composição das treliças planas.

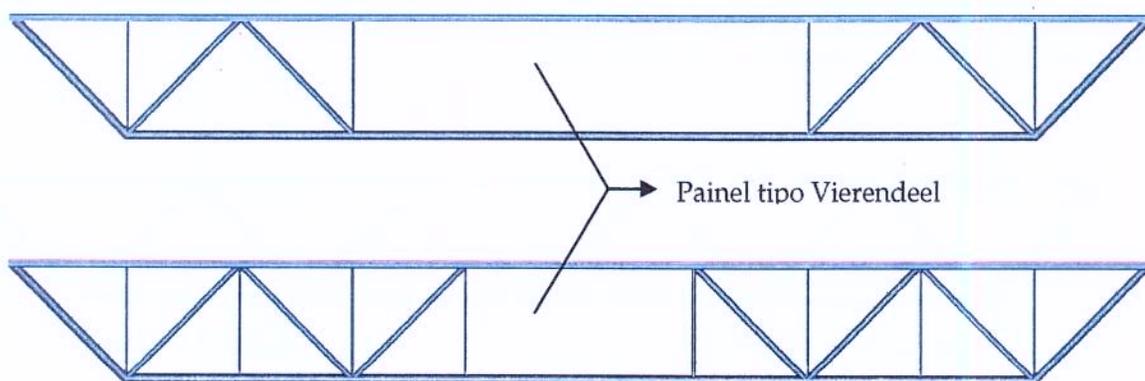


Figura 5.04 – Vigas Mistas Treliçadas com Painéis tipo Vierendeel

Os cálculos para o dimensionamento deste tipo de estrutura são idênticos aos apresentados às treliças mistas comuns, ou seja, sem a presença de painéis Vierendeel, os quais serão apresentados oportunamente em tópicos futuros.

Já as ligações entre barras, ao contrário do que se encontra em algumas literaturas especializadas, devem ser previstas como engastadas, ou seja, não podem ser consideradas rotuladas de forma a facilitar os cálculos estruturais.

As rotulações somente poderão ser consideradas se realmente forem previstas, calculadas e especificadas ligações rotuladas no projeto executivo as quais sejam executadas de forma correta, a fim de evitar a transmissão do momento fletor ao longo da viga treliçada, o que na maioria das vezes se torna algo impraticável, principalmente para o banzo superior, pela complexidade de seu desenvolvimento.

Apesar disto, existem algumas situações, que serão abordadas oportunamente em tópicos futuros, das quais podemos desconsiderar os momentos fletores atuantes nas barras, calculando assim de forma simplificada, o dimensionamento da treliça mista.

A seguir, na figura 5.05, são mostrados alguns tipos de ligações existentes na treliça plana aqui abordada.

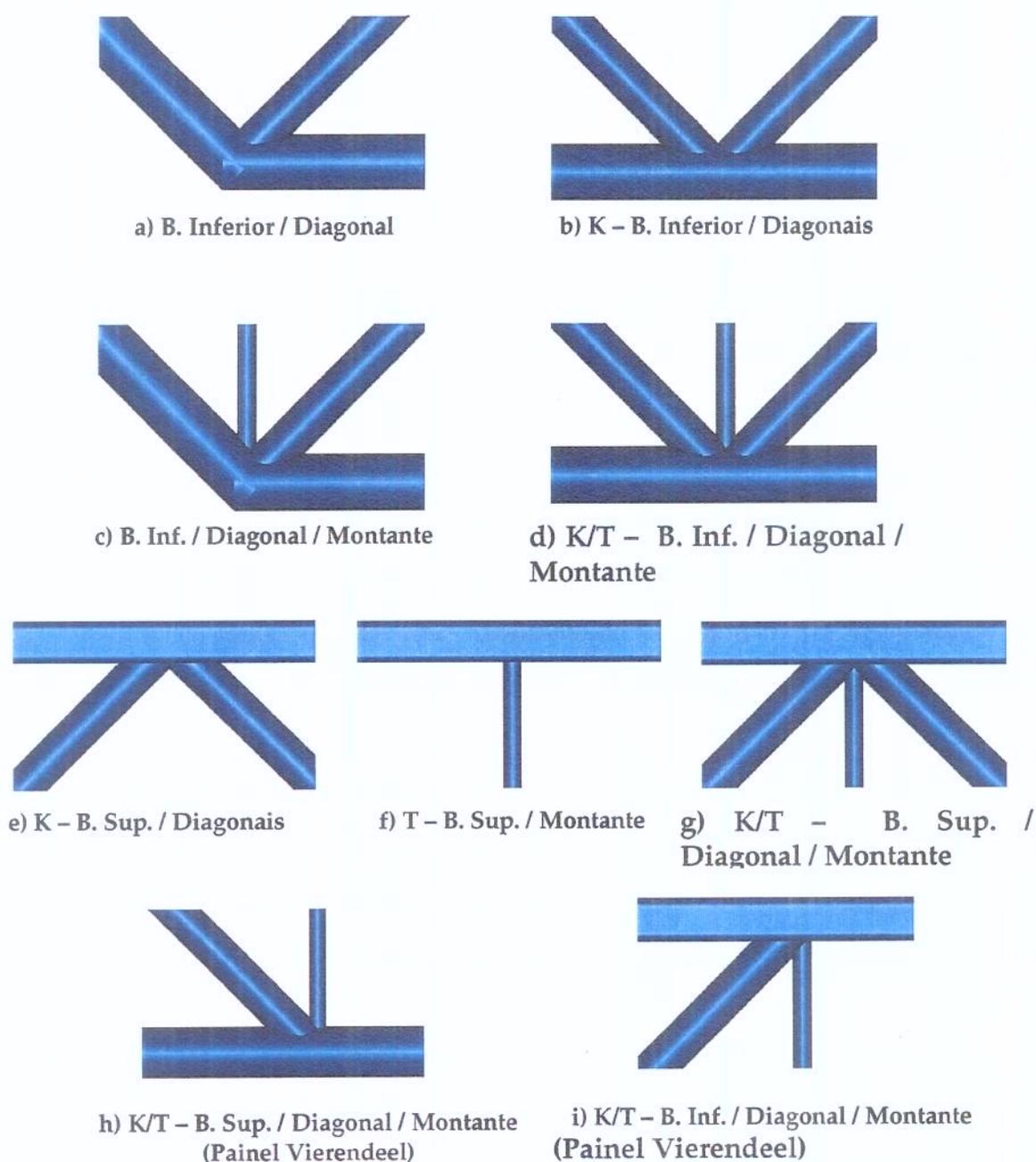


Figura 5.05 – Tipos de ligações tubulares existentes na Viga Mista Treliçada

Por fim, a treliça plana, assim como a treliça mista, deve ser considerada nos cálculos estáticos como biapoiada, ou seja, o deslocamento horizontal da estrutura global deve ser livre.

5.2. As Barras Constituintes

As treliças são constituídas de barras prismáticas e lineares, as quais em conjunto transmitem os esforços solicitantes à extremidade da estrutura, ou seja, aos pilares ou vigas primárias que estão a sustentar a treliça mista.

Para a presente pesquisa foi escolhida, não por acaso, barras compostas por perfis tubulares. A escolha foi feita em vista de suas inúmeras vantagens para o tipo de estrutura aqui apresentada, principalmente pela sua eficiência estrutural e economia perante outros perfis.

Os perfis tubulares podem ser compostos de seções circulares ou retangulares, sendo estes últimos imprescindíveis para o banzo superior. Já o banzo inferior, assim como as diagonais e montantes, podem ser compostos por qualquer um dos dois tipos. A figura 5.06 apresenta de uma forma esquemática estes perfis.

Especificamente na Viga Mista Treliçada, ao contrário do que a maioria dos autores defende, as barras estarão sobre ações de esforços tanto axiais, tração ou compressão, como fletores, momento fletor. A flexão composta solicitante é causada por alguns fatores como a não articulação e presença de excentricidade das ligações, assim como cargas aplicadas fora dos nós da treliça, proporcionadas pelo carregamento distribuído no banzo superior.

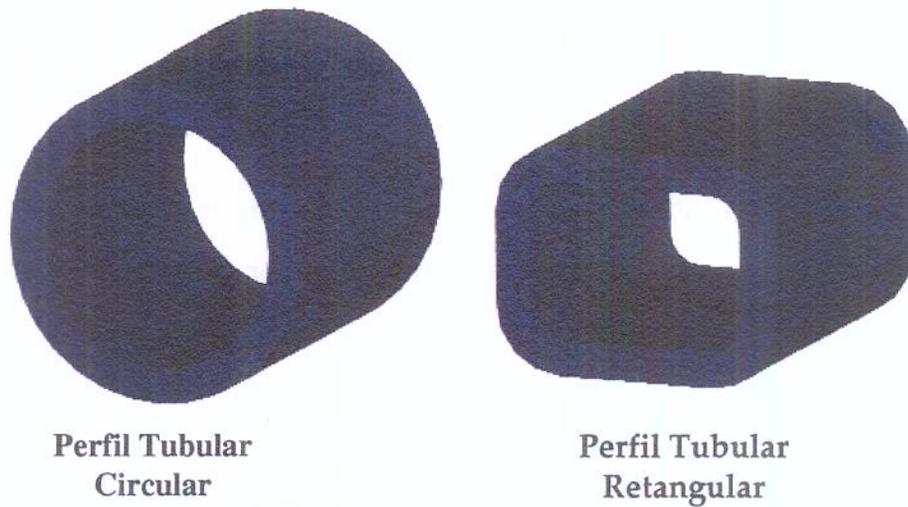


Figura 5.06 – Perfis Tubulares

Mesmo assim há situações das quais os cálculos podem ser simplificados, tratando a treliça em seu dimensionamento como ideal, ou seja, considerando somente esforços axiais atuantes em seus elementos. Estes casos serão abordados oportunamente em tópicos futuros neste presente documento.

5.3. Mesa de Concreto

A mesa de concreto é uma faixa pré-determinada da laje concreto que atua em conjunto com a viga treliçada resistindo assim a todos os esforços atuantes na estrutura. Sua atuação é verificada apenas após a cura do concreto, onde são consideradas todas as solicitações atuantes na estrutura. Esta será tomada como banzo superior da estrutura treliçada, desprezando-se assim o banzo superior da treliça metálica para o cálculo dos esforços resistentes.

A laje, como já explicitado anteriormente, pode ser de dois tipos: maciça ou mista. A maciça é a laje comumente encontrada em construções civis, sendo composta apenas

pelo concreto e pela armadura, necessitando de formas e escoramentos para sua construção.

Já a laje mista está cada vez mais em uso nas modernas edificações concebidas em estruturas metálicas. Esta é composta por uma forma de aço a qual pode ter suas nervuras localadas tanto longitudinalmente como transversalmente à viga metálica, sendo esta última posição preferível para as vigas principais da estrutura.

Estas formas atuam em conjunto com o concreto e sua armadura, podendo ser previstas como armadura positiva nas regiões de momento positivo, caso esteja posicionadas de forma que suas nervuras estejam longitudinalmente à viga considerada.

A grande vantagem deste tipo de laje é a rapidez construtiva, proporcionada pela facilidade de sua instalação, assim como a redução de desperdício de materiais, já que dispensa formas e escoramentos na sua construção. A figura 5.07 mostra dois tipos de Steel Decks encontrados no mercado.

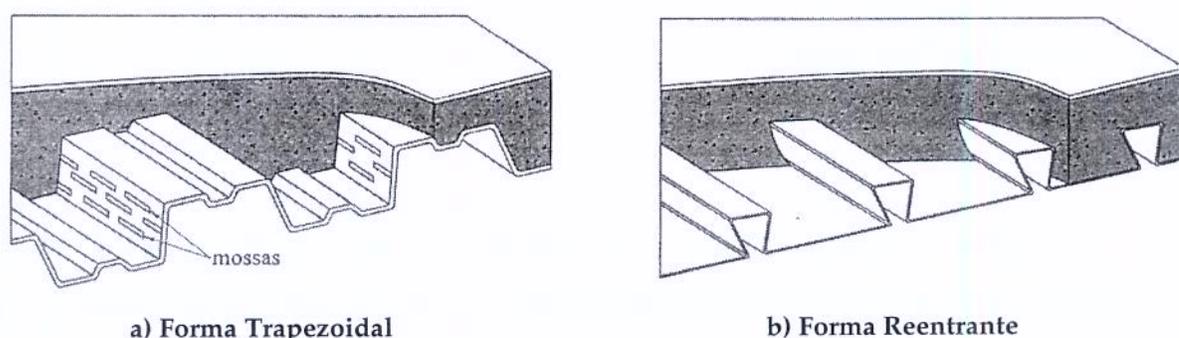


Figura 5.07 – Lajes Mistas (Steel Deck)

Fonte: QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. (2001), p. 150.

Essas lajes têm algumas particularidades que devem ser seguidas quando consideradas nos cálculos de vigas mistas, respeitando assim algumas limitações impostas em projeto, as quais são descritas nos itens a seguir ou vistas na figura 5.08.

- ✓ A altura das nervuras da fôrma de aço h_f deve ser igual ou inferior a 75 mm;
- ✓ A largura média da mísula ou da nervura situada sobre o banzo superior b_f deve ser igual ou superior a 50 mm (não pode ser tomada maior que a largura livre mínima no nível do topo da fôrma);
- ✓ O diâmetro do conector tipo pino com cabeça Dcs deve ser igual ou inferior a 19 mm;
- ✓ A projeção dos conectores acima do topo da forma não pode ser inferior a 40 mm;
- ✓ O cobrimento de concreto acima do topo da fôrma de aço não pode ser inferior a 50 mm.
- ✓ Para fôrmas com nervuras perpendiculares à viga de aço, o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço deve ser desprezado nos cálculos para determinação da resistência da seção mista;
- ✓ Para fôrmas com nervuras paralelas à viga de aço, quando a altura das nervuras da fôrma de aço h_f for superior a 40 mm, a largura média da nervura, ou mísula, b_f sobre a viga não pode ser inferior a 50 mm, quando houver apenas um pino na seção transversal, acrescentando um valor de 4 vezes o diâmetro do conector Dcs para cada pino adicional.

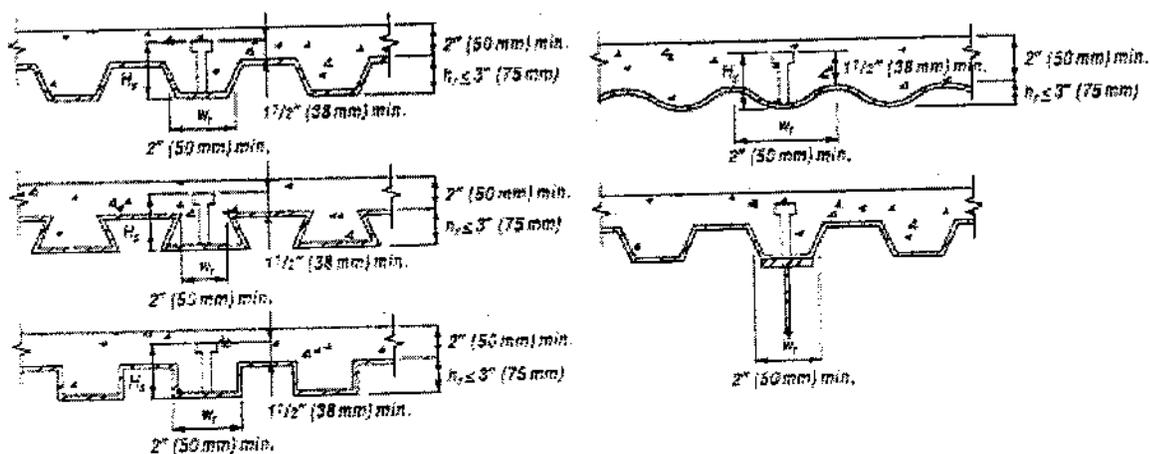


Figura 5.08 – Limitações das Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada

Fonte: AISC - LRFD (1999), p. 223.

5.4. Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento estão localizados no banzo superior da viga treliçada, fixados a este através de solda ou eletrofusão e embebedados na laje de concreto, devendo ser dimensionados em número suficiente a satisfazer a completa interação entre a treliça metálica e a laje de concreto.

Para a interação completa da viga treliçada com a laje de concreto, os conectores de cisalhamento, locados ao longo do banzo superior do perfil treliçado, deverão ter, em sua totalidade, resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço ao escoamento ou da laje de concreto ao esmagamento, o que for menor.

No caso específico das treliças mistas, como a massa de concreto contida na seção da laje a ser considerada para os cálculos é muito superior à do perfil metálico, o cálculo do número de conectores de cisalhamento necessários para a ligação do banzo superior à mesa de concreto deve ser baseado na resistência do perfil metálico do banzo inferior.

Os conectores necessários para a total interação das partes da treliça mista devem ser igualmente espaçados sobre o banzo superior da seção da viga de momento máximo à seção de momento nulo, ou seja, até o apoio, já que a viga deve ser considerada como bi-apoiada.

No caso de lajes mistas, os conectores devem obedecer duas importantes especificações. A primeira é a limitação do diâmetro do conector tipo pino com cabeça (Stud), o qual deve ser igual ou inferior a 19 mm (3/4"). A segunda é sobre o posicionamento destes conectores em relação à nervura da laje, quando esta se apresenta

transversalmente à viga considerada. A figura 5.09 explicita a posição ideal dos conectores.

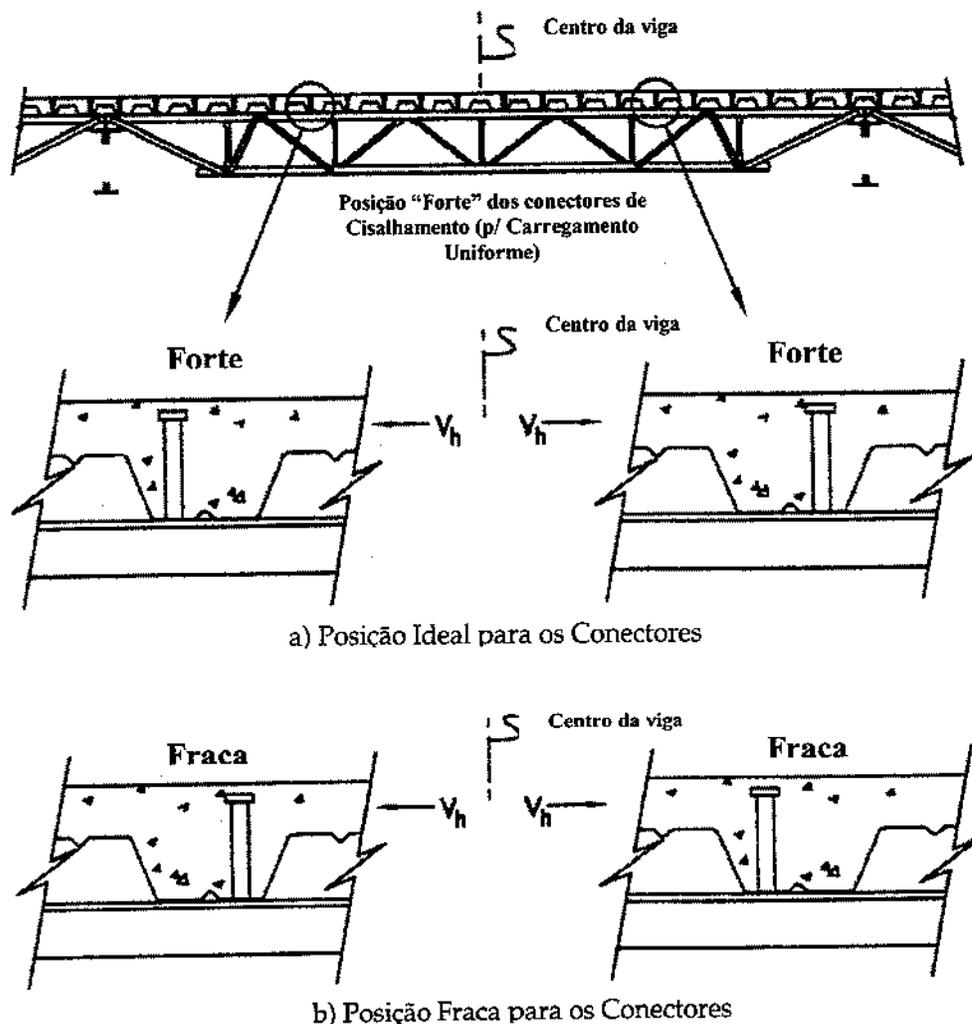


Figura 5.09 – Posicionamento dos Conectores em Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada
 Fonte: SAMUELSON, D. (2002), p. 113.

Por fim, este tipo de conector (Stud) apresenta também correlação com o perfil estabelecido para o banzo superior. Neste caso, o seu diâmetro deve ser limitado de forma que não ultrapasse o valor de 2,5 vezes a espessura do perfil tubular, podendo estender-se a 4 se previsto uma redução na resistência dos conectores.

5.5. Especificações Gerais

A Viga Mista Treliçada é uma estrutura a qual seu dimensionamento se divide em duas etapas de cálculo. A primeira antes da cura do concreto, ou de construção, onde a estrutura é simplesmente uma viga treliçada, bi-apoiada, com os carregamentos de construção, como o peso próprio e peso da laje, atuando de forma direta, distribuídos uniformemente ao longo do banzo superior da treliça plana. É justamente nesta fase que o perfil do banzo superior deve ser dimensionado.

A segunda é a fase depois da cura do concreto, onde todos os carregamentos determinados para a estrutura são considerados. Nesta fase, o banzo superior deve ser desprezado nas determinações do momento fletor resistente de cálculo e da flecha, assim como os outros elementos, banzo inferior, diagonais e montantes, são dimensionados.

É nesta fase também que são verificados os perfis metálicos, inclusive o banzo superior, quanto à resistência a força cortante, assim como todos os estados limites relativos à utilização da estrutura.

A Viga Mista Treliçada, como já explicitado anteriormente, deve ter interação completa entre a laje e a treliça plana, na qual a linha neutra da estrutura final estará localizada na própria laje de concreto, normalmente perto de sua face superior.

Por fim, caso exista esforços pontuais atuando na estrutura, ou seja, se houver cargas concentradas aplicadas sobre a treliça mista, estas devem estar localizadas sobre os "panel points", ou seja, sobre um dos nós do banzo superior, limitando assim a escolha da geometria da treliça plana na estrutura.

SEXTO CAPÍTULO

- Dimensionamento da Viga Mista Treliçada -

6.1. Esforços Solicitantes	129
6.1.1. Combinações de Ações para o Estado Limite Último	129
6.1.2. Combinações de Ações para o Estado Limite de Utilização	131
6.2. Dimensionamento das Montantes	132
6.2.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras	133
6.2.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras	133
6.2.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”	134
6.2.4. Índice de Esbeltez da Peça Metálica – “ λ ”	136
6.3. Dimensionamento das Diagonais	136
6.3.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras	137
6.3.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras	137
6.3.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”	138
6.3.4. Índice de Esbeltez da Peça Metálica – “ λ ”	140
6.4. Dimensionamento do Banzo Inferior	140
6.4.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras	141
6.4.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras	141
6.5. Dimensionamento do Banzo Superior	142
6.5.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras	143
6.5.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras	144
6.5.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”	144
6.5.4. Índice de Esbeltez da Peça Metálica – “ λ ”	146

6.6. Propriedades da Viga Mista Trelaçada	147
6.6.1. Condições Necessárias a Serem Obedecidas pelas Trelaças Mistas	147
6.6.2. Largura Efetiva da Mesa de Concreto " B_c "	148
6.6.3. Largura Efetiva Equivalente da Laje em Aço " $B_{c,eq}$ "	149
6.6.4. Momento de Inércia Efetivo da Trelaç Mista	150
6.6.4.1. Momento de Inércia da Trelaç Isolada " I_{TI} "	151
6.6.4.2. Momento de Inércia da Trelaç Mista " I_{TM} "	152
6.7. Conectores de Cisalhamento	154
6.7.1. Condições Necessárias a Serem Obedecidas pelos Conectores de Cisalhamento	155
6.7.2. Resistência de Cálculo Individual do Conector – " q_{Rd} " em Lajes Maciças	156
6.7.2.1. Pinos com Cabeça (Stud)	156
6.7.2.2. Perfil "U" Laminado ou Formado a Frio	157
6.7.3. Resistência de Cálculo Individual do Conector – " q_{Rd} " em Lajes com Fôrma de Aço Incorporada.....	159
6.7.3.1. Coeficiente de Redução – " C_{red} "	160
6.7.3.2. Limitações para Trelaças Mistas com Lajes com Forma de Aço Incorporada	161
6.7.4. Locação e Espaçamento de Conectores de Cisalhamento	162
6.7.4.1. Limitações para Locação e Espaçamento de Conectores de Cisalhamento	162
6.7.4.1.1. Espaçamento Máximo	162
6.7.4.1.2. Espaçamento Mínimo	163
6.8. Verificação da Força Cortante	164
6.9. Estado Limite de Utilização	165
6.9.1. Deslocamentos máximos permitidos " $\delta_{m\acute{a}x}$ "	166
6.9.2. Frequência mínima permitida " f_{min} "	155

6. DIMENSIONAMENTO DA VIGA MISTA TRELIÇADA

Assim como o cálculo dos esforços resistentes, as formulações e verificações necessárias para o dimensionamento da Viga Mista Trelaçada serão baseadas principalmente na proposta de revisão da norma brasileira (NBR8800 – 2000), tendo como referencia não somente a norma americana de estruturas de aço (AISC/LRFD – 1999), por razões já explicitadas anteriormente, como todos os parâmetros que foram apresentados anteriormente por outras bibliografias aqui referenciadas e que se mostram pertinentes ao desenvolvimento desta pesquisa.

Serão aqui apresentadas todas as formulações, limitações e verificações a serem feitas no dimensionamento das partes que compõe as treliças mistas, assim como as especificações necessárias ao seu correto tratamento.

A Figura 8.01 demonstra como serão divididos e tratados aqui os diversos elementos envolventes, assim como a descrição das partes constituintes da treliça plana, escolhida de forma a visar uma eficiência estrutural e conseqüente economia na concepção da estrutura.

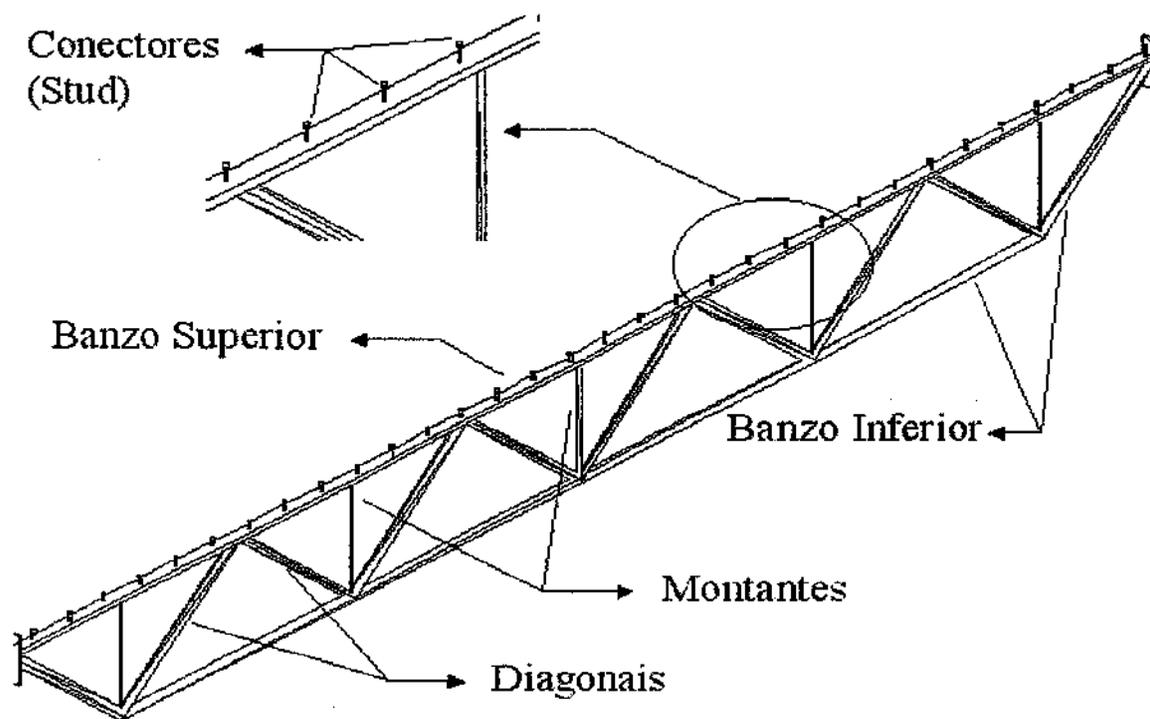


Figura 6.01 – Partes Constituintes da Viga Mista Treliçada

As barras descritas acima, pertencentes à treliça plana, como o banzo inferior, as diagonais e montantes, com exceção do banzo superior, deverão ser não só dimensionadas a resistir todos os carregamentos existentes após a cura do concreto, ou seja, a todos os carregamentos atuantes na estrutura durante sua vida útil, como verificadas aos carregamentos de construção (antes da cura do concreto).

Já o banzo superior deve ser dimensionado e verificado somente a resistir carregamentos atuantes na construção das Vigas Mistas Treliçadas, ou seja, somente esforços atuantes antes da cura do concreto da laje como, por exemplo, o peso próprio da treliça e da laje de concreto.

A seguir serão apresentadas todas as formulações e parâmetros necessários envolvidos nos cálculos do dimensionamento das Vigas Mistas Treliçadas.

6.1. Esforços Solicitantes

6.1.1. Combinações de Ações para o Estado Limite Último

- Antes da Cura do Concreto (Combinações Últimas Especiais ou de Construção)

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{oj,ef} \cdot F_{Qj}) \quad (6.1)$$

- Depois da Cura do Concreto (Combinações Últimas Normais)

$$\sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{oj} \cdot F_{Qj}) \quad (6.2)$$

Onde:

F_{Gi} – ações permanentes;

γ_{gi} – coeficientes de ponderação das ações permanentes, determinado conforme Tabela 6.1;

F_{Q1} – ação variável principal nas combinações normais ou nas especiais;

F_{Qj} – demais ações variáveis nas combinações normais ou nas especiais;

γ_{qj} – coeficientes de ponderação das ações variáveis, determinado conforme Tabela 6.2;

$\psi_{oj,ef}$ – fatores de combinação efetivos das ações variáveis nas combinações especiais, determinado conforme Tabela 6.3;

ψ_{oj} – fatores de combinação das ações variáveis nas combinações normais, determinado conforme Tabela 6.3.

OBS: O fator $\psi_{0j,ef}$ é igual ao fator ψ_{0j} adotado nas combinações normais, salvo quando a ação F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno, onde o valor de $\psi_{0j,ef}$ passa a ser tomado igual ao ψ_2 na Tabela 6.3.

Combinações	Peso Próprio da Treliza Metálica	Peso Próprio da Laje Pré Moldada	Peso da Laje Mista ou Maciça Moldada "in loco"	Peso de Elementos Construtivos com adição "in loco"	Peso de Elementos Construtivos em Geral e Equipamentos
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50
Especiais	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40

Tabela 6.01 – Coeficiente de Ponderação das Ações Permanentes γ_s

Ações Variáveis Incluindo as Decorrentes do Uso e Ocupação	
Normais	1,50
Especiais	1,30

Tabela 6.02 – Coeficiente de Ponderação das Ações Variáveis γ_q

Ações	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Sem predominância de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
Com predominância de equipamentos que permaneçam fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3

Tabela 6.03 – Fatores de Combinação e Fatores de Utilização ψ

6.1.2. Combinações de Ações para o Estado Limite de Utilização

- Esforços que Podem Atuar Durante Grande Parte do Período de Vida da Estrutura (Combinações Quase Permanentes de Utilização)

$$\sum_{i=1}^m F_{Gi} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj}) \quad (6.3)$$

- Esforços que se Repetem Muitas Vezes Durante o Período de Vida da Estrutura (Combinações Frequentes de Utilização)

$$\sum_{i=1}^m F_{Gi} + \psi_1 \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj}) \quad (6.4)$$

- Esforços que Podem Atuar Algumas Horas do Período de Vida da Estrutura (Combinações Raras de Utilização)

$$\sum_{i=1}^m F_{Gi} + \psi_1 \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot F_{Qj}) \quad (6.5)$$

Onde:

F_{Gi} – ações permanentes;

F_{Q1} – ação variável principal nas combinações normais ou nas especiais;

F_{Qj} – demais ações variáveis nas combinações normais ou nas especiais;

ψ_{1j} e ψ_{2j} – fatores de utilização, determinados conforme Tabela 6.3.

6.2. Dimensionamento das Montantes

As montantes devem ser dimensionadas para carregamentos aplicados após a cura do concreto, como já explicitado anteriormente. Os cálculos a serem executados são dependentes dos esforços atuantes na barra, podendo ser uma análise de compressão simples ou flexo-compressão, caso fique provado da existência de momento fletor atuando em conjunto com o esforço axial.

Além disso, as barras devem ser verificadas para a condição de construção, ou seja, para os carregamentos atuantes antes da cura do concreto da laje, e também quanto a sua esbelteza, evitando efeitos de segunda ordem, como é o caso da existência de flambagem da peça por compressão.

A seguir são apresentados todos os cálculos e limitações para o dimensionamento das montantes.

6.2.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (6.6)$$

Onde:

N_{Sd} – força normal de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ – força normal de compressão resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.5).

6.2.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} \geq 0,20 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,00 \quad (6.7)$$

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} < 0,20 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{2.N_{c,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,00 \quad (6.8)$$

Onde:

N_{Sd} – força normal solicitante de cálculo de compressão;

$N_{c,Rd}$ – força normal resistente de cálculo de compressão, calculado conforme Equação (B.5);

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.16) e obedecendo especificações do Item 6.2.3.

6.2.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser determinado de acordo com a Equação (B.16), alterando-se os valores , nas barras compostas por perfis tubulares retangulares, dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação – λ_p e ao início do escoamento – λ_r , para o estado limite último de flambagem local de alma – FLA, quando a força normal solicitante de cálculo – N_{Sd} for de compressão, através das formulações apresentadas a seguir.

- Parâmetro de Esbeltez Correspondente à Plastificação – “ λ_p ”

$$\text{- Se } \frac{N_{Sd}}{N_y/\lambda} \leq 0,125 \longrightarrow \lambda_p = 3,76 \cdot \frac{H_p}{H} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 2,75 \cdot \frac{N_{Sd}}{N_y/\lambda} \right) \quad (6.9)$$

$$\text{- Se } \frac{N_{Sd}}{N_y/\lambda} > 0,125 \longrightarrow \lambda_p = 1,12 \cdot \frac{H_p}{H} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_{Sd}}{N_y/\lambda} \right) \geq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.10)$$

- Parâmetro de Esbeltez Correspondente ao Início do Escoamento – “ λ_r ”

$$-\lambda_r \leq \begin{cases} 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 + 2,83 \cdot \left(\frac{H}{H_c} \right) \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} \right) \right] & (6.11) \\ 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 0,74 \cdot \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} \right) & (6.12) \end{cases}$$

Onde:

N_{sd} – força normal solicitante de cálculo de compressão;

N_y – força normal de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal efetiva, igual ao produto ($Q \cdot A_g \cdot f_y$), sendo Q o coeficiente de flambagem local, calculado conforme Equações (B.12) e (B.13), a que for aplicável; A_g a área bruta da seção transversal, calculada conforme Equação (6.2); e f_y a resistência ao escoamento do aço, igual à 250 MPa;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

H_p – duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma, igual H ;

H_c – duas vezes a distância do centro de gravidade da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma, igual H ;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa;

γ – coeficiente de ponderação da resistência para compressão, igual a 1,10.

6.2.4. Índice de Esbeltez da Peça Metálica – “λ”

Quando o esforço atuante for de compressão faz-se necessário verificar a peça quanto a sua esbeltez, através do índice de esbeltez da peça metálica λ determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\lambda = \frac{K.L}{r} \leq 200 \quad (6.13)$$

Onde:

K – coeficiente de flambagem utilizado no dimensionamento de barras comprimidas, igual a 1,0;

L – comprimento de flambagem por flexão da peça em aço.

r – raio de giração da seção transversal, calculado conforme Equação (A.11).

6.3. Dimensionamento das Diagonais

Assim como as montantes, as diagonais devem ser dimensionadas para carregamentos aplicados após a cura do concreto, como já explicitado anteriormente. Os cálculos a serem executados também são dependentes dos esforços atuantes na barra, diferenciando do fato de poder encontrar tanto esforços axiais de compressão como de tração, sendo assim ou uma análise de compressão/tração simples ou flexo-compressão/tração, caso haja flexão atuando em conjunto com o esforço axial.

Além disso, as barras devem ser verificadas para a condição de construção, ou seja, para os carregamentos atuantes antes da cura do concreto da laje, e também,

quando o esforço axial for de compressão, quanto a sua esbeltez, evitando a existência de flambagem da peça por compressão.

A seguir são apresentados todos os cálculos e limitações para o dimensionamento das diagonais.

6.3.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (6.14)$$

Onde:

N_{Sd} – força normal de tração ou compressão solicitante de cálculo;

N_{Rd} – força normal resistente de cálculo, de tração ou compressão, calculado conforme Equações (B.1) e (B.5), a que for aplicável.

6.3.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,20 \quad \longrightarrow \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,00 \quad (6.15)$$

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,20 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,00 \quad (6.16)$$

Onde:

N_{Sd} – força normal solicitante de cálculo de tração ou compressão;

N_{Rd} – força normal resistente de cálculo, de tração ou compressão, calculado conforme Equações (B.1) e (B.5), a que for aplicável;

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.16) e obedecendo especificações do Item 6.3.3.

6.3.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser determinado de acordo com a Equação (B.16), alterando-se os valores , nas barras compostas por perfis tubulares retangulares, dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação – λ_p e ao início do escoamento – λ_r , para o estado limite último de flambagem local de alma – FLA, quando a força normal solicitante de cálculo – N_{Sd} for de compressão, através das formulações apresentadas a seguir.

- Parâmetro de Esbeltez Correspondente à Plastificação – “ λ_p ”

$$\text{- Se } \frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma} \leq 0,125 \longrightarrow \lambda_p = 3,76 \cdot \frac{H_p}{H} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left(1 - 2,75 \cdot \frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma} \right) \quad (6.17)$$

$$- \text{Se } \frac{N_{sd}}{N_y/\gamma} > 0,125 \longrightarrow \lambda_p = 1,12 \cdot \frac{H_p}{H} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_{sd}}{N_y/\gamma} \right) \geq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.18)$$

- Parâmetro de Esbeltez Correspondente ao Início do Escoamento – “ λ_r ”

$$- \lambda_r \leq \begin{cases} 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 + 2,83 \cdot \left(\frac{H}{H_c} \right) \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_y/\gamma} \right) \right] & (6.19) \\ 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 0,74 \cdot \frac{N_{sd}}{N_y/\gamma} \right) & (6.20) \end{cases}$$

Onde:

N_{sd} – força normal solicitante de cálculo de tração ou de compressão;

N_y – força normal de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal efetiva, igual ao produto $(Q \cdot A_g \cdot f_y)$, sendo Q o coeficiente de flambagem local, calculado conforme Equações (B.12) e (B.13), a que for aplicável; A_g a área bruta da seção transversal, calculada conforme Equação (A.2); e f_y a resistência ao escoamento do aço, igual à 250 MPa;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

H_p – duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma, igual H ;

H_c – duas vezes a distância do centro de gravidade da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma, igual H ;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa;

γ – coeficiente de ponderação da resistência para compressão, igual a 1,10.

6.3.4. Índice de Esbeltez da Peça Metálica – “ λ ”

Quando o esforço atuante for de compressão faz-se necessário verificar a peça quanto a sua esbeltez, através do índice de esbeltez da peça metálica λ determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\lambda = \frac{K.L}{r} \leq 200 \quad (6.21)$$

Onde:

K – coeficiente de flambagem utilizado no dimensionamento de barras comprimidas, igual a 1,0;

L – comprimento de flambagem por flexão da peça em aço.

r – raio de giração da seção transversal, calculado conforme Equação (A.11).

6.4. Dimensionamento do Banzo Inferior

Assim como as montantes e as diagonais, o banzo inferior deve ser dimensionado para carregamentos aplicados após a cura do concreto, como já explicitado anteriormente. Os cálculos a serem executados também são dependentes dos esforços atuantes na barra, diferenciando-se pelo fato de se encontrar somente esforços axiais de

tração, sendo assim ou uma análise de tração simples ou flexo-tração, caso haja flexão atuando em conjunto com o esforço axial.

Além disso, as barras devem ser verificadas para a condição de construção, ou seja, para os carregamentos atuantes antes da cura do concreto da laje. A seguir são apresentados todos os cálculos e limitações para o dimensionamento do banzo.

6.4.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (6.22)$$

Onde:

N_{Sd} – força normal de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ – força normal de tração resistente de cálculo, calculado conforme Equação

(B.1).

6.4.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} \geq 0,20 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,00 \quad (6.23)$$

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{t,Rd}} < 0,20 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{2.N_{t,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,00 \quad (6.24)$$

Onde:

N_{Sd} – força normal solicitante de cálculo de tração;

$N_{t,Rd}$ – força normal de tração resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.1);

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.16).

6.5. Dimensionamento do Banzo Superior

Diferentemente das outras partes da treliça plana, o banzo superior, devido sua pouca expressividade em ganhos de resistência da estrutura mista após a cura do concreto, deve ser dimensionado para fase de construção, ou seja, carregamentos aplicados antes da cura do concreto, como já explicitado anteriormente.

Os cálculos a serem executados também são dependentes dos esforços atuantes na barra, diferenciando do fato de se encontrar somente esforços axiais de compressão, sendo assim, ou uma análise de compressão simples ou flexo-compressão, caso haja momentos fletores atuando em conjunto com o esforço axial.

A sua contribuição é descartada para os cálculos resistentes após a cura do concreto da laje, devido não só à sua inexpressividade no ganho de resistência da estrutura mista, como já explicitado anteriormente, mas também pelo fato dos poucos

momentos fletores negativos presentes após a cura do concreto serem de intensidade muito inferior à compressão existente na laje, eliminando assim eventuais esforços de tração na própria laje de concreto.

Além disso, as barras devem ser verificadas quanto a sua esbeltez, evitando a existência de flambagem da peça por compressão. Devem ainda ser previstos travamentos laterais na fase de construção a fim de evitar flambagens laterais por distorção.

A seguir são apresentados todos os cálculos e limitações para o dimensionamento das barras constituintes do banzo superior.

6.5.1. Somente Esforços Normais Atuantes nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} \quad (6.25)$$

Onde:

N_{sd} – força normal de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ – força normal de compressão resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.5).

6.5.2. Esforços Normais e Momentos Fletores Atuando Conjuntamente nas Barras

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} \geq 0,20 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) \leq 1,00 \quad (6.26)$$

$$\text{- Para } \frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} < 0,20 \longrightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,00 \quad (6.27)$$

Onde:

N_{Sd} – força normal solicitante de cálculo de compressão;

$N_{c,Rd}$ – força normal de compressão resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.5);

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.16) e obedecendo especificações do Item 6.5.3.

6.5.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser determinado de acordo com a Equação (B.16), alterando-se os valores , nas barras compostas por perfis tubulares retangulares, dos parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação – λ_p e ao início do escoamento – λ_r , para o estado limite último de flambagem local de alma – FLA,

quando a força normal solicitante de cálculo - N_{sd} for de compressão, através das formulações apresentadas a seguir.

- Parâmetro de Esbeltez Correspondente à Plastificação - " λ_p "

$$\text{- Se } \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} \leq 0,125 \longrightarrow \lambda_p = 3,76 \cdot \frac{H_p}{H} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 2,75 \cdot \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} \right) \quad (6.28)$$

$$\text{- Se } \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} > 0,125 \longrightarrow \lambda_p = 1,12 \cdot \frac{H_p}{H} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(2,33 - \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} \right) \geq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.29)$$

- Parâmetro de Esbeltez Correspondente ao Início do Escoamento - " λ_r "

$$\text{- } \lambda_r \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 + 2,83 \left(\frac{H}{H_c} \right) \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} \right) \right] \end{array} \right. \quad (6.30)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 0,74 \cdot \frac{N_{sd}}{N_y/\lambda} \right) \end{array} \right. \quad (6.31)$$

Onde:

N_{sd} - força normal solicitante de cálculo de compressão;

N_y - força normal de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal efetiva, igual ao produto $(Q \cdot A_g \cdot f_y)$, sendo Q o coeficiente de flambagem local, calculado conforme Equações (B.12) e (B.13), a que for aplicável; A_g a área bruta da seção

transversal, calculada conforme Equação (A.2); e f_y a resistência ao escoamento do aço, igual à 250 MPa;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

H_p – duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma, igual H ;

H_c – duas vezes a distância do centro de gravidade da seção transversal à face interna da mesa comprimida menos o raio de concordância entre mesa e alma, igual H ;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa;

γ – coeficiente de ponderação da resistência para compressão, igual a 1,10.

6.5.4. Índice de Esbeltez da Peça Metálica – “ λ ”

Quando o esforço atuante for de compressão faz-se necessário verificar a peça quanto a sua esbeltez, através do índice de esbeltez da peça metálica λ determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\lambda = \frac{K.L}{r} \leq 200 \quad (6.32)$$

Onde:

K – coeficiente de flambagem utilizado no dimensionamento de barras comprimidas, igual a 1,0;

L – comprimento de flambagem por flexão da peça em aço.

r – raio de giração da seção transversal, calculado conforme Equação (A.11).

6.6. Propriedades da Viga Mista Treliçada

Para o cálculo da Viga Mista Treliçada existem alguns tópicos a serem salientados e seguidos, para a concepção deste tipo de estrutura, de forma que estes estejam dentro de especificações já consagradas em literaturas internacionais especializadas, assim como normas que contenham este tipo de estrutura em seu escopo, como é o caso da CISC (1999).

Serão apresentadas aqui as especificações e condições necessárias a serem verificadas pelas treliças mistas, assim como suas propriedades físicas imprescindíveis ao seu dimensionamento, como é o caso da largura da laje de concreto contribuinte assim como o momento de inércia da Viga Mista Treliçada.

6.6.1. Condições Necessárias a Serem Obedecidas pelas Treliças Mistas

- As treliças mistas aço – concreto devem ser biapoiadas;
- Deve-se ter interação completa com a laje de concreto, ou seja, os conectores de cisalhamento, locados ao longo do banzo superior do perfil treliçado, deverão ter resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço ao escoamento, já que este tem resistência muito inferior à laje de concreto ao esmagamento, ou seja:

$$Q_{Rd} \geq \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10} \quad (6.33)$$

- A linha neutra deve estar situada na laje de concreto;

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c \cdot t_c}{1,40} \gg \gg \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10} \quad (6.34)$$

- O banzo superior deve ser desprezado nas determinações do momento fletor resistente de cálculo positivo e da flecha;
- A resistência dos conectores, ou seja, o cálculo do número de conectores de cisalhamento necessários para a ligação do banzo superior à mesa de concreto deve ser baseado na resistência do banzo inferior (fator limitante em decorrência dos requisitos anteriores).

Onde:

Q_{Rd} – somatória das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento, calculado conforme Itens 6.7.2 e 6.7.3, o que for aplicável, situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$(A_g \cdot f_y)_{bi}$ – produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g , calculado conforme item 6.1., pela sua resistência ao escoamento f_y , igual a 250 MPa;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão, valores entre 10 e 50 MPa;

B_c – largura efetiva da laje de concreto, calculada conforme Equação (6.35);

t_c – espessura da laje de concreto.

6.6.2. Largura Efetiva da Mesa de Concreto “ B_c ”

A largura efetiva da mesa de concreto B_c , de cada lado da linha de centro da treliça, deve ser determinada de acordo com a formulação descrita a seguir:

$$B_c \leq \begin{cases} \frac{1}{8} \cdot L \\ d_b \\ \frac{1}{2} \cdot d_{ad} \end{cases} \quad (6.35)$$

Onde:

L – vão da viga mista, distância entre linhas de centros dos apoios;

d_b – distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço;

d_{ad} – distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente.

6.6.3. Largura Efetiva Equivalente da Laje em Aço " $B_{c,eq}$ "

A largura efetiva equivalente da mesa de concreto B_c em aço deve ser determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$B_{c,ef} = \frac{B_c}{n_{c-a}} = \frac{B_c}{E/E_c} \quad (6.36)$$

Onde:

B_c – largura efetiva da mesa de concreto, calculado conforme Equação (6.35);

n_{c-a} – relação entre módulos de elasticidades do aço e do concreto;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto, igual a $4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ (MPa);

f_{ck} – resistência característica do concreto.

6.6.4. Momento de Inércia Efetivo da Treliça Mista

O momento de inércia efetivo da treliça mista I_{ef} deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$I_{ef} = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{TI}} + \frac{1}{I_{TM}}} \quad (6.37)$$

Onde:

I_{TM} – momento de inércia da treliça mista, calculado conforme Equação (8.44);

I_{TI} – momento de inércia da treliça isolada, calculada conforme Equação (8.40);

γ – coeficiente igual a:

$$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1 \quad (6.38)$$

Onde:

C_r – coeficiente de minoração para $6 \leq L/H \leq 24$ igual a:

$$C_r = 0,90 \cdot (1 - e^{-0,28 \cdot (L/H)})^{2,8} \quad (6.39)$$

Onde:

L – vão da treliça mista;

H – altura da treliça mista (distância entre banzos).

6.6.4.1. Momento de Inércia da Treliça Isolada " I_{TI} "

O momento de inércia da treliça isolada I_{TI} deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$I_{TI} = I_{BS}' + I_{BI}' = (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BS} + (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BI} \quad (6.40)$$

Onde:

I_{BS}' – momento de inércia do banzo superior em relação ao eixo centroidal da treliça isolada;

I_{BI}' – momento de inércia do banzo inferior em relação ao eixo centroidal da treliça isolada;

I – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço, calculado conforme Equações (A.3) e (A.4), a que for aplicável;

A_g – área bruta da seção transversal do perfil de aço, calculada conforme Equações (A.1) e (A.2), a que for aplicável;

Y_{EC} – distância dos eixos centroidais da peça de aço e da treliça isolada, calculada conforme formulação descrita abaixo.

$$\text{- Banzo Superior} \quad \longrightarrow \quad Y_{EC,BS} = Y - \frac{H_{BS}}{2} \quad (6.41)$$

$$\text{- Banzo Inferior} \quad \longrightarrow \quad Y_{EC,BI} = H_{TI} - Y + \frac{H_{BS}}{2} \quad (6.42)$$

Onde:

H_{BS} – altura do perfil de aço do banzo superior;

H_{TI} – altura da treliça isolada, distância entre eixos centroidais dos banzos;

Y – distância da borda superior do banzo superior ao eixo centroidal da treliça isolada, calculada conforme descrito a seguir.

$$Y = \frac{\sum A_g \cdot Y'}{\sum A_g} = \frac{(A_g \cdot Y')_{BS} + (A_g \cdot Y')_{BI}}{A_{g,BS} + A_{g,BI}} \quad (6.43)$$

Onde:

A_g – área bruta da seção transversal do perfil de aço, calculada conforme Equações (A.1) e (A.2), a que for aplicável;

Y' – distância da borda superior do banzo superior aos eixos centroidais dos banzos.

6.6.4.2. Momento de Inércia da Treliça Mista " I_{TM} "

O momento de inércia da treliça mista I_{TM} deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$I_{TM} = I_C' + I_{BS}' + I_{BI}' = (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_C + (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BS} + (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BI} \quad (6.44)$$

Onde:

I_C' – momento de inércia da laje de concreto, transformada em aço, em relação ao eixo centroidal da treliça mista;

I_{BS}' – momento de inércia do banzo superior em relação ao eixo centroidal da treliça mista;

I_{BI}' – momento de inércia do banzo inferior em relação ao eixo centroidal da treliça mista;

I_C – momento de inércia da seção transversal da laje de concreto transformada em aço, igual à $\frac{B_{c,eq} \cdot H_c^3}{12}$;

$B_{c,eq}$ – largura efetiva equivalente da laje em aço, calculado conforme Equação (6.36);

H_C – altura da laje de concreto;

I_{BI} – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço do banzo inferior, calculado conforme Equações (A.3) e (A.4), a que for aplicável;

$A_{g,BI}$ – área bruta da seção transversal do perfil de aço do banzo inferior, calculada conforme Equações (A.1) e (A.2), a que for aplicável;

I_{BS} – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço do banzo superior, calculado conforme Equação (A.4);

$A_{g,BS}$ – área bruta da seção transversal do perfil de aço do banzo superior, calculada conforme Equação (A.2);

$A_{g,C}$ – área da laje de concreto transformada em aço, igual à $B_{c,eq} \cdot H_c$;

Y_{EC} – distância dos eixos centroidais da laje e dos banzos superior e inferior ao eixo centroidal da treliça mista, calculada conforme formulação descrita abaixo.

$$\text{- Laje de Concreto} \longrightarrow Y_{EC,C} = Y - \frac{H_C}{2} \quad (6.45)$$

$$\text{- Banzo Superior} \longrightarrow Y_{EC,BS} = H_C + \frac{H_{BS}}{2} - Y \quad (6.46)$$

$$\text{- Banzo Inferior} \longrightarrow Y_{EC,BI} = H_{TI} + \frac{H_{BS}}{2} + H_C - Y \quad (6.47)$$

Onde:

H_C – altura da laje de concreto;

H_{TI} – altura da treliça isolada, distância entre eixos centroidais dos banzos;

H_{BS} – altura do perfil de aço do banzo superior;

Y – distância da borda superior do banzo superior ao eixo centroidal da treliça mista, calculada conforme descrito abaixo.

$$Y = \frac{\sum A_g \cdot Y'}{\sum A_g} = \frac{(A_g \cdot Y')_C + (A_g \cdot Y')_{BS} + (A_g \cdot Y')_{BI}}{A_{g,C} + A_{g,BS} + A_{g,BI}} \quad (6.48)$$

Onde:

$A_{g,C}$ – área da laje de concreto transformada em aço, igual à $B_{c,eq} \cdot H_c$;

$A_{g,BI}$ – área bruta da seção transversal do perfil de aço do banzo inferior, calculada conforme Equações (A.1) e (A.2), a que for aplicável;

$A_{g,BS}$ – área bruta da seção transversal do perfil de aço do banzo superior, calculada conforme Equação (A.2);

Y' – distância da borda superior da laje de concreto aos eixos centroidais dos banzos superior e inferior e da laje de concreto.

6.7. Conectores de Cisalhamento

Condição a ser atendida no cálculo do número de conectores necessários para a ligação do banzo superior à mesa de concreto armado, para uma interação completa:

$$n \geq 2 \cdot \frac{(A_g \cdot f_y)_{BI} / 1,10}{q_{Rd}} \quad (6.49)$$

Onde:

$(A_g \cdot f_y)_{BI}$ – produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g , calculada conforme B.1.1, pela sua resistência ao escoamento f_y , igual a 250 MPa;

q_{Rd} – resistência de cálculo individual do conector de cisalhamento, calculado conforme Itens 6.7.2 ou 6.7.3, o que for aplicável.

6.7.1. Condições Necessárias a Serem Obedecidas pelos Conectores de Cisalhamento

- A espessura mínima das chapas constituintes dos conectores de cisalhamento tipo perfil "U" laminado ou formado a frio deve ser de 3mm;

- Em conectores tipo pino com cabeça, Stud:

- comprimento mínimo deve estar limitado em 4 vezes o diâmetro do conector;
- diâmetro máximo do conector deve estar limitado em 2,50 vezes a espessura do banzo superior (sem redução da resistência do conector) ou 4,00 vezes com a redução da resistência do conector determinado através da Equação 6.50.

$$R_f = 2,67 - 0,67 \cdot \frac{D_{cs}}{t_{BS}} \quad (6.50)$$

Onde:

D_{cs} – diâmetro do conector de cisalhamento;

t_{BS} – espessura do perfil tubular retangular do banzo superior.

- O peso específico do concreto não pode ser inferior a 15 KN/m^3 ;
- Todos os tipos de conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10mm;
- O cobrimento lateral mínimo para qualquer tipo de conector deve ser de 25 mm, excetuando-se o caso de conectores colocados em nervuras de forma de aço;

6.7.2. Resistência de Cálculo Individual do Conector – “ q_{Rd} ” em Lajes Maciças

Em lajes maciças são previstas locações de conectores tipo pino com cabeça e perfis “U” laminados ou formados a frio, onde suas resistências de cálculo q_{Rd} devem ser determinadas conforme formulações descritas nos Itens 6.7.2.1 e 6.7.2.2, respectivamente.

6.7.2.1. Pinos com Cabeça (Stud)

A resistência de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, totalmente embutido em laje maciça de concreto, com face inferior plana e diretamente apoiada sobre o banzo superior da treliça plana, deve ser determinada pela formulação expressa a seguir.

$$q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot E_c}{\gamma_{cs}} \\ \frac{A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (6.51)$$

Onde:

A_{cs} – área da seção transversal do conector, igual a $\pi \cdot D_{cs}^2 / 4$;

D_{cs} – diâmetro do conector de cisalhamento;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão, valor inferior a 28 MPa;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto, igual a $4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ (MPa);

f_{ucs} – resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento, igual a 415 MPa;

γ_{cs} – coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

6.7.2.2. Perfil “U” Laminado ou Formado a Frio

- Perfil “U” Laminado

A resistência de cálculo, em quilonewton, de um conector de cisalhamento em perfil “U” laminado, totalmente embutido em laje maciça de concreto, com face inferior plana e diretamente apoiada sobre o banzo superior da treliça plana, deve ser determinada pela formulação expressa a seguir.

$$q_{Rd} = \frac{0,3 \cdot (t_{fcs} + 0,5 \cdot t_{wcs}) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot E_c}{\gamma_{cs}} \quad (6.52)$$

Onde:

t_{wcs} – espessura da alma do conector, em milímetro;

t_{fcs} – espessura da mesa do conector, em milímetro, igual à meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

L_{cs} – comprimento do perfil “U”, em milímetros;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão, em megapascal;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto, igual a $4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ (MPa);

γ_{cs} – coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

- Perfil “U” Formado a Frio

A resistência de cálculo, em quilonewton, de um conector de cisalhamento em perfil “U” formado a frio, totalmente embutido em laje maciça de concreto, com face inferior plana e diretamente apoiada sobre o banzo superior da treliça plana, deve ser determinada pela formulação expressa a seguir.

$$q_{Rd} = \frac{0,45 \cdot t_{cs} \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (6.53)$$

Onde:

t_{cs} – espessura da parede da seção transversal do conector, em milímetro;

L_{cs} – comprimento do perfil “U”, em milímetros;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão, em megapascal;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto, igual a $4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ (MPa);

γ_{cs} – coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

6.7.3. Resistência de Cálculo Individual do Conector – “ q_{Rd} ” em Lajes com Fôrma de Aço Incorporada

Em lajes com fôrma de aço incorporada só são previstos locais de conectores tipo pino com cabeça, onde sua resistência de cálculo q_{Rd} deve ser determinada pela formulação expressa a seguir.

$$q_{Rd} \leq \begin{cases} C_{red} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot E_c}{\gamma_{cs}} \\ C_{red} \cdot \frac{A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \end{cases} \quad (6.54)$$

Onde:

C_{red} – coeficiente de redução, calculado conforme 6.7.3.1;

A_{cs} – área da seção transversal do conector, igual a $\pi \cdot \frac{D_{cs}^2}{4}$;

D_{cs} – diâmetro do conector de cisalhamento.

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão, valor inferior a 28 MPa;

E_c – módulo de elasticidade secante do concreto, igual a $4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$ (MPa);

f_{ucs} – resistência à ruptura do aço do conector de cisalhamento, igual a 415 MPa;

γ_{cs} – coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25.

6.7.3.1. Coeficiente de Redução – “ C_{red} ”

O coeficiente de redução do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça C_{red} é determinado de acordo com a formulação descrita abaixo:

- Para fôrmas colocadas com nervuras paralelas à viga de aço:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Se } b_f/h_f > 1,5 \longrightarrow C_{red} = 1,00 \end{array} \right. \quad (6.55)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Se } b_f/h_f \leq 1,5 \longrightarrow C_{red} = 0,6 \cdot \left(\frac{b_f}{h_f} \right) \left(\frac{h_{cs}}{h_f} - 1,0 \right) \leq 1,00 \end{array} \right. \quad (6.56)$$

- Para fôrmas colocadas com nervuras perpendiculares à viga de aço:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ conector/nervura} \longrightarrow C_{red} = 0,85 \cdot \left(\frac{b_f}{h_f} \right) \left(\frac{h_{cs}}{h_f} - 1,0 \right) \leq 0,75 \end{array} \right. \quad (6.57)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Demais casos} \longrightarrow C_{red} = \frac{0,85}{\sqrt{n_{cs}}} \cdot \left(\frac{b_f}{h_f} \right) \left(\frac{h_{cs}}{h_f} - 1,0 \right) \leq 1,00 \end{array} \right. \quad (6.58)$$

Onde:

b_f – largura média da mísula ou da nervura situada sobre o banzo superior, igual ou superior a 50 mm (não pode ser tomada maior que a largura livre mínima no nível do topo da fôrma);

h_f – altura das nervuras da fôrma de aço, igual ou inferior a 75 mm;

h_{cs} – comprimento do pino após a soldagem, igual ou inferior a 75 mm (para efeito de cálculo, podendo ter comprimento real maior que este valor);

n_{cs} – número de conectores de cisalhamento por nervura, igual ou inferior a 3 (para efeito de cálculo, podendo existir mais de 3 conectores).

6.7.3.2. Limitações para Treliças Mistas com Lajes com Forma de Aço Incorporada

- A altura das nervuras da fôrma de aço h_f deve ser igual ou inferior a 75 mm;
- A largura média da mísula ou da nervura situada sobre o banzo superior b_f deve ser igual ou superior a 50 mm (não pode ser tomada maior que a largura livre mínima no nível do topo da fôrma);
- O diâmetro do conector tipo pino com cabeça D_{cs} deve ser igual ou inferior a 19 mm;
- A projeção dos conectores acima do topo da forma não pode ser inferior a 40 mm;
- O cobrimento de concreto acima do topo da fôrma de aço não pode ser inferior a 50 mm.
- Para fôrmas com nervuras perpendiculares à viga de aço, o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço deve ser desprezado nos cálculos para determinação da resistência da seção mista;
- Para fôrmas com nervuras paralelas à viga de aço, quando a altura das nervuras da fôrma de aço h_f for superior a 40 mm, a largura média da nervura, ou mísula, b_f sobre a viga não pode ser inferior a 50 mm, quando houver apenas um pino na seção transversal, acrescentando um valor de 4 vezes o diâmetro do conector D_{cs} para cada pino adicional.

6.7.4. Locação e Espaçamento de Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento devem ser uniformemente espaçados, de cada lado da seção de momento fletor positivo máximo até a seção subsequente de momento fletor nulo, através do valor determinado pela seguinte fórmula:

$$e = \frac{L_M}{n/2} \quad (6.59)$$

Onde:

L_M – comprimento do trecho do banzo superior de momento fletor máximo até o momento fletor nulo, apoio, subsequente;

n – número total de conectores de cisalhamento, calculado conforme Equação (6.49).

6.7.4.1. Limitações para Locação e Espaçamento de Conectores de Cisalhamento

6.7.4.1.1. Espaçamento Máximo

O espaçamento máximo entre conectores de cisalhamento deve obedecer às limitações apresentadas a seguir.

- Módulos internos:

$$e \leq \begin{cases} 8.H_c \\ 800 \text{ mm} \rightarrow \text{para lajes com fôrma de aço incorporada, com nervuras} \\ \text{perpendiculares à viga} \end{cases} \quad (6.60)$$

Onde:

H_c – altura da laje de concreto.

- Módulos externos ou de extremidade:

$$e \leq 300 \text{ mm} \quad (6.61)$$

6.7.4.1.2. Espaçamento Mínimo

O espaçamento mínimo entre conectores de cisalhamento deve obedecer às limitações apresentadas a seguir.

- Pino com Cabeça (Stud)

$$\text{- Ao longo do vão da viga} \longrightarrow \begin{cases} 6.D_{cs} \\ 4.D_{cs} \rightarrow \text{laje com forma de aço incorpor.} \end{cases} \quad (6.62)$$

$$\text{- Direção transversal à viga} \longrightarrow 4.D_{cs} \quad (6.63)$$

Onde:

D_{cs} – diâmetro do conector de cisalhamento.

- Perfil “U” Laminado ou Formado a Frio

$$e \geq \begin{cases} h_{cs} \\ L_{cs} \end{cases} \quad (6.64)$$

Onde:

h_{cs} – altura do perfil “U”;

L_{cs} – comprimento do perfil “U”.

6.8. Verificação da Força Cortante

Condição a ser verificada a todos os elementos metálicos a carregamentos atuantes após a cura do concreto, respeitando a seguinte condição:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (6.65)$$

Onde:

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} – força cortante resistente de cálculo, calculado conforme Equação (B.48).

6.9. Estado Limite de Utilização

Condições a serem atendidas na verificação da estrutura mista para a fase de utilização:

- Deslocamento Vertical Excessivo (Flecha)

$$Y = \frac{5.q.L^4}{384.E.I_{ef}} \leq \delta_{m\acute{a}x} \quad (6.66)$$

Onde:

q – carregamento da viga mista, calculado conforme item 8.1;

L – vão da viga mista, distância entre linhas de centros dos apoios;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

I_{ef} – momento de inércia efetivo da VMT, calculado conforme Equação (6.37);

$\delta_{m\acute{a}x}$ – deslocamento máximo permitido, determinado conforme item 6.9.1.

- Vibrações

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta_{sw}}} \geq f_{min} \quad (6.67)$$

Onde:

δ_{sw} – deflexão instantânea da estrutura, em milímetro, igual à Equação 6.66 substituindo o valor de “ q ” pela carga permanente mais 10% da sobrecarga.

f_{min} – frequência mínima permitida, determinado conforme 6.9.2;

6.9.1. Deslocamentos máximos permitidos " $\delta_{máx}$ "

- Vigas de piso em geral

$$\begin{cases} \delta_1 = L/300 \\ \delta_2 = L/350 \end{cases} \quad (6.68)$$

- Vigas de piso suportando acabamentos sujeitos à fissuração

$$\begin{cases} \delta_1 = L/350 \\ \delta_2 = L/400 \end{cases} \quad (6.69)$$

Onde:

L – vão da viga mista, distância entre linhas de centros dos apoios;

δ_1 – deslocamento referente à combinação de todas as ações;

δ_2 – deslocamento referente à combinação das ações variáveis.

6.9.2. Frequência mínima permitida " f_{min} "

- Vigas de piso com pouco amortecimento e submetido ao caminhar de pessoas

$$f_{min} = 4 \text{ Hz}$$

- Vigas de piso com nível de amortecimento elevado

$$f_{\min} = 3 \text{ Hz}$$

- Vigas de piso submetido a atividades rítmicas (danças, concertos, ginástica, ...)

$$f_{\min} = 6 \text{ Hz}$$

Onde:

f_{\min} – frequência mínima permitida.

SÉTIMO CAPÍTULO

- Dimensionamento Simplificado das Treliças Mistas -

7.1.	Depois da Cura do Concreto	173
7.2.	Momento Fletor Resistente de Cálculo " $M_{TM,Rd}$ "	174

7. DIMENSIONAMENTO SIMPLIFICADO DAS TRELIÇAS MISTAS

Como já mencionado anteriormente, a Viga Mista Trelaçada é dimensionada de tal forma a ter seu colapso, caso ocorra, causado pela ruptura do banzo inferior. Sendo assim, a maioria dos autores limitam, de forma superficial, a explicitação dos cálculos envolvendo treliças mistas no limite de escoamento do perfil presente no banzo inferior.

Muitos ainda apresentam a forma descrita a seguir neste capítulo como correta e genérica no dimensionamento deste tipo de estrutura, sem distinguir tamanho das barras, dimensões gerais das treliças mistas ou níveis de carregamentos atuantes.

Uma das poucas normatizações encontradas que apresenta em seu escopo especificações sobre o tipo de cálculo a ser utilizado no dimensionamento da Viga Mista Trelaçada é a CISC [7]. Nesta, é descrito que para barras pertencentes à Viga Mista Trelaçada solicitadas axialmente à compressão e que tenham dimensões maiores que 610 mm devem ter considerado em seus cálculos o efeito do momento fletor solicitante.

Já nas barras tensionadas, ou seja, solicitadas axialmente à tração, caso específico do banzo inferior, a CISC [7] descarta a necessidade de se considerar eventuais momentos fletores solicitantes, deixando assim explícito em seu escopo somente sua verificação quanto sua solicitação a carregamentos axiais.

No entanto, através de alguns estudos e análises feitas nesta presente pesquisa pudemos verificar que os esforços solicitantes na estrutura, em especial no banzo inferior, não se limitam apenas a forças axiais. Isto ocorre devido ao fato de termos ligações não rotuladas entre barras, assim como efeitos de segunda ordem, como é o caso da presença de excentricidade nas ligações.

Estes esforços fletores, desconsiderados pela literatura em geral, podem representar altas porcentagens dentro do dimensionamento final da peça estrutural onde, dependendo principalmente das dimensões e carregamentos atuantes, os valores podem alcançar valores na ordem dos 30% do ratio de verificação da barra. A tabela 7.1 exemplifica esta situação.

L (mm) \ Q (N)	10.000	20.000	40.000	80.000	100.000
500	8%	13%	22%	27%	31%
750	3%	5%	10%	22%	22%
1000	2%	5%	7%	13%	16%
1200	2%	3%	6%	11%	13%
1500	1%	2%	3%	7%	7%

Tabela 7.01 – Exemplificação da solicitação dos momentos fletores no ratio de verificação da peça

OBS: Os valores descritos acima são para as barras com maior solicitação do banzo inferior e conseqüente menor influencia do momento fletor solicitante, ou seja, barras locadas no centro do vão das treliças mistas as quais são determinantes para o dimensionamento da estrutura pelo seu alto grau de solicitação. Já as treliças apresentam as mesmas características estáticas e geométricas (mesmo vão e angulação das diagonais), variando somente sua altura e conseqüente dimensões de suas barras.

Por outro lado, caso se verifique que não haja momentos fletores solicitantes na estrutura, ou se houver e ficar provado que estes não influenciam o resultado final no dimensionamento do banzo inferior, o esquema apresentado pela literatura em geral, e descrito a seguir neste capítulo, poderá ser utilizado como uma forma de simplificação dos cálculos.

A seguir será descrito este procedimento, de simplificado do cálculo de dimensionamento do banzo inferior, para carregamentos após a cura de concreto. Já os cálculos referentes a sua verificação para carregamentos atuantes antes da cura do concreto continua sendo os mesmos apresentados no capítulo 8.

7.1. Depois da Cura do Concreto

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$M_{TM,Sd} \leq M_{TM,Rd} \quad (7.1)$$

Onde:

$M_{TM,Sd}$ – momento fletor solicitante de cálculo de uma viga biapoiada, com momento de inércia igual ao da treliça mista calculado conforme 6.6.4;

$M_{TM,Rd}$ – momento fletor resistente de cálculo da treliça mista, calculado conforme

7.2.

7.2. Momento Fletor Resistente de Cálculo “ $M_{TM,Rd}$ ”

O momento fletor resistente de cálculo $M_{TM,Rd}$ da treliça mista deve ser determinado de acordo com as formulações expressas a seguir, desde que a relação $H/t \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$ seja obedecida, assim como as descritas abaixo.

$$\text{- Interação Completa} \quad \longrightarrow \quad Q_{Rd} \geq \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10} \quad (7.2)$$

$$\text{- LN na Mesa de Concreto} \quad \longrightarrow \quad \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c \cdot t_c}{1,40} \geq \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10} \quad (7.3)$$

Obedecida estas condições, o momento fletor de cálculo $M_{TM,Rd}$ da treliça mista é calculado pela seguinte formulação:

$$M_{TM,Rd} = T_d \cdot d_2 \quad (7.4)$$

Onde as resistências do aço e do concreto, assim como a linha neutra da seção plastificada, são obtidas através das seguintes formulações:

$$\text{- Resist. do aço do B. Inf.} \quad \longrightarrow \quad T_d = \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10} \quad (7.5)$$

$$\text{- Resist. do concreto da Laje} \quad \longrightarrow \quad C_d = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c \cdot a}{1,40} \quad (7.6)$$

$$\text{- Espes. da Laje de Concreto} \quad \longrightarrow \quad a = \frac{T_d}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c / 1,40} \quad (7.7)$$

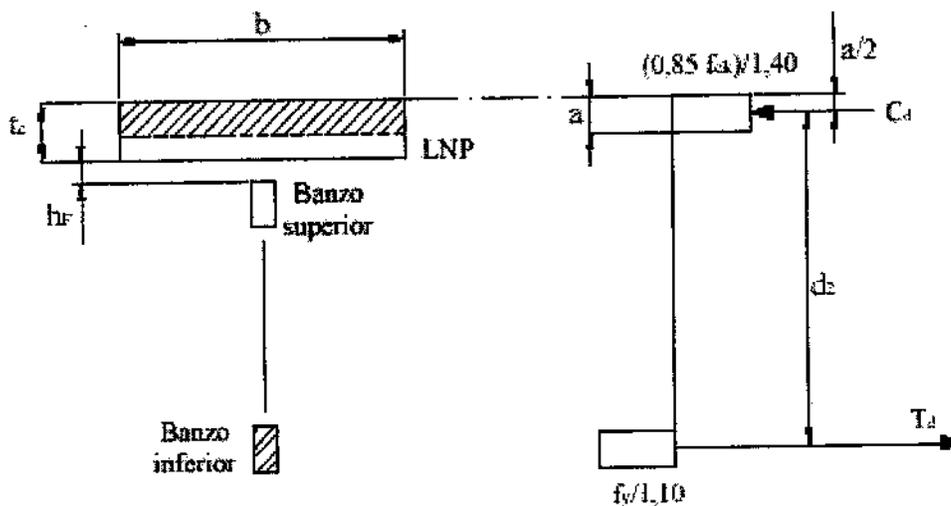


Figura 7.01 – Distribuição de tensões em treliças mistas

Fonte: NBR 8800 (2003), p. 222.

Onde:

Q_{Rd} – somatória das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento, calculado conforme itens 6.7.2 e 6.7.3, situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

C_d – resistência de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_d – resistência de cálculo do banzo inferior;

a – espessura comprimida da laje de concreto;

d_2 – distância entre as forças de tração T_d e compressão C_d da treliça mista;

$(A_g \cdot f_y)_{bi}$ – produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g , calculado conforme 3.1.1, pela sua resistência ao escoamento f_y , igual a 250 MPa;

f_{ck} – resistência característica do concreto à compressão, valores entre 10 e 50 MPa;

B_c – largura efetiva da laje de concreto, calculada conforme 6.6.2;

t_c – espessura da laje de concreto.

OITAVO CAPÍTULO

- Análise Final das Vigas Mistas Treliçadas -

8. ANÁLISE FINAL DAS VIGAS MISTAS TRELIÇADAS

Por fim, aqui será apresentado e descrita toda a análise comparativa entre a Viga Mista convencional (perfil 'I') e algumas das mais comuns variações e composições geométricas encontradas nas Vigas Mistas Trelaçadas.

Devido ao número infindável de combinações possíveis e existentes para o arranjo geométrico da treliça, a análise foi restringida a três variações das quais acredita-se englobar grande parte dos projetos existentes. São elas quanto à variação do ângulo das diagonais e da altura da treliça (distancia entre banzos superior e inferior) e quanto à composição final da treliça, ou seja, contendo ou não tanto painel vierendeel quanto montantes limitando os banzos superior e ou inferior.

Já sobre à forma utilizada na análise, devido a grande dificuldade encontrada na precificação deste tipo de estrutura assim como ao aspecto temporal que limita esta comparação à situação presente, tornando-se por fim inválida para realidades futuras, toda e qualquer forma de comparação foi baseada na quantificação dos materiais, para os conectores, e do peso total da treliça metálica, para a estrutura final por si dita.

A seguir está explicitada toda a análise e os resultados encontrados devido ao cálculo e dimensionamento das estruturas em questão. Estes estão divididos e

apresentados primeiramente em tabelas, as quais agrupam e especificam numericamente os resultados obtidos, e na seqüência os gráficos provenientes destas tabelas, possibilitando uma rápida visualização dos resultados e conseqüentemente simplificando na análise comparativa dos dados.

▪ Vãos de 3 metros

	W (Kg)	% W	Nº Conect.	Φ
Viga I	51,74	100,00%	38	½'

Comparação entre Diagonias				
21,80°	29,00	56,05%	24	½'
30,96°	31,00	59,91%	24	½'
45,00°	35,00	67,65%	26	½'
54,46°	38,00	73,44%	26	½'
60,95°	40,00	77,31%	26	½'
70,35°	48,00	92,77%	26	½'

Comparação entre Tipos				
SM. BI. / SM. BS. e S. Vier.	32,00	61,85%	26	½'
SM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	35,00	67,65%	26	½'
CM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	39,00	75,38%	30	½'
SM. BI. / SM. BS. e C. Vier.	36,00	69,58%	30	½'
SM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	38,00	73,44%	30	½'
CM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	35,00	67,65%	30	½'

Comparação entre Altura da Trefiça				
0,125 metros	47,00	90,84%	48	½'
0,1875 metros	42,00	81,18%	36	½'
0,25 metros	37,00	71,51%	30	½'
0,30 metros	35,00	67,65%	26	½'
0,375 metros	34,00	65,71%	24	½'
0,50 metros	32,00	61,85%	30	½'

Tabela 8.01 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 3 metros

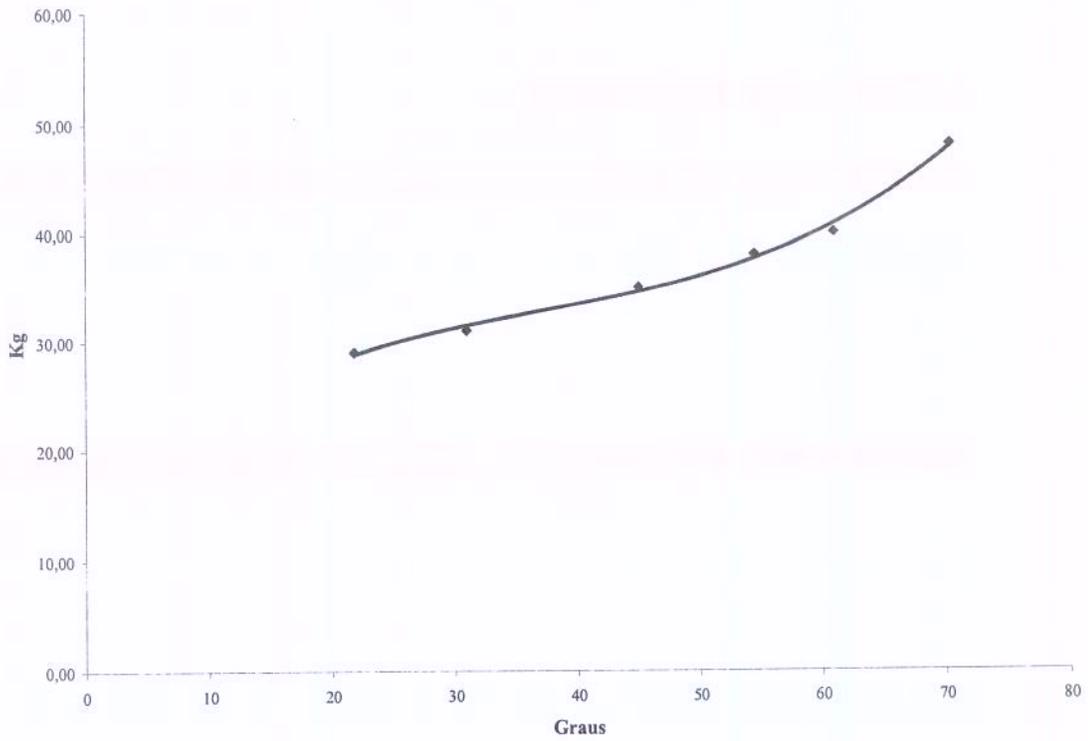


Figura 8.01 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 3 metros

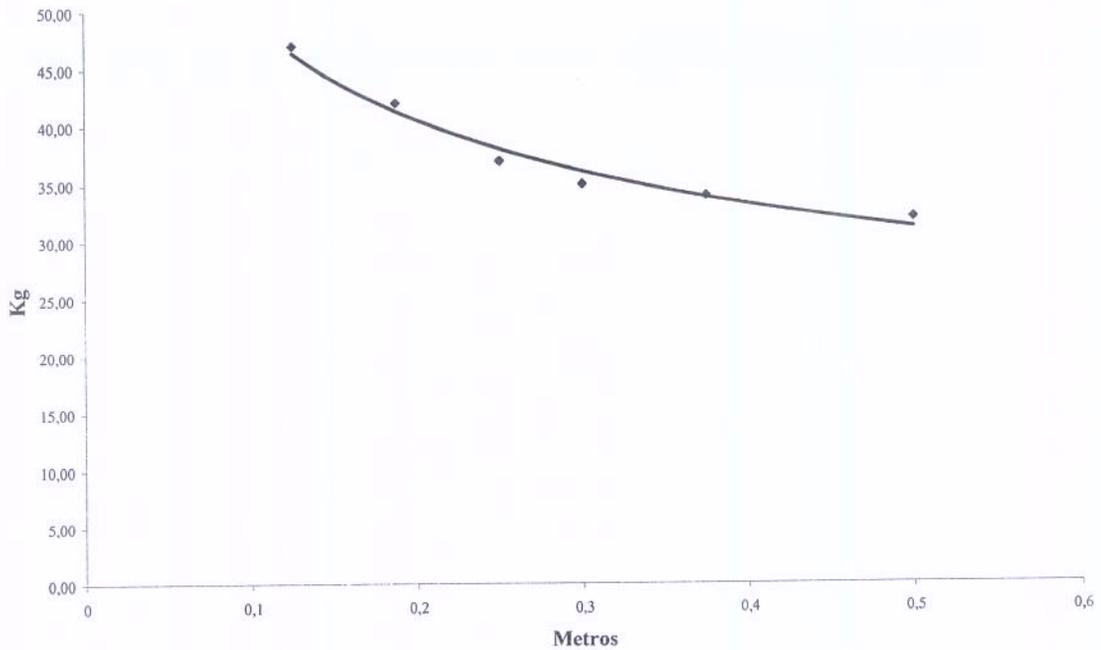


Figura 8.02 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 3 metros

▪ Vãos de 6 metros

	W (Kg)	% W	Nº Conect.	Φ
Viga I	152,57	100,00%	56	½'

Comparação entre Diagonias				
21,80°	100,00	65,54%	54	½'
30,96°	98,00	64,23%	48	½'
45,00°	105,00	68,82%	52	½'
54,46°	119,00	78,00%	54	½'
60,95°	130,00	85,21%	54	½'
70,35°	155,00	101,59%	54	½'

Comparação entre Tipos				
SM. BI. / SM. BS. e S. Vier.	112,00	73,41%	34	½'
SM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	105,00	68,82%	52	½'
CM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	121,00	79,31%	58	½'
SM. BI. / SM. BS. e C. Vier.	111,00	72,75%	34	½'
SM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	109,00	71,44%	52	½'
CM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	98,00	64,23%	52	½'

Comparação entre Altura da Trelça				
0,25 metros	210,00	137,64%	56	½'
0,375 metros	180,00	117,98%	40	½'
0,50 metros	121,00	79,31%	62	½'
0,60 metros	105,00	68,82%	52	½'
0,75 metros	94,00	61,61%	42	½'
1,00 metros	89,00	58,33%	30	½'

Tabela 8.02 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 6 metros

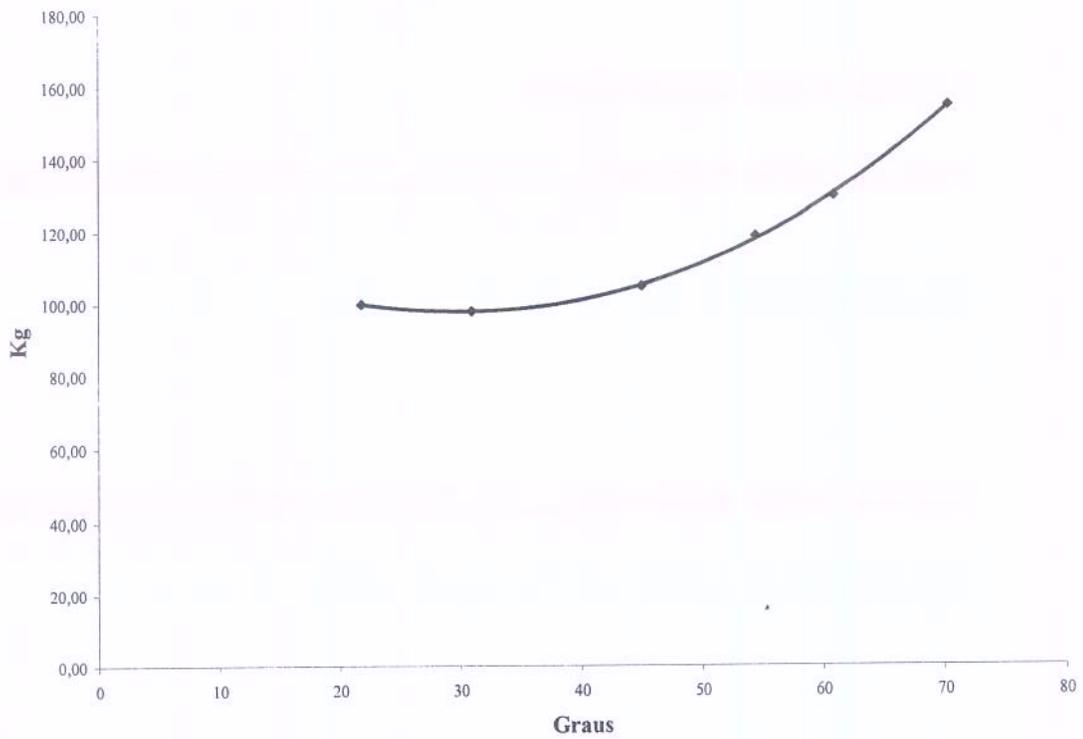


Figura 8.03 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 6 metros

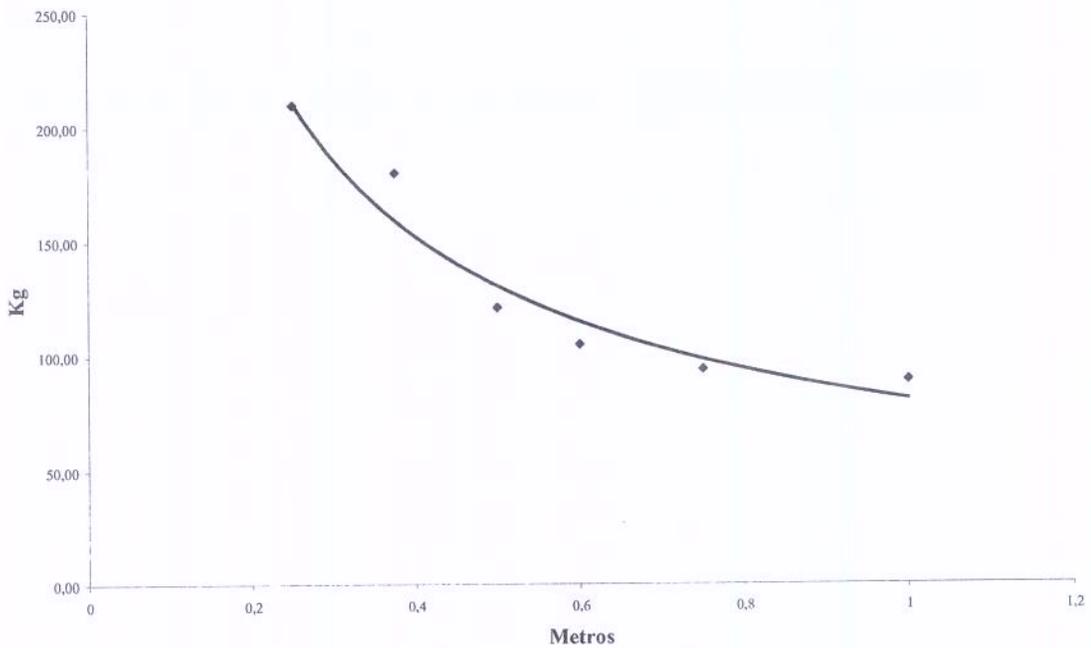


Figura 8.04 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 6 metros

- Para vãos de 12 metros

	W (Kg)	% W	Nº Conect.	Φ
Viga I	723,22	100,00%	132	½'

Comparação entre Diagonias				
21,80°	428,00	59,18%	46	½'
30,96°	426,00	58,90%	34	½'
45,00°	397,00	54,89%	102	½'
54,46°	477,00	65,96%	46	½'
60,95°	505,00	69,83%	46	½'
70,35°	596,00	82,41%	46	½'

Comparação entre Tipos				
SM. BI. / SM. BS. e S. Vier.	467,00	64,57%	46	½'
SM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	397,00	54,89%	102	½'
CM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	465,00	64,30%	48	½'
SM. BI. / SM. BS. e C. Vier.	478,00	66,09%	46	½'
SM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	480,00	66,37%	46	½'
CM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	425,00	58,76%	46	½'

Comparação entre Altura da Treliça				
0,50 metros	810,00	112,00%	98	½'
0,75 metros	730,00	100,94%	56	½'
1,00 metros	480,00	66,37%	56	½'
1,20 metros	397,00	54,89%	102	½'
1,50 metros	419,00	57,94%	36	½'
2,00 metros	338,00	46,74%	58	½'

Tabela 8.03 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 12 metros

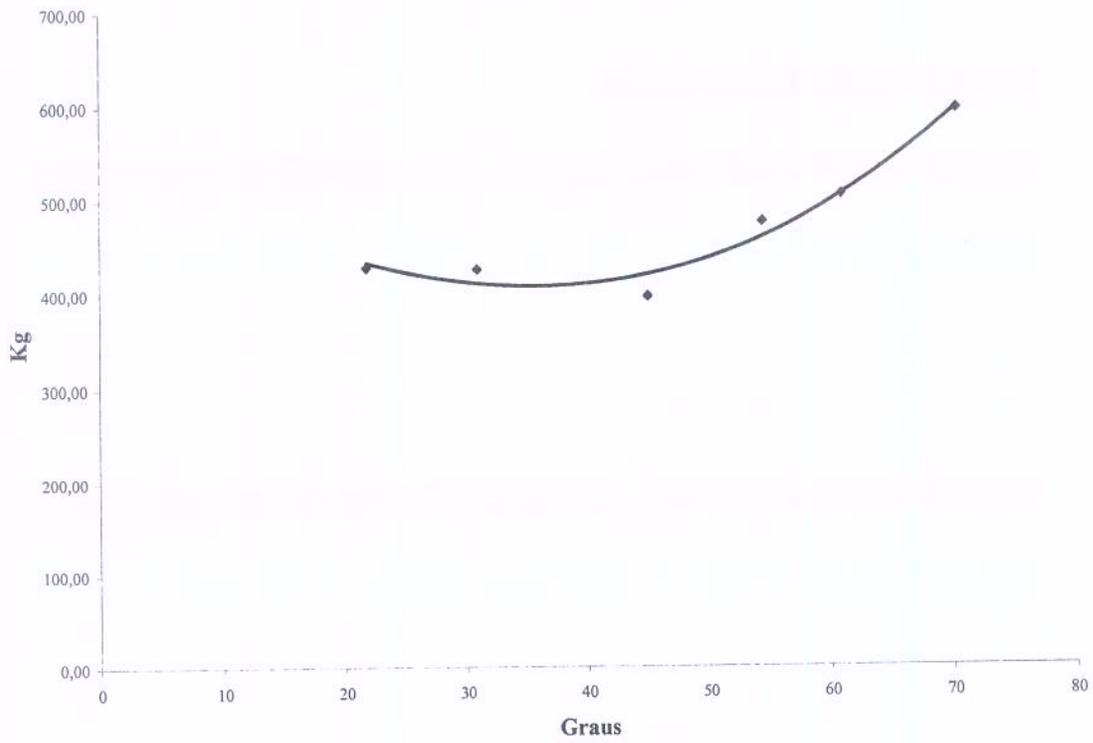


Figura 8.05 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 12 metros

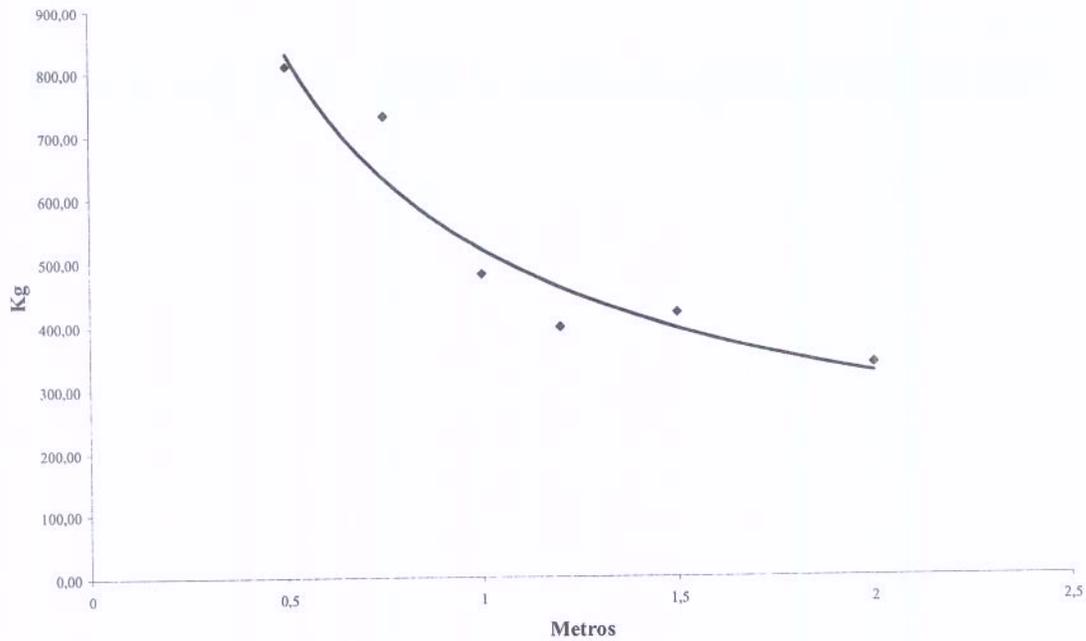


Figura 8.06 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 12 metros

- Para vãos de 24 metros

	W (Kg)	% W	Nº Conect.	Φ
Viga I	4318,50	100,00%	315	½'

Comparação entre Diagonias				
21,80°	2034,00	47,10%	82	½'
30,96°	1776,00	41,13%	62	½'
45,00°	1808,00	41,87%	76	½'
54,46°	1820,00	42,14%	76	½'
60,95°	1983,00	45,92%	76	½'
70,35°	2342,00	54,23%	76	½'

Comparação entre Tipos				
SM. BI. / SM. BS. e S. Vier.	1953,00	45,22%	68	½'
SM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	1808,00	41,87%	76	½'
CM. BI. / CM. BS. e S. Vier.	1819,00	42,12%	76	½'
SM. BI. / SM. BS. e C. Vier.	2047,00	47,40%	68	½'
SM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	2027,00	46,94%	68	½'
CM. BI. / CM. BS. e C. Vier.	1833,00	42,45%	68	½'

Comparação entre Altura da Trelça				
1,00 metros	4058,00	93,97%	174	½'
1,50 metros	2514,00	58,21%	108	½'
2,00 metros	2062,00	47,75%	82	½'
2,40 metros	1808,00	41,87%	76	½'
3,00 metros	1837,00	42,54%	56	½'
4,00 metros	1662,00	38,49%	42	½'

Tabela 8.04 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 24 metros

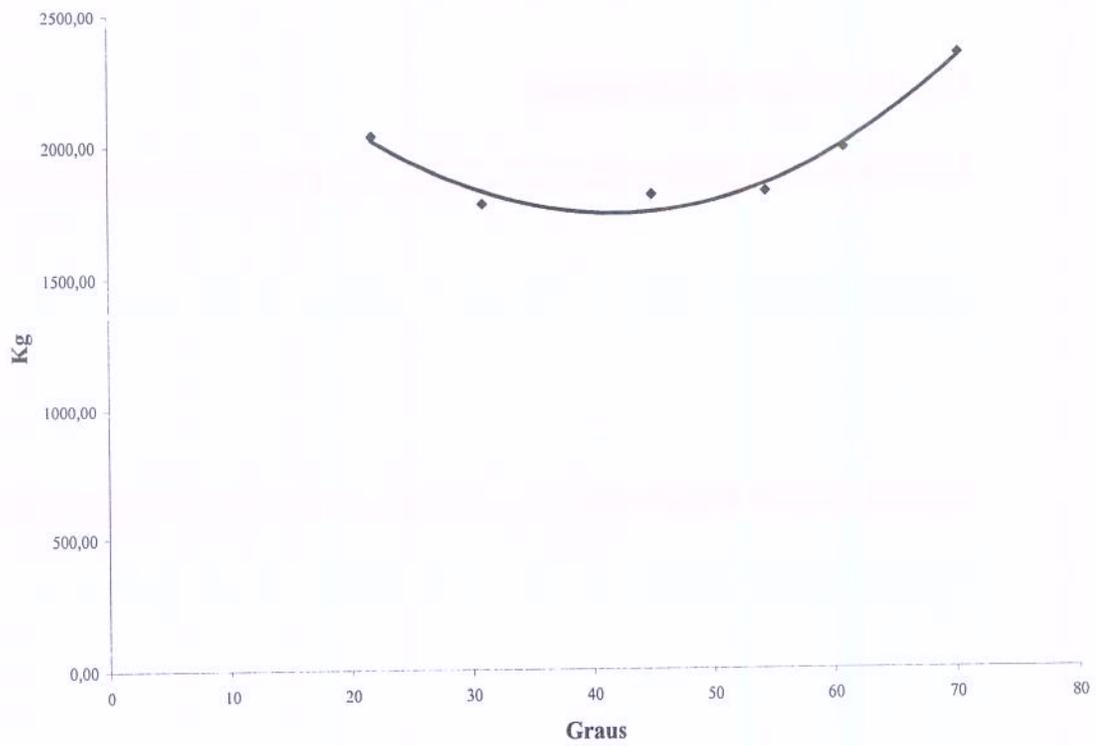


Figura 8.07 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 24 metros

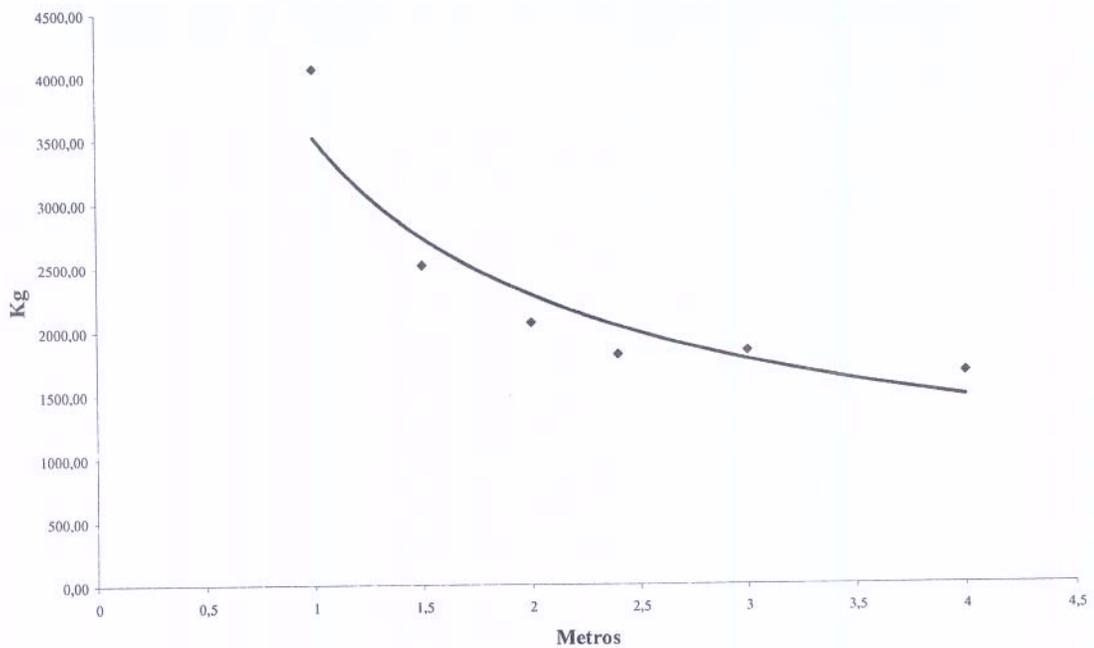


Figura 8.08 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 24 metros

- Para vãos de 48 metros

	W (Kg)	% W	Nº Conect.	Φ
Viga I	28689,55	100,00%	630	½'

Comparação entre Diagonias				
21,80°	12983,00	45,25%	276	½'
30,96°	9136,00	31,84%	162	½'
45,00°	7877,00	27,46%	132	½'
54,46°	8681,00	30,26%	132	½'
60,95°	8271,00	28,83%	130	½'
70,35°	10028,00	34,95%	130	½'

Comparação entre Tipos				
SM. BL. / SM. BS. e S. Vier.	10472,00	36,50%	174	½'
SM. BL. / CM. BS. e S. Vier.	7877,00	27,46%	132	½'
CM. BL. / CM. BS. e S. Vier.	8106,00	28,25%	132	½'
SM. BL. / SM. BS. e C. Vier.	10560,00	36,81%	174	½'
SM. BL. / CM. BS. e C. Vier.	8768,00	30,56%	132	½'
CM. BL. / CM. BS. e C. Vier.	8012,00	27,93%	132	½'

Comparação entre Altura da Trelça				
2,00 metros	12946,00	45,12%	336	½'
3,00 metros	9515,00	33,17%	220	½'
4,00 metros	8311,00	28,97%	154	½'
4,80 metros	7877,00	27,46%	132	½'
6,00 metros	8790,00	30,64%	106	½'
8,00 metros	8510,00	29,66%	124	½'

Tabela 8.05 – Tabela de resultados para estruturas com vãos de 48 metros

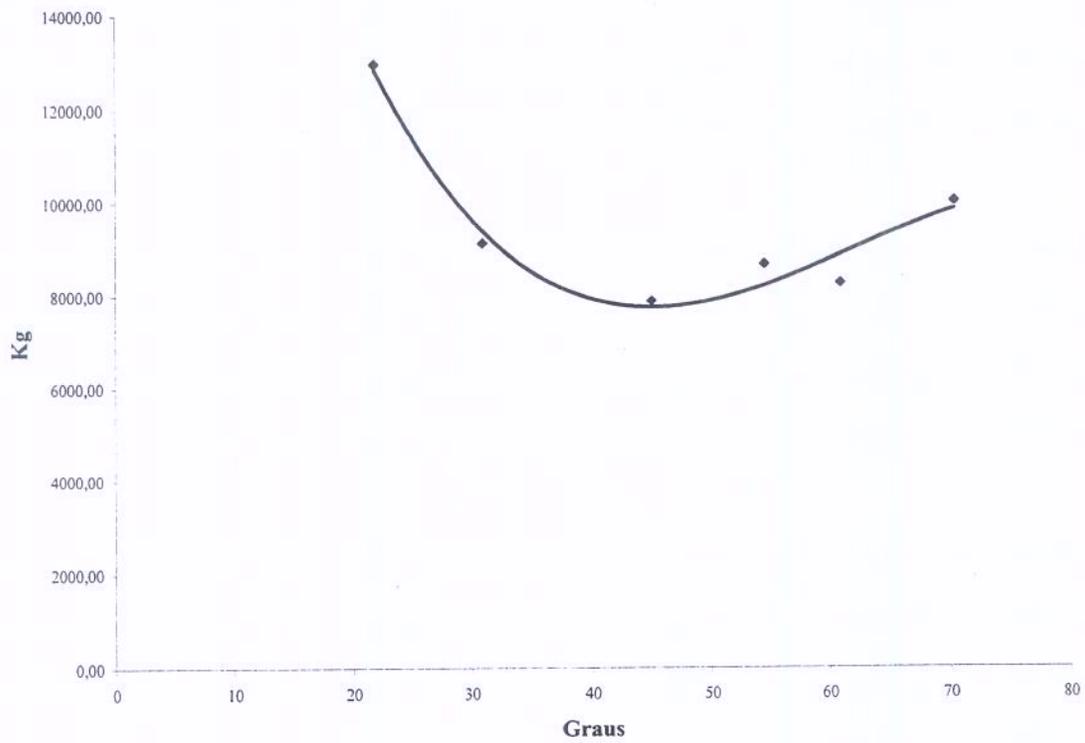


Figura 8.09 – Gráfico de variação dos ângulos das diagonais para estruturas com vãos de 48 metros

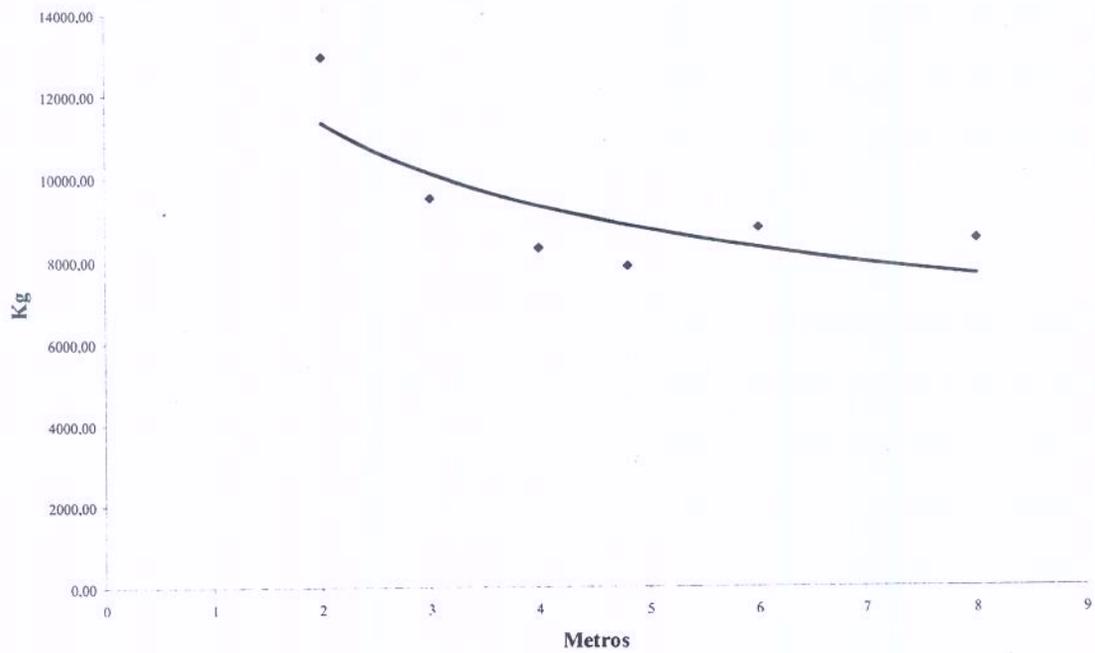


Figura 8.10 – Gráfico de variação da altura da treliça para estruturas com vãos de 48 metros

Em complemento a toda a análise e resultados encontrados devido ao cálculo e dimensionamento das estruturas mistas treliçadas, demonstrados acima, é apresentado aqui o resultado de todo estudo e análise de viabilidade das Vigas Mistas Treliçadas.

Mais uma vez exposto em função do peso total da parte metálica da estrutura em questão, a análise foi idealizada e concedida de forma a atender a necessidade de escolha e elucidação de seu comportamento quanto da variação de sua composição em diversas situações de vãos a serem vencidos e carregamentos atuantes.

Diferentemente do apresentado por **Kravanja; Silih (2002) [18]**, aqui, como já mencionado anteriormente, apresenta os resultados do peso total da parte metálica da estrutura mista, ou seja, os resultados aqui apresentados representam o peso da viga treliçada, sem considerar a área de concreto, pertencente à laje, presente na composição final da estrutura mista.

O estudo foi feito para três variações distintas da composição da estrutura treliçada, sendo a primeira composta por uma treliça sem a presença de montantes, a segunda contendo montantes limitando somente o banzo superior da estrutura e a última por uma treliça contendo montantes limitando tanto o banzo superior como o inferior.

Estas três diferentes composições de treliça, descritas acima, foram submetidas a diferentes vãos e carregamentos atuantes. Para isso foram escolhidos valores de vãos variando de 5 em 5 metros, espaçados dentro de um intervalo de 5 a 50 metros. Já os carregamentos variam de 5 a 50 KN/m², com as análises sendo executadas com incrementos de 5KN/m².

A seguir está explicitada, por gráficos, toda a análise e os resultados encontrados neste estudo.

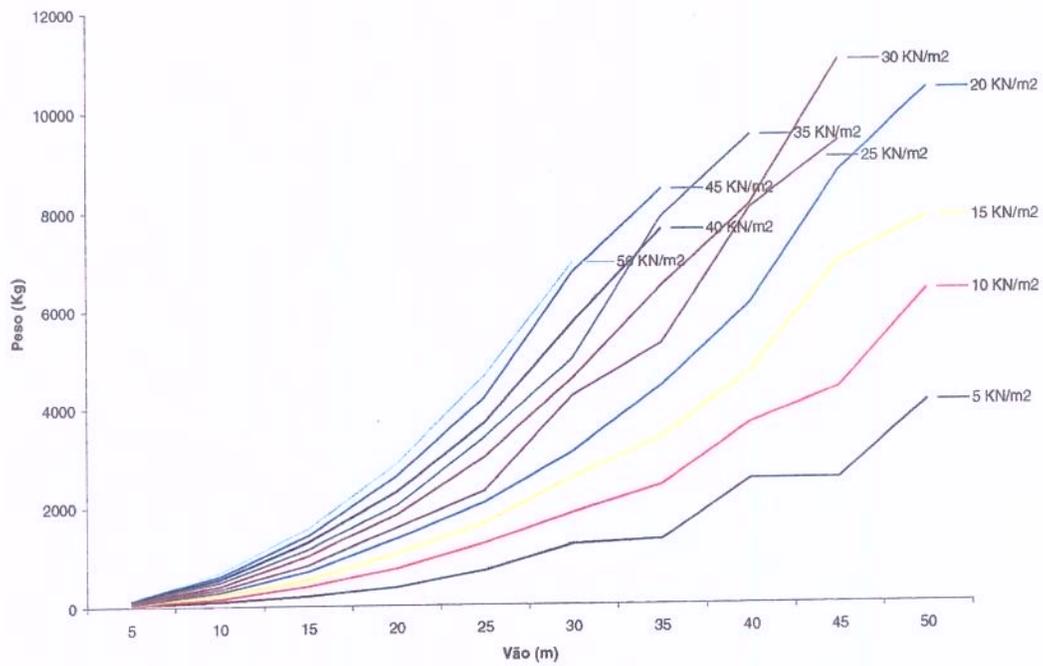


Figura 8.11 – Gráfico de variação de vãos e carregamentos para VMT sem Montantes.

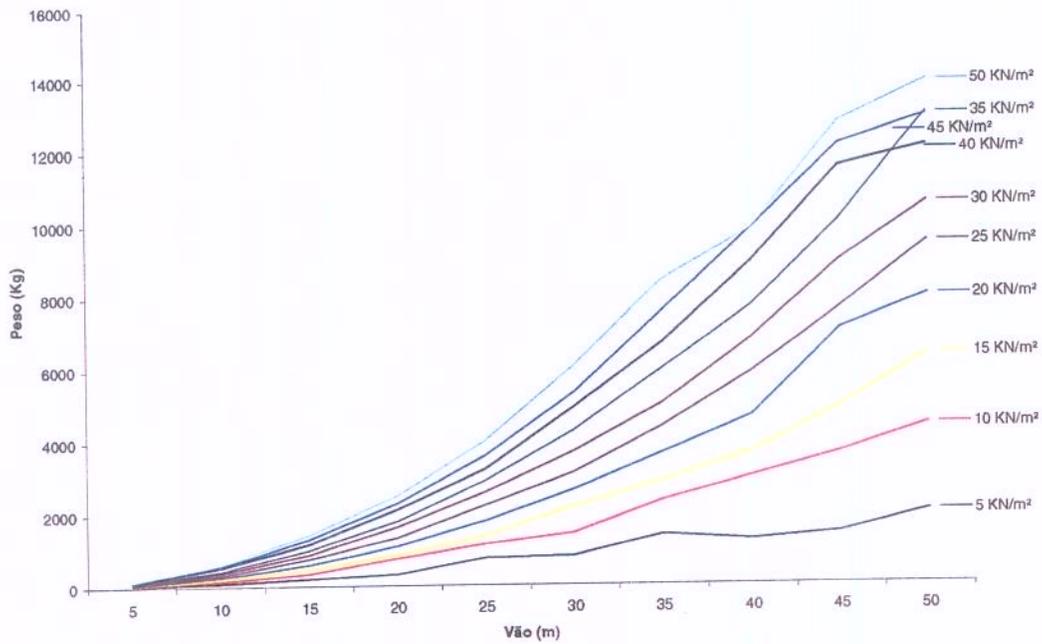


Figura 8.12 – Gráfico de variação de vãos e carregamentos para VMT com Montantes limitando o Banho Superior.

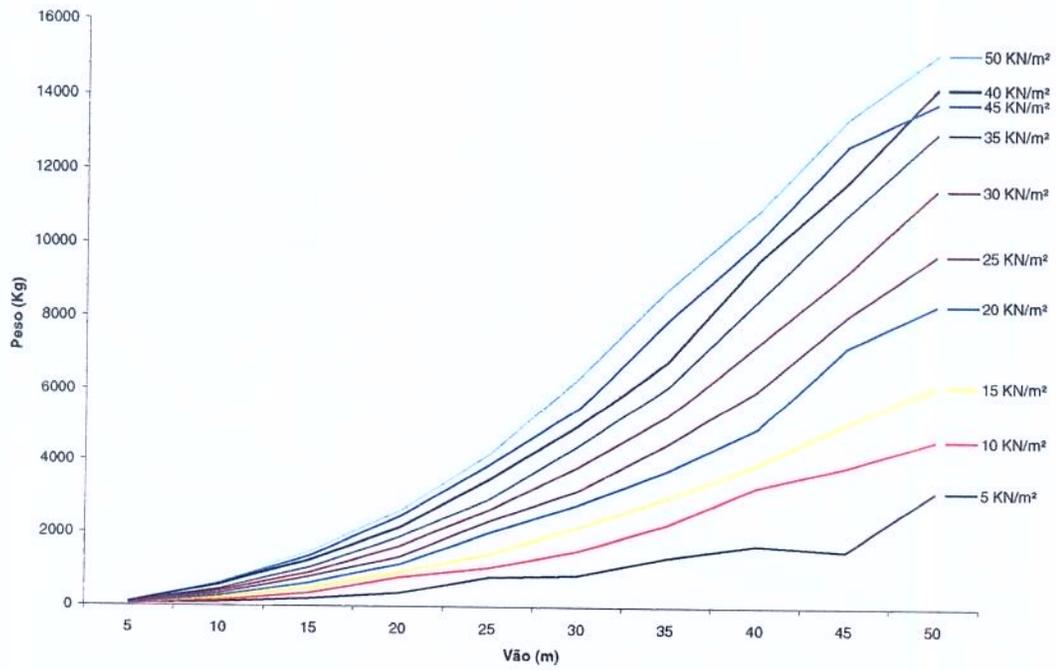


Figura 8.13 – Gráfico de variação de vãos e carregamentos para VMT com Montantes limitando os Banzos Superior e Inferior.

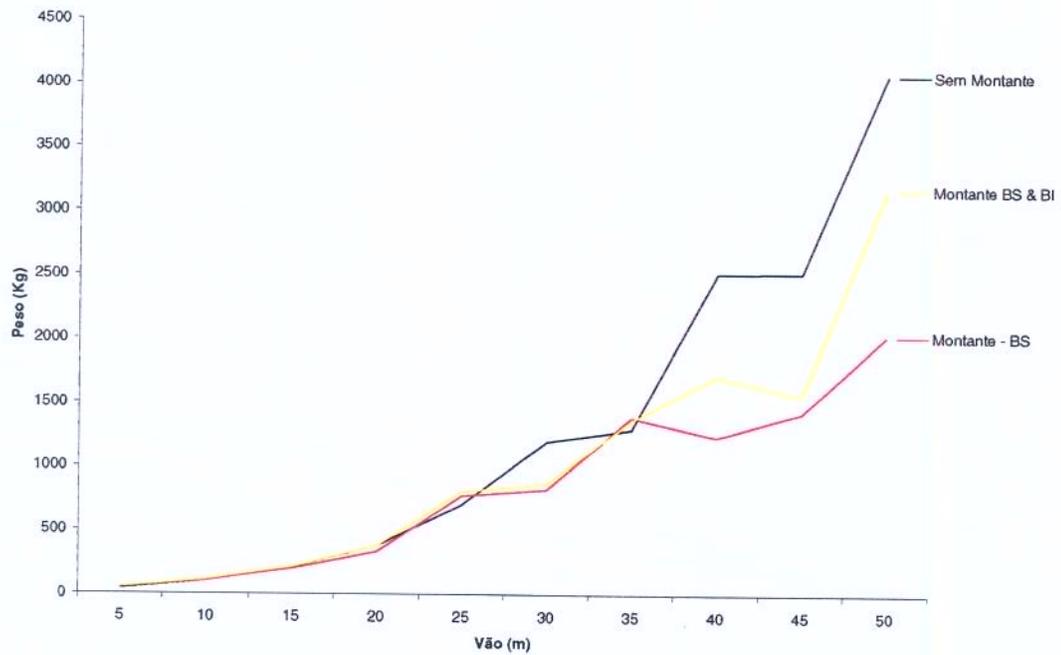


Figura 8.14 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Trelças, para carregamento atuantes de 5 KN/m^2 .

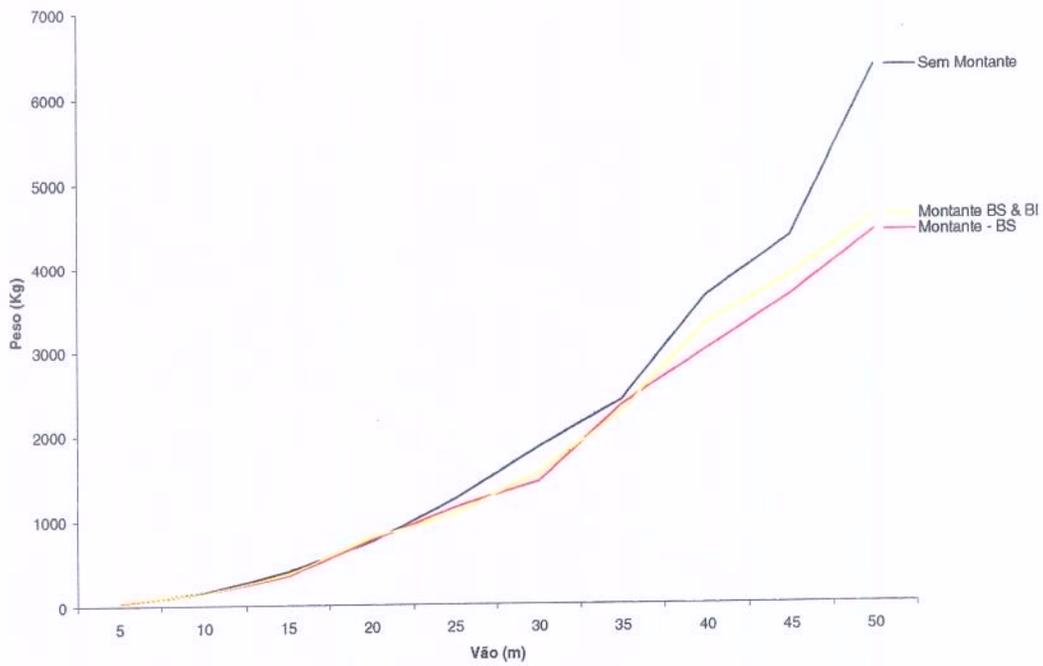


Figura 8.15 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 10 KN/m².

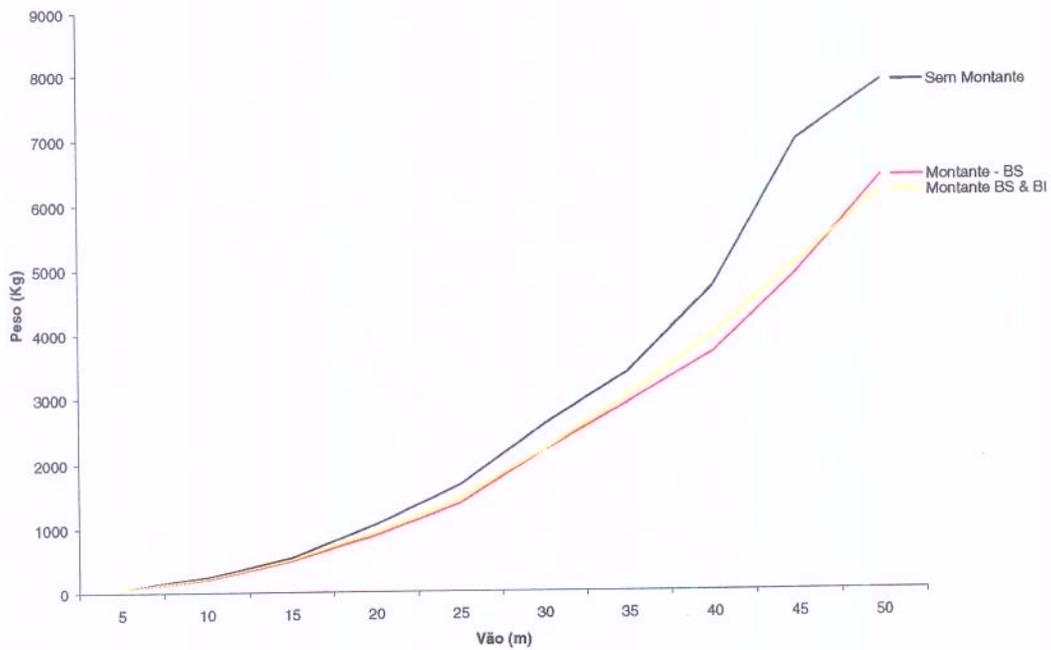


Figura 8.16 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 15 KN/m².

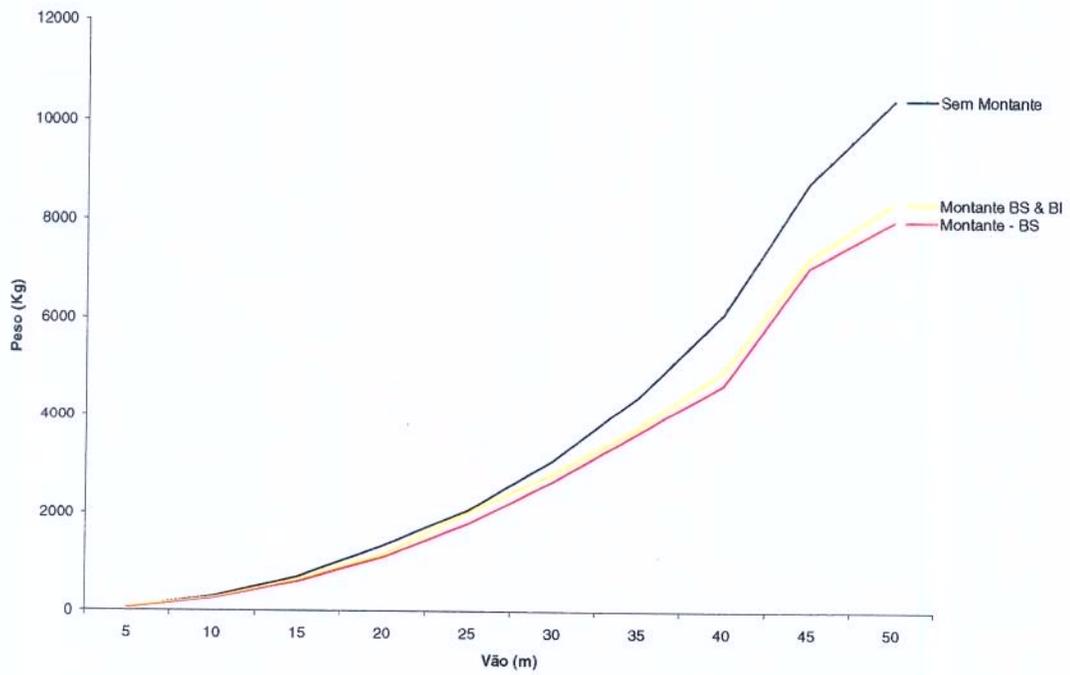


Figura 8.17 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 20 KN/m².

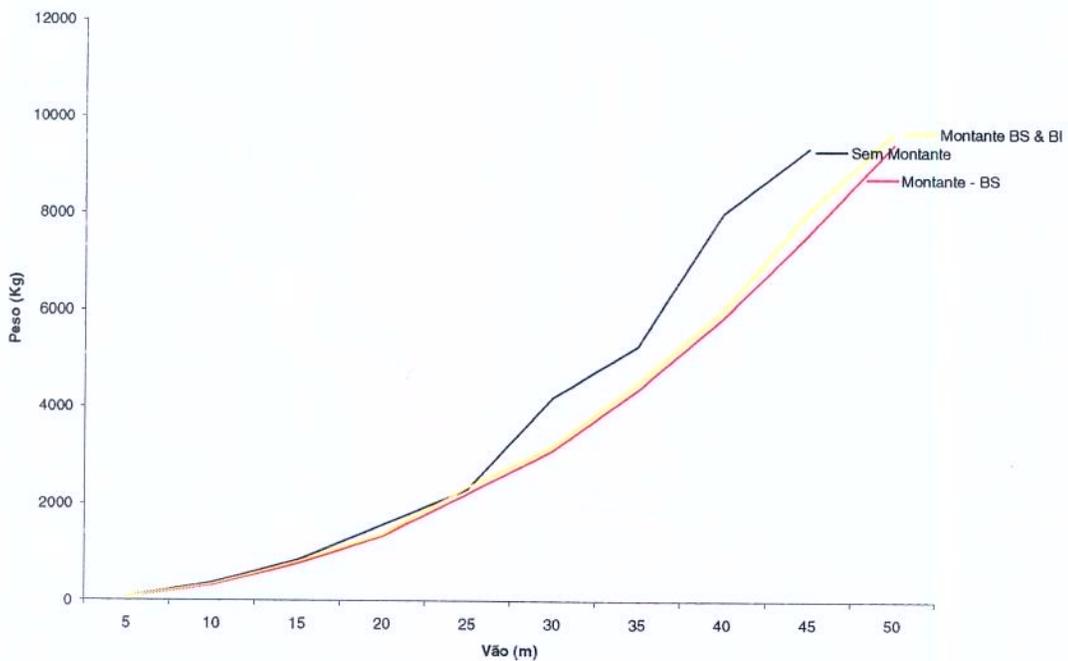


Figura 8.18 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 25 KN/m².

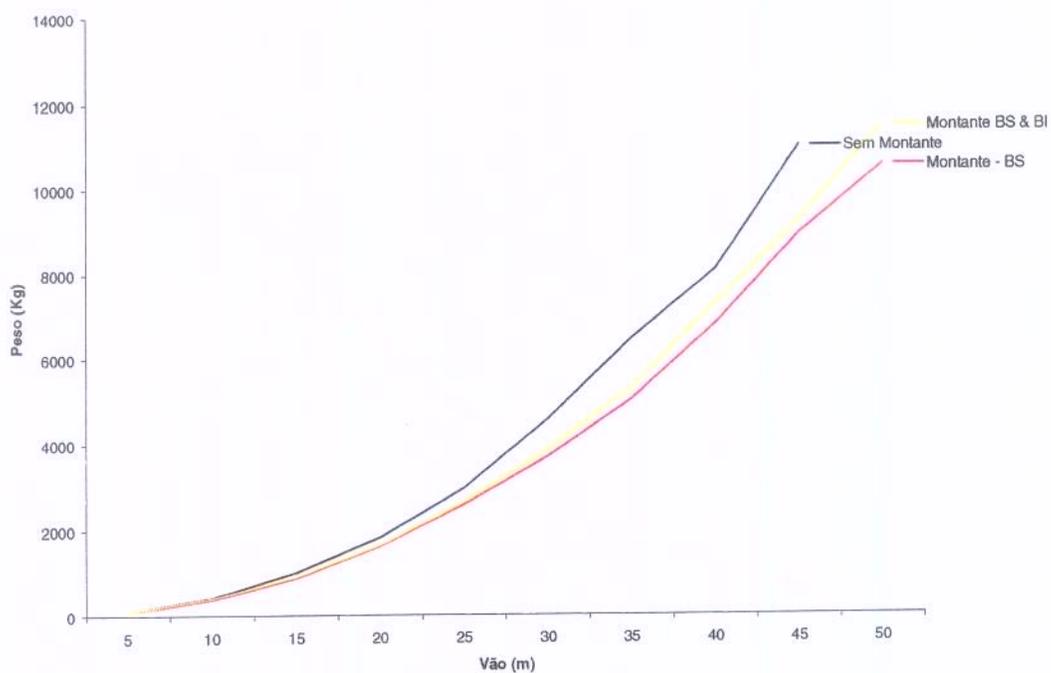


Figura 8.19 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 30 KN/m².

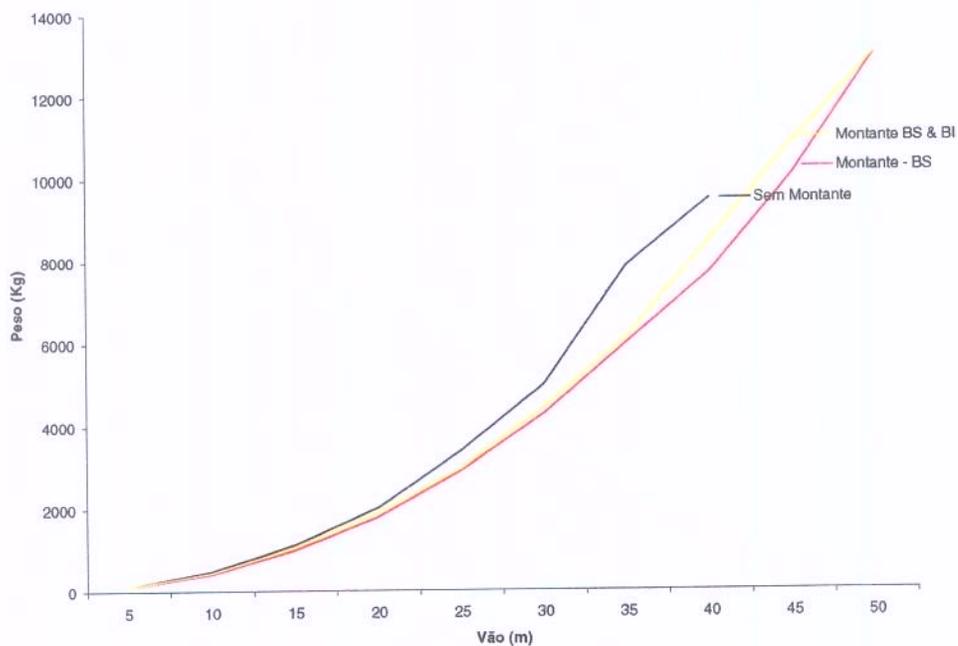


Figura 8.20 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 35 KN/m².

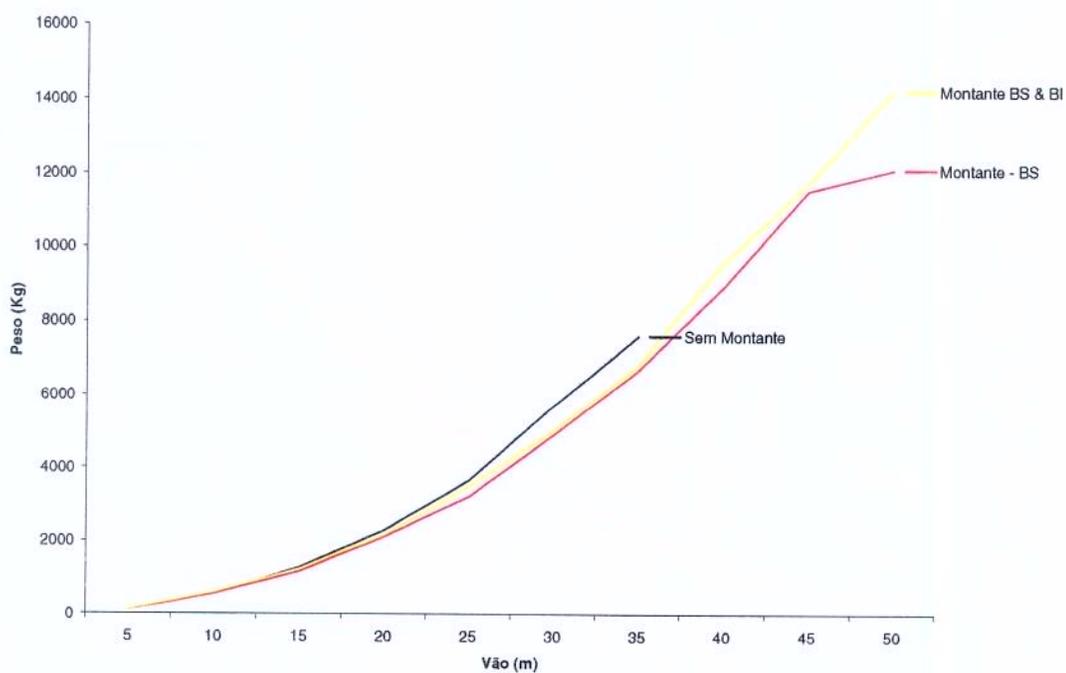


Figura 8.21 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 40 KN/m².

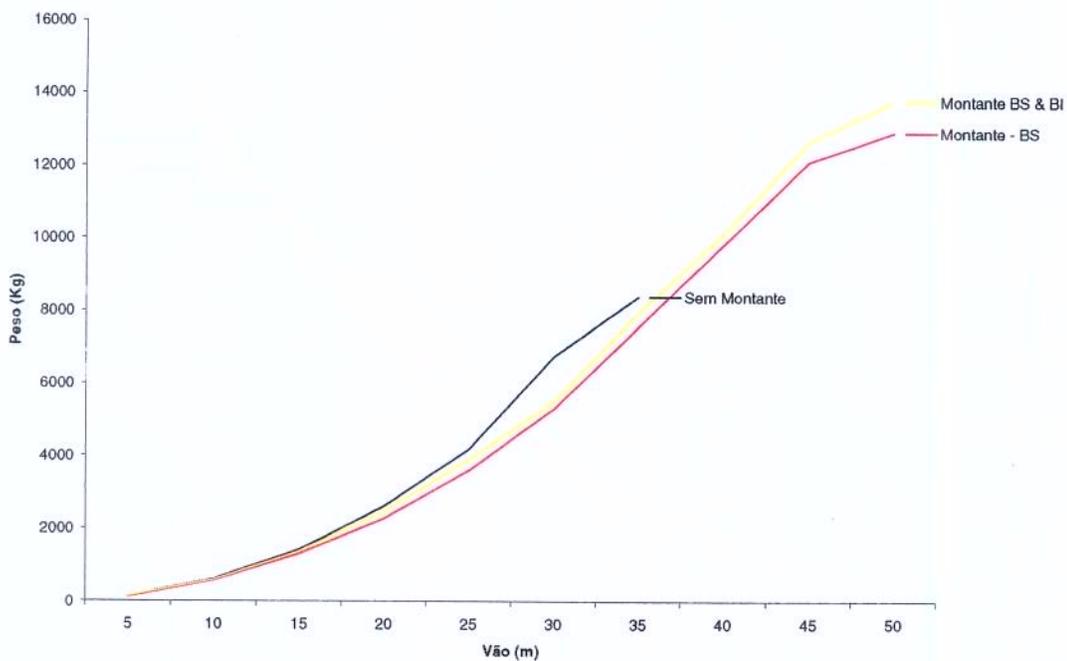


Figura 8.22 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 45 KN/m².

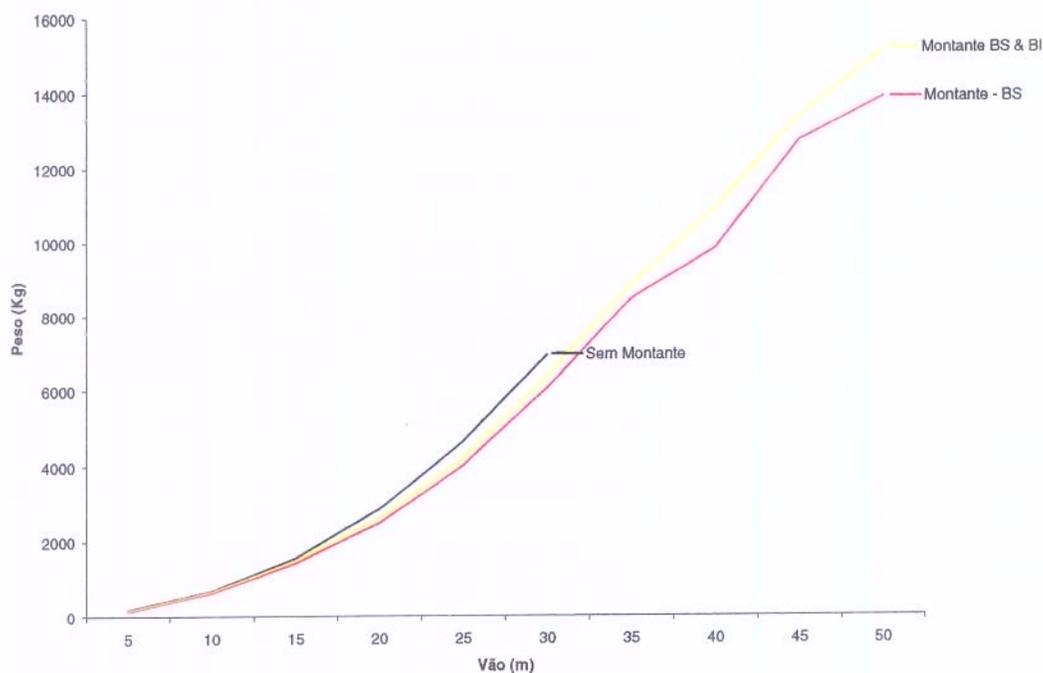


Figura 8.23 – Gráfico de variação de vãos, nos três diferentes tipos de Treliças, para carregamento atuantes de 50 KN/m².

Avaliando os dados e resultados obtidos neste estudo, o primeiro fato que nos chama a atenção e se demonstra evidente em sua análise é justamente a convergência dos valores obtidos para as diferentes composições da estrutura quanto da solicitação do mesmo carregamento. Convergência esta que se mostra mais evidente na comparação das duas estruturas que contém montantes em sua composição final, ou seja, as que contém montantes limitando somente o banzo superior com as compostas com montantes limitando o banzo superior e inferior.

Outra característica explícita nos resultados obtidos é justamente a que situa as estruturas sem montantes como as de menor viabilidade econômica (maiores pesos), independente do vão e carregamento atuante, principalmente quando da necessidade de se vencer grandes vãos.

Quanto à geometria das treliças, as estruturas que se destacam, de acordo com os resultados obtidos, são as formadas por banzos superior e inferior, diagonais com angulações tendendo a 45º e presença de montantes limitando somente o banzo superior. Mais uma vez aqui, estas se demonstram em destaque quanto da necessidade de se vencer grandes vãos.

Por fim, quando da comparação de pesos da estrutura, a VMT se mostrou, sem exceção, mais viável do que as estruturas mistas convencionais (perfil "I"), apresentando menores valores absolutos principalmente quando da necessidade de se ter grandes vãos vencidos.

De qualquer forma, faz se aqui uma ressalva pela necessidade de se fazer um estudo de preços e custos, o que depende invariavelmente das condições de mercado interno e valores ofertados a estes dois tipos de estruturas, para se ter uma posição final da viabilidade e melhor escolha a ser empregada.

NONO CAPÍTULO

- Conclusão -

9. CONCLUSÃO

Acordante com o que já foi especificado aqui anteriormente, o intuito desta pesquisa não é o de substituir ou colocar um ponto final nas discussões que envolvem os parâmetros referentes às Vigas Mistas Trelaçadas, mas sim o de servir como incentivo e principalmente como base a futuros trabalhos específicos a cada variante que envolve esta complexa e instigante estrutura.

Tendo em vista esta idealização, o texto traz uma extensa e completa revisão bibliográfica de todos os parâmetros e variáveis que englobam as treliças mistas. Dentro do contexto, referencia textos técnicos consagrados como artigos publicados nas mais renomadas revistas e congressos especializados, assim como textos bases de literaturas nacionais e internacionais e, principalmente, especificações e limitações de algumas das mais importantes normas reguladoras internacionais.

A revisão foi feita por tópicos e explicitada de forma a respeitar toda e qualquer especificação e determinações descritas nos respectivos textos. Deixando a principio as críticas e análises de lado, independentemente da veracidade dos fatores expostos, o capítulo foi confeccionado pura e simplesmente para mostrar ao leitor como as treliças mistas foram e ainda estão sendo tratadas nos meios acadêmicos e profissionais.

Todo o estudo feito em conjunto com a vasta revisão da bibliografia existente foi de suma importância para a execução desta pesquisa, servindo de embasamento teórico para toda a análise e desenvolvimento das formulações, limitações de cálculos e soluções de diversos fatores que completam esta estrutura mista.

Não é apenas no extenso estudo e revisão da bibliografia existente que o presente documento se limita, pelo contrário, este é apenas o ponto de partida para o principal foco desta que é justamente dar um direcionamento quanto ao dimensionamento das Vigas Mistas Treliçadas.

Para isto, a pesquisa abre mão de alguns capítulos que mostram, dentre outros fatores, a visão mais coerente e voltada à realidade brasileira do dimensionamento da estrutura em questão, lançando mão de todos os fatores, limitações e hipóteses envolventes em seus cálculos.

Assim, o presente documento apresenta de forma completa desde o tratamento dado aos perfis tubulares (cálculos e limitações) até o dimensionamento da estrutura propriamente dita, posicionando de forma coerente os diversos fatores, como hipóteses de cálculo, formulações e limitações retiradas das mais diversas bibliografias aqui referenciadas, dentro do escopo geral do trabalho.

Quanto ainda ao dimensionamento, são apresentados aqui dois tratamentos distintos na essência. Um engloba de forma genérica e abrangente as Vigas Mistas Treliçadas, independentemente de fatores, hipóteses ou considerações de cálculos existentes no projeto.

A segunda é um tratamento específico a alguns casos de treliças mistas, que de forma equivocada mostra-se difundido na literatura especializada como o tratamento único e genérico da estrutura. Para isto, o texto lança mão de especificações e limitações

que cada caso abrange, deixando claro quando se pode ou deve usufruir de cada um dos casos aqui explicitados para a efetuação dos cálculos de dimensionamento.

Apesar de toda a complexidade e abrangência das variáveis que englobam as treliças mistas apresentadas neste presente documento, há ainda um ponto que, por falta de estudos específicos sobre o assunto, acabou por não ser muito explorado.

Este é o caso das armaduras necessárias na laje, locadas com a finalidade de suprir a resistência na área tracionada do concreto, transpor esforços cisalhantes dos conectores à laje ou ainda evitar efeitos indesejáveis de segunda ordem, como é o caso de fissurações excessivas e fluência do concreto.

Para isto, há somente especificações descritas nas diversas normas aqui referenciadas que, de forma genérica e muitas vezes conservadoras, para não dizer erradas, dão um tratamento superficial, quando não colocam com descaso, a este que pode ser um dos principais fatores no dimensionamento das treliças mistas.

Portanto, faz-se aqui esta uma recomendação a futuros trabalhos que, de forma concisa possam mostrar e especificar diretamente todos os fatores e efeitos que envolvem as lajes, maciças e mistas, e suas respectivas armaduras, assim como a veracidade de se poder utilizar lajes pré-fabricadas neste tipo de estrutura.

Outro tópico a ser estudado com maior profundidade é a ação mista propriamente dita. Ou seja, a verificação da interação aço-concreto na estrutura, interação parcial e total, assim como o posicionamento dos conectores através de ensaios laboratoriais completos e concisos.

Por fim, seria de grande valia também uma pesquisa mostrando um estudo completo de toda a ligação mista das treliças mistas com o restante da estrutura

portante, mostrando detalhes de cálculos e construtivos de modo a fazê-los de forma a manter a integridade da estrutura como um todo.

Quanto especificamente à análise de viabilidade econômica, diferentemente do trabalho de alguns autores, as comparações aqui feitas foram da ordem do peso final da estrutura e da quantidade necessária de conectores de cisalhamento para uma interação total aço-concreto. Conforme especificado anteriormente, isto se deu principalmente ao fato de não limitar temporalmente a análise em custos finais da estrutura.

Conforme esperado, a análise mostra uma grande economia quanto ao uso total dos materiais, resultando assim não só em uma economia da própria viga treliçada, dependente do custo de fabricação, mas principalmente dos demais elementos estruturais como é o caso dos pilares e fundações.

Toda esta vantagem tende a ser acrescida quanto maior for o vão a ser vencido pela estrutura. Isto pode ser claramente visualizado através do gráfico 11.01 descrito a seguir.

Já as variantes de geometria e dimensões gerais das treliças mistas, assim como seus esquemas estáticos, são explicitados caso a caso no estudo de viabilidade e descritas de forma demonstrar as vantagens para cada caso aqui considerado.

O presente documento traz ainda em seu escopo, apresentado no *Anexo B*, uma proposta de inclusão das Vigas Mistas Treliçadas no texto base da norma nacional de estruturas mistas, a NBR 8800. Para isto é utilizado todo o estudo aqui apresentado e, de forma genérica e sintetizada, são mostradas todas as variantes, limitações e especificações para o completo cálculo de dimensionamento da referida estrutura.

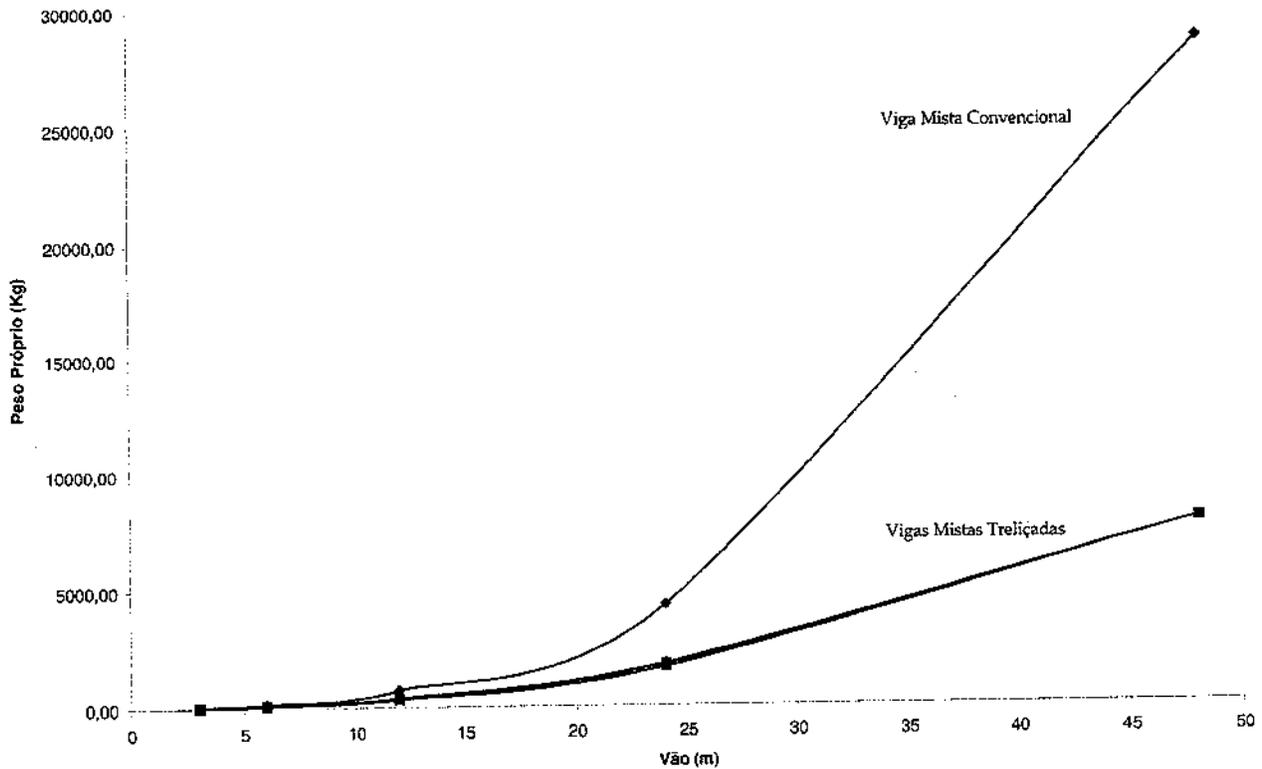


Figura 9.01 – de Peso Próprio X Vão da Viga Mista Treliçada

Finalizando, é também apresentado no presente texto um software desenvolvido ao longo da pesquisa que traz toda a automação dos cálculos de dimensionamento e verificação das treliças mistas, demonstrado no *Anexo C*, assim como todos os fluxogramas utilizados na confecção das rotinas e algoritmos envolvidos na programação, presentes no *Apêndice A*.

Intitulado de **Auto VMT**, o programa computacional traz uma abordagem completa dos tópicos ligados às Vigas Mistas Treliçadas aqui estudados e descritos no presente documento, delimitando sua utilização aos estudos de casos e limitações impostas no texto base.

DÉCIMO CAPÍTULO
– Referência Bibliográfica –

10. REFERÊNCIA BIBLIOGRAFICA

- [1]. **AISC: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC. "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings – LRFD". Chicago, 1999.**
- [2]. **AISC: AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION INC. "Hollow Structural Section – Connection Manual". Chicago, 1997.**
- [3]. **ASCE TASK COMMITTEE ON DESIGN CRITERIA FOR COMPOSITE STRUCTURES IN STEEL AND CONCRETE. "Proposed Specification and Commentary for Composite Joists and Composite Trusses". Journal of Structural Engineering, v. 122, nº. 4, p. 350-358 April 1996.**
- [4]. **BEER, F. P. & JOHNSTON JR., E. R. "Resistência dos Materiais". 3ª Edição. São Paulo : Makron Books, 1995.**
- [5]. **BRATTLAND, A. & LAURIE KENNEDY, D. J. "Flexural tests of Two Full-Scale Composite Trusses". Canadian Journal of Civil Engineering, v. 19, p. 279-295, 1992.**

- [6]. CHEN, W.F. & HAN, D. J. "Plasticity for Structural Engineers". New York : Springer-Verlag New York Inc., 1936.
- [7]. CISC: CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. "Handbook of Steel Construction". 7th Edition, 2^a Revised Printing, 2000.
- [8]. D. DUTTA, J. WARDENIER, N. YEOMANS, K. SAKAE, Ö. BUCAK E J. A. PACKER. "Design Guide for Fabrication, Assembly and Erection Of Hollow Section Structures". Construction With Hollow Steel Sections, v 7, Ed. Tüv-Verlag. Köln, Germany, 1998.
- [9]. EASTERLING, W. S.; GIBBINGS, D. R. & MURRAY, T. M. "Strength of Shear Studs in Steel Deck on Composite Beams and Joists". AISC Engineering Journal, v. 30, p. 44-55, 1993.
- [10]. EUROCODE 3. 2nd DRAFT 2nd REVIEW prEN 1993-1-1: 2001. : COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES "Design of Steel Construction – Part 1.1: General Structural Rules". CEN - European Committee For Standardisation, Bruxelles, 2001.
- [11]. EUROCODE 4. 3rd DRAFT prEN 1994-1-1: 2001. : COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES "Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings". CEN - European Committee For Standardisation, Bruxelles, 2001.
- [12]. EUROCODE 4. ENV 1994-1-1: 1992. : COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES "Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings". Bruxelles, 1992.

- [13]. FRUCHTENGARTEN, J. & FRUCHTENGARTEN, R. "Comportamento de Treliças Mistas Aço e Concreto". XXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, CIL347-21. Ouro Preto, 2003.
- [14]. FRUCHTENGARTEN, R. "Sobre as Treliças Mistas Aço e Concreto". Tese de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- [15]. GALAMBOS, T. V. & TIDE, R. H. R. "Composite Open-Web Steel Joists". AISC Engineering Journal, p. 27-36, January 1970.
- [16]. GERE, J. M.; WEAVER, W. JR. "Análise de Estruturas Reticuladas". Tradução de Carlos M. P. Ferreira Pinto. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987.
- [17]. GIRHAMMAR, U. A. & GOPU, V. K. A. "Composite Beam-Columns with Interlayer Slip-Exact Analysis". Journal of Structural Engineering - ASCE, New York, n. 4, v.119, p.1265-1282. Apr. 1993.
- [18]. KRAVANJA, S. & SILIH, S. "Optimization Based Comparison Between Composite I Beams and Composite Trusses". Journal of Constructional Steel Research, July 2002.
- [19]. LAURIE KENNEDY, D. J. & BRATTLAND, A. "Shrinkage tests of Two Full-Scale Composite Trusses". Canadian Journal of Civil Engineering, v. 19, p. 196-309, 1992.
- [20]. MALITE, M. "Análise do Comportamento Estrutural de Vigas Mistas Aço-Concreto Constituídas por Perfis de Chapa Dobrada". USP - EESC, São Carlos, Julho de 1993.

- [21]. MALITE, M. "Sobre o Cálculo de Vigas Mistas Aço-Concreto: Ênfase em Edifícios". USP - EESC, São Carlos, Agosto de 1990.
- [22]. MALITE, M. "Vigas Mistas Aço-Concreto: Ênfase em Edifícios". USP - EESC, São Carlos, Julho de 1998.
- [23]. NBR 6118: NORMA BRASILEIRA REGISTRADA 6118. "Projeto de Estruturas de Concreto". Rio de Janeiro : ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2000.
- [24]. NBR 8800: NORMA BRASILEIRA REGISTRADA 8800 (em aprovação). "Projetos e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Aço-Concreto de Edifícios". Rio de Janeiro : ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, Agosto 2003.
- [25]. NBR 8800: NORMA BRASILEIRA REGISTRADA 8800. "Projetos e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios". Rio de Janeiro : ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1986.
- [26]. NEWMARK, N. M.; SIESS, C. P. & VIEST, I. M. "Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction". Proceedings of Society for Experimental Stress Analysis, v.9, n.1, p. 75-92, 1951.
- [27]. PACKER, J.A. & HENDERSON, J.E. "Hollow Structural Sections Connections and Trusses – A Design Guide", 2nd Edition, CISC – Canadian Institute of Steel Construction, June 1997.
- [28]. QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J. & DA MATA, L. A. C. "Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto". Belo Horizonte : O Lutador, 2001.

- [29]. RUGGIERO, M. A. G.; LOPES, V. L. R. "Cálculo Numérico: Aspectos Teóricos e Funcionais". São Paulo: Makron Books, 1996.
- [30]. SALMON, C. G. & JOHNSON, J. E. "Steel Structures, Design and Behavior – Emphasizing Load and Resistance Factor Design". 4th Edition, New York : Harper Collins College Publishers, 1996.
- [31]. SAMUELSON, D. "Composite Steel Joists". Engineering Journal – American Institute of Steel Construction, v. 39, p. 111-120, 2002.
- [32]. SCI-083. MERRIL, S. O. "Design of Composite Trusses". The Steel Construction Institute. Ascot, 1992.
- [33]. SCI-142. LAWSON, R. M. & CHUNG, K. F. "Composite Beam Design to Eurocode 4". The Steel Construction Institute. Ascot, 1994.
- [34]. SHAMES, I.H., "Introdução à Mecânica dos Sólidos". Rio de Janeiro : Prentice/Hall do Brasil., 1983.
- [35]. VIEST, I. M.; COLACO, J. P.; FURLONG, W. F.; GRIFFIS, L. G.; LEON, R. T. & WYLLIE, L. A. "Composite Design for Buildings". New York. ASCE, 1997.
- [36]. WANG, P. C. & KALEY, D. J. "Composite Action of Concrete Slab and Open Web Joists (Without the Use of Shear Connectors)". Engineering Journal – American Institute of Steel Construction, v. 4(1), p. 10-16, 1967.

ANEXOS

ANEXO A

- Propriedades Geométricas Das Seções Tubulares -

A.1. Área Bruta da Seção Transversal " A_g "	220
A.2. Momento de Inércia da Seção Transversal " I "	221
A.3. Momento de Inércia Torçor da Seção Transversal " I_T "	222
A.4. Módulo de Resistência Elástico da Seção Transversal " W "	222
A.5. Módulo de Resistência Plástica da Seção Transversal " Z "	223
A.6. Raio de Giração da Seção Transversal " r "	224
A.7. Parâmetros de Cálculo	224

Anexo A. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DAS SEÇÕES TUBULARES

Nesta seção serão expostos todos os cálculos necessários para a determinação dos parâmetros geométricos, como área da seção transversal do perfil, momento de inércia, entre outros, imprescindíveis para cálculos futuros de dimensionamento das peças estruturais.

Todos os parâmetros e formulações para os cálculos necessários à determinação dessas características geométricas são explicitados nos tópicos subseqüentes e apresentados, de forma esquemática, na figura A.01.

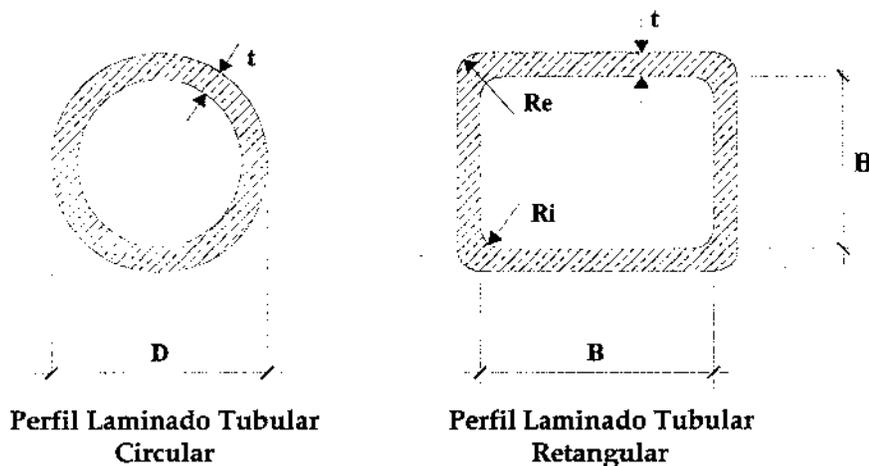


Figura A.01 – Parâmetros Geométricos dos Perfis Tubulares (Circular e Retangular)

Quanto à formulação referente aos perfis tubulares retangulares, apesar de não referenciado anteriormente, foram retirados de **Dutta; Wardenier; Yeomans; Sakae; Bucak; Packer (1998) [8]**, o qual é um dos poucos trabalhos, e único referenciado aqui, a apresentar tais especificações de cálculo.

Por fim, os perfis tubulares de seção circular, com parâmetros e formulações encontrados mais facilmente nas literaturas especializadas, foram aqui baseados nas especificações descritas em **Beer; Johnston (1995) [4]**.

A.1. Área Bruta da Seção Transversal “ A_g ”

- Barras com Seções Transversais Tubulares Circulares

$$A_g = \pi.t.(D - t) \quad (A.1)$$

- Barras com Seções Transversais Tubulares Retangulares

$$A_g = 2.t.(B + H - 4.r_e) + \pi.(r_e^2 - r_i^2) \quad (A.2)$$

Onde:

t – espessura da parede da seção transversal;

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

r_e – raio externo de concordância entre mesa e alma da seção transversal (R_e), determinado conforme equação (A.22);

r_i – raio interno de concordância entre mesa e alma da seção transversal (Ri), determinado conforme equação (A.22).

A.2. Momento de Inércia da Seção Transversal "I"

- Barras com Seções Transversais Tubulares Circulares

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot [D^4 - (D - 2t)^4] \quad (A.3)$$

- Barras com Seções Transversais Tubulares Retangulares

$$I = \left[\frac{B \cdot H^3 - (B - 2t) \cdot (H - 2t)^3}{12} - 4 \cdot (I_{ZZ} + A_z \cdot h_z^2 - I_{\xi\xi} - A_\xi \cdot h_\xi^2) \right] \quad (A.4)$$

Onde:

t – espessura da parede da seção transversal;

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

$A_z / h_z / I_{ZZ} / A_\xi / h_\xi / I_{\xi\xi}$ – parâmetros de cálculo, calculados conforme equações (A.12) à (A.17) respectivamente.

A.3. Momento de Inércia Torçor da Seção Transversal “ I_T ”

- Barras com Seções Transversais Tubulares Circulares

$$I_T = 2.I = \frac{\pi}{32} \cdot [D^4 - (D - 2.t)^4] \quad (\text{A.5})$$

- Barras com Seções Transversais Tubulares Retangulares

$$I_T = t^3 \cdot \frac{h}{3} + 2.K.A_h \quad (\text{A.6})$$

Onde:

I – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço, calculado conforme equação (A.3);

t – espessura da parede da seção transversal;

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

$h / A_h / K$ – parâmetros de cálculo, calculado conforme equações (A.18), (A.19) e (A.20) respectivamente.

A.4. Módulo de Resistência Elástico da Seção Transversal “ W ”

- Barras com Seções Transversais Tubulares Circulares

$$W = \frac{I}{D/2} \quad (\text{A.7})$$

- Barras com Seções Transversais Tubulares Retangulares

$$W = \frac{I}{H/2} \quad (\text{A.8})$$

Onde:

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

I – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço, calculado conforme item equação (A.3) e (A.4) respectivamente;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma.

A.5. Módulo de Resistência Plástica da Seção Transversal "Z"

- Barras com Seções Transversais Tubulares Circulares

$$Z = \frac{D^3 - (D - 2.t)^3}{6} \quad (\text{A.9})$$

- Barras com Seções Transversais Tubulares Retangulares

$$Z = \frac{B.H^2}{4} - \frac{(B - 2.t).(H - 2.t)^2}{4} - 4.(A_z.h_z) + 4.(A_\xi.h_\xi) \quad (\text{A.10})$$

Onde:

t – espessura da parede da seção transversal;

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

$A_z / h_z / A_\xi / h_\xi$ – parâmetros de cálculo, calculado conforme equações (A.12), (A.13), (A.15) e (A.16) respectivamente.

A.6. Raio de Giração da Seção Transversal “ r ”

Tanto para seções tubulares circulares como retangulares, o raio de giração r é calculado de acordo com a seguinte equação:

$$r = \sqrt{I/A_g} \quad (\text{A.11})$$

Onde:

I – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço, calculado conforme equações (A.3) e (A.4) respectivamente;

A – área bruta da seção transversal, calculado conforme equações (A.1) e (A.2) respectivamente.

A.7. Parâmetros de Cálculo

A seguir são apresentados todos os parâmetros necessários para os cálculos das propriedades geométricas das seções tubulares retangulares, já descritas anteriormente.

$$A_z = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) r_e^2 \quad (\text{A.12})$$

$$h_z = \frac{H}{2} - \left(\frac{10 - 3\pi}{12 - 3\pi}\right) r_e \quad (\text{A.13})$$

$$I_{zz} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312 - 3\pi}\right) r_e^4 \quad (\text{A.14})$$

$$A_\xi = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) r_i^2 \quad (\text{A.15})$$

$$h_\xi = \frac{H - 2t}{2} - \left(\frac{10 - 3\pi}{12 - 3\pi}\right) r_i \quad (\text{A.16})$$

$$I_{\xi\xi} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312 - 3\pi}\right) r_i^4 \quad (\text{A.17})$$

$$h = 2 \cdot [(B - t) + (H - t)] - R_c \cdot (4 - \pi) \quad (\text{A.18})$$

$$A_h = (B - t) \cdot (H - t) - 2 \cdot R_c \cdot (4 - \pi) \quad (\text{A.19})$$

$$K = \frac{2 \cdot A_h \cdot t}{h} \quad (\text{A.20})$$

$$R_c = \frac{r_e + r_i}{2} \quad (\text{A.21})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq 6\text{mm} \quad \longrightarrow \quad r_e = 2,0t \quad \text{e} \quad r_i = 1,0t \\ 6 < t \leq 10\text{mm} \quad \longrightarrow \quad r_e = 2,5t \quad \text{e} \quad r_i = 1,5t \\ t > 10\text{mm} \quad \longrightarrow \quad r_e = 3,0t \quad \text{e} \quad r_i = 2,0t \end{array} \right. \quad (\text{A.22})$$

Onde:

t – espessura da parede da seção transversal;

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma.

ANEXO B

- Esforços Resistentes das Barras de Aço Tubulares -

B.1. Força Normal de Tração Resistente de Cálculo - " $N_{t,Rd}$ "	229
B.1.1. Área Líquida Efetiva da Seção Transversal - " A_e "	230
B.1.2. Coeficientes de Redução da Área Líquida - " C_t "	230
B.2. Força Normal de Compressão Resistente de Cálculo - " $N_{c,Rd}$ "	231
B.2.1. Fator de Redução Associado à Resistência à Compressão - " χ "	232
B.2.2. Coeficiente - " β "	232
B.2.3. Índice de Esbeltez Reduzido - " λ_0 "	233
B.2.4. Força Normal de Flambagem Elástica - " N_e "	233
B.2.5. Coeficiente de Flambagem Local - " Q "	234
B.2.6. Área Efetiva da Seção Transversal - " A_{ef} "	236
B.2.7. Largura Efetiva do Elemento em Aço - " B_{ef} "	236
B.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo - " M_{Rd} "	237
B.3.1. Momento Fletor Resistente Característico - " M_{Rk} "	237
B.3.2. Barras com Seção Transversal Tubular Circular	238
B.3.3. Barras com Seção Transversal Tubular Retangular	239
B.3.4. Largura Efetiva da Mesa Comprimida - " B_{ef} "	244
B.4. Força Cortante Resistente de Cálculo - " V_{Rd} "	244
B.4.1. Força Cortante Resistente Característica - " V_{Rk} "	245
B.4.2. Barras com Seção Transversal Tubular Circular	245
B.4.3. Barras com Seção Transversal Tubular Retangular	246
B.4.4. Coeficiente de Flambagem por Força Cortante de Alma - " k_V "	247

Anexo B. ESFORÇOS RESISTENTES DAS BARRAS DE AÇO TUBULARES

Para o cálculo dos esforços resistentes devem ser tomadas as especificações apresentadas pela proposta de revisão da norma brasileira de estruturas metálicas (NBR 8800 – 2000) e, sempre que possível, concordante com a norma americana de estruturas de aço (AISC/LRFD – 1999), já que é nesta que, em sua maioria, a norma nacional está sendo baseado.

A seguir serão apresentadas todas as formulas e parâmetros necessários envolvidos nos cálculos dos esforços resistentes de barras tubulares.

B.1. Força Normal de Tração Resistente de Cálculo – “ $N_{t,Rd}$ ”

A força norma de tração resistente de cálculo $N_{t,Rd}$, para o escoamento da seção bruta, deve ser determinada pela seguinte expressão:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_y}{\gamma} \quad (B.1)$$

Onde:

γ – coeficiente de ponderação da resistência para tração, igual a 1,10;

A_e – área líquida efetiva da seção transversal da barra, calculada conforme Equação (B.2);

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual à 250 MPa.

B.1.1. Área Líquida Efetiva da Seção Transversal – “ A_e ”

A área líquida efetiva da seção transversal A_e é determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$A_e = C_t \cdot A_g \quad (B.2)$$

Onde:

C_t – coeficiente de redução da área líquida, calculado conforma Item B.1.2;

A_g – área bruta da seção transversal da barra, calculada conforme Item A.1.

B.1.2. Coeficientes de Redução da Área Líquida – “ C_t ”

O coeficiente de redução da área líquida C_t deve ser determinado de acordo com a formulação descrita abaixo:

- Quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, ou seja, se as barras tubulares, circulares ou retangulares, forem ligadas diretamente umas às outras através de ligação soldada:

$$C_t = 1,00 \quad (B.3)$$

- Quando a força de tração for transmitida para apenas uma parte da seção transversal, ou seja, se as barras tubulares, circulares ou retangulares, forem ligadas umas às outras através de placas de ligação soldadas:

$$C_t = 1,00 - \frac{e_c}{l_c} \quad (B.4)$$

Onde:

e_c – excentricidade da ligação, ou seja, distância do centróide da metade da seção transversal ao plano de cisalhamento da ligação;

l_c – comprimento da ligação, ou seja, comprimento da solda de ligação.

7.2. Força Normal de Compressão Resistente de Cálculo – “ $N_{c,Rd}$ ”

A força normal de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$ deve ser determinada pela seguinte expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma} \quad (B.5)$$

Onde:

γ – coeficiente de ponderação da resistência para compressão, igual a 1,10;

χ – fator de redução associado à resistência à compressão, calculado conforme

Equação (B.6);

Q – coeficiente de flambagem local, calculado conforme Item B.2.5;

A_g – área bruta da seção transversal da barra, calculada conforme Item A.1;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual à 250 MPa.

B.2.1. Fator de Redução Associado à Resistência à Compressão – “ χ ”

O fator de redução χ é determinado de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{(\beta^2 - \lambda_0^2)}} \leq 1,0 \quad (\text{B.6})$$

Onde:

β – coeficiente, calculado conforme Equação (B.7);

λ_0 – índice de esbeltez reduzido, calculado conforme Equação (B.8).

B.2.2. Coeficiente – “ β ”

O coeficiente β é determinado de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\beta = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2] \quad (\text{B.7})$$

Onde:

a – coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão, igual a 0,21 (curva A para perfis tubulares circular e retangular);

λ_0 – índice de esbeltez reduzido, calculado conforme Equação (B.8).

B.2.3. Índice de Esbeltez Reduzido – “ λ_0 ”

O índice de esbeltez reduzido λ_0 é determinado de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} \quad (B.8)$$

Onde:

Q – coeficiente de flambagem local, calculado conforme Item B.2.5;

N_{pl} – força normal correspondente ao escoamento da seção transversal, igual ao produto da área bruta da seção com a resistência ao escoamento do aço ($A_g \cdot f_y$);

N_e – força normal de flambagem elástica, calculado conforme Equação (B.9).

B.2.4. Força Normal de Flambagem Elástica – “ N_e ”

A força normal de flambagem elástica N_e deve ser determinada pela seguinte expressão:

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} \quad (\text{B.9})$$

Onde:

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

I – momento de inércia da seção transversal do perfil de aço, calculado conforme Item A.2;

K – coeficiente de flambagem utilizado no dimensionamento de barras comprimidas, igual a 1,0;

L – comprimento de flambagem por flexão da peça em aço.

B.2.5. Coeficiente de Flambagem Local – “Q”

- Barras com Seções Transversais Tubulares Circulares

O coeficiente de flambagem local Q , para barras com seções transversais tubulares circulares, é determinado de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\text{- Relação } \quad \frac{D}{t} \leq 0,11 \cdot \frac{E}{f_y} \quad \longrightarrow \quad Q = 1,00 \quad (\text{B.10})$$

$$\text{- Relação } \quad 0,11 \cdot \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \cdot \frac{E}{f_y} \quad \longrightarrow \quad Q = \frac{0,038 \cdot E \cdot t}{D \cdot f_y} + \frac{2}{3} \quad (\text{B.11})$$

Onde:

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

t – espessura da parede da seção transversal;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual à 250 MPa.

OBS: Não se deve utilizar seções tubulares circulares com a relação D/t superior ao limite $0,45.E/f_y$, pois acima deste a resistência reduz-se rapidamente.

▪ Barras com Seções Transversais Tubulares Retangulares

O coeficiente de flambagem local Q é determinado de acordo com a formulação descrita abaixo.

$$\text{- Relação } \frac{B}{t} \leq 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \longrightarrow Q = 1,00 \quad (\text{B.12})$$

$$\text{- Relação } \frac{B}{t} > 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \longrightarrow Q = Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (\text{B.13})$$

Onde:

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

t – espessura da parede da seção transversal;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual à 250 MPa;

Q_a – coeficientes que levam em conta a flambagem local do elemento;

A_{ef} – área efetiva da seção transversal, calculado conforme Equação (B.14);

A_g – área bruta da seção transversal da barra, calculada conforme Equação (A.2).

B.2.6. Área Efetiva da Seção Transversal – “ A_{ef} ”

A área efetiva da seção transversal A_{ef} é determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$A_{ef} = A_g - \sum (B - B_{ef})t \quad (B.14)$$

Onde:

- A_g – área bruta da seção transversal da barra, calculada conforme Equação (A.2);
- B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;
- B_{ef} – largura efetiva do elemento em aço, calculado conforme Equação (B.15);
- t – espessura da parede da seção transversal.

B.2.7. Largura Efetiva do Elemento em Aço – “ B_{ef} ”

A largura efetiva do elemento em aço B_{ef} é determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$B_{ef} = 1,91.t.\sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[t - \frac{0,38}{B/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq B \quad (B.15)$$

Onde:

- t – espessura da parede da seção transversal;
- E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

σ – tensão de cálculo no elemento, em MPa, obtido por aproximações sucessivas, dividindo-se a força normal de cálculo, $N_{c,Ed}$, pela área efetiva, A_{ef} .

B.3. Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”

O momento fletor resistente de cálculo M_{Rd} deve ser determinado pela seguinte expressão:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} \quad (\text{B.16})$$

Onde:

γ – coeficiente de ponderação da resistência para flexão, igual a 1,10;

M_{Rk} – momento fletor resistente característico, calculada conforme Item B.3.1.

B.3.1. Momento Fletor Resistente Característico – “ M_{Rk} ”

O momento fletor característico M_{Rk} deve ser determinado de acordo com os itens B.3.2, B.3.3, o que for aplicável, ficando limitado ao valor superior máximo descrito na Equação (B.17) abaixo, caso se queira assegurar a validade da análise elástica.

$$M_{Rk} \leq 1,50.W.f_y \quad (\text{B.17})$$

Onde:

W – módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão, calculado conforme Item A.4;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa.

B.3.2. Barras com Seção Transversal Tubular Circular

Para barras com seções tubulares circulares, onde somente é aplicado o estado limite último de flambagem local da parede do tubo – FLP, o momento fletor resistente característico M_{Rk} deve ser determinado pelas formulações expressas a seguir, desde que a relação $D/t \leq 0,45.E/f_y$ seja obedecida.

$$\text{- Se } \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (\text{B.18})$$

$$\text{- Se } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = \left[\frac{0,021.E}{D/t} + f_y \right] \cdot W \quad (\text{B.19})$$

$$\text{- Se } \lambda > \lambda_r \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = \frac{0,33.E}{D/t} \cdot W \quad (\text{B.20})$$

Com:

$$\lambda = \frac{D}{t} \quad (\text{B.21})$$

$$\lambda_p = \frac{0,071.E}{f_y} \quad (\text{B.22})$$

$$\lambda_r = \frac{0,31.E}{f_y} \quad (\text{B.23})$$

Onde:

λ – parâmetro de esbeltez;

λ_p – parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r – parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

M_{pl} – momento fletor de plastificação da seção, igual ao produto $Z \cdot f_y$;

Z – módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço, calculado conforme Equação (A.9);

W – módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão, calculado conforme Equação (A.7);

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa;

D – diâmetro externo da seção tubular circular;

t – espessura da parede da seção transversal.

B.3.3. Barras com Seção Transversal Tubular Retangular

Para barras com seções tubulares retangulares, onde são aplicados os estados limites últimos de flambagem lateral com torção – FLT, flambagem local da mesa comprimida – FLM e flambagem local da alma – FLA, o momento fletor resistente característico M_{Rk} deve ser o menor dos valores encontrados nestes estados limites, determinados pelas formulações expressas a seguir, desde que a relação $H/t \leq 5,70 \cdot \sqrt{E/f_y}$ seja obedecida.

a) FLT – Flambagem Lateral com Torção

$$\text{- Se } \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (\text{B.24})$$

$$\text{- Se } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \longrightarrow M_{Rk} = C_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl} \quad (\text{B.25})$$

$$\text{- Se } \lambda > \lambda_r \longrightarrow M_{Rk} = M_{cr} \quad (\text{B.26})$$

Com:

$$\lambda = \frac{L_b}{r} \quad (\text{B.27})$$

$$\lambda_p = \frac{0,13.E}{M_{pl}} \cdot \sqrt{I_T \cdot A_g} \quad (\text{B.28})$$

$$\lambda_r = \frac{2,00.E}{M_r} \cdot \sqrt{I_T \cdot A_g} \quad (\text{B.29})$$

E:

$$M_r = (f_y - f_r) \cdot W \quad (\text{B.30})$$

$$M_{cr} = \frac{2,00.C_b.E}{\lambda} \cdot \sqrt{I_T \cdot A_g} \quad (\text{B.31})$$

Onde:

λ – parâmetro de esbeltez;

λ_p – parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r – parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

M_{pl} – momento fletor de plastificação da seção, igual ao produto $Z \cdot f_y$;

M_r – momento fletor correspondente ao início do escoamento;

M_{cr} – momento fletor de flambagem elástica;

Z – módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço, calculado conforme

Equação (A.10);

W – módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão, calculado conforme Equação (A.8);

I_T – momento de inércia à torção uniforme, calculado conforme Equação (A.6);

A_g – área bruta da seção transversal da barra, calculada conforme Equação (A.2);

L_b – distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado);

r – raio de giração da seção transversal, calculada conforme Equação (A.11);

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa;

f_r – tensão residual para perfis laminados, igual a 70 MPa;

C_b – fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, igual a 1,00 (favor da segurança).

b) FLM – Flambagem Local da Mesa Comprimida

$$\text{- Se } \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (\text{B.32})$$

$$\text{- Se } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_{pl} \quad (\text{B.33})$$

$$\text{- Se } \lambda > \lambda_r \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{cr} \quad (\text{B.34})$$

Com:

$$\lambda = \frac{b}{t} \quad (\text{B.35})$$

$$\lambda_p = 1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{B.36})$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{B.37})$$

E:

$$M_r = f_y \cdot W_{ef} \quad (\text{B.38})$$

$$M_{cr} = \frac{W_{ef}^2}{W} \cdot f_y \quad (\text{B.39})$$

Onde:

λ – parâmetro de esbeltez;

λ_p – parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r – parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

M_{pl} – momento fletor de plastificação da seção, igual ao produto $Z \cdot f_y$;

M_r – momento fletor correspondente ao início do escoamento;

M_{cr} – momento fletor de flambagem elástica;

Z – módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço, calculado conforme Equação (6.10);

W – módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão, calculado conforme Equação (A.8);

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

t – espessura da parede da seção transversal;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa;

W_{ef} – módulo de resistência elástico mínimo (relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida de largura igual a B_{ef} , conforme Item B.3.4), calculado conforme Equação (A.8).

c) FLA – Flambagem Local da Alma

$$\text{- Se } \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} = Z \cdot f_y \quad (\text{B.40})$$

$$\text{- Se } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \longrightarrow M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \leq M_{pl} \quad (\text{B.41})$$

- Se $\lambda > \lambda_r$ \longrightarrow Não aplicável à este estado limite último

Com:

$$\lambda = \frac{H}{t} \quad (\text{B.42})$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{B.43})$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (\text{B.44})$$

E:

$$M_r = f_y \cdot W \quad (\text{B.45})$$

Onde:

λ – parâmetro de esbeltez;

λ_p – parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;

λ_r – parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;

M_{pl} – momento fletor de plastificação da seção, igual ao produto $Z \cdot f_y$;

M_r – momento fletor correspondente ao início do escoamento;

Z – módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço, calculado conforme Equação (A.10);

W – módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão, calculado conforme Equação (A.8);

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

t – espessura da parede da seção transversal;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa.

B.3.4. Largura Efetiva da Mesa Comprimida – “ B_{ef} ”

A largura efetiva da mesa comprimida B_{ef} é determinada de acordo com a formulação descrita abaixo:

$$\text{- Se } \frac{B}{t} \geq 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \longrightarrow B_{ef} = 1,91 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot \left[1 - \frac{0,38}{B/t} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \quad (\text{B.46})$$

$$\text{- Se } \frac{B}{t} < 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \longrightarrow B_{ef} = B \quad (\text{B.47})$$

Onde:

B – largura da mesa, igual à distância entre faces internas das almas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da mesa;

t – espessura da parede da seção transversal;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa.

B.4. Força Cortante Resistente de Cálculo – “ V_{Rd} ”

A força cortante resistente de cálculo V_{Rd} deve ser determinada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma} \quad (\text{B.48})$$

Onde:

γ – coeficiente de ponderação da resistência para flexão, igual a 1,10;

V_{Rk} – força cortante resistente característica, calculada conforme Item B.4.1.

B.4.1 Força Cortante Resistente Característica – “ V_{Rk} ”

A força cortante característica V_{Rk} deve ser determinada de acordo com os itens B.4.2 e B.4.3, o que for aplicável.

B.4.2. Barras com Seção Transversal Tubular Circular

Para barras com seções tubulares circulares a força cortante resistente característica V_{Rk} deve ser determinada pela formulação expressa a seguir:

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (\text{B.49})$$

Onde:

V_{pl} – força cortante resistente correspondente à plastificação da parede do tubo;

A_w – área efetiva de cisalhamento, igual à 0,50. A_g ;

A_g – área bruta da seção transversal da barra, calculada conforme Equação (A.1);

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa.

B.4.3. Barras com Seção Transversal Tubular Retangular

Para barras com seções tubulares retangulares a força cortante resistente característica V_{Rk} deve ser determinada pelas formulações expressas a seguir.

$$\text{- Se } \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad V_{Rk} = V_{pl} \quad (\text{B.50})$$

$$\text{- Se } \lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \quad \longrightarrow \quad V_{Rk} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl} \quad (\text{B.51})$$

$$\text{- Se } \lambda > \lambda_r \quad \longrightarrow \quad V_{Rk} = 1,28 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \cdot V_{pl} \quad (\text{7.52})$$

Com:

$$\lambda = \frac{H}{t} \quad (\text{B.53})$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (\text{B.54})$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (\text{B.55})$$

E:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (\text{B.56})$$

Onde:

V_{pl} – força cortante resistente correspondente à plastificação da parede do tubo;

A_w – área efetiva de cisalhamento, igual a $2 \cdot H \cdot t$;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

t – espessura da parede da seção transversal;

E – módulo de elasticidade tangente do aço, igual a 205000MPa;

f_y – resistência ao escoamento do aço, igual a 250 MPa;

k_v – coeficiente de flambagem por força cortante de alma, calculado conforme

B.4.4.

B.4.4. Coeficiente de Flambagem por Força Cortante de Alma – “ k_v ”

O coeficiente de flambagem por força Cortante de Alma k_v é determinado de acordo com as formulações descritas abaixo:

$$\text{- Se } \frac{a}{H} \leq 3,00 \quad \longrightarrow \quad k_v = 5,00 + \frac{5,00}{\left(\frac{a}{H}\right)^2} \quad (\text{B.57})$$

$$\text{- Se } \frac{a}{H} > 3,00 \text{ ou } \frac{a}{H} > \left[\frac{260}{H/t} \right]^2 \quad \longrightarrow \quad k_v = 5,00 \quad (\text{B.58})$$

Onde:

a – distancia entre linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

H – altura da alma, igual à distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma, comprimento da parte plana da alma;

t – espessura da parede da seção transversal.

ANEXO C

– Exemplo Numérico –

C.1. Considerações Gerais	251
C.2. Esquema Estático da Viga	252
C.3. Especificações de Materiais	253
C.4. Perfis Pré-Dimensionados	253
C.5. Larg. Efetiva " B_c " e Efetiva Equivalente " $B_{c,eq}$ " da Mesa de Concreto	254
C.6. Carregamento e Cálculo dos Esforços Atuantes	255
C.7. Cálculos Geométricos	257
C.7.1. Banzo Superior	257
C.7.2. Banzo Inferior	260
C.7.3. Diagonais	261
C.7.4. Montantes	263
C.8. Cálculo dos Esforços Resistentes	264
C.8.1. Banzo Superior	264
C.8.2. Banzo Inferior	268
C.8.3. Diagonais	269
C.8.4. Montantes	271
C.9. Dimensionamento da Viga Mista Trelaçada	273
C.9.1. Verificação das Montantes	273
C.9.2. Verificação das Diagonais	275
C.9.3. Verificação do Banzo Inferior	278
C.9.4. Verificação do Banzo Superior	280
C.10. Estado Limite de Utilização – Deslocamento Vertical Excessivo	283
C.10.1. Momento de Inércia Efetivo da Trelça Mista " I_{ef} "	283
C.10.2. Verificação do Deslocamento Vertical Excessivo – ELU	285
C.10.3. Verificação da Vibração – ELU	286
C.11. Cálculo do Número de Conectores de Cisalhamento	286

Anexo C. EXEMPLO NUMÉRICO

C.1. Considerações Gerais

A viga a ser calculada é pertencente à estrutura portante de uma edificação de pavimentos múltiplos para uso comercial, sendo considerada como não escorada durante a concretagem. Isto significa que além das verificações cabíveis a uma viga mista treliçada, deverá também ser analisados os limites de uma estrutura portante de barras que sofrem flexo-tração ou flexo-compressão durante a cura do concreto, isto é, a estrutura deverá ser verificada para os carregamentos atuantes antes e depois da cura do concreto.

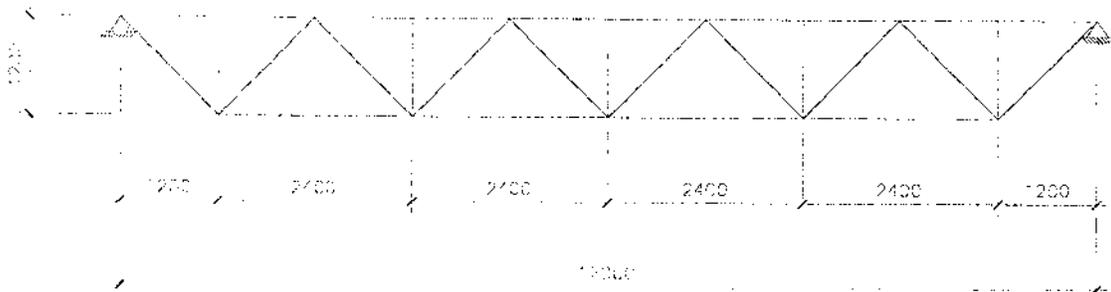
Para efeito demonstrativo só iremos verificar uma barra por categoria da viga estudada, sendo escolhida a que necessitar de uma análise mais completa dentro dos tópicos estudados. Ao final de cada verificação serão mostrados os resultados das demais barras.

A escolha dos perfis deve ser feita de modo interativo. Como forma de simplificação do exemplo numérico, apresentaremos já os perfis escolhidos como ideais

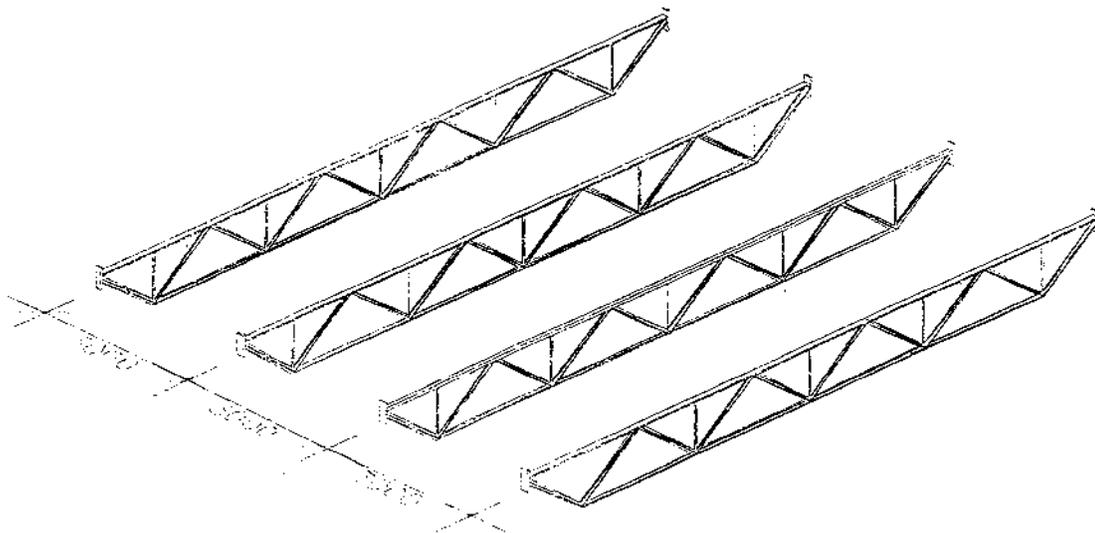
no dimensionamento, sendo assim demonstrados somente os cálculos que envolvem sua verificação.

C.2. Esquema Estático da Viga

- Vão de 12 metros a ser vencido



- Vigas distanciadas de 3 metros uma das outras



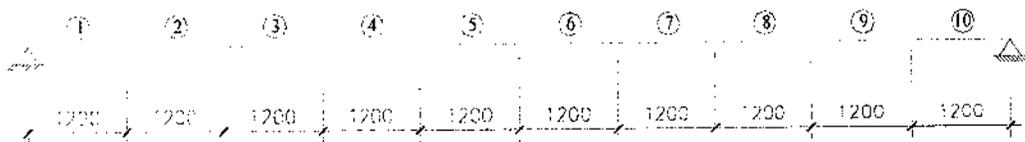
C.3. Especificações de Materiais

- Aço estrutural ASTM A-36 ($f_y = 250 \text{ MPa}$ / $f_u = 450 \text{ MPa}$ / $E = 205000 \text{ MPa}$);
- Perfis Tubulares Circulares para o Banzo Inferior, Diagonais e Montantes;
- Perfil Tubular Retangular para o Banzo Superior;
- Conectores tipo Stud Bolt ($f_w = 415 \text{ MPa}$);
- Concreto da laje com $f_{ck} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$ (ou 15 MPa);
- Laje maciça com espessura de 100 mm ($H_c = 10 \text{ cm}$).

C.4. Perfis Pré-Dimensionados

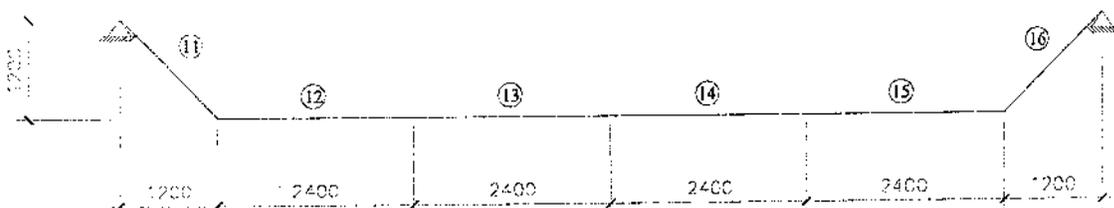
- Banzo Superior $\rightarrow R 90,0 \times 60,0 \times 3,6 \times 7,81$

$B = 90,00 \text{ mm}$; $H = 60,00 \text{ mm}$; $t = 3,60 \text{ mm}$

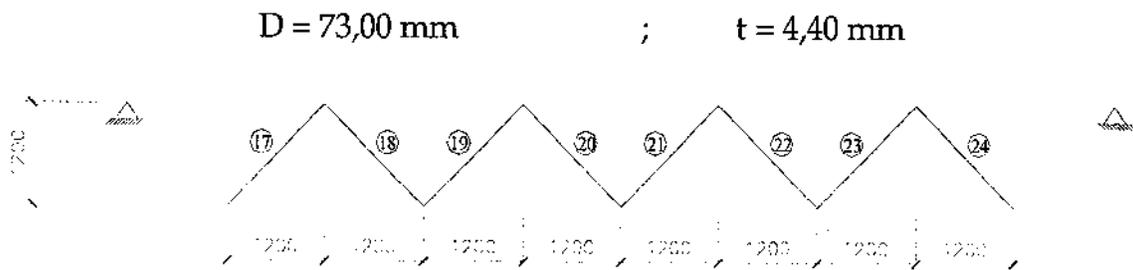


- Banzo Inferior $\rightarrow C 88,9 \times 7,1 \times 14,32$

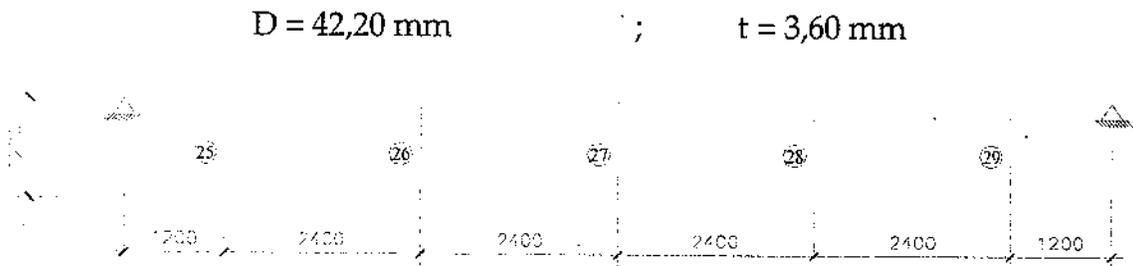
$D = 88,90 \text{ mm}$; $t = 7,10 \text{ mm}$



- Diagonais → C 73,0 x 4,4 x 7,44



- Montantes → C 42,2 x 3,6 x 3,43



C.5. Largura Efetiva " B_c " e Largura Efetiva Equivalente " $B_{c,eq}$ " da Mesa de Concreto

- Largura Efetiva da Laje de Concreto " B_c "

$$\frac{B_c}{2} \leq \begin{cases} \frac{1}{8} \cdot L = \frac{1}{8} \cdot 12000 = 1500 \text{ mm} = 150 \text{ cm} \\ d_b \longrightarrow \text{n\~{o} \u00e9 viga de extremidade} \\ \frac{1}{2} \cdot d_{ad} = \frac{1}{2} \cdot 3000 = 1500 \text{ mm} = 150 \text{ cm} \end{cases}$$

$$B_c = 3000 \text{ mm} = 300 \text{ cm} \text{ (considerando os dois lados da viga)}$$

- Esforços atuantes devido aos carregamentos por barra da estrutura (KN.m e KN):

Banzo Superior								
Barra	M _{d'}		M _d		V _{d'}	V _d	N _{d'}	N _d
	+	-	+	-				
1	0,8	1,2	3,2	2,6	6,4	18,0	-56,5	-151,8
2	0,6	1,2	4,5	2,7	6,2	20,1	-56,5	-151,9
3	0,7	1,3	6,4	0,0	6,4	18,6	-129,4	-346,2
4	0,7	1,2	8,0	0,0	6,4	18,5	-129,4	-346,4
5	0,8	1,3	7,9	0,0	6,5	18,5	-153,9	-412,7
6	0,8	1,3	7,9	0,0	6,5	18,5	-153,9	-412,7
7	0,7	1,2	8,0	0,0	6,4	18,5	-129,4	-346,4
8	0,7	1,3	6,4	0,0	6,4	18,6	-129,4	-346,2
9	0,6	1,2	4,5	2,7	6,2	20,1	-56,5	-151,9
10	0,8	1,2	3,2	2,6	6,4	18,0	-56,5	-151,8

Banzo Inferior								
Barra	M _{d'}		M _d		V _{d'}	V _d	N _{d'}	N _d
	+	-	+	-				
11	0,9	0,2	0,9	0,4	0,7	0,8	79,2	213,8
12	0,5	0,2	0,7	0,4	0,3	0,5	99,2	263,9
13	0,4	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	148,2	393,9
14	0,4	0,0	0,5	0,0	0,0	0,0	148,2	393,9
15	0,5	0,2	0,7	0,4	0,3	0,5	99,2	263,9
16	0,9	0,2	0,9	0,4	0,7	0,8	79,2	213,8

Diagonais

Barra	M _{d'}		M _d		V _{d'}	V _d	N _{d'}	N _d
	+	-	+	-				
17	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	-60,3	-158,5
18	0,1	0,0	0,5	0,3	0,0	0,4	42,6	116,0
19	0,2	0,0	0,2	0,0	0,1	0,1	-26,5	-67,3
20	0,1	0,0	0,4	0,1	0,1	0,3	8,2	26,3
21	0,1	0,0	0,4	0,1	0,1	0,3	8,2	26,3
22	0,2	0,0	0,2	0,0	0,1	0,1	-26,5	-67,3
23	0,1	0,0	0,5	0,3	0,0	0,4	42,6	116,0
24	0,0	0,0	0,0	0,1	0,0	0,1	-60,3	-158,5

Montantes

Barra	M _{d'}		M _d		V _{d'}	V _d	N _{d'}	N _d
	+	-	+	-				
25	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,1	-12,6	-38,1
26	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	-11,8	-34,5
27	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-11,7	-36,9
28	0,0	0,0	0,1	0,1	0,1	0,1	-11,8	-34,5
29	0,0	0,0	0,1	0,1	0,0	0,1	-12,6	-38,1

C.7. Cálculos Geométricos

C.7.1. Banzo Superior

- Dimensões da Peça

$$\text{Tubular Retangular} \rightarrow \begin{cases} B = 90,00 \text{ mm} \\ H = 60,00 \text{ mm} \\ t = 3,60 \text{ mm} \end{cases}$$

- Área Bruta

$$A_g = 2.t.(B + H - 4.r_e) + \pi.(r_e^2 - r_i^2) = 2.3,6(90 + 60 - 4.7,2) + \pi.(7,2^2 - 3,6^2)$$

$$\therefore A_g = 994,78 \text{ mm}^2 = 9,95 \text{ cm}^2$$

- Momento de Inércia

$$I = \left[\frac{B.H^3}{12} - \frac{(B-2.t).(H-2.t)^3}{12} - 4.(I_{ZZ} + A_z.h_z^2) + 4.(I_{\xi\xi} + A_\xi.h_\xi^2) \right]$$

$$I = \left[\frac{90.60^3}{12} - \frac{(90-2.3,6).(60-2.3,6)^3}{12} - 4.(359,25 + 11,12.28,39^2) + 4.(22,45 + 2,78.25,59^2) \right]$$

$$\therefore I = 574418,31 \text{ mm}^4 = 57,44 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia Torçor

$$I_T = t^3 \cdot \frac{h}{3} + 2.K.A_h = 3,6^3 \cdot \frac{280,96}{3} + 2.124,64.4863,69$$

$$\therefore I_T = 1216790,13 \text{ mm}^4 = 121,68 \text{ cm}^4$$

- Módulo de Resistência Elástico

$$W = \frac{I}{H/2} = \frac{574418,31}{60/2} = 19147,28 \text{ mm}^3 = 19,15 \text{ cm}^3$$

- Módulo de Resistência Plástico

$$Z = \frac{B.H^2}{4} - \frac{(B-2.t).(H-2.t)^2}{4} - 4.(A_z.h_z) + 4.(A_\xi.h_\xi)$$

$$Z = \frac{90.60^2}{4} - \frac{(90-2.3,6).(60-2.3,6)^2}{4} - 4.(11,12.28,39) + 4.(2,78.25,59)$$

$$\therefore Z = 22313,49 \text{ mm}^3 = 22,31 \text{ cm}^3$$

- Raio de Giração

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = \sqrt{\frac{574418,31}{994,78}} = 24,03 \text{ mm} = 2,40 \text{ cm}$$

- Parâmetros de Cálculo

$$\text{Como: } t \leq 6 \text{ mm} \longrightarrow \begin{cases} r_e = 2,0.t = 2,0.3,6 = 7,2 \text{ mm} \\ r_i = 1,0.t = 1,0.3,6 = 3,6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_z = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) r_e^2 = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) 7,2^2 = 11,12 \text{ mm}^2$$

$$h_z = \frac{H}{2} - \left(\frac{10-3\pi}{12-3\pi}\right) r_e = \frac{60}{2} - \left(\frac{10-3\pi}{12-3\pi}\right) 7,2 = 28,39 \text{ mm}$$

$$I_{zz} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312-3\pi}\right) r_e^4 = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312-3\pi}\right) 7,2^4 = 359,25 \text{ mm}^4$$

$$A_\xi = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) r_i^2 = \left(1 - \frac{\pi}{4}\right) 3,6^2 = 2,78 \text{ mm}^2$$

$$h_\xi = \frac{H-2.t}{2} - \left(\frac{10-3\pi}{12-3\pi}\right) r_i = \frac{60-2.3,6}{2} - \left(\frac{10-3\pi}{12-3\pi}\right) 3,6 = 25,59 \text{ mm}$$

$$I_{\xi\xi} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312-3\pi}\right) r_i^4 = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312-3\pi}\right) 3,6^4 = 22,45 \text{ mm}^4$$

$$A_h = (B - t) \cdot (H - t) - 2 \cdot R_c \cdot (4 - \pi) = (90 - 3,6) \cdot (60 - 3,6) - 2 \cdot 5,4 \cdot (4 - \pi)$$

$$\therefore A_h = 4863,69 \text{ mm}^2$$

$$h = 2 \cdot [(B - t) + (H - t)] - R_c \cdot (4 - \pi) = 2 \cdot [90 - 3,6 + 60 - 3,6] - 5,4 \cdot (4 - \pi)$$

$$\therefore h = 280,96 \text{ mm}$$

$$K = \frac{2 \cdot A_h \cdot t}{h} = \frac{2 \cdot 4863,69 \cdot 3,6}{280,96} = 124,64 \text{ mm}^2$$

$$R_c = \frac{r_e + r_i}{2} = \frac{7,2 + 3,6}{2} = 5,4 \text{ mm}$$

C.7.2. Banzo Inferior

- Dimensões da Peça

$$\text{Tubular Circular} \rightarrow \begin{cases} D = 88,9 \text{ mm} \\ t = 7,1 \text{ mm} \end{cases}$$

- Área Bruta

$$A_g = \pi \cdot t \cdot (D - t) = \pi \cdot 7,1 \cdot (88,9 - 7,1) = 1824,52 \text{ mm}^2 = 18,25 \text{ cm}^2$$

- Momento de Inércia

$$I = \frac{\pi}{64} [D^4 - (D - 2 \cdot t)^4] = \frac{\pi}{64} [88,9^4 - (88,9 - 2 \cdot 7,1)^4]$$

$$\therefore I = 1537534,72 \text{ mm}^4 = 153,75 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia Torçor

$$I_T = 2.I = \frac{\pi}{32} [D^4 - (D - 2.t)^4] = 2.1537534,72 = 3075069,44 \text{ mm}^4 = 307,51 \text{ m}^4$$

- Módulo de Resistência Elástico

$$W = \frac{I}{D/2} = \frac{1537534,72}{88,9/2} = 34590,21 \text{ mm}^3 = 34,59 \text{ cm}^3$$

- Módulo de Resistência Plástico

$$Z = \frac{D^3 - (D - 2.t)^3}{6} = \frac{88,9^3 - (88,9 - 2.7,1)^3}{6} = 47627,11 \text{ mm}^3 = 47,63 \text{ cm}^3$$

- Raio de Giração

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = \sqrt{\frac{1537534,72}{1824,52}} = 29,03 \text{ mm} = 2,90 \text{ cm}$$

C.7.3. Diagonais

- Dimensões da Peça

$$\text{Tubular Circular} \rightarrow \begin{cases} D = 73,0 \text{ mm} \\ t = 4,40 \text{ mm} \end{cases}$$

- Área Bruta

$$A_g = \pi t.(D - t) = \pi.4,4.(73,0 - 4,4) = 948,23 \text{ mm}^2 = 9,48 \text{ cm}^2$$

- Momento de Inércia

$$I = \frac{\pi}{64} \cdot [D^4 - (D - 2.t)^4] = \frac{\pi}{64} \cdot [73,0^4 - (73,0 - 2.4,4)^4]$$

$$\therefore I = 560086,49 \text{ mm}^4 = 56,01 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia Torçor

$$I_T = 2.I = \frac{\pi}{32} \cdot [D^4 - (D - 2.t)^4] = 2.560086,49 = 1120172,97 \text{ mm}^4 = 112,02 \text{ cm}^4$$

- Módulo de Resistência Elástico

$$W = \frac{I}{D/2} = \frac{560086,49}{73,0/2} = 15344,84 \text{ mm}^3 = 15,35 \text{ cm}^3$$

- Módulo de Resistência Plástico

$$Z = \frac{D^3 - (D - 2.t)^3}{6} = \frac{73,0^3 - (73,0 - 2.4,4)^3}{6} = 20734,62 \text{ mm}^3 = 20,74 \text{ cm}^3$$

- Raio de Giração

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = \sqrt{\frac{560086,49}{948,23}} = 23,86 \text{ mm} = 2,39 \text{ cm}$$

C.7.4. Montantes

- Dimensões da Peça

$$\text{Tubular Circular} \rightarrow \begin{cases} D = 42,2 \text{ mm} \\ t = 3,60 \text{ mm} \end{cases}$$

- Área Bruta

$$A_g = \pi t.(D - t) = \pi \cdot 3,6.(42,2 - 3,6) = 436,54 \text{ mm}^2 = 4,37 \text{ cm}^2$$

- Momento de Inércia

$$I = \frac{\pi}{64} [D^4 - (D - 2t)^4] = \frac{\pi}{64} [42,2^4 - (42,2 - 2 \cdot 3,6)^4]$$

$$\therefore I = 82011,12 \text{ mm}^4 = 8,20 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia Torçor

$$I_T = 2I = \frac{\pi}{32} [D^4 - (D - 2t)^4] = 2 \cdot 82011,12 = 164022,24 \text{ mm}^4 = 16,40 \text{ cm}^4$$

- Módulo de Resistência Elástico

$$W = \frac{I}{D/2} = \frac{82011,12}{42,2/2} = 3886,78 \text{ mm}^3 = 3,89 \text{ cm}^3$$

- Módulo de Resistência Plástico

$$Z = \frac{D^3 - (D - 2.t)^3}{6} = \frac{42,2^3 - (42,2 - 2.3,6)^3}{6} = 5379,41 \text{ mm}^3 = 5,38 \text{ cm}^3$$

- Raio de Giração

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} = \sqrt{\frac{82011,12}{436,54}} = 13,71 \text{ mm} = 1,37 \text{ cm}$$

C.8. Cálculo dos Esforços Resistentes

C.8.1. Banzo Superior

- Força Normal de Tração Resistente de Cálculo – “ $N_{t,Rd}$ ”

$C_t = 1,0$ → Barras ligadas diretamente umas às outras através de solda

$$A_e = C_t \cdot A_g = 1,0 \cdot 994,78 = 994,78 \text{ mm}^2 = 9,95 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_y}{\gamma} = 100 \cdot \frac{9,95 \cdot 250}{1,10} = 226136 \text{ N}$$

- Força Normal de Compressão Resistente de Cálculo - “ $N_{c,Rd}$ ”

$$\frac{B}{t} = \frac{90}{3,6} = 25,00 \leq 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 40,09 \longrightarrow Q = 1,00$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} = 100 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 57,44}{(1.120)^2} = 807012 \text{ N}$$

$$N_{pl} = A_g \cdot f_y = 100 \cdot 9,95 \cdot 250 = 248750 \text{ N}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 248750}{807012}} = 0,56$$

$$\beta = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,56 - 0,2) + 0,56^2] = 0,69$$

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 - \lambda_0^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,56^2}} = 0,90$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma} = 100 \cdot \frac{0,90 \cdot 1,0 \cdot 9,95 \cdot 250}{1,10} = 203523 \text{ N}$$

- Momento Fletor Resistente de Cálculo - “ M_{Rd} ”

$$\frac{H}{t} = \frac{60}{3,6} = 16,67 \leq 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 163,22 \quad \therefore \text{OK}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 22,31 \cdot 250 = 5578 \text{ N.m}$$

✓ FLT - Flambagem Lateral com Torção

$$M_r = (f_y - f_r) \cdot W = (250 - 70) \cdot 19,15 = 3447 \text{ N.m}$$

$$M_{cr} = \frac{2,00 \cdot C_b \cdot E}{\lambda} \cdot \sqrt{I_T \cdot A_g} = \frac{2,00 \cdot 1,0 \cdot 205000}{49,94} \cdot \sqrt{121,68 \cdot 9,95} = 285665 \text{ N.m}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r} = \frac{1200}{24,03} = 49,94$$

$$\lambda_p = \frac{0,13.E}{M_{pl}} \cdot \sqrt{I_T \cdot A_g} = \frac{0,13 \cdot 205000}{5578} \cdot \sqrt{121,68 \cdot 9,95} = 166,24$$

$$\lambda_r = \frac{2,00.E}{M_r} \cdot \sqrt{I_T \cdot A_g} = \frac{2,00 \cdot 205000}{3447} \cdot \sqrt{121,68 \cdot 9,95} = 4138,70$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} = 5578 \text{ N.m}$$

✓ **FLM – Flambagem Local da Mesa Comprimida**

$$\frac{B}{t} = \frac{90}{3,6} = 25,00 < 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 40,09 \quad \longrightarrow \quad B_{ef} = B = 90,0 \text{ mm}$$

$$M_r = f_y \cdot W_{ef} = f_y \cdot W = 250 \cdot 19,15 = 4788 \text{ N.m}$$

$$M_{cr} = \frac{W_{ef}^2}{W} \cdot f_y = \frac{W^2}{W} \cdot f_y = W \cdot f_y = 19,15 \cdot 250 = 4788 \text{ N.m}$$

$$\lambda = \frac{B}{t} = \frac{90}{3,6} = 25,00$$

$$\lambda_p = 1,12 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 32,07$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 40,09$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} = 5578 \text{ N.m}$$

✓ **FLA – Flambagem Local da Alma**

$$M_r = f_y \cdot W = 250 \cdot 19,15 = 4788 \text{ N.m}$$

$$\lambda = \frac{H}{t} = \frac{60}{3,6} = 16,67$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 107,67$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 163,22$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \longrightarrow M_{Rk} = M_{pl} = 5578 \text{ N.m}$$

$$\therefore M_{Rk} = \text{Mínimo} - M_{Rk} (\text{FLT}, \text{FLA e FLM}) \longrightarrow M_{Rk} = 5578 \text{ N.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} = \frac{5578}{1,10} = 5071 \text{ N.m}$$

▪ **Força Cortante Resistente de Cálculo – “V_{Rd}”**

$$\frac{a}{H} = \frac{1200}{60} = 20 > 3,00 \longrightarrow k_v = 5,00$$

$$A_w = 2 \cdot H \cdot t = 2 \cdot 60 \cdot 3,6 = 432 \text{ mm}^2 = 4,32 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 100 \cdot 0,60 \cdot 4,32 \cdot 250 = 64800 \text{ N}$$

$$\lambda = \frac{H}{t} = \frac{60}{3,6} = 16,67$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_y \cdot E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5.205000}{250}} = 70,43$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_y \cdot E}{f_y}} = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{5.205000}{250}} = 87,72$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \longrightarrow V_{Rk} = V_{pl} = 64800 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma} = \frac{64800}{1,10} = 58909 \text{ N}$$

C.8.2. Banzo Inferior

- Força Normal de Tração Resistente de Cálculo – “ $N_{t,Rd}$ ”

$C_t = 1,0 \longrightarrow$ Barras ligadas diretamente umas às outras através de solda

$$A_e = C_t \cdot A_g = 1,0 \cdot 1824,52 = 1824,52 \text{ mm}^2 = 18,25 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_y}{\gamma} = 100 \cdot \frac{18,25 \cdot 250}{1,10} = 414773 \text{ N}$$

- Momento Fletor Resistente de Cálculo – “ M_{Rd} ”

$$\frac{D}{t} = \frac{88,9}{7,1} = 12,52 \leq 0,45 \cdot \frac{E}{f_y} = 0,45 \cdot \frac{205000}{250} = 369 \quad \therefore \text{OK}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 47,63 \cdot 250 = 11908 \text{ N.m}$$

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{88,9}{7,1} = 12,52$$

$$\lambda_p = \frac{0,071.E}{f_y} = \frac{0,071.205000}{250} = 58,22$$

$$\lambda_r = \frac{0,31.E}{f_y} = \frac{0,31.205000}{250} = 254,20$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \longrightarrow M_{Rk} = M_{pl} = 11908 \text{ N.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} = \frac{11908}{1,10} = 10826 \text{ N.m}$$

- Força Cortante Resistente de Cálculo – “V_{Rd}”

$$A_w = 0,5.A_g = 0,5.1824,52 = 912,26 \text{ mm}^2 = 9,12 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,60.A_w.f_y = 100.0,60.9,12.250 = 136800 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma} = \frac{136800}{1,10} = 124364 \text{ N}$$

C.8.3. Diagonais

- Força Normal de Tração Resistente de Cálculo – “N_{t,Rd}”

$$C_t = 1,0 \longrightarrow \text{Barras ligadas diretamente umas às outras através de solda}$$

$$A_e = C_t.A_g = 1,0.948,23 = 948,23 \text{ mm}^2 = 9,48 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_y}{\gamma} = 100 \cdot \frac{9,48 \cdot 250}{1,10} = 215455 \text{ N}$$

- Força Normal de Compressão Resistente de Cálculo – “N_{c,Rd}”

$$\frac{D}{t} = \frac{73}{4,4} = 16,59 \leq 0,11 \cdot \frac{E}{f_y} = 0,11 \cdot \frac{205000}{250} = 90,2 \longrightarrow Q = 1,00$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} = 100 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 205000 \cdot 56,01}{(1,169,7)^2} = 393487 \text{ N}$$

$$N_{pl} = A_g \cdot f_y = 100 \cdot 9,48 \cdot 250 = 237000 \text{ N}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 237000}{393487}} = 0,78$$

$$\beta = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,78 - 0,2) + 0,78^2] = 0,87$$

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{(\beta^2 - \lambda_0^2)}} = \frac{1}{0,87 + \sqrt{(0,87^2 - 0,78^2)}} = 0,80$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma} = 100 \cdot \frac{0,80 \cdot 1,0 \cdot 9,48 \cdot 250}{1,10} = 172364 \text{ N}$$

- Momento Fletor Resistente de Cálculo – “M_{Rd}”

$$\frac{D}{t} = \frac{73}{4,4} = 16,59 \leq 0,45 \cdot \frac{E}{f_y} = 0,45 \cdot \frac{205000}{250} = 369 \quad \therefore \text{OK}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 20,74 \cdot 250 = 5185 \text{ N.m}$$

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{73}{4,4} = 16,59$$

$$\lambda_p = \frac{0,071.E}{f_y} = \frac{0,071.205000}{250} = 58,22$$

$$\lambda_r = \frac{0,31.E}{f_y} = \frac{0,31.205000}{250} = 254,20$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \longrightarrow M_{Rk} = M_{pl} = 5185 \text{ N.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} = \frac{5185}{1,10} = 4714 \text{ N.m}$$

- Força Cortante Resistente de Cálculo - "V_{Rd}"

$$A_w = 0,5.A_g = 0,5.948,23 = 474,12 \text{ mm}^2 = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,60.A_w.f_y = 100.0,60.4,74.250 = 71100 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma} = \frac{71100}{1,10} = 64636 \text{ N}$$

C.8.4. Montantes

- Força Normal de Compressão Resistente de Cálculo - "N_{c,Rd}"

$$\frac{D}{t} = \frac{42,2}{3,6} = 11,72 \leq 0,11 \cdot \frac{E}{f_y} = 0,11 \cdot \frac{205000}{250} = 90,20 \longrightarrow Q = 1,00$$

$$N_e = \frac{\pi^2 . E . I}{(K.L)^2} = 100 \cdot \frac{\pi^2 . 205000 . 8,20}{(1.120)^2} = 115207 \text{ N}$$

$$N_{pl} = A_g \cdot f_y = 100.4,37.250 = 109250 \text{ N}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 109250}{115207}} = 0,97$$

$$\beta = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,21 \cdot (0,97 - 0,2) + 0,97^2] = 1,05$$

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{(\beta^2 - \lambda_0^2)}} = \frac{1}{1,05 + \sqrt{(1,05^2 - 0,97^2)}} = 0,69$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma} = 100 \cdot \frac{0,69 \cdot 1,0 \cdot 4,37 \cdot 250}{1,10} = 68530 \text{ N}$$

- Momento Fletor Resistente de Cálculo – “M_{Rd}”

$$\frac{D}{t} = \frac{42,2}{3,6} = 11,72 \leq 0,45 \cdot \frac{E}{f_y} = 0,45 \cdot \frac{205000}{250} = 369,00 \quad \therefore \quad \text{OK}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 5,38.250 = 1345 \text{ N.m}$$

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{42,2}{3,6} = 11,72$$

$$\lambda_p = \frac{0,071 \cdot E}{f_y} = \frac{0,071 \cdot 205000}{250} = 58,22$$

$$\lambda_r = \frac{0,31 \cdot E}{f_y} = \frac{0,31 \cdot 205000}{250} = 254,20$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rk} = M_{pl} = 1345 \text{ N.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma} = \frac{1345}{1,10} = 1223 \text{ N.m}$$

- Força Cortante Resistente de Cálculo – “ V_{Rd} ”

$$A_w = 0,5.A_g = 0,5.436,54 = 218,27 \text{ mm}^2 = 2,18 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,60.A_w.f_y = 100.0,60.2,18.250 = 32700 \text{ N}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma} = \frac{32700}{1,10} = 29727 \text{ N}$$

C.9. Dimensionamento da Viga Mista Treliçada

C.9.1. Verificação das Montantes

- Esforços Resistentes

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Força Normal de Tração} & \longrightarrow N_{t,Rd} = - \\ \text{Força Normal de Compressão} & \longrightarrow N_{c,Rd} = 68530 \text{ N} \\ \text{Momento Fletor} & \longrightarrow M_{Rd} = 1223 \text{ N.m} \\ \text{Força Cortante} & \longrightarrow V_{Rd} = 29727 \text{ N} \end{array} \right.$$

- Dimensionamento

- ✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 25} \rightarrow M_{Sd} = 0 \therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{12600}{68530} = 0,18 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	25	26	27	28	29
N_{sd} (N)	-12600	-11800	-11700	-11800	-12600
M_{sd} (N.m)	0	0	0	0	0
Verif.	0,18	0,17	0,17	0,17	0,18
Status	OK	OK	OK	OK	OK

✓ Depois da Cura do Concreto

$$\text{Barra 25} \rightarrow M_{sd} \neq 0 \therefore \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{38100}{68530} = 0,56 \geq 0,20$$

$$\therefore \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{sd}}{M_{Rd}} \right) = \frac{38100}{68530} + \frac{8}{9} \left(\frac{100}{1223} \right) = 0,63 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	25	26	27	28	29
N_{sd} (N)	-38100	-34500	-36900	-34500	-38100
M_{sd} (N.m)	100	100	0	100	100
Verif.	0,63	0,58	0,54	0,58	0,63
Status	OK	OK	OK	OK	OK

▪ Verificação da Força Cortante

✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 25} \rightarrow \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} = \frac{0}{29727} = 0,00 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	25	26	27	28	29
V_{sd} (N)	0	100	0	100	0
Verif.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Status	OK	OK	OK	OK	OK

✓ Depois da Cura do Concreto

$$\text{Barra 25} \rightarrow \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} = \frac{100}{29727} = 0,00 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	25	26	27	28	29
V_{sd} (N)	100	100	0	100	100
Verif.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Status	OK	OK	OK	OK	OK

- Verificação da Esbeltez da Barra

$$\lambda = \frac{K.L}{r} = \frac{1.1200}{13,71} = 87,53 \leq 200 \therefore \text{OK}$$

C.9.2. Verificação das Diagonais

- Esforços Resistentes

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Força Normal de Tração} & \longrightarrow N_{t,Rd} = 215455 \text{ N} \\ \text{Força Normal de Compressão} & \longrightarrow N_{c,Rd} = 172364 \text{ N} \\ \text{Momento Fletor} & \longrightarrow M_{Rd} = 4714 \text{ N.m} \\ \text{Força Cortante} & \longrightarrow V_{Rd} = 64636 \text{ N} \end{array} \right.$$

▪ Dimensionamento

✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 19} \rightarrow M_{Sd} \neq 0 \therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{26500}{172364} = 0,15 < 0,20$$

$$\therefore \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{38100}{2 \cdot 172364} + \frac{200}{4714} = 0,15 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	17	18	19	20	21	22	23	24
N_{Sd} (N)	-60300	42600	-26500	8200	8200	-26500	42600	-60300
M_{Sd} (N.m)	0	100	200	100	100	200	100	0
Verif.	0,35	0,12	0,15	0,04	0,04	0,15	0,12	0,35
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 19} \rightarrow M_{Sd} \neq 0 \therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{67300}{172364} = 0,39 \geq 0,20$$

$$\therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) = \frac{67300}{172364} + \frac{8}{9} \left(\frac{200}{4714} \right) = 0,43 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	17	18	19	20	21	22	23	24
N_{sd} (N)	-158500	116000	-67300	26300	26300	-67300	116000	-158500
M_{sd} (N.m)	100	500	200	400	400	200	500	100
Verif.	0,94	0,63	0,43	0,15	0,15	0,43	0,63	0,94
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

▪ Verificação da Força Cortante

✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 19} \rightarrow \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} = \frac{100}{64636} = 0,00 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	17	18	19	20	21	22	23	24
V_{sd} (N)	0	0	100	100	100	100	0	0
Verif.	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Status	OK							

✓ Depois da Cura do Concreto

$$\text{Barra 19} \rightarrow \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} = \frac{100}{64636} = 0,00 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	17	18	19	20	21	22	23	24
V_{sd} (N)	100	400	100	300	300	100	400	100
Verif.	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00
Status	OK							

- Verificação da Esbeltez da Barra

$$\lambda = \frac{K.L}{r} = \frac{1.1697}{23,86} = 71,12 \leq 200 \quad \therefore \quad \text{OK}$$

C.9.3. Verificação do Banzo Inferior

- Esforços Resistentes

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Força Normal de Tração} & \longrightarrow N_{t,Rd} = 414773 \text{ N} \\ \text{Força Normal de Compressão} & \longrightarrow N_{t,Rd} = - \\ \text{Momento Fletor} & \longrightarrow M_{Rd} = 10826 \text{ N.m} \\ \text{Força Cortante} & \longrightarrow V_{Rd} = 124364 \text{ N} \end{array} \right.$$

- Dimensionamento

- ✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 13} \rightarrow M_{Sd} \neq 0 \therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{148200}{414773} = 0,36 \geq 0,20$$

$$\therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) = \frac{148200}{414773} + \frac{8}{9} \left(\frac{400}{10826} \right) = 0,39 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	11	12	13	14	15	16
N_{Sd} (N)	79200	99200	148200	148200	99200	79200
M_{Sd} (N.m)	900	500	400	400	500	900
Verif.	0,18	0,28	0,39	0,39	0,28	0,18
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK

✓ Depois da Cura do Concreto

$$\text{Barra 13} \rightarrow M_{Sd} \neq 0 \therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{393900}{414773} = 0,95 \geq 0,20$$

$$\therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) = \frac{393900}{414773} + \frac{8}{9} \left(\frac{500}{10826} \right) = 0,99 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	11	12	13	14	15	16
N_{Sd} (N)	213800	263900	393900	393900	263900	213800
M_{Sd} (N.m)	900	700	500	500	700	900
Verif.	0,59	0,69	0,99	0,99	0,69	0,59
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK

▪ Verificação da Força Cortante

✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 13} \rightarrow \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{0}{124364} = 0,00 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	11	12	13	14	15	16
V_{sd} (N)	700	300	0	0	300	700
Verif.	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK

✓ Depois da Cura do Concreto

$$\text{Barra 13} \rightarrow \frac{V_{sd}}{V_{Rd}} = \frac{0}{124364} = 0,00 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	11	12	13	14	15	16
V_{sd} (N)	800	500	0	0	500	800
Verif.	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK

C.9.4. Verificação do Banzo Superior

- Esforços Resistentes

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Força Normal de Tração} & \longrightarrow N_{t,Rd} = 226136 \text{ N} \\ \text{Força Normal de Compressão} & \longrightarrow N_{c,Rd} = 203523 \text{ N} \\ \text{Momento Fletor} & \longrightarrow M_{Rd} = 5071 \text{ N.m} \\ \text{Força Cortante} & \longrightarrow V_{Rd} = 58909 \text{ N} \end{array} \right.$$

- Mudança dos Valores de “ λ_p ” e “ λ_r ” para o limite FLA e conseqüentemente M_{Rd}

$$\text{Barra 1} \rightarrow \frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma} = \frac{56500}{248750/1,10} = 0,25 \leq 0,125$$

$$\therefore \lambda_p = 1,12 \cdot \frac{60 - 4,3,6}{60} \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} \left(2,33 - \frac{56500}{250 \cdot 995/1,1} \right) = 50,70 \geq 1,49 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} = 42,67$$

$$\lambda_r \leq \begin{cases} 1,49 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} \left[1 + 2,83 \cdot \left(\frac{60}{60 - 4,3,6} \right) \left(1 - \frac{56500}{995 \cdot 250/1,1} \right) \right] = 161,85 \\ 5,70 \cdot \sqrt{\frac{205000}{250}} \left(1 - 0,74 \cdot \frac{56500}{995 \cdot 250/1,1} \right) = 133,05 \end{cases}$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \longrightarrow M_{Rk} = M_{pl} = 5578 \text{ N.m} \longrightarrow M_{Rd} = \frac{5578}{1,10} = 5071 \text{ N.m}$$

Barra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
λ_p	50,70	50,70	42,85	42,85	40,21	40,21	42,85	42,85	50,70	50,70
λ_r	133,05	133,05	94,11	94,11	81,02	81,02	94,11	94,11	133,05	133,05
$M_{Rd}(\text{N.m})$	5071	5071	5071	5071	5071	5071	5071	5071	5071	5071

- Dimensionamento

✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 1} \rightarrow M_{Sd} \neq 0 \therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{56500}{226136} = 0,25 \geq 0,20$$

$$\therefore \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \right) = \frac{56500}{226136} + \frac{8}{9} \left(\frac{1200}{5071} \right) = 0,46 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
N_{Sd} (N)	-56500	-56500	-129400	-129400	-153900	-153900	-129400	-129400	-56500	-56500
M_{Sd} (N.m)	1200	1200	1300	1200	1300	1300	1200	1300	1200	1200
Verif.	0,46	0,46	0,80	0,78	0,91	0,91	0,78	0,80	0,46	0,46
Status	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

▪ Verificação da Força Cortante

✓ Antes da Cura do Concreto

$$\text{Barra 1} \rightarrow \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{6400}{58909} = 0,11 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V_{Sd} (N)	6400	6200	6400	6400	6500	6500	6400	6400	6200	6400
Verif.	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11	0,11
Status	OK									

✓ Depois da Cura do Concreto

$$\text{Barra 1} \rightarrow \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} = \frac{18000}{58909} = 0,11 \leq 1,00 \therefore \text{OK}$$

Barra	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
V_{sd} (N)	18000	20100	18600	18500	18500	18500	18500	18600	20100	18000
Verif.	0,31	0,34	0,32	0,31	0,31	0,31	0,31	0,31	0,34	0,31
Status	OK									

- Verificação da Esbeltez da Barra

$$\lambda = \frac{K.L}{r} = \frac{1,0.1200}{24,03} = 49,94 \leq 200 \quad \therefore \quad \text{OK}$$

C.10. Estado Limite de Utilização – Deslocamento Vertical Excessivo

C.10.1. Momento de Inércia Efetivo da Treliça Mista “ I_{ef} ”

- Momento de Inércia da Treliça Isolada “ I_{TI} ”

$$Y = \frac{\sum A_g \cdot Y'}{\sum A_g} = \frac{9,95 \cdot \frac{6}{2} + 18,25 \cdot (120 + \frac{6}{2})}{9,95 + 18,25} = 80,66 \text{ cm}$$

$$Y_{EC,BS} = Y - \frac{H_{BS}}{2} = 80,66 - \frac{6}{2} = 77,66 \text{ cm}$$

$$Y_{EC,BI} = H_{TI} - Y + \frac{H_{BS}}{2} = 120 - 80,66 + \frac{6}{2} = 42,34 \text{ cm}$$

$$I_{BS}^1 = (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BS} = 57,44 + 9,95 \cdot 77,66^2 = 60066,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{BI}' = (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BI} = 153,75 + 18,25 \cdot 42,34^2 = 32870,08 \text{ cm}^4$$

$$I_{TI} = I_{BS}' + I_{BI}' = 60066,64 + 32870,08 = 92914,16 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia da Treliça Mista "I_{TM}"

$$Y = \frac{\sum A_g \cdot Y'}{\sum A_g} = \frac{270 \cdot 5 + 9,95 \cdot (\frac{6}{2} + 10) + 18,25 \cdot (120 + \frac{6}{2} + 10)}{270 + 9,95 + 18,25} = 13,10 \text{ cm}$$

$$Y_{EC,C} = Y - \frac{H_C}{2} = 13,10 - \frac{10}{2} = 8,10 \text{ cm}$$

$$Y_{EC,BS} = H_C + \frac{H_{BS}}{2} - Y = 10 + \frac{6}{2} - 13,10 = 0,10 \text{ cm}$$

$$Y_{EC,BI} = H_{TI} + \frac{H_{BS}}{2} + H_C - Y = 120 + \frac{6}{2} + 10 - 13,10 = 119,90 \text{ cm}$$

$$I_C' = (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_C = \frac{27 \cdot 10^3}{12} + 270 \cdot 8,10^2 = 19964,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{BS}' = (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BS} = 57,44 + 9,95 \cdot 0,1^2 = 5,72 \text{ cm}^4$$

$$I_{BI}' = (I + A_g \cdot Y_{EC}^2)_{BI} = 153,75 + 18,25 \cdot 119,90^2 = 262515,68 \text{ cm}^4$$

$$I_{TM} = I_C' + I_{BS}' + I_{BI}' = 19964,70 + 5,72 + 262515,68 = 282486 \text{ cm}^4$$

- Momento de Inércia da Efetivo da Treliça Mista "I_{ef}"

$$C_r = 0,90 \cdot (1 - e^{-0,28 \cdot (L/H)})^{2,8} = 0,90 \cdot (1 - e^{-0,28 \cdot (12000/1200)})^{2,8} = 0,755$$

$$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1 = \frac{1}{0,755} - 1 = 0,3245$$

$$I_{ef} = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{TI}} + \frac{1}{I_{TM}}} = \frac{1}{\frac{0,3245}{92914} + \frac{1}{282486}} = 142198 \text{ cm}^4$$

C.10.2. Verificação do Deslocamento Vertical Excessivo - ELU

Como a viga calculada neste exemplo numérico pertence à estrutura de um edifício de múltiplos andares, suportando acabamentos sujeitos à fissuração, os limites a serem estudados são os descritos abaixo, com suas respectivas limitações máximas de flecha.

- Deslocamento referente à combinação de todas as ações ($\delta_1 = L/350$)

$$q = q_{TI} + q_L + q_{pp} + q_{sc} = 750 + 7500 + 5400 + 6000 = 19650 \text{ N/m}$$

$$Y = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} = \frac{5 \cdot 19650 \cdot 12^4}{384 \cdot 205000 \cdot 10^6 \cdot 0,00142198} = 0,0182 = 1,82 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{350} = \frac{12000}{350} = 34,29 \text{ mm} = 3,43 \text{ cm}$$

$$Y < \delta_{\max} \quad \therefore \quad \text{OK}$$

- Deslocamento referente à combinação das ações variáveis ($\delta_2 = L/400$)

$$q = q_{sc} = 6000 \text{ N/m}$$

$$Y = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} = \frac{5 \cdot 6000 \cdot 12^4}{384 \cdot 205000 \cdot 10^6 \cdot 0,00142198} = 0,0056 \text{ m} = 0,56 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{400} = \frac{12000}{400} = 30,00 \text{ mm} = 3,00 \text{ cm}$$

$$Y < \delta_{\max} \quad \therefore \quad \text{OK}$$

C.10.3. Verificação da Vibração - ELU

$$q' = q_{TI} + q_L + q_{pp} + q_{sc} = 750 + 7500 + 5400 + 0,10 \cdot 6000 = 14250 \text{ N/m}$$

$$\delta_{sw} = \frac{5 \cdot q' \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} = \frac{5 \cdot 14250 \cdot 12^4}{384 \cdot 205000 \cdot 10^6 \cdot 0,00142198} = 0,01320 = 13,20 \text{ mm}$$

$$f = \frac{18}{\sqrt{\delta_{sw}}} = \frac{18}{\sqrt{13,20}} = 4,95 \text{ Hz} > 4 \text{ Hz} \quad \therefore \quad \text{OK}$$

C.11. Cálculo do Número de Conectores de Cisalhamento

Os conectores aqui utilizados são do tipo Pino com Cabeça (stud), locados em laje maciça de concreto armado.

- Dimensões do Conector

$$D_{cs} = 2,5 \cdot t_{BS} = 2,5 \cdot 3,6 = 9 \text{ mm (1/3")}$$

$$A_{cs} = \pi \cdot \frac{D_{cs}^2}{4} = \pi \cdot \frac{9^2}{4} = 63,62 \text{ mm}^2 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$h_{cs-Min} = 4.D_{cs} = 4.9 = 36 \text{ mm} = 3,6 \text{ cm}$$

$$h_{cs-Max} = H_C - 10 = 100 - 10 = 90 \text{ mm} = 9 \text{ cm}$$

- Resistência de Cálculo Individual do Conector "q_{Rd}"

$$q_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} = 100 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{0,64 \cdot \sqrt{15 \cdot 18435}}{1,25} = 13462 \text{ N} \\ \frac{A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = 100 \cdot \frac{0,64 \cdot 415}{1,25} = 21248 \text{ N} \end{cases}$$

$$q_{Rd} = 13462 \text{ N}$$

- Número de Conectores de Cisalhamento

$$\frac{n}{2} \geq \frac{(A_g \cdot f_y)_{BI} / 1,10}{q_{Rd}} = \frac{100 \cdot 18,25 \cdot 250 / 1,10}{13462} = 30,81 \approx 31 \text{ conectores}$$

n = 62 Conectores Tipo Stud Bolt (9mm ou 1/3")

ANEXO D

**- Adaptação da NBR 8800 para o Dimensionamento das Vigas Mistas
Trelaçadas -**

Anexo D. ADAPTAÇÃO DA NBR 8800 PARA O DIMENSIONAMENTO VIGAS MISTAS TRELIÇADAS

D.1. Trelças Mistas

D.1.1. Considerações Gerais

D.1.1.1. As trelças mistas aço – concreto devem ser consideradas sempre como estruturas biapoiadas;

D.1.1.2. Deve-se ter interação completa com a laje de concreto, ou seja, os conectores de cisalhamento, locados ao longo do banzo superior do perfil trelçado, deverão ter resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço da corda inferior ao escoamento, ou seja:

$$Q_{Rd} \geq \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10}$$

D.1.1.3. O elemento de aço da corda inferior deve governar o dimensionamento das trelças mistas, tendo resistência inferior à laje de concreto à compressão, ou seja:

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c \cdot t_c}{1,40} \geq \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10}$$

Onde:

$(A_g \cdot f_y)_{bi}$ é o produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g pela sua resistência ao escoamento f_y ;

B_c é a largura efetiva da laje de concreto;

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

Q_{rd} é a somatória das resistências de cálculo individuais q_{rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

t_c é a espessura da laje de concreto.

D.1.1.4. A linha neutra da seção plastificada deve estar situada na laje de concreto;

D.1.1.5. O banzo superior pode ser desprezado nas determinações do momento fletor resistente de cálculo e da flecha;

D.1.1.6. A resistência dos conectores, ou seja, o cálculo do número de conectores de cisalhamento necessários para a ligação do banzo superior à mesa de concreto deve ser baseado na resistência do banzo inferior (fator limitante em decorrência dos requisitos anteriores);

D.1.1.7. Caso existam esforços pontuais atuando na estrutura, ou seja, se houver cargas concentradas aplicadas sobre a treliça mista, estas devem estar localizadas sobre um dos nós do banzo superior.

D.1.1.8. Todas as barras que constituem a estrutura treliçada devem ser verificadas quanto à presença de esforços cortantes atuantes tanto na fase de construção, antes da

cura do concreto, como na de utilização, após a cura do concreto da laje, considerando-se apenas a resistência do aço, determinado de acordo com item 5.4 desta norma.

D.1.2. Cálculo e Verificações das Treliças Mistas

Além das exigências descritas conforme D.1.1, devem ser atendidas as verificações de D.1.2.1 a D.1.2.3.

D.1.2.1. Diagonais e Montantes

Para os cálculos e verificações de suas barras devem ser adotadas as seguintes especificações:

- a) As montantes e diagonais devem ser dimensionadas para carregamentos aplicados após a cura do concreto;
- b) Os cálculos a serem executados são dependentes dos esforços atuantes nas barras, podendo ter esforços de compressão ou tração simples ou ainda flexo – tração ou compressão atuantes, dependendo de cada caso, devendo assim ser verificado conforme itens 5.2, 5.3 ou 5.5, a que for aplicável, desta norma;
- c) As barras devem ser verificadas para a condição de construção, ou seja, para os carregamentos atuantes antes da cura do concreto da laje;
- d) As barras devem ser verificadas quanto a sua esbelteza, evitando a existência de flambagem da peça por compressão.

D.1.2.2. Banzo Superior

Para os cálculos e verificações de suas barras devem ser adotadas as seguintes especificações:

- a) O banzo superior deve ser dimensionado para carregamentos aplicados antes da cura do concreto, ou seja, para cargas atuantes durante construção da estrutura;
- b) Os cálculos a serem executados são dependentes dos esforços atuantes nas barras, tendo esforços de flexo – compressão atuantes, devendo assim ser verificado conforme item 5.5 desta norma;
- c) Sua contribuição é descartada para os cálculos resistentes após a cura do concreto da laje, sendo somente necessário sua verificação, nesta fase, à esforços cortantes atuantes;
- d) As barras devem ser verificadas quanto a sua esbeltez, evitando a existência de flambagem da peça por compressão.

D.1.2.3. Banzo Inferior

Para os cálculos e verificações de suas barras devem ser adotadas as especificações descritas em D.1.2.3.1 ou ainda em D.1.2.3.2, caso fique comprovada a ausência de esforços fletores, ou caso haja e fique provado sua não influencia no resultado final do dimensionamento.

D.1.2.3.1. Dimensionamento

Para os cálculos e verificações de suas barras devem ser adotadas as seguintes especificações:

- a) O banzo inferior deve ser dimensionado para carregamentos aplicados após a cura do concreto;
- b) Os cálculos a serem executados são dependentes dos esforços atuantes nas barras, tendo esforços de flexo – tração atuantes, devendo assim ser verificado conforme item 5.5 desta norma;
- c) As barras devem ser verificadas para a condição de construção, ou seja, para os carregamentos atuantes antes da cura do concreto da laje;

D.1.2.3.2. Dimensionamento Simplificado

Caso se verifique que não haja momentos fletores solicitantes na estrutura, ou se houver e ficar comprovado que estes não influenciam o resultado final no dimensionamento do banzo inferior, o procedimento a seguir poderá ser utilizado como uma forma de simplificação dos cálculos.

Condição a ser atendida no dimensionamento:

$$M_{TM,Sd} \leq M_{TM,Rd}$$

Onde:

$M_{TM,Sd}$ é o momento fletor solicitante de cálculo de uma viga biapoiada, com momento de inércia igual ao da treliça mista;

$M_{TM,Rd}$ é o momento fletor resistente de cálculo da treliça mista.

O momento fletor resistente de cálculo $M_{TM,Rd}$ da treliça mista deve ser determinado de acordo com as formulações expressas a seguir, desde que a relação $H/t \leq 3,76 \cdot \sqrt{E/f_y}$ seja obedecida.

$$M_{TM,Rd} = T_d \cdot d_2$$

Onde as resistências do aço e do concreto, assim como a linha neutra da seção plastificada, são obtidas através das seguintes formulações:

$$T_d = \frac{(A_g \cdot f_y)_{bi}}{1,10} \quad ; \quad C_d = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c \cdot a}{1,40}$$

$$a = \frac{T_d}{0,85 \cdot f_{ck} \cdot B_c / 1,40}$$

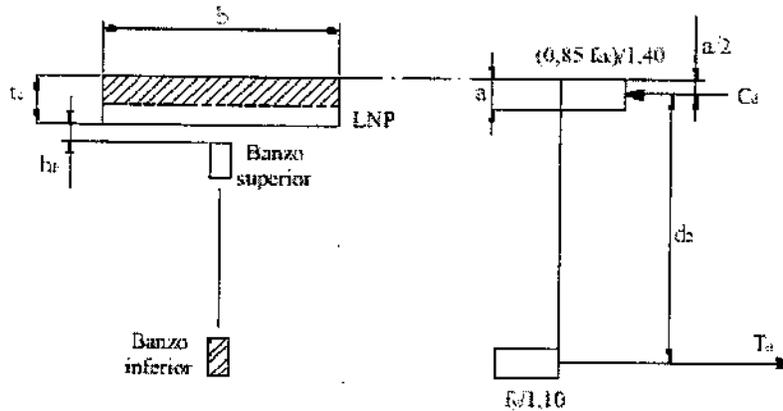


Figura D.01 – Distribuição de tensões em treliças mistas

Onde:

$(A_g \cdot f_y)_{bi}$ é o produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g pela sua resistência ao escoamento f_y ;

a é a espessura comprimida da laje de concreto;

B_c é a largura efetiva da laje de concreto;

C_d é a resistência de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

d_2 é a distância entre as forças de tração T_d e compressão C_d da treliça mista;

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

Q_{Rd} é a somatória das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

t_c é a espessura da laje de concreto;

T_d é a resistência de cálculo do banzo inferior.

D.1.3. Conectores de Cisalhamento

D.1.3.1. Generalidades

Esta subseção é aplicável aos conectores de cisalhamento quando locados em estruturas mistas treliçadas, a qual serve como um complemento às especificações gerais apresentadas nesta presente norma aos conectores aplicados em vigas mistas.

D.1.3.1. Cálculo do Número de Conectores

O número mínimo de conectores de cisalhamento a ser previsto entre as seções de momento máximo e nulo subsequente de uma treliça mista deve ser:

$$n \geq 2 \cdot \frac{(A_g \cdot f_y)_{BI}}{q_{Rd}} / 1,10$$

Onde:

$(A_g \cdot f_y)_{BI}$ é o produto da área do banzo inferior da treliça de aço A_g pela sua resistência ao escoamento f_y ;

q_{Rd} é a resistência de cálculo individual do conector de cisalhamento.

D.1.3.2. Especificações e Limitações Complementares

D.1.3.2.1. Em conectores tipo pino com cabeça, Stud, o diâmetro máximo do conector deve estar limitado em 2,50 vezes a espessura do banzo superior (sem redução da resistência do conector) ou 4,00 vezes com a redução da resistência do conector determinado através da equação a seguir:

$$R_{cs} = 2,67 - 0,67 \cdot \frac{D_{cs}}{t_{BS}}$$

Onde:

D_{cs} é o diâmetro do conector de cisalhamento;

t_{BS} é a espessura do perfil tubular retangular do banzo superior.

D.1.3.2.2. O espaçamento dos conectores de cisalhamento nos módulos de extremidade das treliças mistas deve ser inferior a 300 mm.

D.1.4. Estados Limites de Utilização

D.1.4.1. Deslocamento Vertical Excessivo

O deslocamento vertical decorrente das ações atuantes na treliça mista pode ser estabelecido através de testes ou ainda calculado segundo a equação seguinte:

$$Y = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{ef}} \leq \delta_{máx}$$

Onde:

q é o carregamento total da viga mista;

L é o vão da viga mista;

E é o módulo de elasticidade tangente do aço;

$\delta_{\text{máx}}$ é o deslocamento vertical máximo permitido;

I_{ef} é o momento de inércia efetivo da VMT, calculado conforme equação a seguir:

$$I_{\text{ef}} = \frac{1}{\frac{\gamma}{I_{\text{TI}}} + \frac{1}{I_{\text{TM}}}}$$

Onde:

I_{TM} é o momento de inércia da treliça mista;

I_{TI} é o momento de inércia da treliça isolada;

γ é o coeficiente igual a:

$$\gamma = \frac{1}{C_r} - 1$$

Onde:

C_r é o coeficiente de minoração para $6 \leq L/H \leq 24$ igual a:

$$C_r = 0,90 \cdot (1 - e^{-0,28 \cdot (L/H)})^{2,8}$$

Onde:

L é o vão da treliça mista;

H é a altura da treliça mista (distância entre banzos).

D.1.4.2. Deslocamento Vertical Excessivo

A treliça mista deve ser verificada segundo vibração decorrente das ações dinâmicas atuantes na estrutura através de testes ou ainda calculada segundo a equação seguinte:

$$f = 18 / \sqrt{\delta_{sw}} \geq 4 \text{ Hz}$$

Onde:

δ_{sw} é a deflexão instantânea da estrutura, em milímetro, igual à Equação 8.66 substituindo o valor de “q” pela carga permanente mais 10% da sobrecarga.

ANEXO E

- Apresentação do Programa Computacional para o Dimensionamento de Estruturas Mistas Treliçadas -

E.1. O Programa	304
E.2. Dados de Entrada – Materiais	310
E.3. Dados de Entrada – Conectores	312
E.4. Dados de Entrada – Geração da Treliça	313
E.5. Dados de Entrada – Dimensões Gerais	316
E.6. Dados de Entrada – Carregamentos	318
E.7. Dados de Entrada – Perfis	321
E.8. Cálculo da Estrutura	325
E.9. Resultados	327
E.9.1. Resultados – Dimensionamento - Perfis	329
E.9.2. Resultados – Conectores de Cisalhamento	332
E.9.3. Resultados – ELU - Flecha	335
E.9.4. Resultados – ELU - Vibração	336
E.9.5. Resultados – Lista de Materiais	337

Anexo E. APRESENTAÇÃO DO PROGRAMA COMPUTACIONAL PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS MISTAS TRELIÇADAS

O Auto VMT é um software desenvolvido para a otimização de recursos e tempo nos projetos de obras civis que envolvem estruturas mistas treliçadas, tais como edificações, pontes ou qualquer outro tipo de estrutura que utiliza treliças mistas planas como vigas da estrutura portante, servindo como uma poderosa ferramenta de cálculo e detalhamento no dimensionamento deste tipo de estrutura.

Os recursos presentes no programa vão desde a criação automática da geometria, obedecendo a critérios pré-estabelecidos, até o lançamento de carregamentos, cálculo de esforços e dimensionamento da estrutura, ou verificação de perfis previamente escolhidos pelo usuário para parte ou totalidade da estrutura estudada.

Para isto o programa utiliza-se dos perfis tubulares da Vallourec & Mannesmann Tubes do Brasil, líder mundial em perfis tubulares laminados, os quais podem ser escolhidos entre seções circulares ou retangulares para compor as partes constituintes da treliça, excetuando-se desta opção de escolha o banzo superior que necessariamente deve ser composto por perfil tubular retangular em decorrência de sua ligação com a laje de concreto.

Neste tópico serão apresentados todos os recursos e ferramentas disponíveis no software, assim como um exemplo numérico que demonstrará passo a passo, de forma simples e prática, os caminhos a serem seguidos no dimensionamento de uma treliça plana mista utilizando o **Auto VMT**.

E.1. O Programa

O software aqui apresentado foi desenvolvido visando, acima de tudo, abranger todas as fases necessárias para o dimensionamento da Viga Mista Treliçada, desde a concepção da geometria até os resultado final da lista de materiais, passando pelo dimensionamento dos perfis e conectores de cisalhamento da estrutura. O objetivo seguido foi o de, ao final das operações, como resultado, entregar ao usuário todas as informações necessárias para a execução do projeto executivo, minimizando tempo e custos operacionais.

Ao executar o programa, a primeira tela a aparecer é a de apresentação do software, conforme a figura E.01, onde são encontrados o nome **Auto VMT**, a versão 1.05 (primeira versão, apresentada no ano de 2005), os logotipos do software, da empresa envolvente (Vallourec & Mannesman Tubes) e da instituição de ensino (Unicamp) responsável pelo desenvolvimento do programa computacional, assim como os nomes dos responsáveis pelo seu desenvolvimento.



Figura E.01 – Tela de apresentação (inicial) do Auto VMT.

Para dar início ao programa basta clicar em qualquer ponto da tela de apresentação que esta dará lugar à tela principal do Auto VMT. Nesta tela podemos ver claramente seu espaço dividido em seis grupos: *Barra de Comando* (Novo, Abrir, Salvar, Salvar como..., Sair e Sobre), a *Caixa de Cálculo e Resultados*, o *Símbolo da V&M*, o *Quadro Negro*, a *Caixa de Status* e por fim os *Folders de Entrada de Dados* (*Materiais*, *Conectores*, *Geração da Treliza*, *Carregamento e Perfis*). A tela principal, assim como seus seis grupos podem ser vistos na figura E.02 e são especificados a seguir.

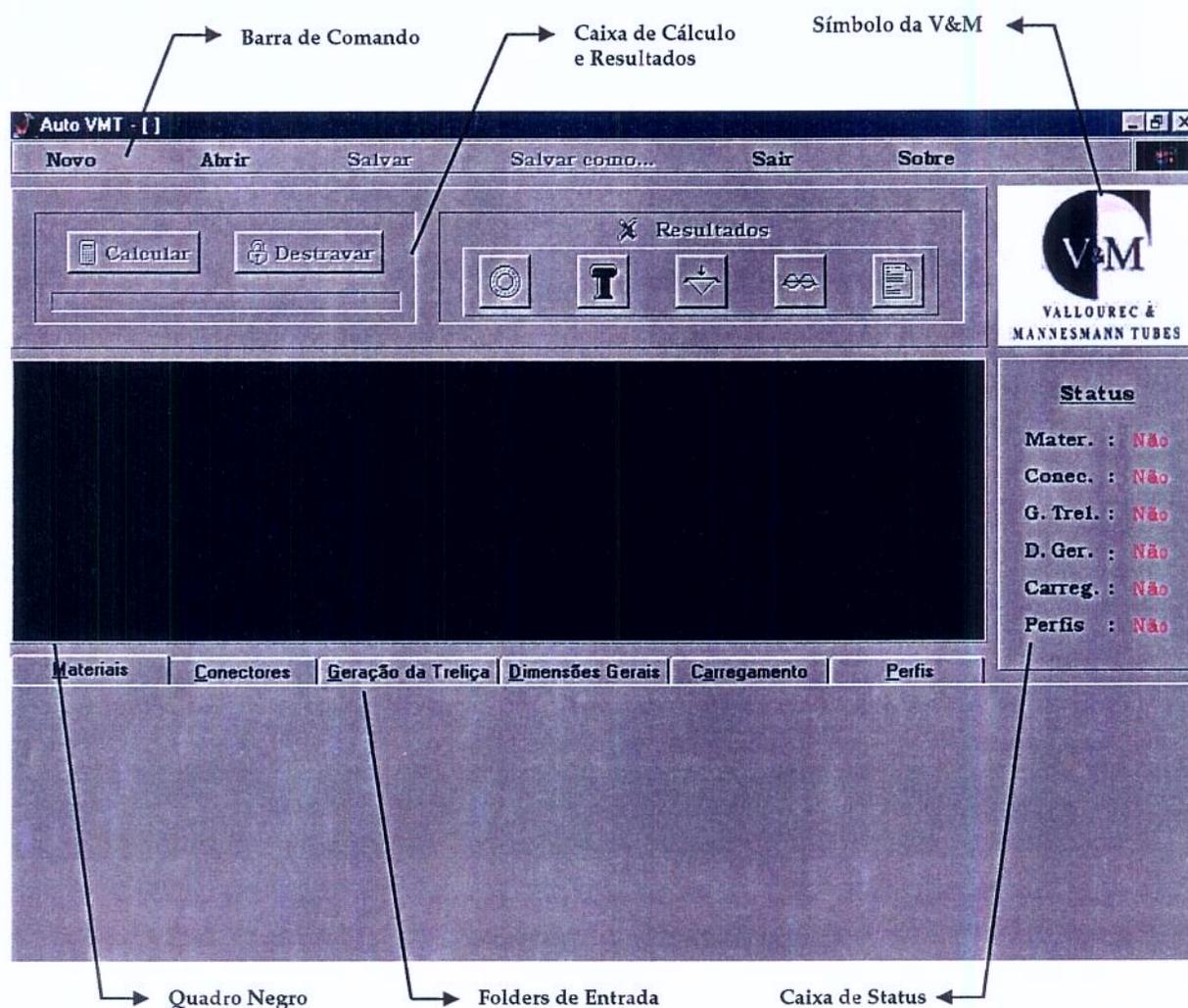


Figura E.02 – Tela de principal do Auto VMT.

- **Barra de Comando**

Este é o ponto de partida para a execução do programa. Inicialmente esta barra terá habilitado para uso somente os itens: *Novo*, *Abrir*, *Sair* e *Sobre*, e é justamente por esta barra, através do item *Novo*, que devemos começar um projeto dentro do programa (ou através do item *Abrir*, caso queira abrir um projeto já existente).

Os itens *Abrir*, *Salvar* e *Salvar como...* têm seu funcionamento igual a qualquer programa que contenha estas funções. Já o item *Sair*, por medida de segurança,

perguntará sempre antes de encerrar o programa se o usuário deseja salvar ou não o projeto, independentemente de já tê-lo feito anteriormente. Por fim o item *Sobre* abrirá uma caixa de dialogo com todos os dados pertinentes ao software e seus autores e colaboradores

- **Caixa de Cálculo e Resultados**

É neste grupo que damos o comando para serem efetuados os cálculos, após claro, a entrada de todos os dados da estrutura, e a obtenção dos resultados finais. Neste grupo temos presentes os botões *Calcular* e *Destruar* assim como os referentes aos resultados, como é o caso do *Dimensionamento – Perfis, Conectores de Cisalhamento, ELU – Flecha, ELU – Vibração* e *Lista de Materiais*. Suas definições e usos serão melhores explicitados em tópicos futuros.

- **Símbolo da V&M**

Este grupo não mostra somente o símbolo da empresa, mas serve também como link de canal direto para o site da Vallourec & Mannesmann Tubes do Brasil. Para isto basta dar um clique duplo com o botão esquerdo do mouse sobre o símbolo que a página se abrirá automaticamente.

- **Quadro Negro**

É nesta área que será mostrada a estrutura após a geração de sua geometria. É apenas ilustrativo, mas de suma importância para a execução do projeto, pois visa minimizar os erros na informação dos dados de entrada através da visualização da estrutura gerada.

▪ Caixa de Status

Este grupo de certa forma pode ser considerado o coração do programa. Nele o usuário não tem condições de mexer diretamente em nenhum dado, mas é através dele que tanto o usuário quanto o software sabem da existência de erros ou falta de dados, ou informações, de entrada da estrutura. É através dele também que o programa se baseia, de forma automática, na liberação ou não da estrutura para a efetivação dos cálculos através da habilitação do botão *Calcular*.

Seu entendimento é simples. Ele é dividido em tópicos os quais se correlacionam com cada um dos itens presentes no *Folder de Entrada de Dados*. Se o valor é apresentado como “OK” os dados de entrada daquele grupo estão completos e não apresentam erros, já se o valor se apresenta como “Não” o programa está mostrando ao usuário a presença de erros ou falta de dados no respectivo item indicado.

É de suma importância sua constante verificação, pois o software foi programado de forma a apagar automaticamente alguns dados anteriormente preenchidos pelo usuário em decorrência da mudança de outros, para minimização de erros e adequação da estrutura à norma brasileira (NBR 8800/2000).

▪ Folder de Entrada de Dados

Por fim, é neste grupo que o usuário encontra os tópicos de entrada de dados, assim como hipóteses de cálculo e dimensionamento, da estrutura a ser calculada.

O *Folder de Entrada de Dados* é dividido em itens (*Materiais, Conectores, Geração da Treliça, Carregamento e Perfis*), os quais apresentam-se desabilitados ao início do programa e vão se liberando seqüencialmente conforme a entrada dos dados.

Após o início de um novo projeto os itens *Materiais*, *Conectores* e *Geração da Treliça* são habilitados e é justamente pelo item *Materiais* que aconselhamos começar. A respeito disto, os itens são dispostos de forma seqüencial ao qual aconselhamos ser seguida, apesar de poderem ser preenchidas de forma aleatória, dependendo da habilitação ou não do item pretendido.

OBS: Os itens que se encontram desabilitados, tanto no início quanto ao decorrer da entrada de dados e suas posteriores mudanças, apresentam-se desta forma, pois contém hipóteses ou verificações dependentes de outros dados que ainda não foram preenchidos.

Os folders apresentam-se subdivididos em duas partes. Na primeira, mais à direita, são apresentados os dados que foram ou vão ser preenchidos pelo usuário. A segunda, mais à esquerda, é onde encontra-se o botão que leva aos formulários de entrada de dados. Para exemplificar esta divisão é apresentado na figura E.03 o folder *Materiais*.

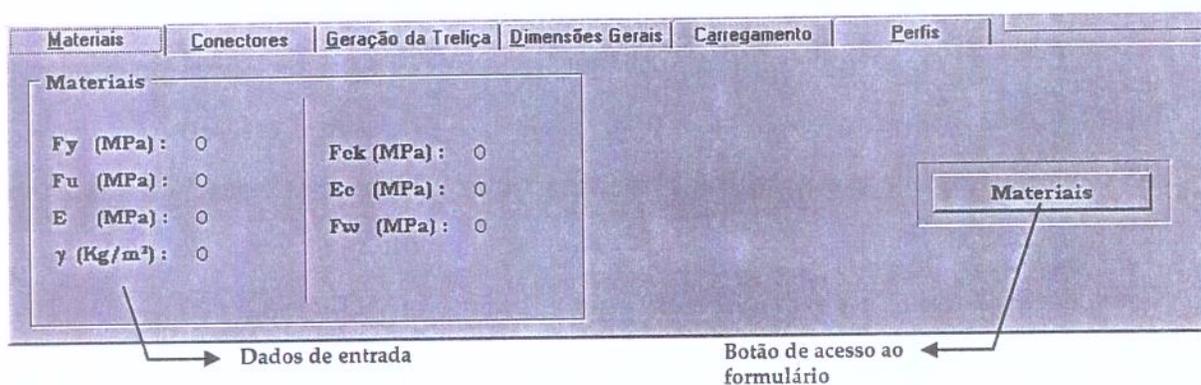


Figura E.03 – Divisão do Folder de Entrada de Dados.

E.2. Dados de Entrada – Materiais

É aqui que recomendamos começar o projeto a ser desenvolvido. Como já mencionado anteriormente sua via apresenta duas partes a primeira informativa onde são apresentados os dados referentes às propriedades físico-químicas do concreto, do aço e dos conectores necessárias ao cálculo da estrutura. Já a segunda, um botão que leva até o formulário de preenchimento dos dados de entrada referentes aos materiais. O folder '*Materiais*' pode se visto na figura E.03.

Acionado o botão '*Materiais*', o software apresenta o formulário referente à entrada de dados dos materiais. Neste encontramos três grupos já com valores pré-estabelecidos em seu default. O primeiro intitulado '*Aço - Tubos*' é onde o usuário deve escolher entre os três tipos diferentes de aço existentes no catálogo da Vallourec & Mannesman, o '*VMB 250*', o '*VMB 300*' e o '*VMB 350*'. Qualquer valor diferente dos especificados é rejeitado pelo software.

O segundo grupo contém informações sobre às características do concreto. Neste há duas vias a serem preenchidas pelo usuário, a primeira é referente ao *Peso Específico* do concreto da laje e a segunda o usuário deve informar a *Resistência Característica do Concreto à Compressão - f_{ck}* . Estes valores são de livre escolha do usuário e devem obedecer às limitações exigidas pela norma brasileira (NBR8800/2000) caso contrário, o software emite um alerta informando os limites aceitáveis.

Ainda neste grupo tem-se uma terceira via, apenas informativa, à qual calcula automaticamente o valor do módulo de elasticidade do concreto através dos dados informados nas vias anteriores.

Já o terceiro grupo se refere aos conectores de cisalhamento. Neste, primeiramente deve-se escolher o tipo de conector através do CheckBox 'Conector - Stud', ou seja, caso os conectores utilizados no projeto são do tipo Stud Bolt (Pino com Cabeça) este deve ser verificado (marcado), caso contrário deve-se apresentar vazio. Sua escolha aqui influenciará diretamente a entrada de dados em tópicos futuros, como é o caso das dimensões dos conectores previstos no folder 'Conectores'.

O grupo apresenta ainda uma via a ser preenchida somente se o conector for do tipo Stud Bolt e se refere à sua *Resistência à Tração do Aço*, caso contrário esta se desabilitará automaticamente e seu valor será ignorado pelo software. O formulário 'Materiais' assim como suas variáveis é apresentado na figura E.04.

Grupo	Propriedade	Valor
Grupo Aço - Tubos	Tipo de Aço	VMB 250
	F _y (MPa)	250
	F _u (MPa)	400
	E (MPa)	205000
Grupo Concreto	γ (KN/m ³)	25
	F _{ck} (MPa)	15
	E _c (MPa)	18436
Grupo Aço - Conector	Conector - Stud	<input checked="" type="checkbox"/>
	F _w (MPa)	450

Figura E.04 – Dados de Entrada - *Materiais*.

OBS: Uma particularidade presente durante todas as etapas do Auto VMT é a presença do botão 'Help'. Este, se acionado irá mostrar uma espécie de legenda de todas as variáveis e particularidades da referida etapa do programa.

E.3. Dados de Entrada – Conectores

Na via informativa do folder ‘Conectores’ são apresentados os dados a serem inseridos sobre as dimensões dos conectores de cisalhamento, seja ele Stud Bolt ou perfil “U”, Laminado ou Formado a Frio. O folder ‘Conectores’ é apresentado na figura E.05.

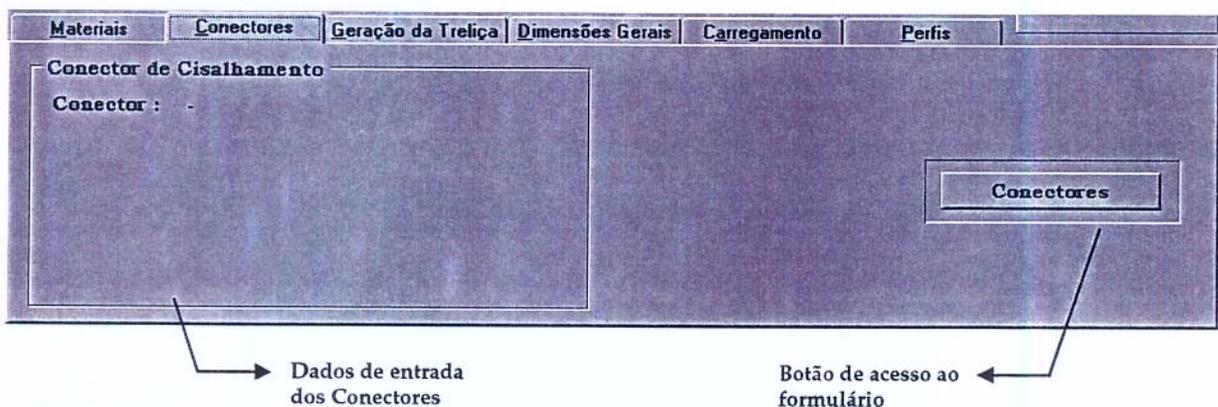


Figura E.05 – Folder - Conectores.

Através do botão ‘Conectores’, o software apresenta o formulário referente à entrada de dados dos conectores. Neste encontramos quatro grupos, um com opção de escolha entre os três diferentes tipos de conectores previstos pela NBR8800/2000 e outros três contendo vias para entrada de dados dos referidos conectores.

Caso o usuário comece o projeto diretamente pela via ‘Conectores’ encontrará o formulário com todas as opções de tipos de conectores em aberto a escolha, como apresentado na figura E.06. Caso sejam preenchidos primeiramente os dados referentes aos materiais, conforme aconselhado, através da via ‘Materiais’, especificado anteriormente, as opções de escolhas se limitam e serão apresentadas somente possíveis e concordantes com os dados anteriormente preenchimentos, sendo assim, desabilitada (bloqueada) as outras opções.

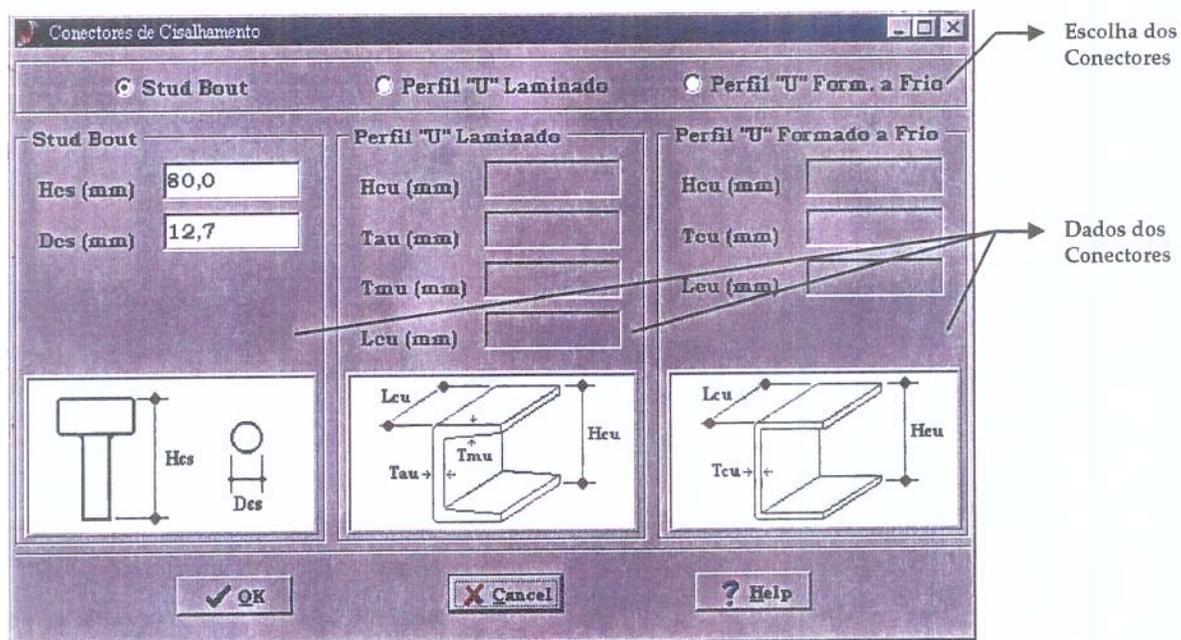


Figura E.06 – Dados de Entrada – Conectores de Cisalhamento.

Os dados a serem inseridos aqui, necessários para o desenvolvimento das rotinas de cálculos, diferem de um tipo de conector para o outro, sendo que cada uma de suas variáveis tem seu significado expresso nas ilustrações referentes a cada conector e também descritos através do Help, dispensando assim maiores comentários.

OBS: Em conjunto, os formulários 'Materiais' e 'Conectores de Cisalhamento' são os únicos que contém valores pré-definidos em seu default, o que não impede de serem mudados e adaptados para cada situação de projeto idealizada pelo usuário.

E.4. Dados de Entrada – Geração da Treliça

Ao contrário dos outros, o folder 'Geração Treliça' não apresenta os dados preenchidos pelo usuário através do formulário 'Geração Treliça' e sim os dados resultantes dos cálculos internos responsáveis pela geração automática da estrutura, ou

seja, as informações cedidas pelo usuário são especificamente para a geração da estrutura e esta sim cede os dados necessários para o dimensionamento da Viga Mista Treliçada, encontrados na via. A via 'Geração da Treliça' pode ser vista na figura E.07.

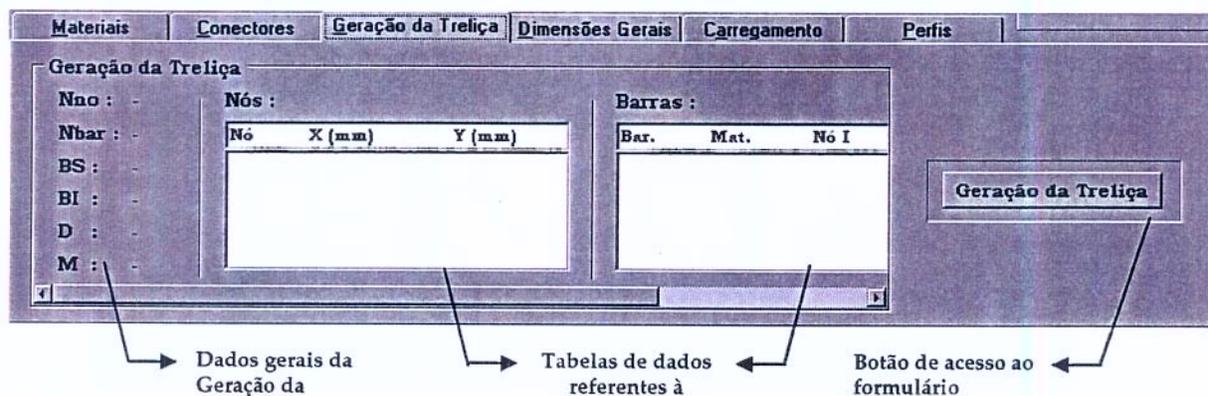


Figura E.07 – Folder – *Geração da Treliça*.

Sua área informativa é dividida em três partes. A primeira referente aos dados gerais da estrutura, a segunda mostra uma lista completa das posições dos nós da estrutura no espaço, dentro do plano cartesiano, e por fim a terceira apresenta uma segunda listagem referente ao posicionamento e características de cada uma das barras pertencente à estrutura.

Já a segunda parte da via '*Geração da Treliça*', assim como todas as outras, apresenta o botão que leva ao formulário, de mesmo nome, de preenchimento dos dados de entrada para a geração automática da treliça, o qual é mostrado na figura E.08.

Este formulário é formado por cinco partes além dos botões '*OK – Cancel – Help*' comum a todos. A primeira e a segunda se completam, pois são as responsáveis pela escolha do tipo de treliça a ser gerada pelo programa, com ou sem painel vierendeel e com ou sem montantes, limitando os banzos superior e inferior.

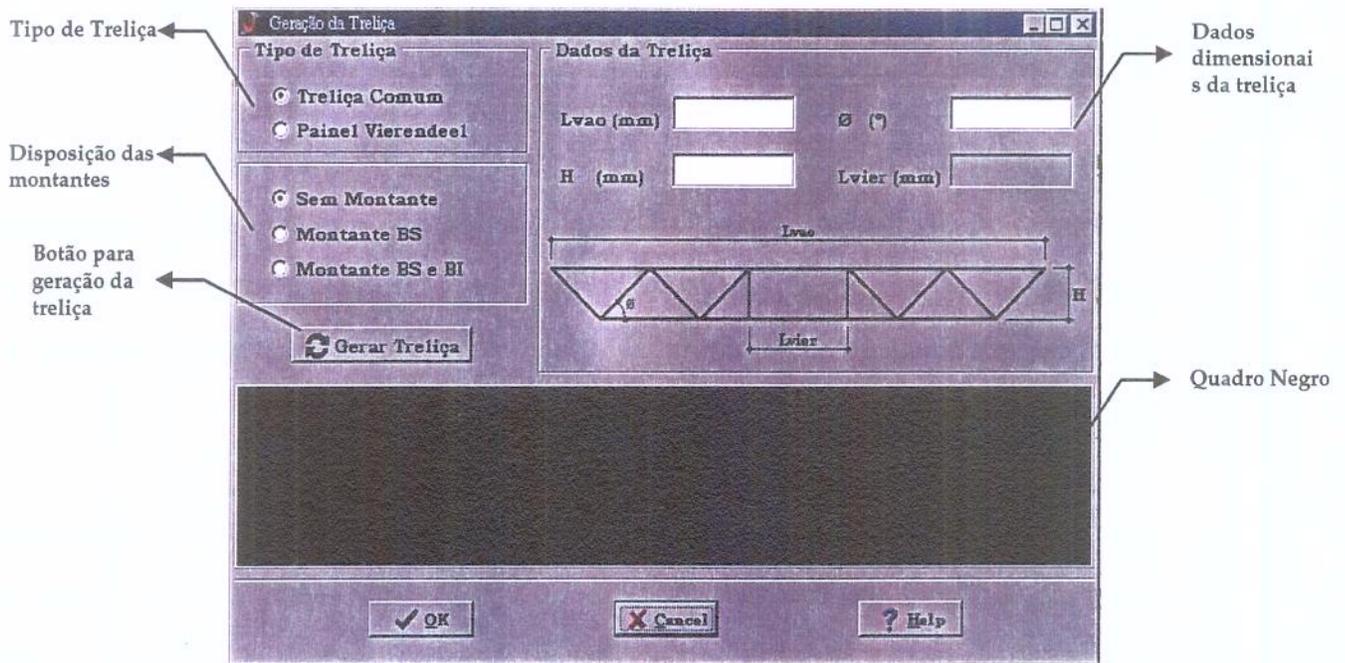


Figura E.08 – Dados de Entrada – Geração da Treliça.

Já a segunda parte é o local para se preencher os dados necessários para a geração automática da geometria da estrutura. Neste devem ser respeitadas as unidades impostas e ter uma precisão de duas casas após a virgula. Caso os dados não possam gerar a treliça especificada, o programa emite uma advertência para mudança das dimensões informadas.

Ainda dentro do formulário, existe o botão 'Gerar Treliça', responsável pelo comando da geração da estrutura onde, sem seu acionamento o programa não efetua os cálculos necessários à geração da estrutura, mesmo que acionar o botão 'OK' do formulário, sendo este somente responsável pela inserção dos resultados obtidos nos cálculos no folder 'Geração Treliça'. Por fim, há o quadro negro, que mostrará o esboço da estrutura gerada.

E.5. Dados de Entrada – Dimensões Gerais

A via *Dimensões Gerais*, mostrada na figura E.09 é como as demais, composta pela partes informativa e pelo botão que leva o usuário ao formulário a ser preenchido sobre as dimensões gerais da estrutura, contendo dados sobre a laje (de concreto ou mista) e distâncias da viga estudada a bordas livres da laje ou vigas adjacentes.

A parte informativa desta via é subdividida em três outras partes. A primeira refere-se ao tipo de laje, especificada pelo usuário (mista ou maciça), e suas dimensões gerais. A segunda parte somente é habilitada se a laje escolhida for mista, a qual especifica todas as dimensões de sua fôrma de aço e o seu posicionamento relativo à viga treliçada. Já a terceira é reservada às dimensões globais da estrutura, ou seja, distâncias a outras vigas, ou a bordas livres da laje, adjacentes à Viga Mista Treliçada.

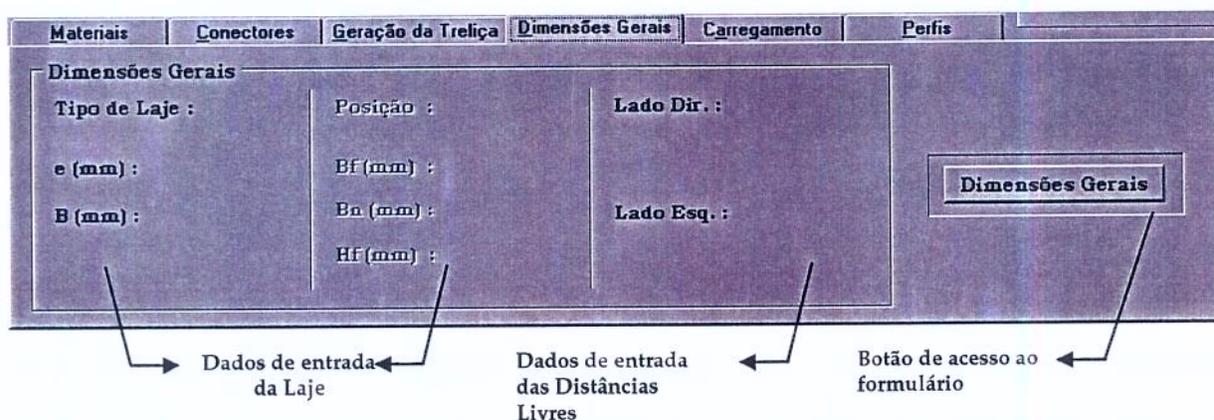


Figura E.09 – Folder – *Dimensões Gerais*.

Já o formulário '*Dimensões Gerais*' apresenta uma divisão no seu contexto, formando assim duas partes distintas entre si, uma referente à laje de concreto e outra às dimensões globais da estrutura, podendo ser visto na figura E.10.

Figura E.10 – Dados de Entrada – *Dimensões Gerais*.

Na primeira parte, o usuário deve primeiramente informar dentre as duas opções de laje, maciça ou mista. Caso a escolha for por maciça, ou seja, laje formada somente por concreto, a única opção a ser preenchida é quanto a sua espessura. Já se o usuário optar por laje mista, as demais caixas, referentes ao posicionamento e às dimensões da forma de aço, são habilitadas e deverão ser preenchidas. As figuras posicionadas ao lado no formulário demonstram cada uma das variáveis presentes, sendo a primeira figura referente à laje maciça e a segunda à mista.

Nesta fase, dependendo das dimensões fornecidas pelo usuário tanto aqui como em procedimentos anteriores, o software poderá emitir avisos alertando sobre informações passadas ao programa não concordantes com limitações impostas pela norma brasileira (NBR8800/2000).

Já na segunda parte do formulário, o usuário deve informar o posicionamento da Viga Mista Treliçada em relação à estrutura global, ou ao menos sobre sua “vizinhança”. Para isto, deve-se escolher, para cada um dos lados da viga, uma das opções entre ‘*Borda Livre*’ ou ‘*Viga Mista*’, qual for pertinente ao projeto. Dependendo da escolha, vias de preenchimento são habilitados ou desabilitados e ocorrerá mudança nos respectivos desenhos explicativos. Ao final da escolha o usuário deve preencher corretamente as vias em aberto.

E.6. Dados de Entrada – Carregamentos

O folder ‘*Carregamento*’, mostrado na figura E.11, apresenta sua parte informativa dividida também em dois grupos. O primeiro mostra o número total de barras e nós que possam receber carregamentos, ou seja, número total de barras e nós que compõe o banzo superior, assim como a quantidade das que são carregadas.

O segundo grupo apresenta duas subdivisões, a primeira com opções de escolha sobre a fase do carregamento (antes ou depois da cura do concreto) e a segunda apresenta listas especificando os carregamentos em cada barra e nó respectivos à fase do carregamento escolhida.

No caso específico dos carregamentos, fazem parte dois formulários distintos, referentes à antes e depois da cura do concreto, contendo os mesmos componentes e características visuais e operacionais. Sendo assim, partindo do princípio de paridade, será aqui apresentado somente um deles, deixando o outro por consequência referenciado. A figura E.12 mostra o formulário referente à antes da cura do concreto.

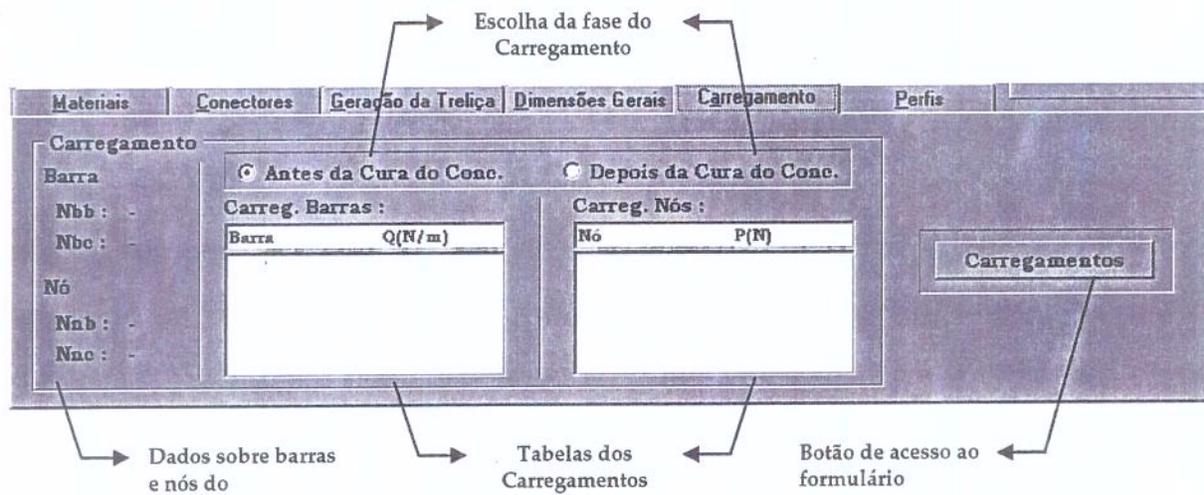


Figura E.11 – Folder – Carregamento.

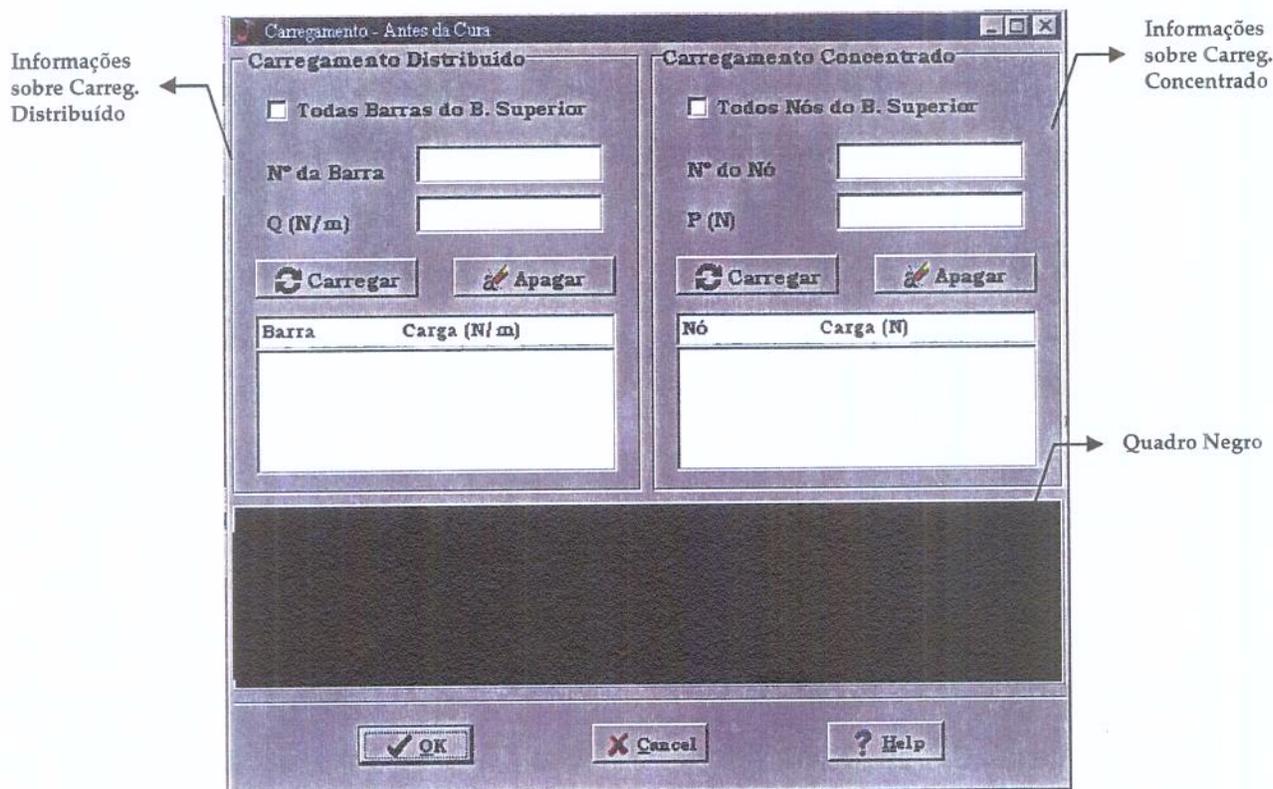


Figura E.12 – Dados de Entrada – Carregamento - Antes da Cura.

Estes formulários apresentam-se divididos em três grupos. Os dois primeiros são idênticos, diferenciados somente pelo tipo de dado de entrada. O primeiro tem a finalidade de informar sobre os carregamentos distribuídos, ou seja, carregamentos

atuantes nas barras, e o segundo sobre carregamentos concentrados, ou carregamentos atuantes nos nós.

OBS: Vale lembrar mais uma vez que somente são aceitos carregamentos atuantes em barras ou nós pertencentes ao banzo superior. Caso o usuário insista em carregar outras partes da estrutura o programa emitirá um aviso alertando de que o nó ou barra não pode ser carregado, limitando assim sua utilização.

Os dois primeiros grupos do formulário são compostos cada um por uma caixa de verificação, duas vias de entrada de dados, dois botões e uma lista apresentando os dados já preenchidos. Sua entrada de dados pode ser feita de duas formas, uma informando barra/nó por barra/nó a serem carregados, através da via '*Nº da Barra*' / '*Nº do Nó*', e seus respectivos carregamentos através da via '*Q (N/m)*' / '*P (N)*'.

A segunda alternativa é carregar todas as barras/nós do banzo superior de uma vez, com o mesmo carregamento, através do acionamento da caixa '*Todas as Barras do Banzo Superior*' / '*Todos os Nós do Banzo Superior*' e o preenchimento da via '*Q (N/m)*' / '*P (N)*'. Observe que ao acionar a caixa, a via '*Nº da Barra*' / '*Nº do Nó*' se desabilitará automaticamente.

Após a escolha da barra/nó a ser carregada, assim como o valor de seu carregamento, basta clicar no botão '*Carregar*' para que o programa efetivamente o faça, adicionando-o este à listagem referente ao seu grupo de carregamento. Caso a escolha seja de carregar todas barras/nós com o mesmo valor, o programa irá listar todas as barras/nós existentes no banzo superior com seus respectivos carregamentos.

OBS: O programa não aceita mais de um carregamento em suas barras/nós, portanto caso o usuário insista em fazê-lo, o software emitirá um aviso alertando da existência de um carregamento já definido pelo próprio usuário para aquela barra/nó. Porém se já

tiver carregamentos definidos e o usuário selecionar a caixa de todas barras/nós a carregar, o programa apagará automaticamente os carregamentos anteriormente existentes e aplicará os novos valores a todas as barras/nós do banzo superior, não necessitando assim serem previamente apagados.

Já o quadro negro apresenta a estrutura com a numeração de todas barras (em branco) e todos os nós (em vermelho) pertencentes ao banzo superior e que, portanto poderão ser carregados.

E.7. Dados de Entrada – Perfis

Por fim, a última das vias referente aos dados de entrada presente no **Auto VMT** é a intitulada “*Perfis*”. Esta é de suma importância para o software, pois é através dos dados informados nela que o programa definirá os cálculos necessários a serem executados.

Não sendo diferente das demais vias, esta apresenta-se também dividida em duas partes. A primeira informativa contendo o tipo de cálculo (Dimensionamento ou Verificação) a ser executado em cada parte constituinte da estrutura (banzos superior e inferior, diagonais e montantes) e seus respectivos perfis, ou lista de perfis, definidos pelo usuário. Já a segunda parte, contém, como as demais vias, o botão que leva ao primeiro formulário de preenchimento dos dados de entrada dos perfis. A via “*Perfis*” pode ser visualizada na figura E.13.

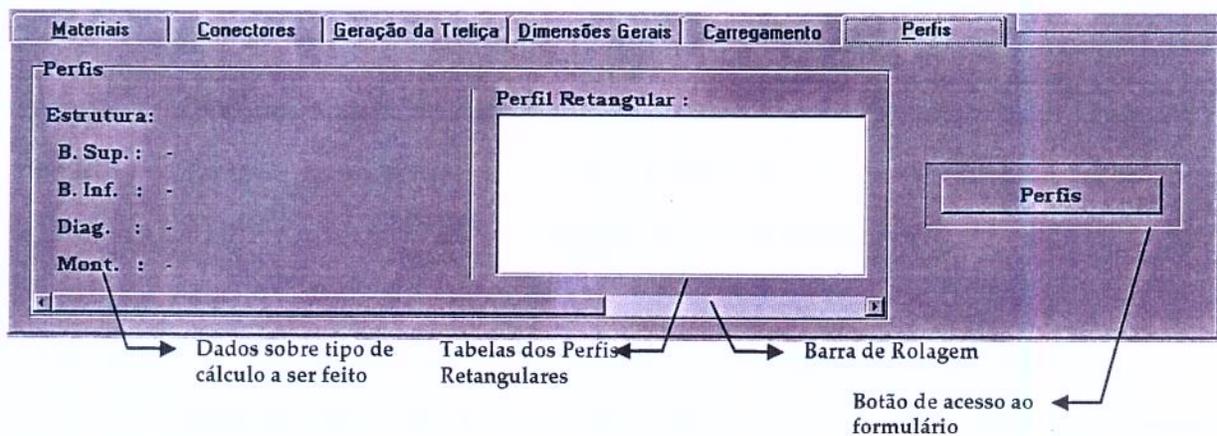


Figura E.13 – Folder – *Perfis*.

O primeiro do total de dois formulários para entrada de dados dos perfis é o apresentado na figura E.14 e apresenta-se dividido em duas partes. A primeira é designada a gerenciar o tipo de cálculo de cada parte da estrutura, assim como a entrada dos perfis, através da ativação do segundo formulário pelos botões respectivos a cada parte da estrutura. Já a segunda gerencia as listas de perfis informados pelo usuário, apagando um ou todos perfis já designados anteriormente.

Na terceira parte, ainda referente ao primeiro formulário, pode-se observar o espaço destinado ao símbolo da **Vallourec & Mannesmann Tubes do Brasil**. Este não é apenas um mero espaço ilustrativo do símbolo da empresa, mas serve também como link para abertura do catálogo completo de perfis da **V&M do Brasil**. Para isto basta dar um clique duplo com o botão esquerdo do mouse sobre o símbolo que o arquivo em *pdf* é carregado.

Escolhido o tipo de cálculo a ser efetuado, através do primeiro formulário, deve-se proceder na escolha do perfil, ou perfis caso deseje-se dimensionar a estrutura. Para isto deve-se acionar o segundo formulário da guia '*Perfis*' pelos botões respectivos a cada parte da treliça, vistos anteriormente na figura E.14.

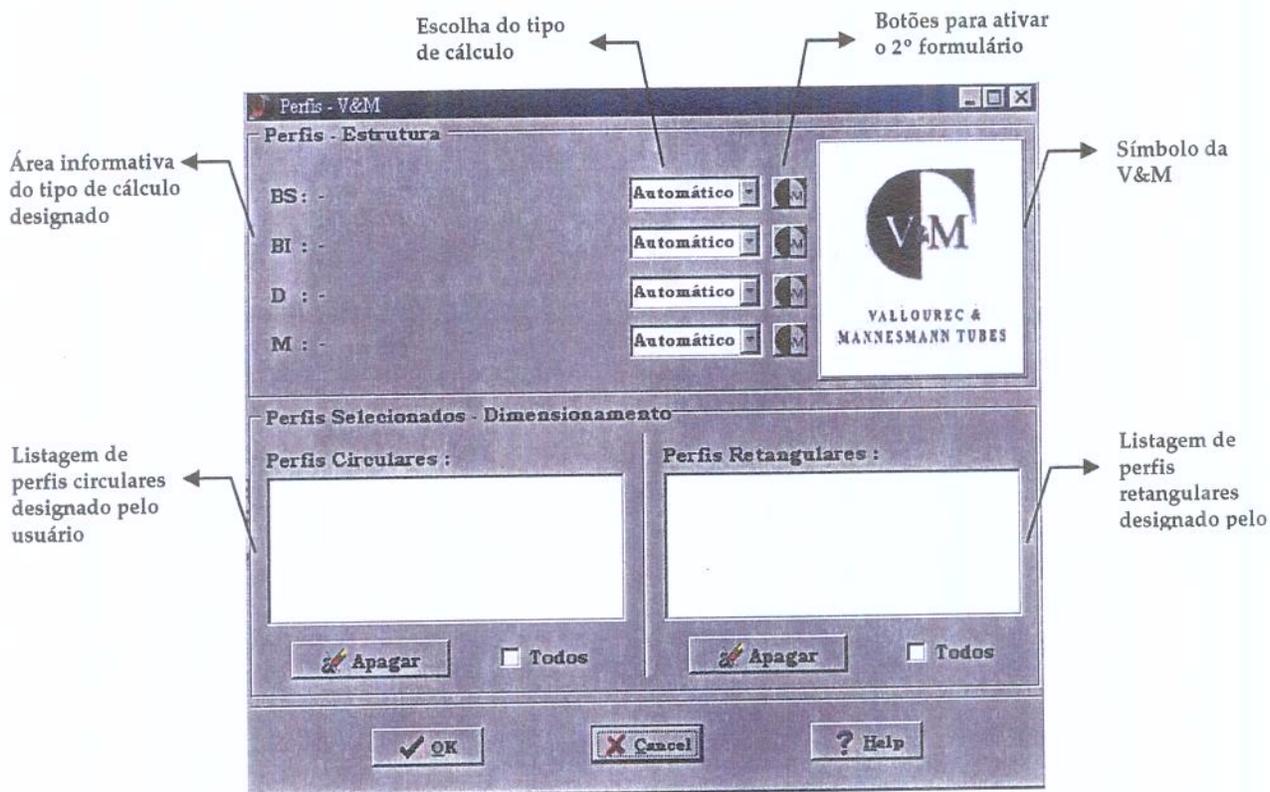


Figura E.14 – Dados de Entrada – *Perfis*.

Este segundo formulário apresenta-se dividido em duas partes, uma referente aos perfis circulares, desativada quando se procede na escolha para o banzo superior, e outra referente aos perfis retangulares, os quais podem ser vistos na figura E.15.

Os dois grupos são semelhantes quanto a aparência e apresentação, contendo áreas de dimensões pré-estabelecidas e concordantes com os perfis disponíveis no catálogo da **V&M do Brasil**, Box e botão de captura do perfil, desenho ilustrativo do perfil escolhido, o qual demonstra as proporções das dimensões do perfil selecionado, e área informativa contendo todas informações geométricas e pertinentes aos cálculos do perfil selecionado.

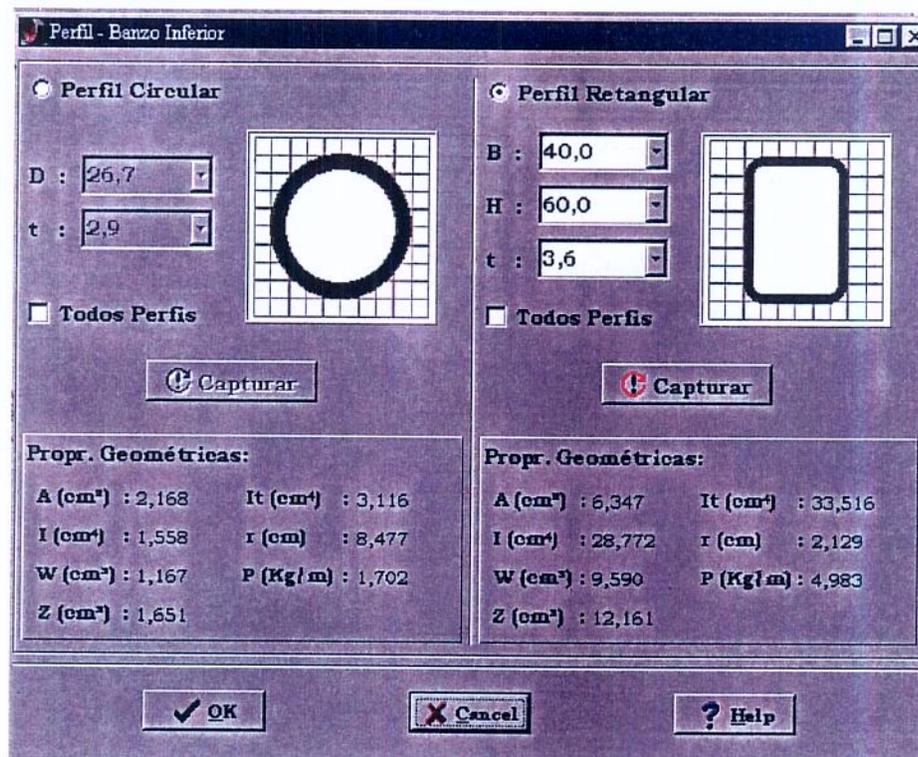


Figura E.15 – Escolha dos Perfis – Perfis.

Para proceder na escolha dos perfis primeiramente devemos ter em mente a opção feita sobre o tipo de cálculo a ser executado naquela parte da estrutura, 'Automático' (Dimensionamento) ou 'Verificação'. Isto se deve ao fato de se ter ações dentro do formulário dependentes desta escolha.

Para cada perfil selecionado através das listas, o software, de forma dinâmica, demonstra automaticamente todas as especificações deste perfil, assim como o desenho explicitando, de forma ilustrativa, a relação entre suas dimensões.

O software, para comodidade do usuário, traz três diferentes modos de se proceder na escolha dos perfis. A primeira é de forma isolada, selecionando perfil por perfil clicando, após cada seleção, no botão 'Capturar' para que este seja adicionado à lista de perfis.

A segunda é através da escolha de uma "família", ou seja, perfis com mesmas dimensões externas variando somente a espessura. Para efetuar este tipo de escolha basta selecionar as dimensões externas (diâmetro para perfis circulares e base e altura para perfis retangulares) desejadas e na listagem 't', referente á espessura do perfil, selecionar a opção 'todos', clicando em seguida no botão 'Capturar'.

Já a terceira opção é a escolha de todos os perfis disponíveis no catálogo da **V&M Tubes do Brasil** de uma única vez. Para isto, basta selecionar o Box 'Todos Perfis' e em seguida clicar em 'Capturar' para que todos perfis sejam adicionados à lista de perfis.

E.8. Cálculo da Estrutura

A "*Caixa de Cálculo e Resultados*", como o próprio nome diz, é onde o usuário encontrará todos os comandos de cálculo da estrutura especificada assim como o acesso aos resultados obtidos.

A princípio estes comandos apresentam-se desabilitados, onde só serão aptos a acesso com o "consentimento" do software, ou seja, só serão liberados após todos os dados e parâmetros de cálculo serem devidamente fornecidos e preenchidos pelo usuário, expresso visualmente através da "*Caixa de Status*" do software. A figura E.16 mostra a "*Caixa de Cálculo e Resultados*" e a "*Caixa de Status*" dentro da tela principal do programa.

Após o completo preenchimento dos dados de entrada da estrutura, o comando "*Calcular*" se habilitará automaticamente, permitindo ao usuário iniciar os cálculos. Neste estágio, os botões "*Destravar*" e os referentes aos resultados apresentam-se desabilitados ao uso, já que o software ainda não tem nenhum resultado a apresentar.

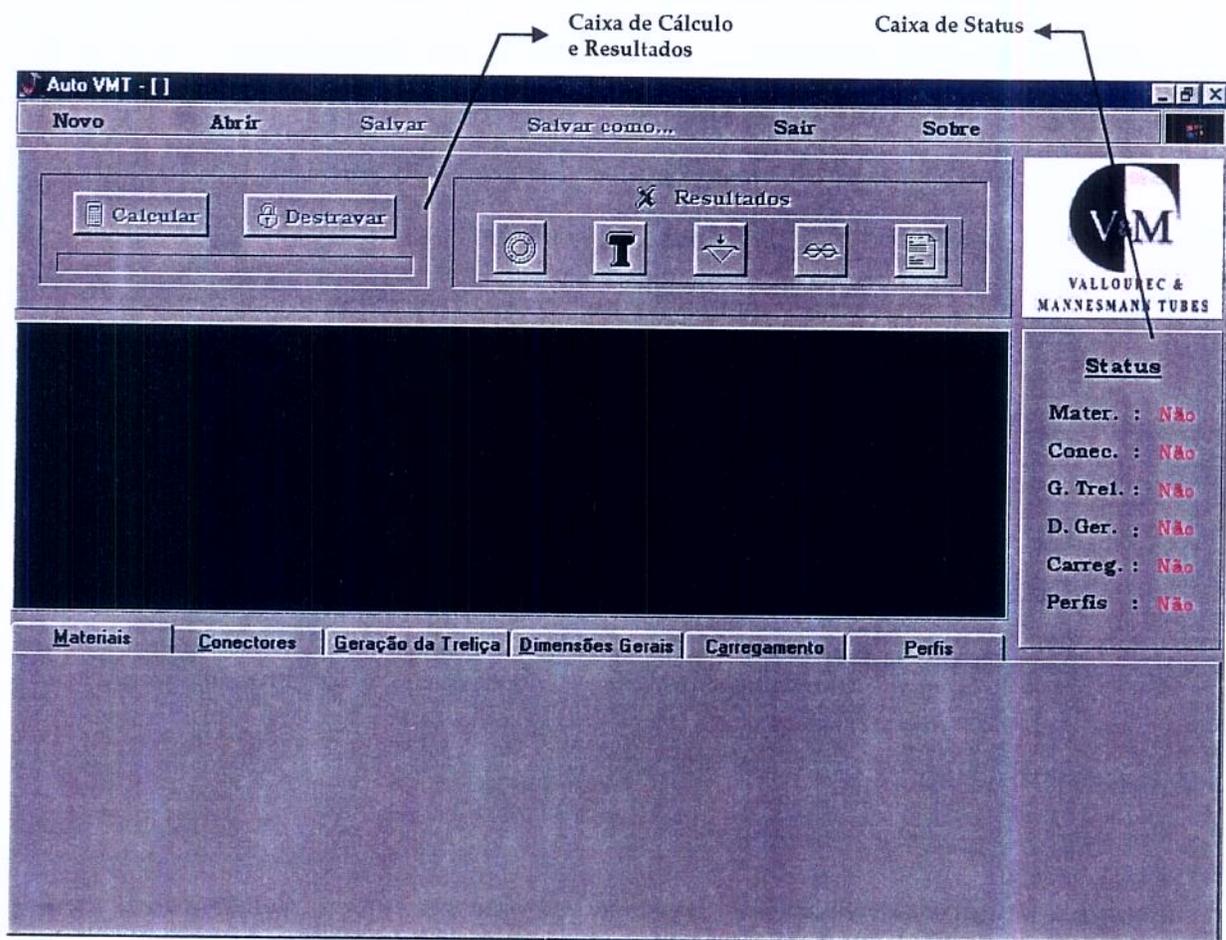


Figura E.16 – Tela principal do Auto VMT.

Após o acionamento do botão *“Calcular”*, o software dará início aos procedimentos e cálculo da estrutura, apresentando ao usuário sua evolução através da barra da *“Barra de Progresso dos Cálculos”*, presente logo abaixo do botão *“Calcular”*.

Finalizado os cálculos de dimensionamentos e verificações, o programa apresentará a *“Barra de Progresso dos Cálculos”* preenchida em sua totalidade, desabilitando o botão *“Calcular”* e o *“Folder de Entrada de Dados”* e habilitando o botão *“Destruir”*, assim como os referentes aos resultados.

Na dinâmica do software, o botão "*Destravar*" tem uma fundamental importância, pois é através dele que o programa desfaz todos os cálculos, zerando rotinas, variáveis internas e matrizes de cálculo, liberando assim memória alocada aos cálculos e principalmente evitando erros a cálculos futuros. Portanto é recomendado ao usuário que sempre após a obtenção dos resultados, acionar este procedimento, mesmo que seja para finalizar o software.

Já os botões de resultados acionam os formulários referentes ao resultado escolhido. As opções de resultados, assim como seus formulários e recursos serão explicitados em tópicos futuros.

E.9. Resultados

Após efetuado todos os cálculos de dimensionamento e verificações, o software liberará ao usuário os tópicos de resultados para consulta. Estes estão localizados na "*Caixa de Cálculo e Resultados*" na área intitulada "*Resultados*" na tela principal do programa, como mostrado na figura E.17.

Para o acesso a qualquer formulário contendo os resultados basta escolher um dentre os diversos botões presentes na área "*Resultados*". A figura E.17 mostra a localização e como são apresentados os tópicos dos resultados dentro da "*Caixa de Cálculo e Resultados*", no menu principal do programa.

Os resultados dos cálculos e procedimentos, efetuados e apresentados pelo programa, são divididos em cinco diferentes tópicos de acordo com suas finalidades. São eles: "*Perfis*", "*Conectores*", "*ELU – Flecha*", "*ELU – Vibração*" e "*Lista de Materiais*".

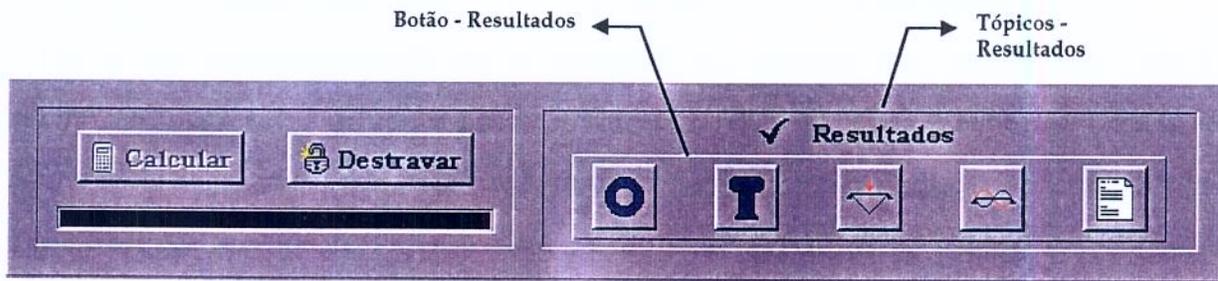


Figura E.17 – Tópicos de Resultados na tela principal do Auto VMT.

No tópico *“Dimensionamento – Perfis”* são apresentados todos os resultados pertinentes aos perfis escolhidos ou utilizados em cada parte da estrutura treliçada, assim como esforços solicitantes, esforços resistentes e dimensionamento do perfil, entre outros.

Em *“Conectores de Cisalhamento”* são mostrados todos os resultados relacionados especificamente aos conectores de cisalhamento, localizados no banzo superior da treliça, como o tipo utilizado, suas dimensões e espaçamentos.

Já em *“ELU – Flecha”*, o programa verifica a estrutura ao Estado Limite de Utilização, demonstrando seu deslocamento vertical, após a cura do concreto, comparando-o aos limites impostos na norma brasileira de estruturas metálicas e mistas, a NBR8800/2000.

Em *“ELU – Vibração”*, assim como *“ELU – Flecha”*, o software verifica a estrutura ao Estado Limite de Utilização, desta vez demonstrando a frequência natural da estrutura e comparando-a às limitações apresentadas a cada tipo específico de edificação.

Por último, o **Auto VMT**, através do tópico "*Lista de Materiais*", apresenta a lista completa de materiais com especificações e quantidade de todos elementos utilizados e necessários para construção da treliça mista.

A seguir serão apresentados os tópicos referentes aos resultados, mostrando suas características, recursos disponíveis e particularidades encontrada em cada um dos formulários de apresentação.

E.9.1. Resultados – Dimensionamento - Perfis

Os resultados referentes aos perfis dimensionados ou verificados pelo software são apresentados através do formulário "*Resultado – Barras*", o qual é acionado através do tópico "*Dimensionamento – Perfis*" localizado na "*Caixa de Cálculo e Resultados*" do menu principal do **AutoVMT**.

Este formulário, visualizado na figura E.18, é dividido em três áreas, sendo duas de apresentação e visualização dos resultados, obtidos pelos cálculos do programa, e uma de comandos.

A primeira delas é o "*Quadro Negro*". É nesta área do formulário que o usuário especifica a etapa do projeto a ter os resultados apresentados, ou seja, é aonde o usuário escolhe se os resultados apresentados tanto no "*Quadro Negro*" quanto na "*Lista de Resultados*", dos esforços solicitantes e do dimensionamento nas barras, são referentes à etapa antes ou após a cura do concreto. Esta escolha é feita através dos tópicos "*Antes da Cura*" e "*Depois da Cura*", presentes na parte superior de sua área.

É nesta área também que se localiza o esboço da estrutura calculada, com suas barras diferenciadas por cores, dependentes do grau de suas solicitações e concordantes com o estágio do projeto escolhido, em relação às suas capacidades portantes. Estas cores representam um determinado *Rate* de verificação do perfil da barra, o qual pode ser enquadrado em um dos intervalos descritos abaixo da figura.

A segunda área presente no formulário “Resultado – Perfis” é a “Lista de Resultados” à qual descreve cada barra da estrutura em conjunto com seus resultados imediatos de dimensionamento. Estes dados são também apresentados de acordo com a escolha feita pelo usuário relativo à fase de projeto (antes ou depois da cura do concreto).

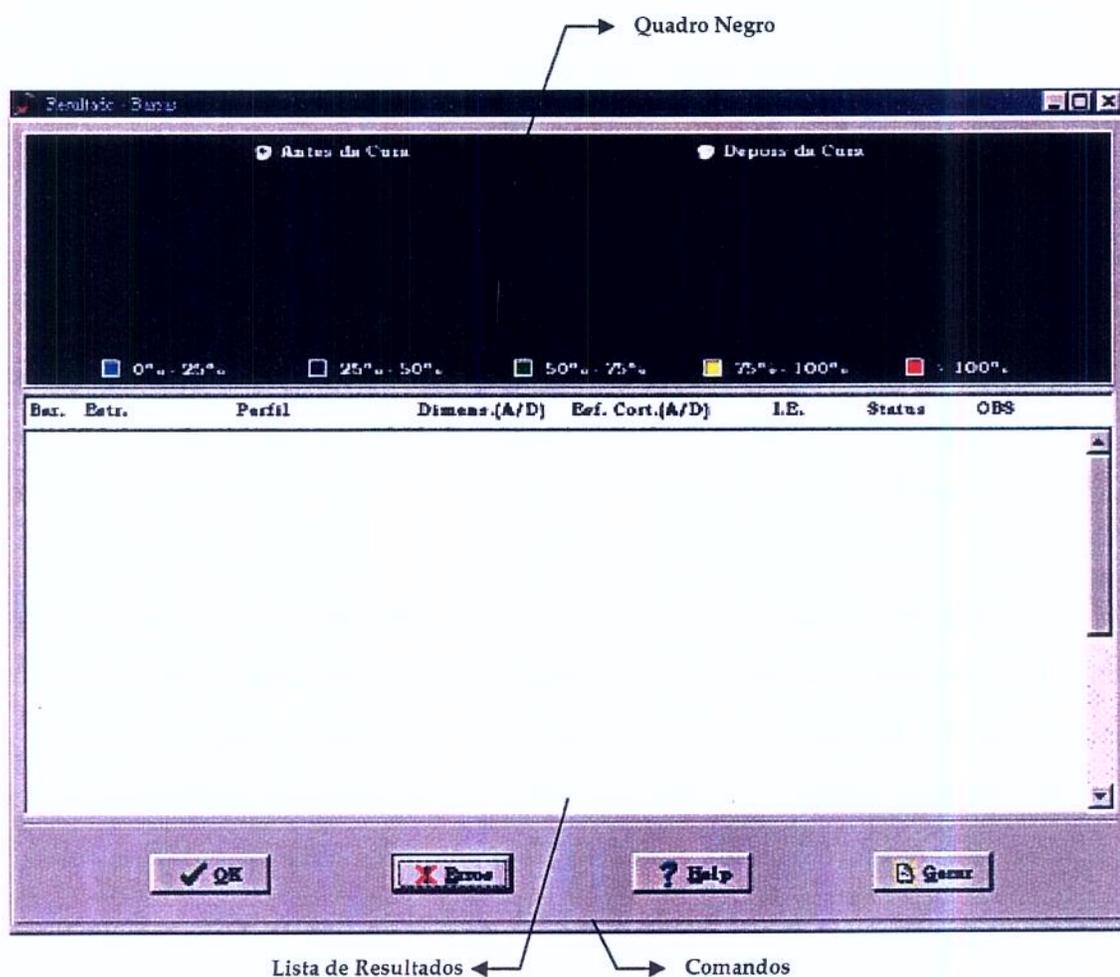


Figura E.18 – Resultados – Perfis.

Esta lista contém um conjunto de dados e resultados apresentados em primeiro plano, ou seja, na própria listagem, e outro apresentado em segundo plano, em uma caixa informativa, conforme solicitado pelo usuário. As informações mostradas em primeiro plano são referentes às barras da estrutura, apresentando os seus respectivos perfis e resultados obtidos através dos cálculos de dimensionamento ou verificação executados pelo software.

Nesta listagem são mostrados, seqüencialmente da esquerda para direita, os números das barras, a que parte da estrutura estas fazem parte (banzo superior ou inferior, diagonal ou montante), seus perfis (pré-determinado pelo usuário ou fruto do cálculo de dimensionamento do software), os *Rates* de dimensionamento dos esforços solicitantes, os *Rates* proveniente dos esforços cortantes, os respectivos índices de esbeltez das barras, o *Status* final dos cálculos e por fim um espaço destinado às observações, se necessário.

PS: Cada vez que uma barra é selecionada na “*Lista de Resultados*” esta se destaca das outras no desenho, mostrando ao usuário sua real localização dentro da estrutura treliçada.

Para se obter informações detalhadas das barras, como é o caso dos esforços solicitantes e resistentes, assim como a visualização da própria barra com sua numeração e dos seus respectivos nós dentro da estrutura global, a descrição de seu perfil e seus *Rates* de dimensionamento, basta dar um click duplo na barra requerida que esta se apresentará, juntamente com suas informações, em uma caixa informativa. Esta caixa pode ser vista através da figura E.19.

Ainda presente na área de comando do formulário “*Resultados – Barras*”, tem-se o botão intitulado “*Erros*”. É neste que o usuário encontrará as legendas e especificações

de cada erro apresentado, caso ocorra, pelo software na área destinada às observações, presente na lista de resultados.

Por ultimo, o software apresenta o recurso de impressão do memorial de cálculo, ou seja, o programa cria um arquivo texto (.txt) contendo o memorial de cálculo, salvando-o no mesmo diretório onde o arquivo do projeto está localizado, no qual são encontrados todos os resultados pertinentes às barras e seus perfis. Para isto, basta acionar o botão "Gerar", localizado na área de comandos do formulário "Resultados – Barras".



Figura E.19 – Caixa Informativa – Resultados – Perfis.

E.9.2. Resultados – Conectores de Cisalhamento

É através do formulário "Resultados – Conectores" que o software fornece todos os resultados pertinentes aos conectores, necessários ao projeto executivo das Vigas Mistas Treliçadas. Este formulário é acessado através do tópico "Conectores de Cisalhamento"

localizado na “Caixa de Cálculo e Resultados” do menu principal do programa e pode ser visualizado aqui através da figura E.20.

Além dos resultados e dados numéricos, o programa mostra um esquema de como os conectores são distribuídos ao longo da viga. Esta esquematização é apresentada ao usuário através de dois desenhos, localizados na parte superior do respectivo formulário, referentes aos lados esquerdo e direito do momento máximo solicitante da estrutura global.

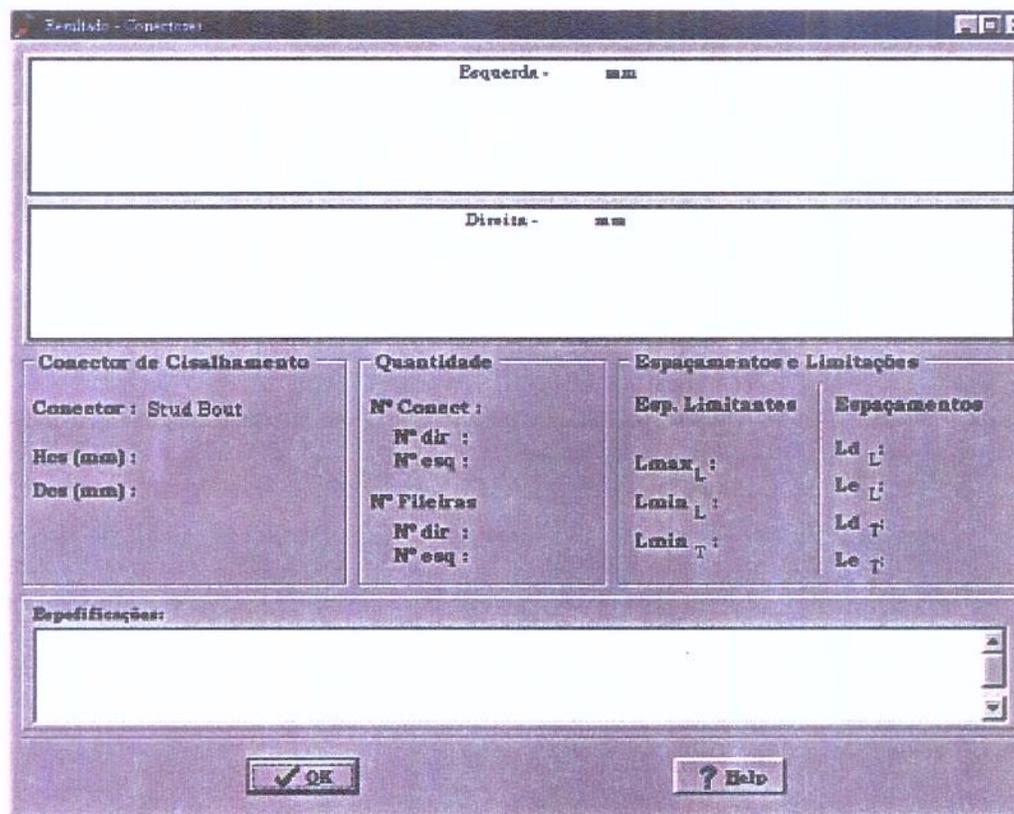


Figura E.20 – Resultados – Conectores.

Nestes desenhos, o software apresenta de forma simplificada e explicativa algumas informações importantes. São elas:

- Distância total das extremidades da viga ao ponto de momento máximo solicitante (cortante nula), presente na parte superior dos desenhos;
- Distância entre extremidade da viga e eixo do conector mais próximo;
- Espaçamento entre eixos dos conectores ao longo da viga;
- Distância entre eixo de momento máximo solicitante e eixo do conector mais próximo.

Já as informações pertinentes aos resultados dos cálculos, assim como especificações de projeto, são encontradas nos quadros localizados logo abaixo da figura no mesmo formulário. São eles:

- *“Conector de Cisalhamento”* – responsável pelas especificações e dimensões dos conectores fornecidas pelo usuário;
- *“Quantidade”* – apresenta o número total de conectores da estrutura, assim como o número de conectores presentes em cada lado do momento máximo solicitante, e o número de fileiras de conectores presentes em cada lado do momento máximo solicitante.
- *“Espaçamentos e Limitações”* – mostra os espaçamentos máximo e mínimo limitantes, tanto longitudinal quanto transversal, para os conectores, assim como seus espaçamentos reais, para os dois lados do momento máximo solicitante da Viga Mista Treliçada.

PS: Caso os cálculos ou especificações informadas pelo usuário não concordarem com especificações e ou limitações presentes na norma brasileira, nenhum dado será mostrado, restando ao programa apresentar somente a irregularidade encontrada através do quadro intitulado *“Especificações”*, presente no respectivo formulário.

E.9.3. Resultados – ELU - Flecha

O deslocamento vertical da viga, também conhecido como flecha, é verificado através do formulário “Deslocamento Vertical – Flecha”, acionado através do tópico “ELU – Flecha” localizado na “Caixa de Cálculo e Resultados” do menu principal do AutoVMT e pode ser visualizado aqui através da figura E.21.

Seu funcionamento, assim como a apresentação dos resultados referentes ao deslocamento e verificação quanto às limitações é simples. Basta escolher o tipo de estrutura, presentes na lista apresentada no quadro “Tipo de Piso”, à qual contém as opções especificadas na norma brasileira – NBR8800/2000.

Estado Limite de Utilização - Flecha

Deslocamento Vertical - Flecha

Tipo de Piso

- Viga de Piso em Geral
- Viga de Cobertura em Geral
- Viga de Cobertura Sujeita a Sobrecarga de Pessoas
- Viga Suportando Acabamento Sujeito a Fissuração
- Viga de Piso Suportando Pilares
- Viga onde a Flecha Pode Comprometer a Aparência

Resultado

Flecha:

δ_{viga} :

$\delta_{Máx}$:

Status :

OK

Figura E.21 – Resultados – ELU - Flecha.

Após a escolha, a verificação da estrutura é imediata e visualizada em valores no espaço “*Flecha*” do quadro “*Resultados*”. Já quanto ao status da verificação, ou seja, se a estrutura passa ou não na verificação, o espaço “*Status*” locado no mesmo quadro dá o parecer.

E.9.4. Resultados – ELU - Vibração

A vibração indesejável da viga é verificado através do formulário “*Estado Limite de Utilização – Vibração*”, acionado através do tópico “*ELU – Vibração*” localizado na “*Caixa de Cálculo e Resultados*” do menu principal do **AutoVMT** e pode ser visualizado aqui através da figura E.22 abaixo.

The image shows a software dialog box titled "Estado Limite de Utilização - Vibração". The dialog has a dark background and contains the following elements:

- Section Header:** "Vibrações Indesejáveis"
- Form Section:** "Tipo de Piso" with three radio button options:
 - Viga de Piso com Pouco Amort. [Caminhar de Pessoas]
 - Viga de Piso com Nível maior de Amortecimento
 - Viga de Pisos Submetidos a Atividades Rítmicas
- Result Section:** "Resultado" with two sub-sections:
 - "Frequência (Hz) :": Two input fields labeled "f:" and "f_m:".
 - "Status :": An empty text input field.
- Buttons:** An "OK" button with a checkmark icon at the bottom center.

Figura E.22 – Resultados – ELU – Vibração.

Seu funcionamento, assim como a apresentação dos resultados referentes ao deslocamento e verificação quanto às limitações é simples, basta escolher um dos tipos de estrutura presentes na lista apresentada no quadro “*Tipo de Piso*”.

Após a escolha, a verificação da estrutura é imediata e visualizada em valores no espaço "Frequência" do quadro "Resultados". Já quanto ao status da verificação, ou seja, se a estrutura passa ou não na verificação, o espaço "Status" locado no mesmo quadro dá o parecer.

E.9.5. Resultados – Lista de Materiais

Por ultimo, mas não menos importante recurso oferecido pelo **Auto VMT**, é a lista de materiais envolvidos na construção na Viga Mista Treliçada. Esta se apresenta em um formulário contendo dois quadros, sendo um referente aos perfis que compões a estrutura e o outro com as especificações necessárias dos conectores de cisalhamento. Este formulário, intitulado "Resultado – Materiais", pode ser visualizado através da figura E.23.

Perfil	Comprim. (mm)	Peso (Kg)

Peso Total (Kg):

Conectores

Conector : N° de Conect.

OK ? Help Gerar

Figura E.23 – Resultados – Materiais.

O primeiro quadro, com informações pertinentes aos perfis, é dividido entre as especificações das partes que compõe a estrutura (banzos, diagonais e montantes), seus respectivos perfis, dimensionados ou verificados pelo programa, o comprimento necessário de cada perfil e seus respectivos pesos dentro da estrutura, assim como o peso total da viga.

Já o segundo, apresenta as dimensões dos conectores, pré-determinado pelo usuário, e a quantidade necessária a ser fixada no banzo superior a fim de se ter uma interação total entre a laje de concreto, maciça ou mista, e a Viga Mista Treliçada.

O programa ainda traz o recurso de impressão da lista de materiais, ou seja, o programa cria um arquivo texto (.txt) contendo toda as informações necessárias dos materiais utilizados pela estrutura, salvando-o no mesmo diretório do arquivo do projeto. Para isto, basta acionar o botão “Gerar”, localizado na área de comandos do formulário “Resultados – Materiais”.

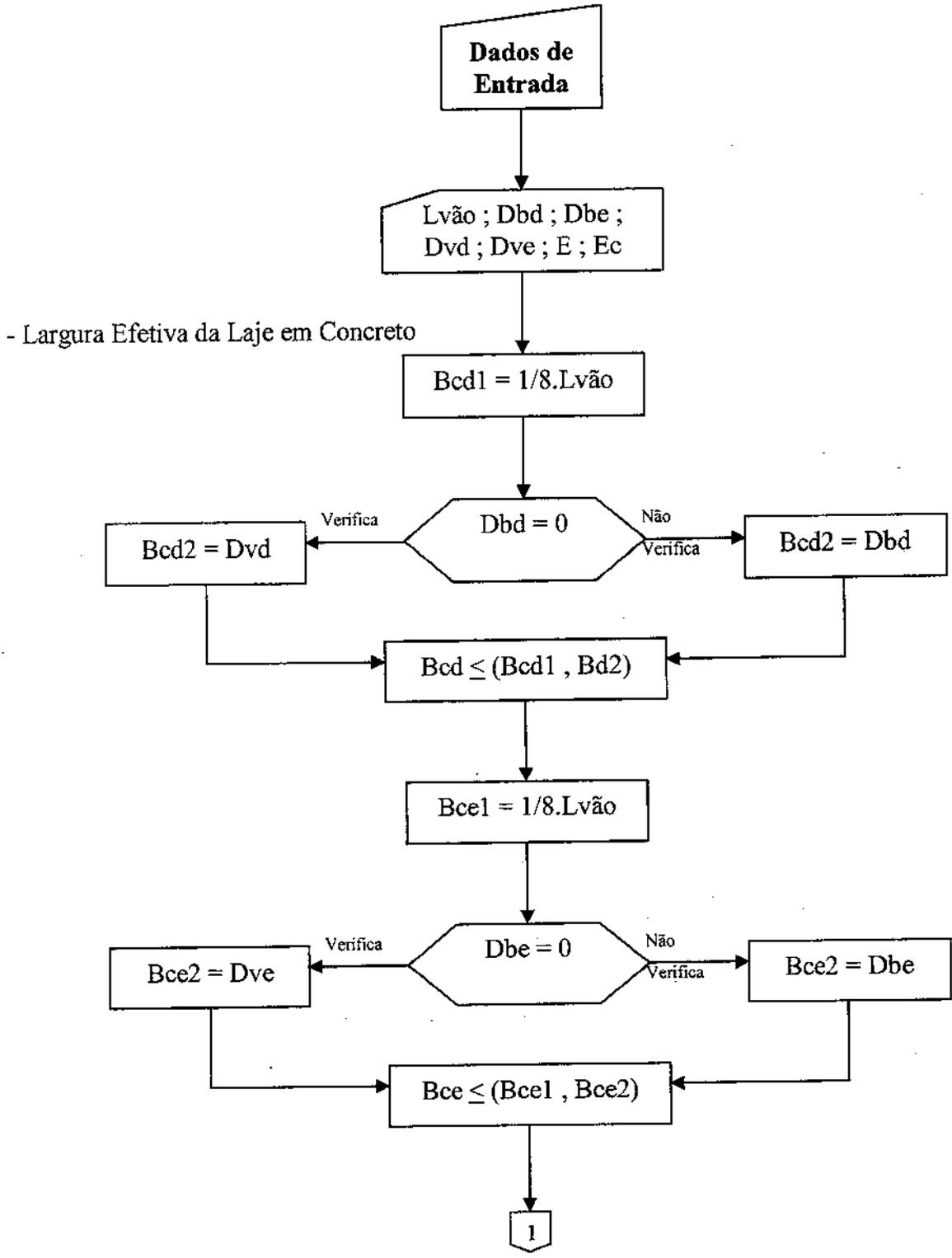
APÊNDICE

APÊNDICE I

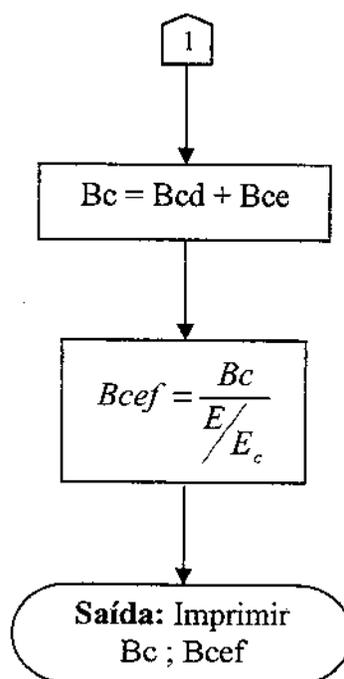
– Fluxograma para Programa Computacional para o Dimensionamento de Estruturas Mistas Treliçadas –

I.1. Cálculo da Largura Efetiva da Laje	343
I.2. Cálculo do Esforço Normal Resistente (Perfil Circular)	345
I.3. Cálculo do Esforço Normal Resistente (Perfil Retangular)	347
I.4. Cálculo do Momento Resistente (Perfil Circular)	349
I.5. Cálculo do Momento Resistente (Perfil Retangular)	351
I.6. Cálculo do Momento Resistente (Perfil Retangular) – Flexão Composta	357
I.7. Cálculo do Esforço Cortante Resistentes (Perfil Circular)	364
I.8. Cálculo do Esforço Cortante Resistentes (Perfil Retangular)	365
I.9. Cálculo do Dimensionamento da Peça da Estrutura	367
I.10. Cálculo da Verificação à Cortantes da Peça da Estrutura	369
I.11. Cálculo do Momento de Inércia da VMT	370
I.12. Cálculo do Número de Conectores – Laje Maciça	372
I.13. Cálculo do Número de Conectores – Laje Aço	373
I.14. Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Maciça) – Esquerda	375
I.15. Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Maciça) – Direita	378
I.16. Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Aço) – Esquerda	381
I.17. Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Aço) – Direita	384

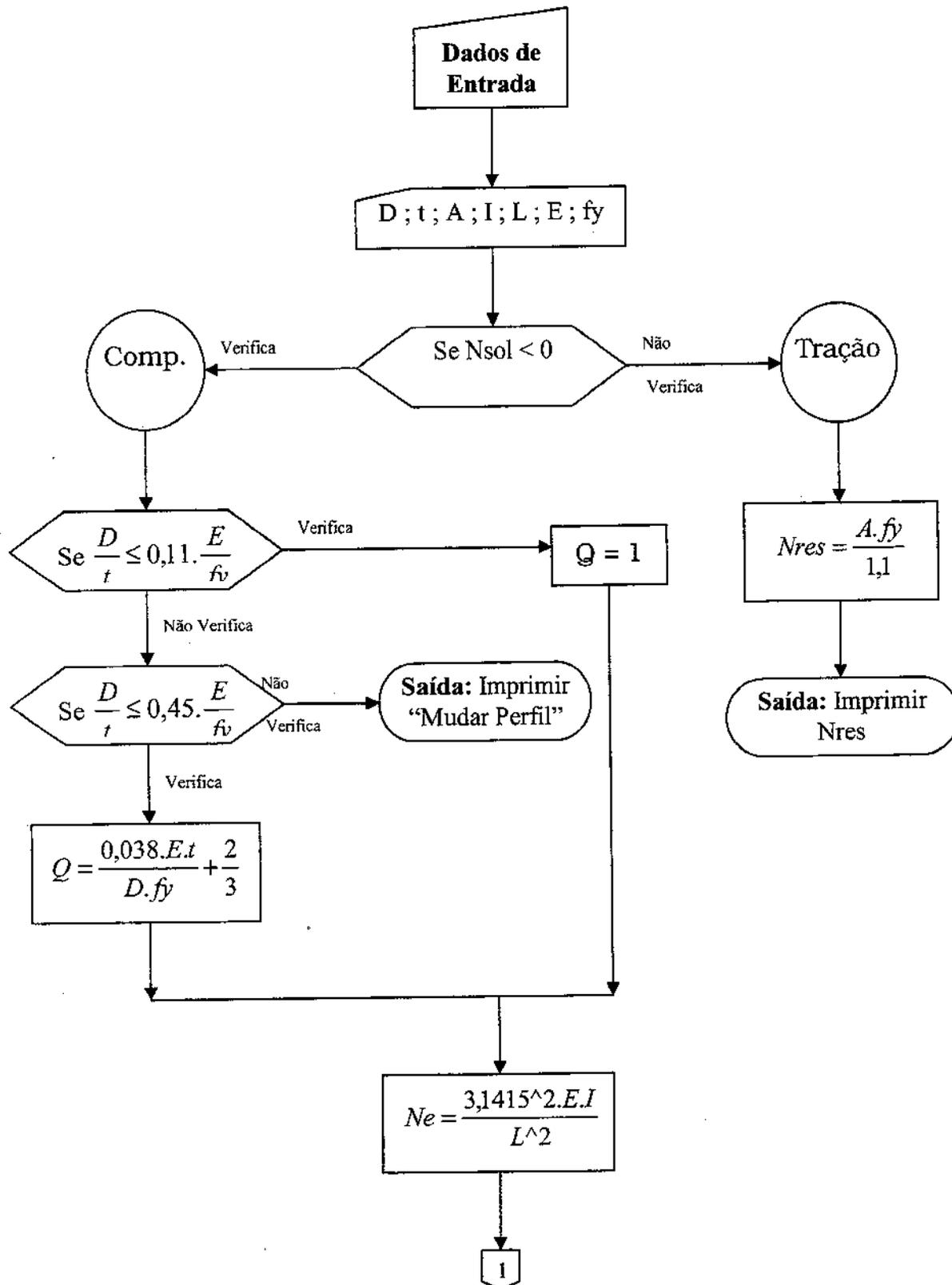
I.1. Fluxograma para Cálculo da Largura Efetiva da Laje

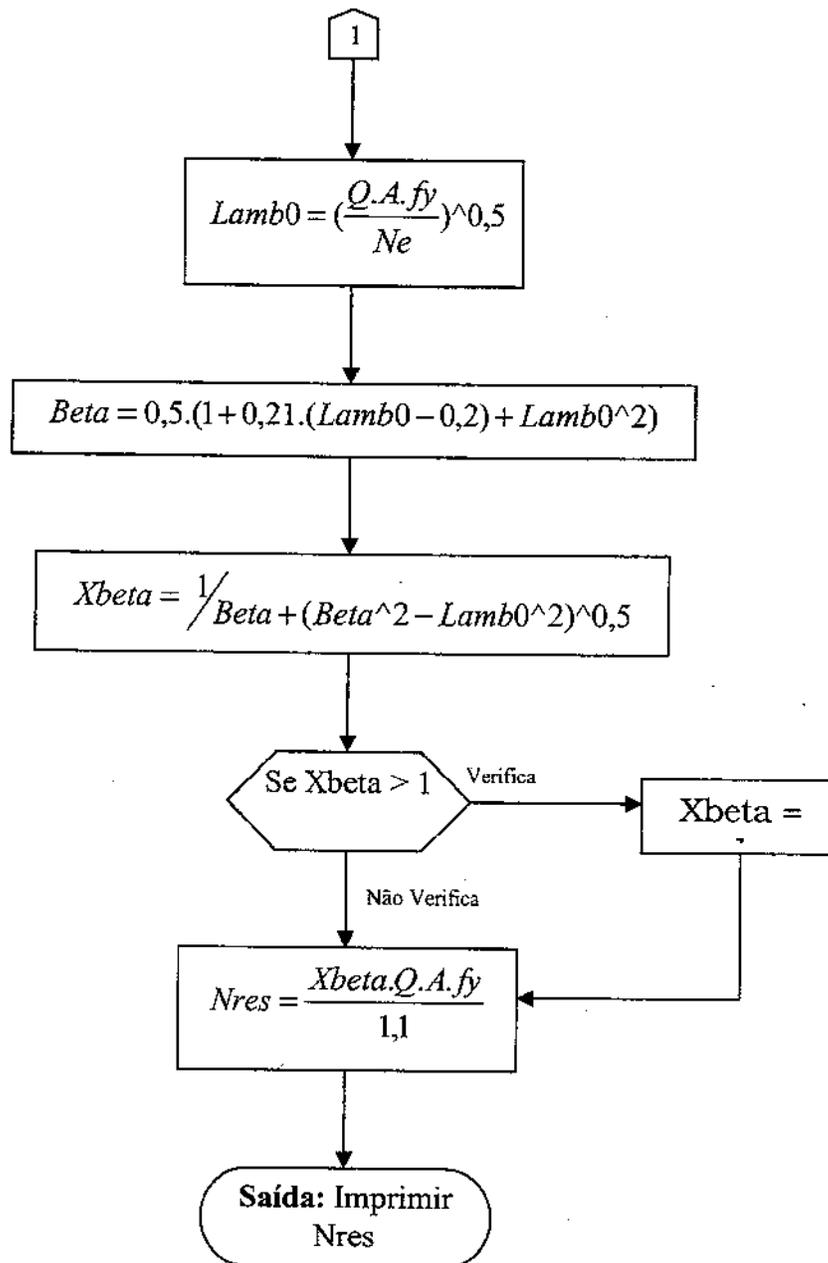


- Largura Efetiva da Laje em Aço

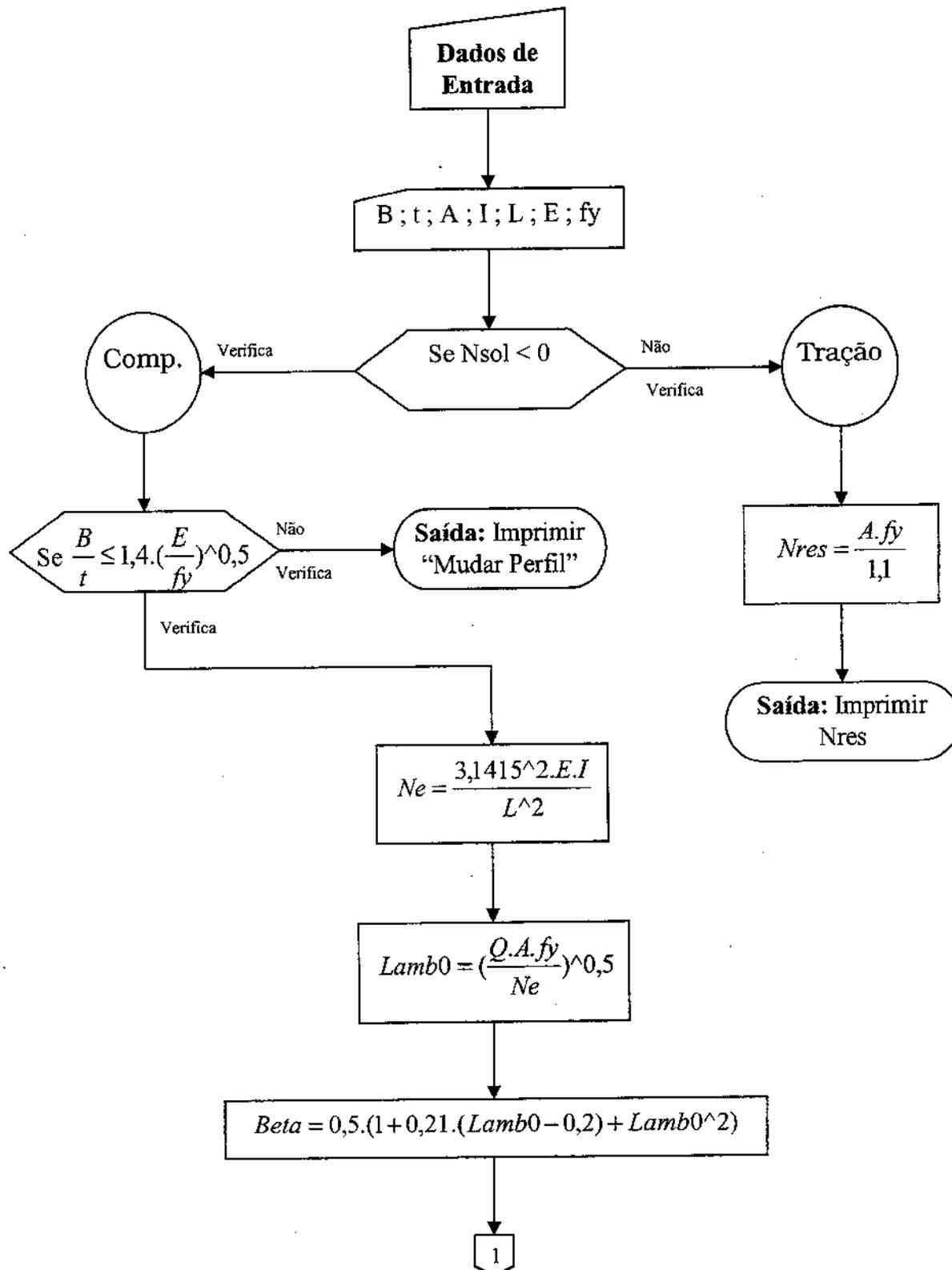


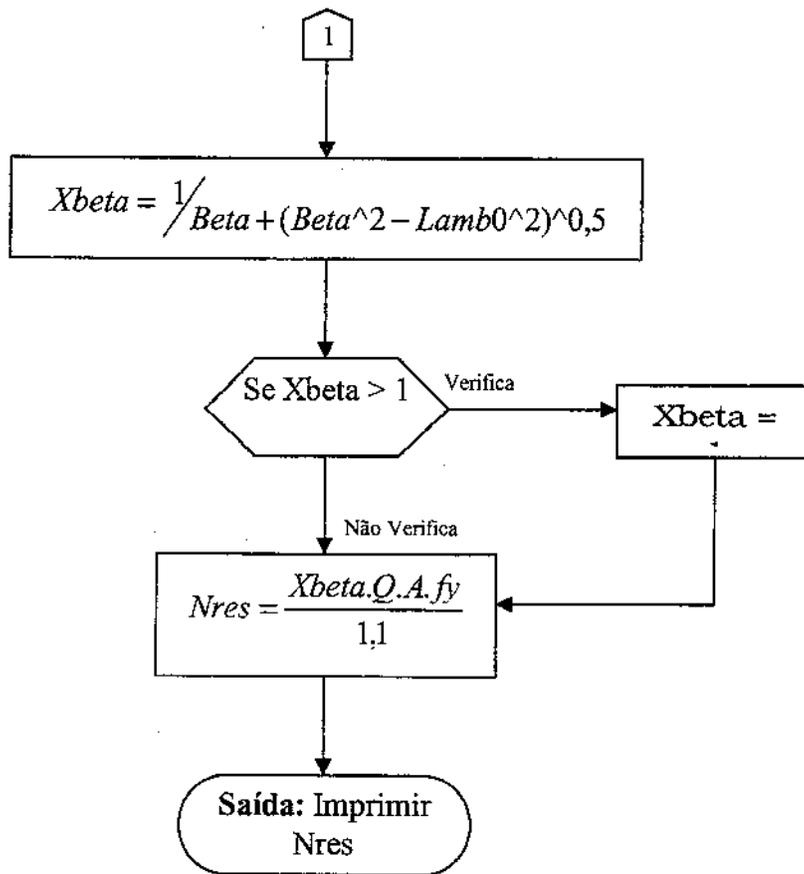
I.2. Fluxograma para Cálculo do Esforço Normal Resistentes (Perfil Circular)



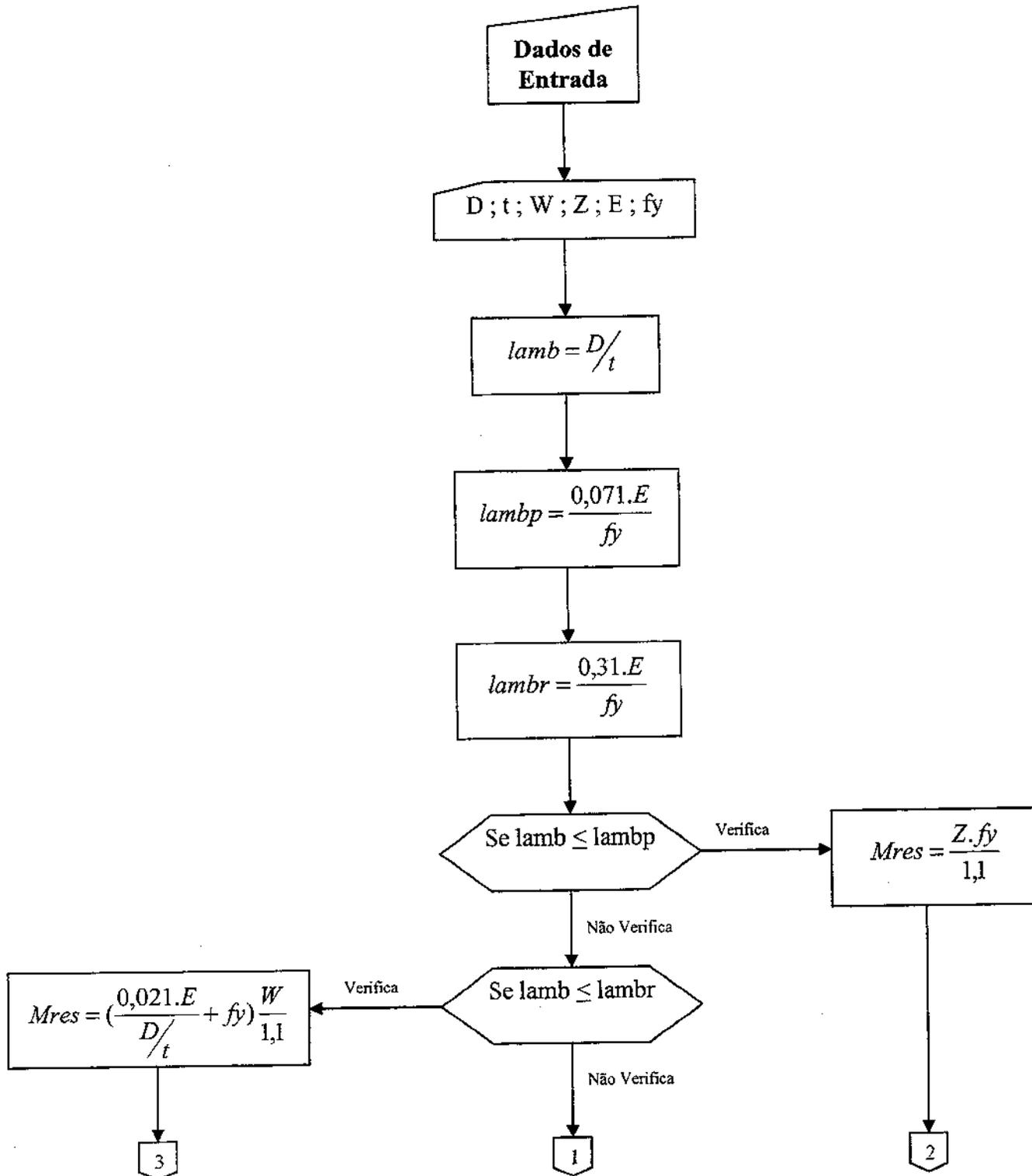


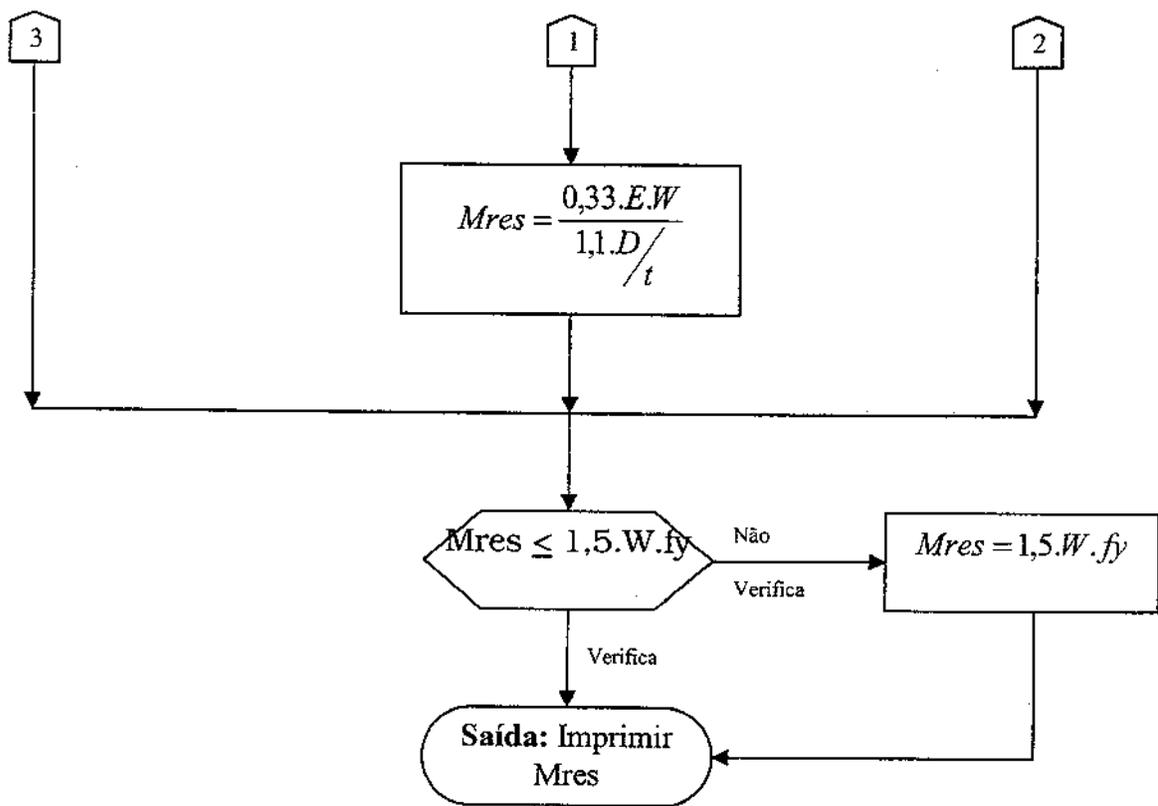
I.3. Fluxograma para Cálculo do Esforço Normal Resistentes (Perfil Retangular)



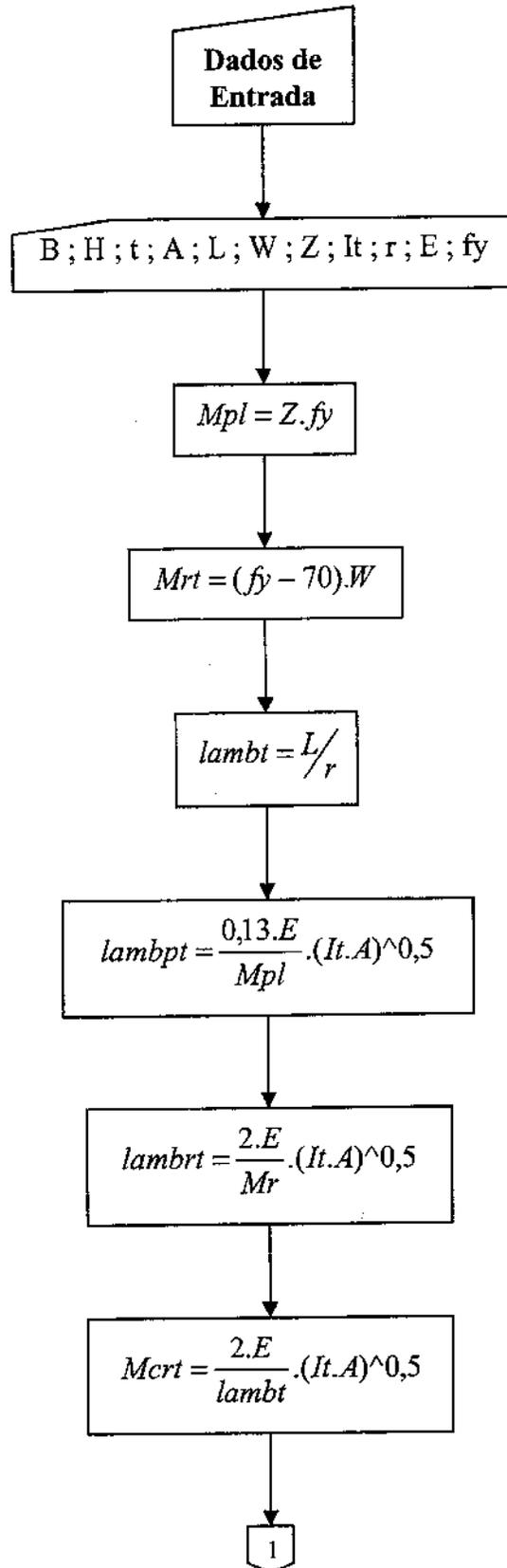


I.4. Fluxograma para Cálculo do Momento Resistentes (Perfil Circular)

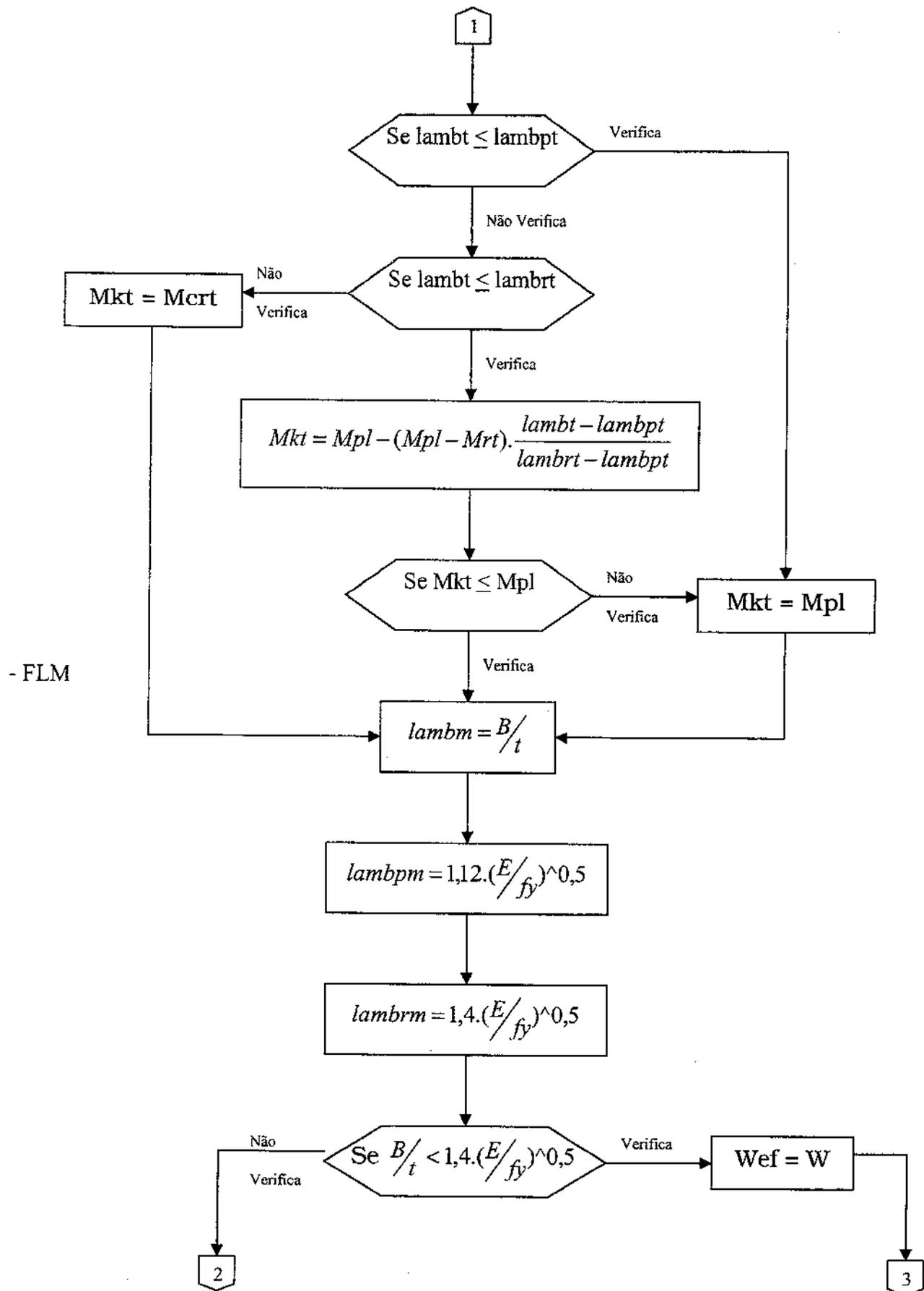




I.5. Fluxograma para Cálculo do Momento Resistente (Perfil Retangular)



-FLT



2

$$B_{ef} = 1,9.t.(E/f_y)^{0,5} \cdot \left(1 - \frac{0,38.(E/f_y)^{0,5}}{B/t}\right)$$

$t \leq 6 \text{ mm}$

Verifica

$$r_i = t$$

$$r_e = 2.t$$

Não Verifica

$6 < t \leq 10$
.....

Verifica

$$r_i = 1,5.t$$

$$r_e = 2,5.t$$

Não Verifica

$$r_i = 2.t$$

$$r_e = 3.t$$

$$I_{zz} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312 - 3\pi} \right) r_e^4$$

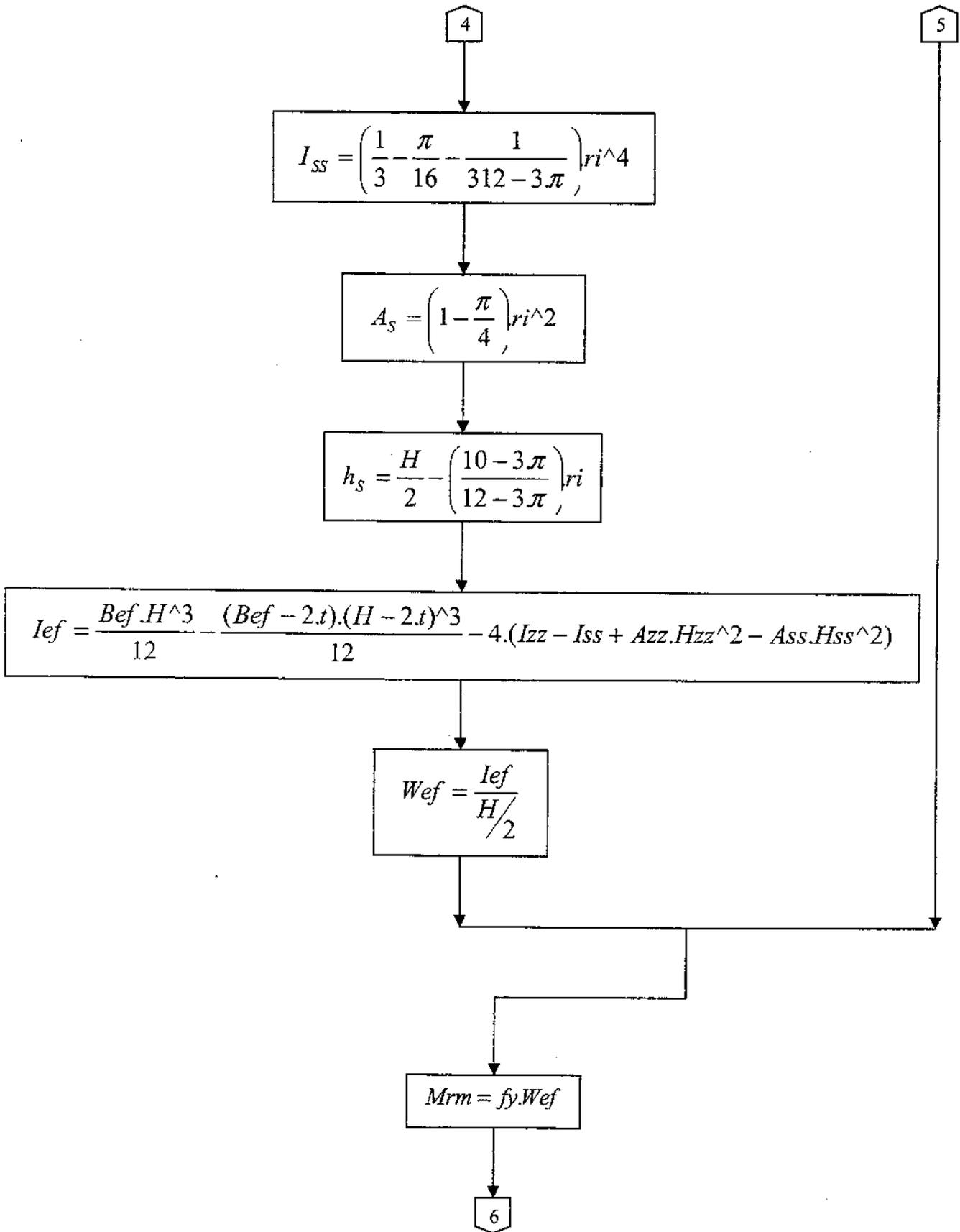
$$A_z = \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) r_e^2$$

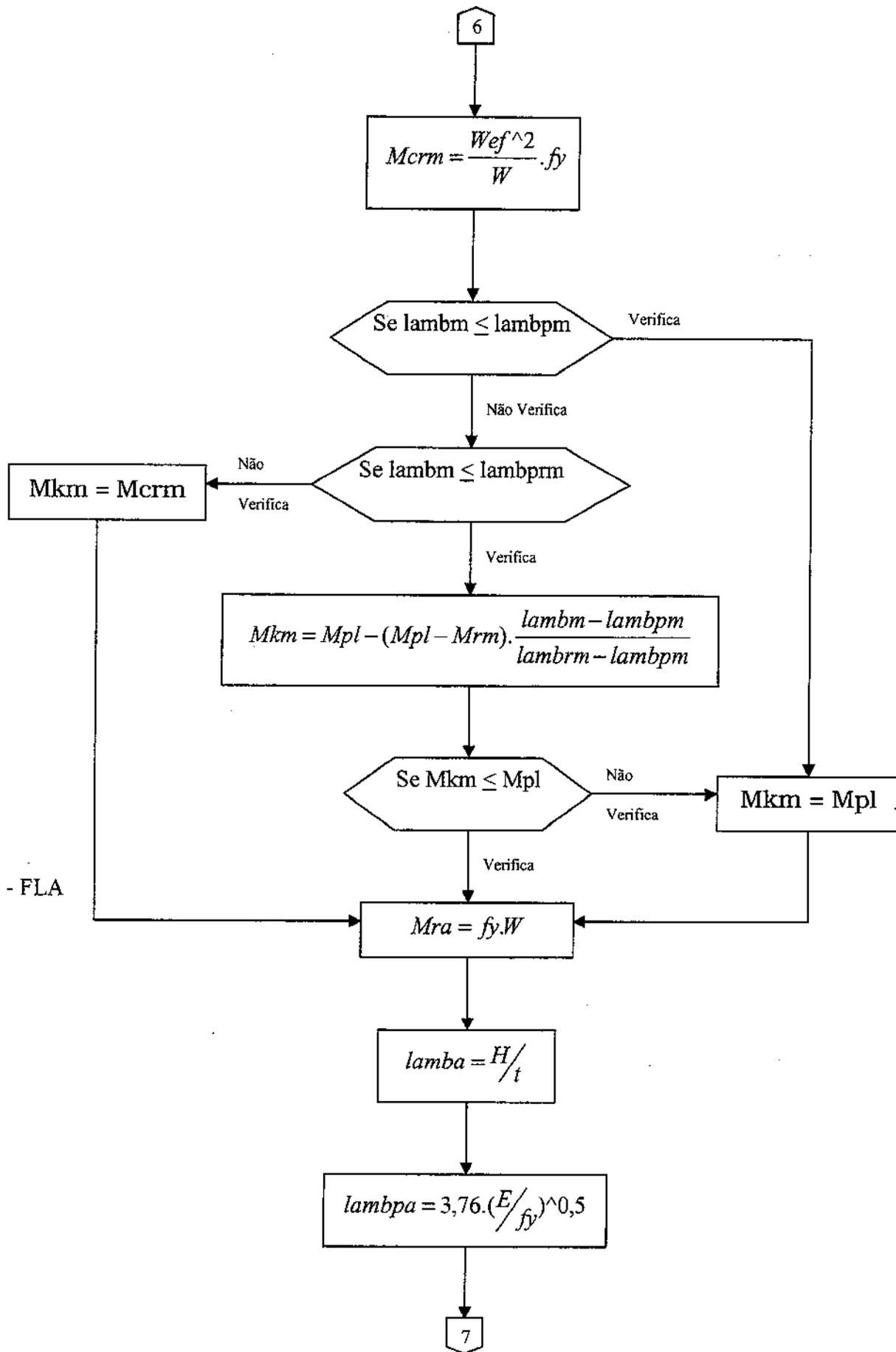
$$h_z = \frac{H}{2} - \left(\frac{10 - 3\pi}{12 - 3\pi} \right) r_e$$

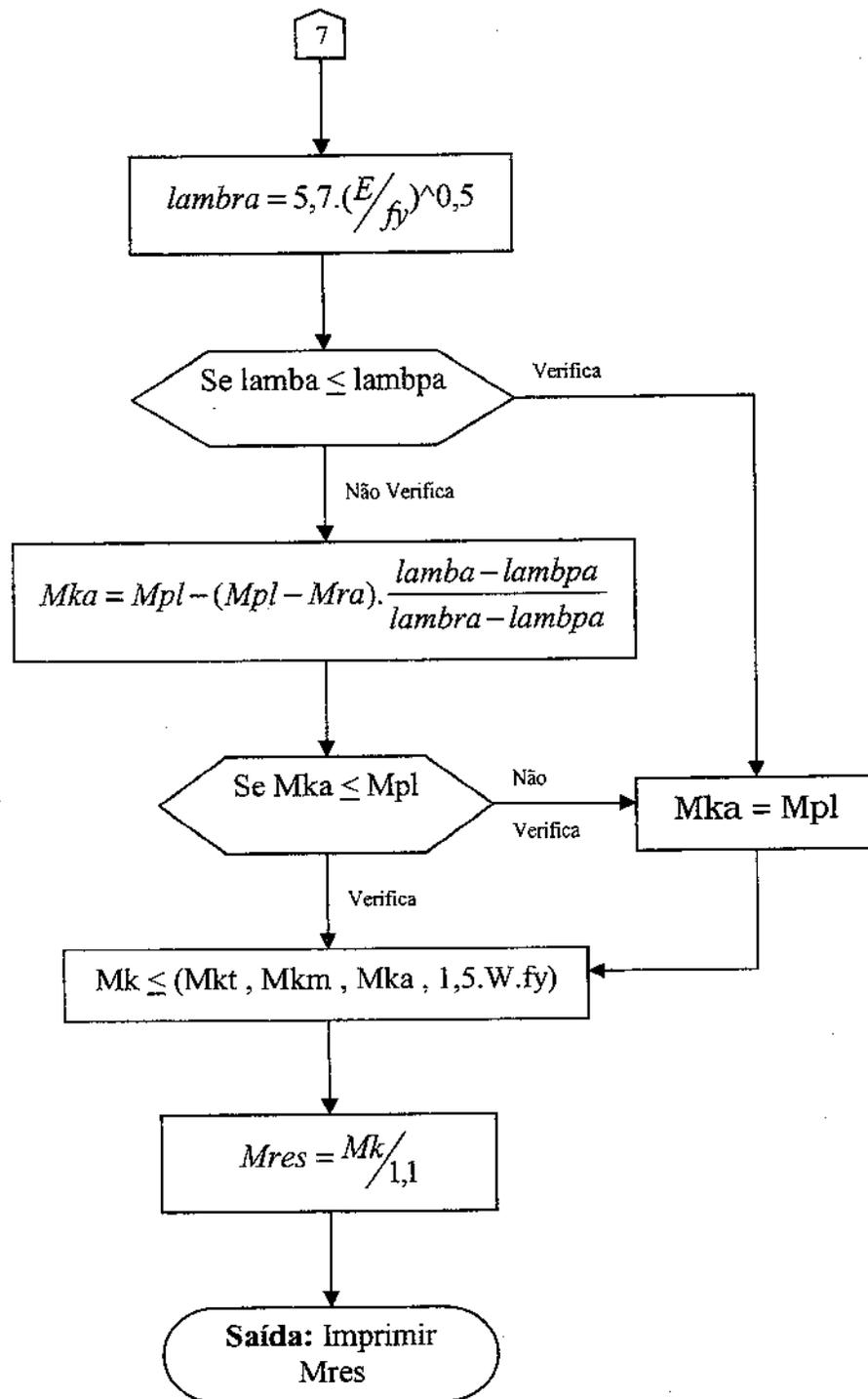
4

3

5

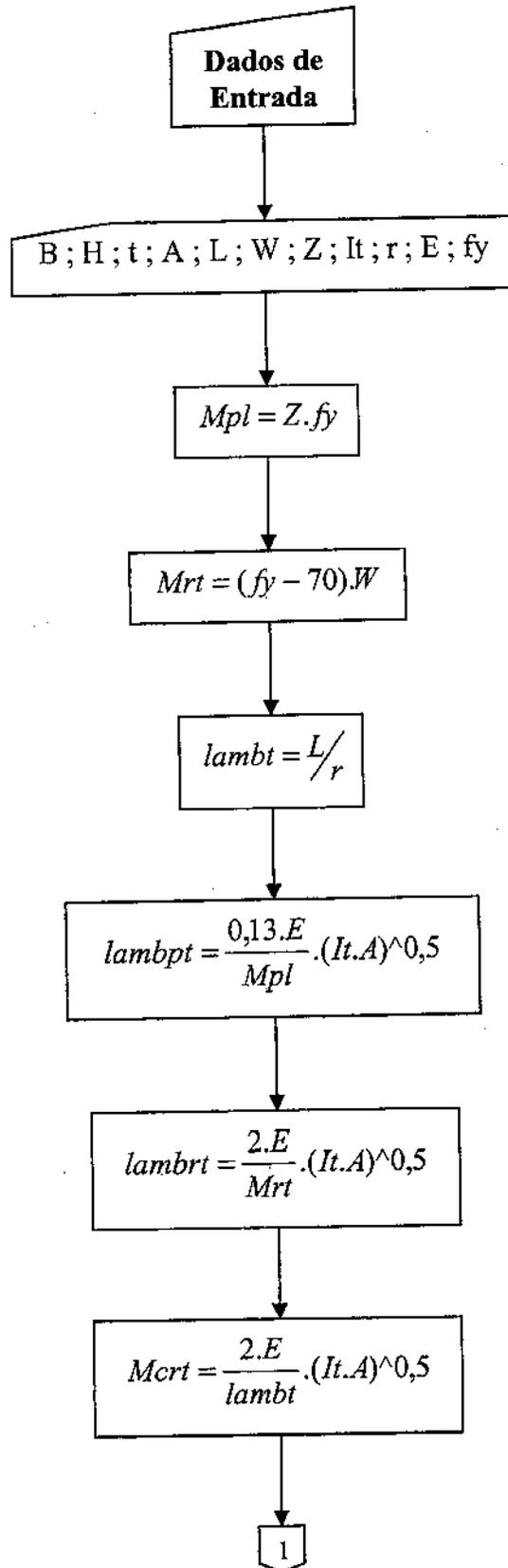




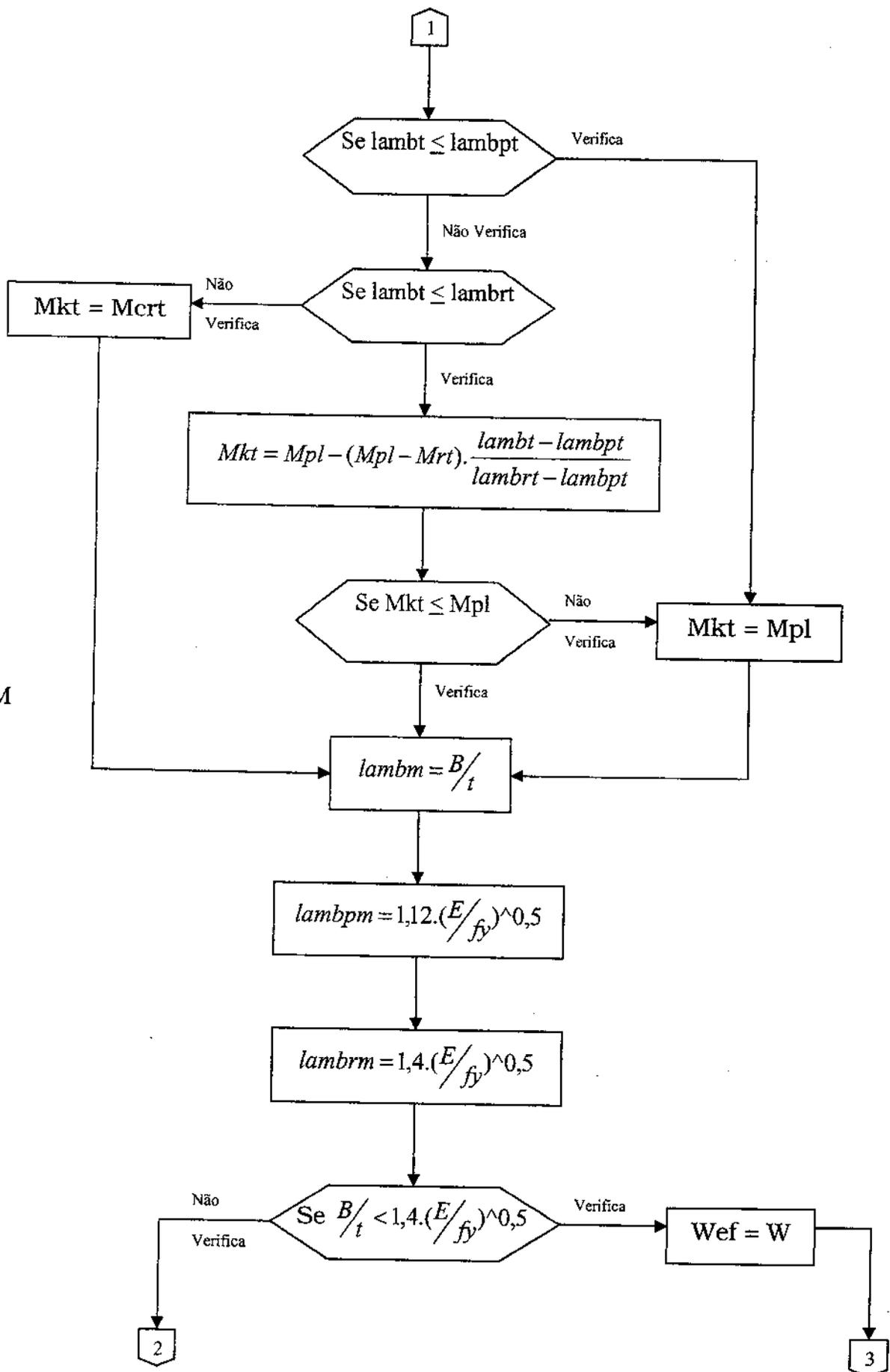


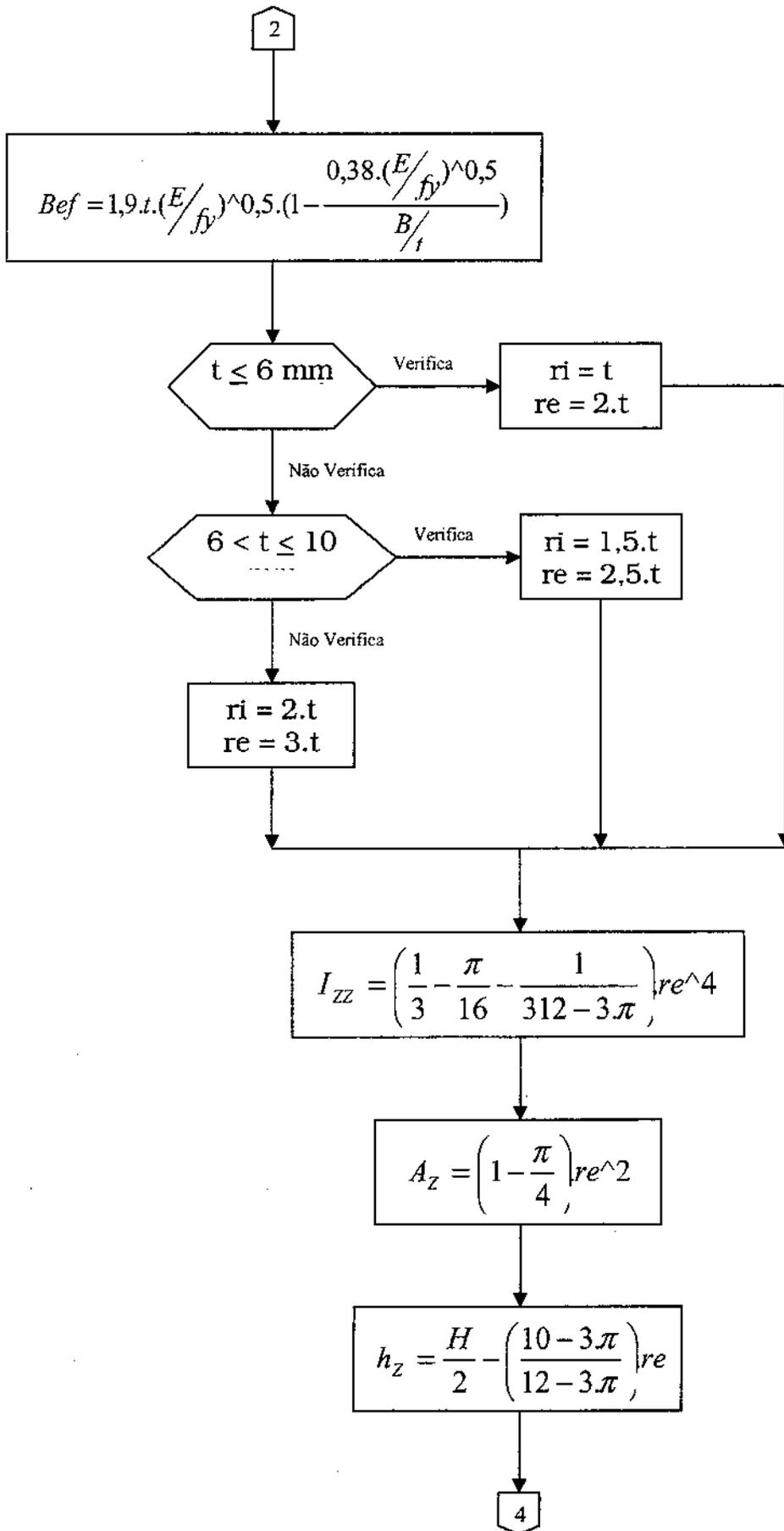
I.6. Fluxograma para Cálculo do Momento Resistentes (Perfil Retangular) - Flexão Composta

- FLT



- FLM





4

$$I_{ss} = \left(\frac{1}{3} - \frac{\pi}{16} - \frac{1}{312 - 3\pi} \right) ri^4$$

$$A_s = \left(1 - \frac{\pi}{4} \right) ri^2$$

$$h_s = \frac{H}{2} - \left(\frac{10 - 3\pi}{12 - 3\pi} \right) ri$$

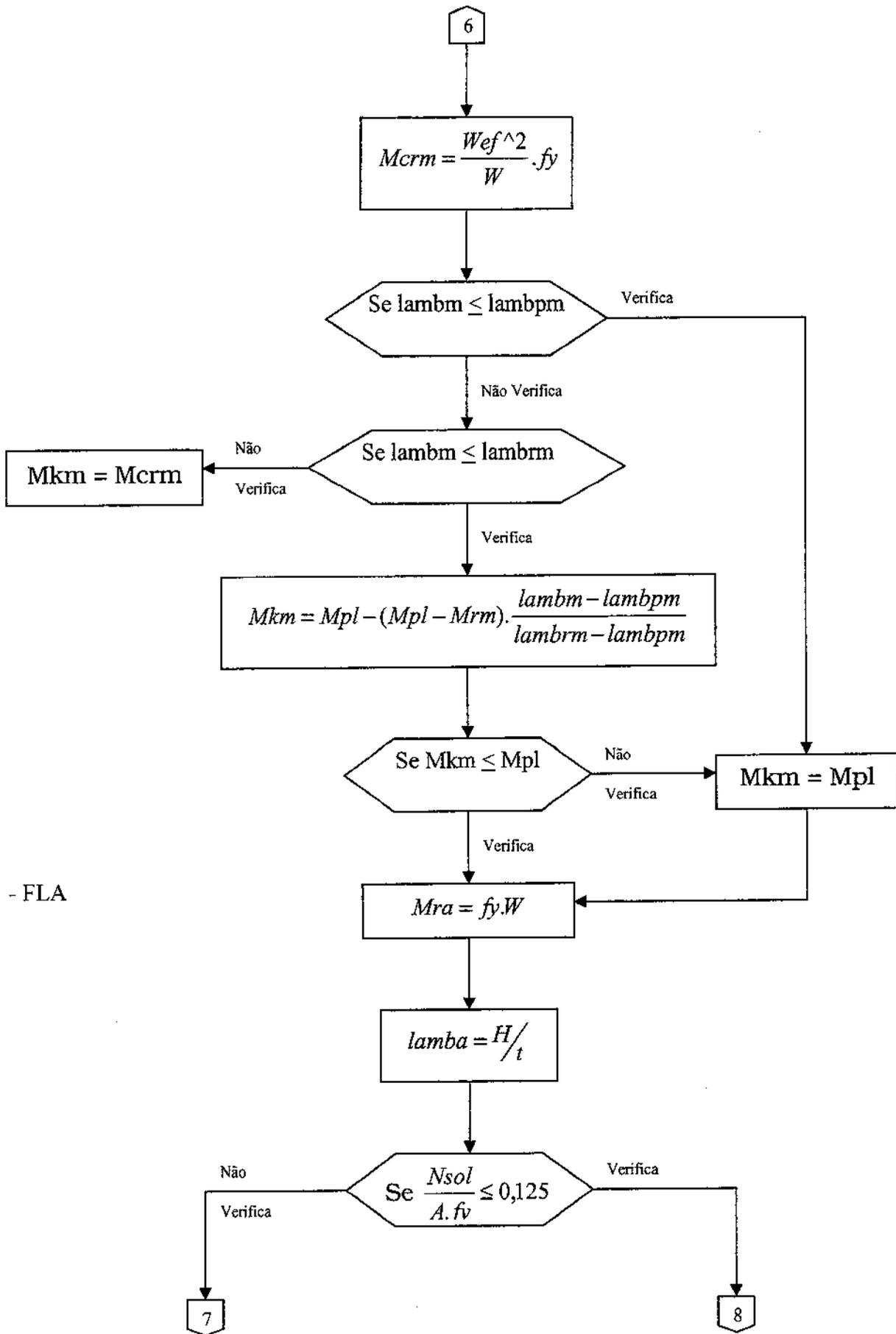
$$I_{ef} = \frac{Bef.H^3}{12} - \frac{(Bef - 2.t).(H - 2.t)^3}{12} - 4.(I_{zz} - I_{ss} + A_{zz}.H_{zz}^2 - A_{ss}.H_{ss}^2)$$

$$W_{ef} = \frac{I_{ef}}{H/2}$$

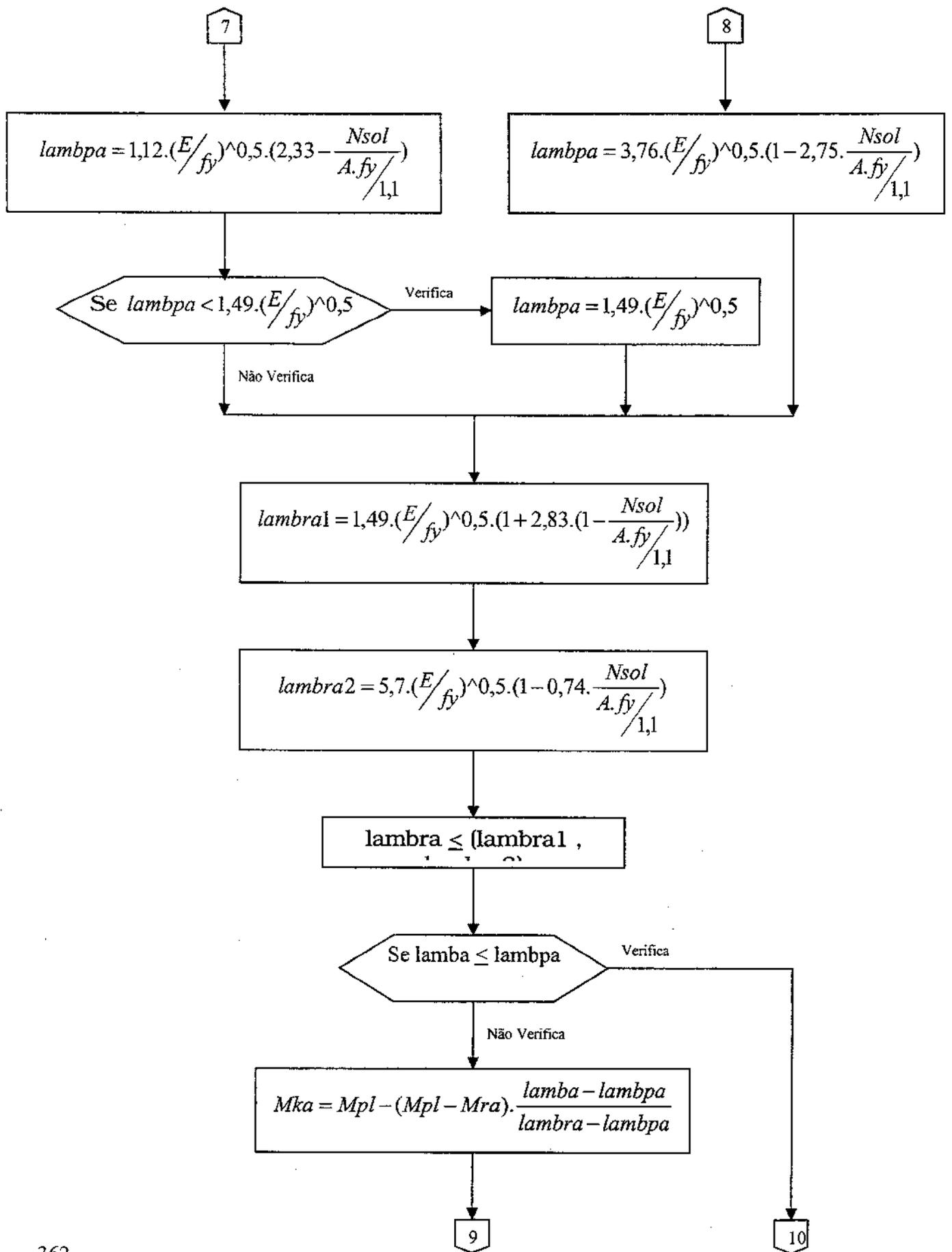
$$M_{rm} = f_y.W_{ef}$$

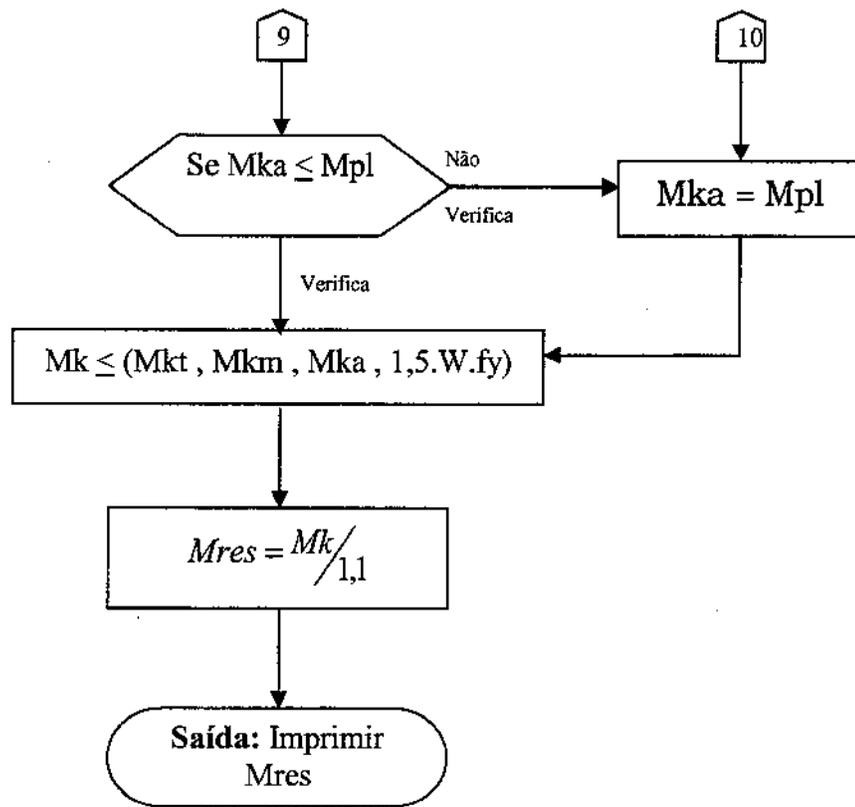
6

5

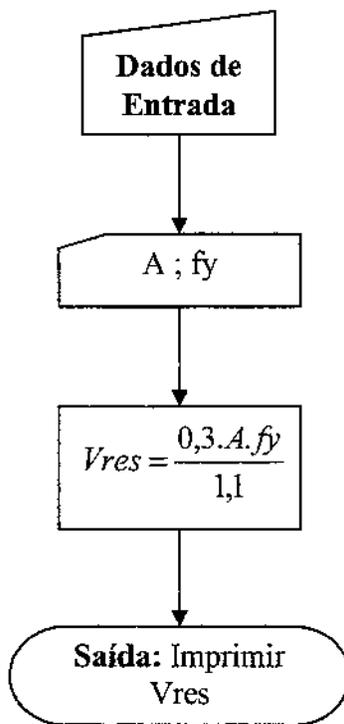


- FLA

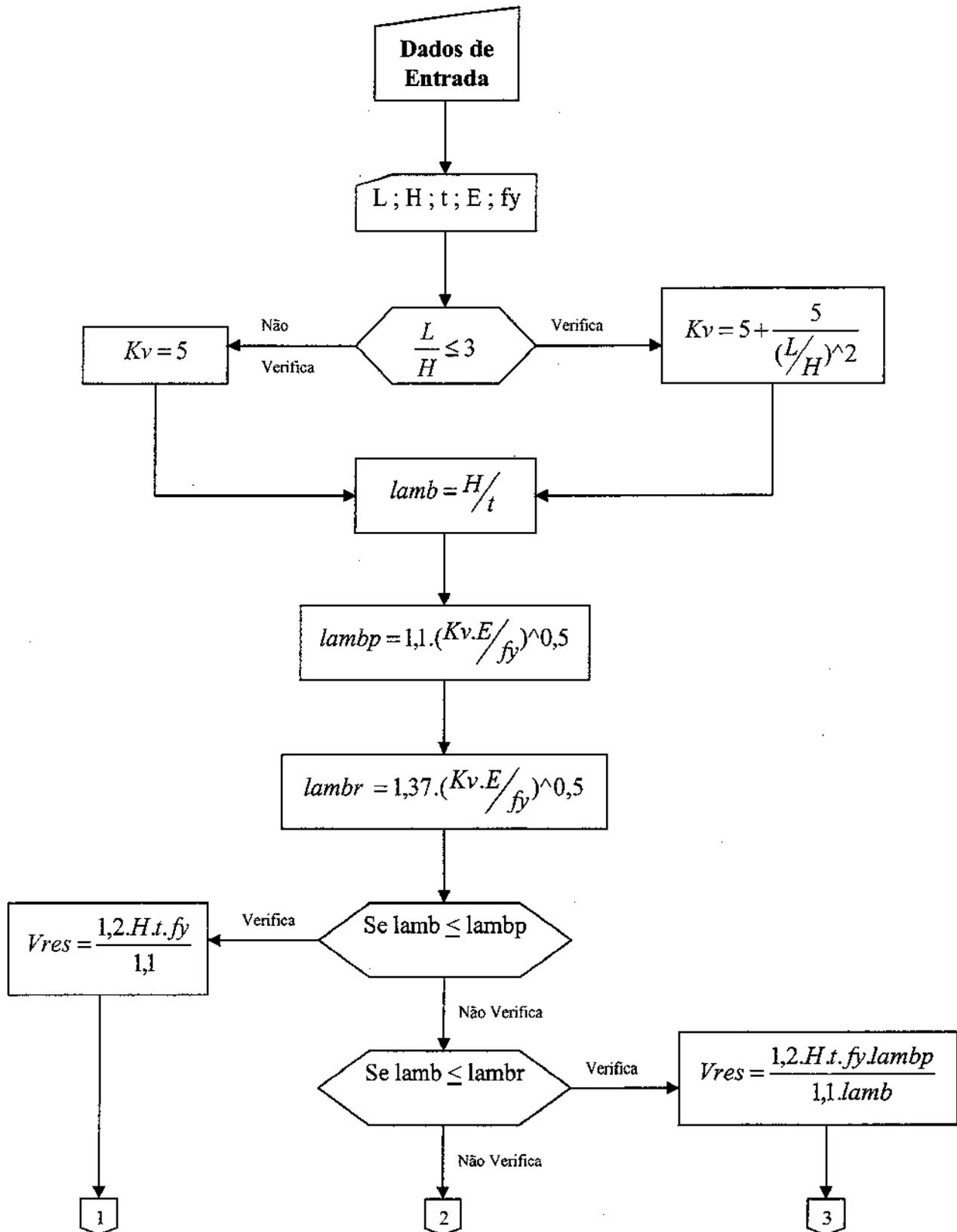


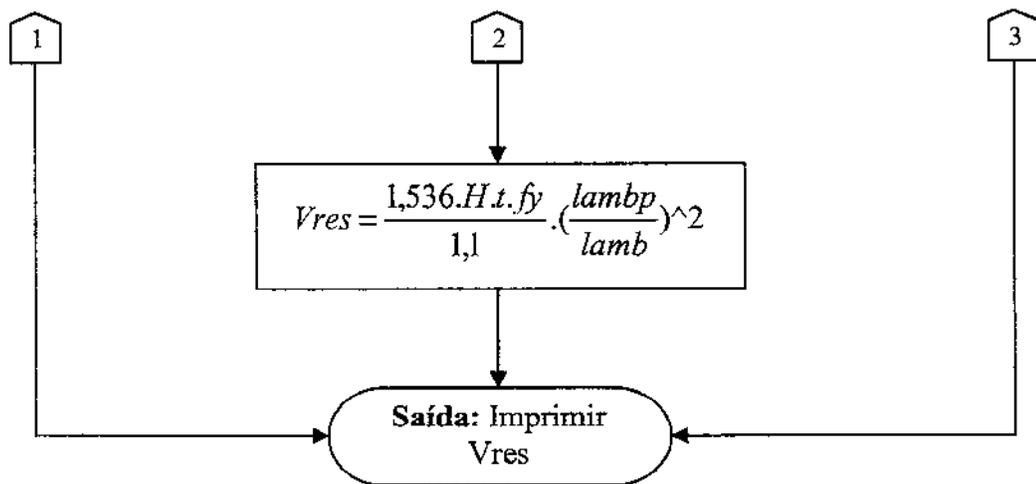


I.7. Fluxograma para Cálculo do Esforço Cortante Resistentes (Perfil Circular)

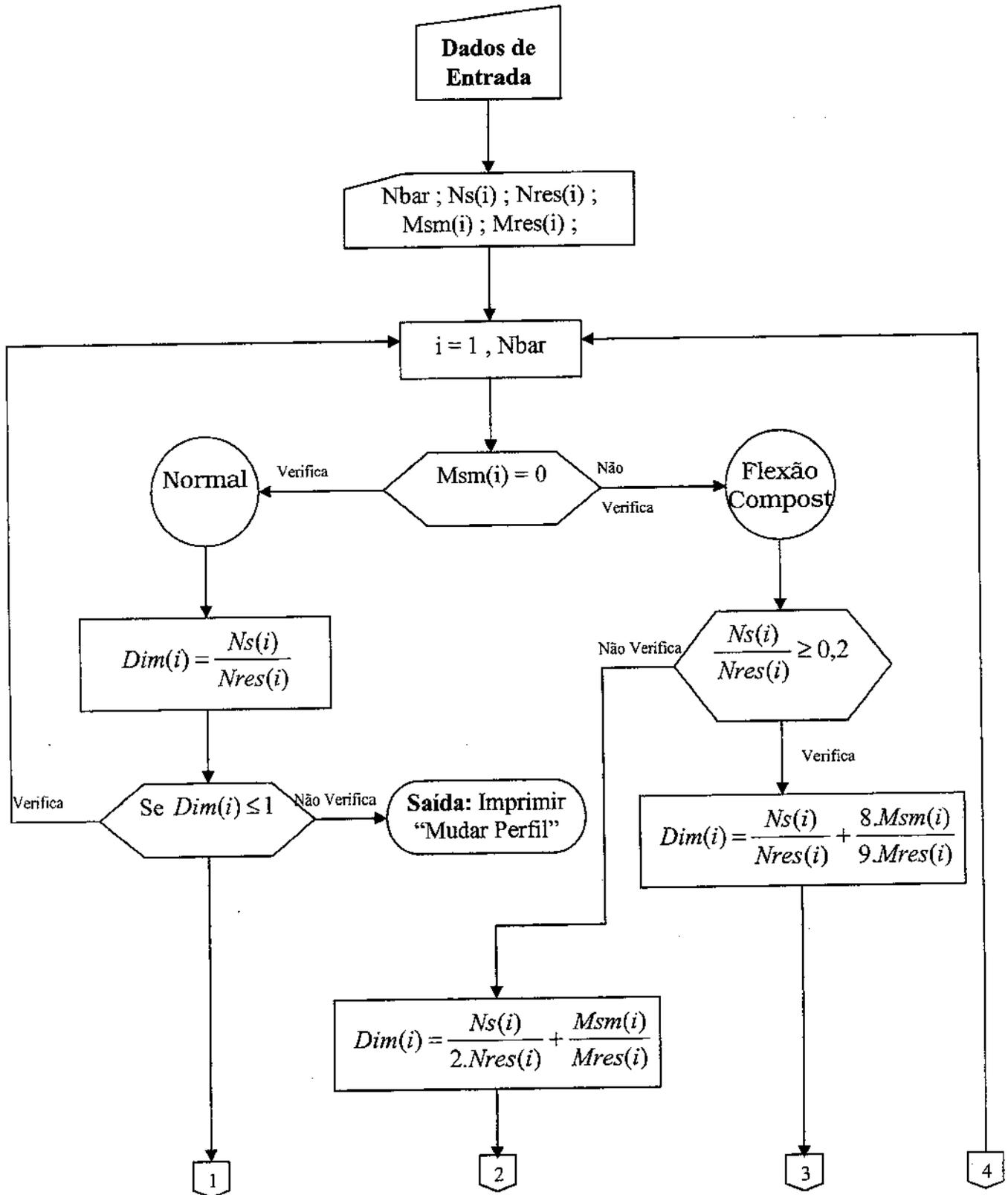


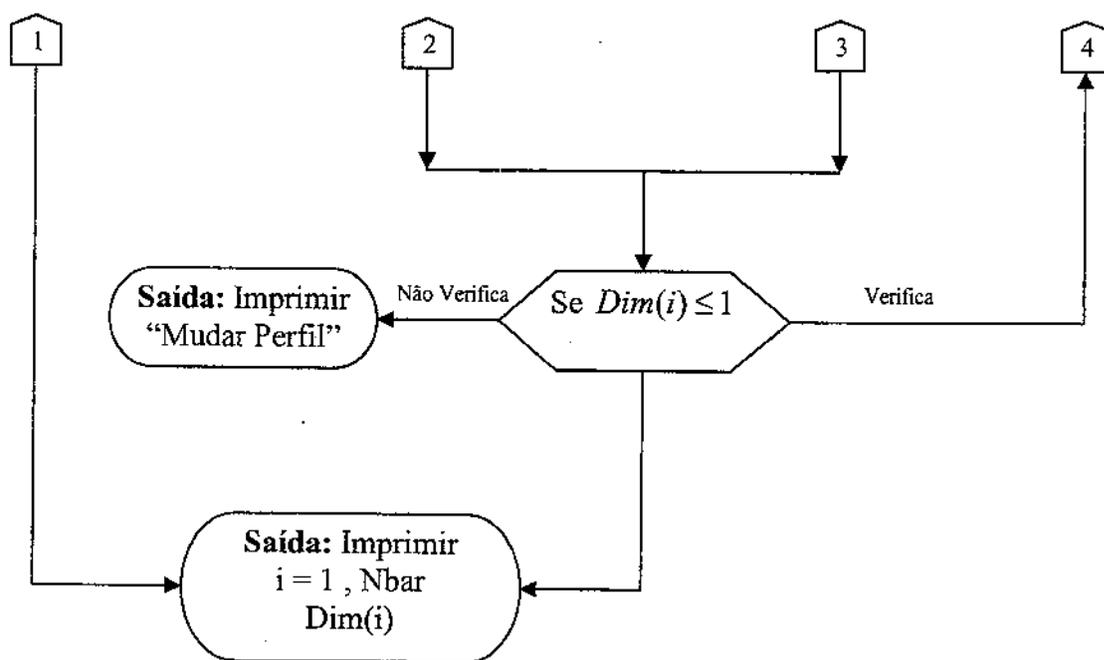
I.8. Fluxograma para Cálculo do Esforço Cortante Resistentes (Perfil Retangular)



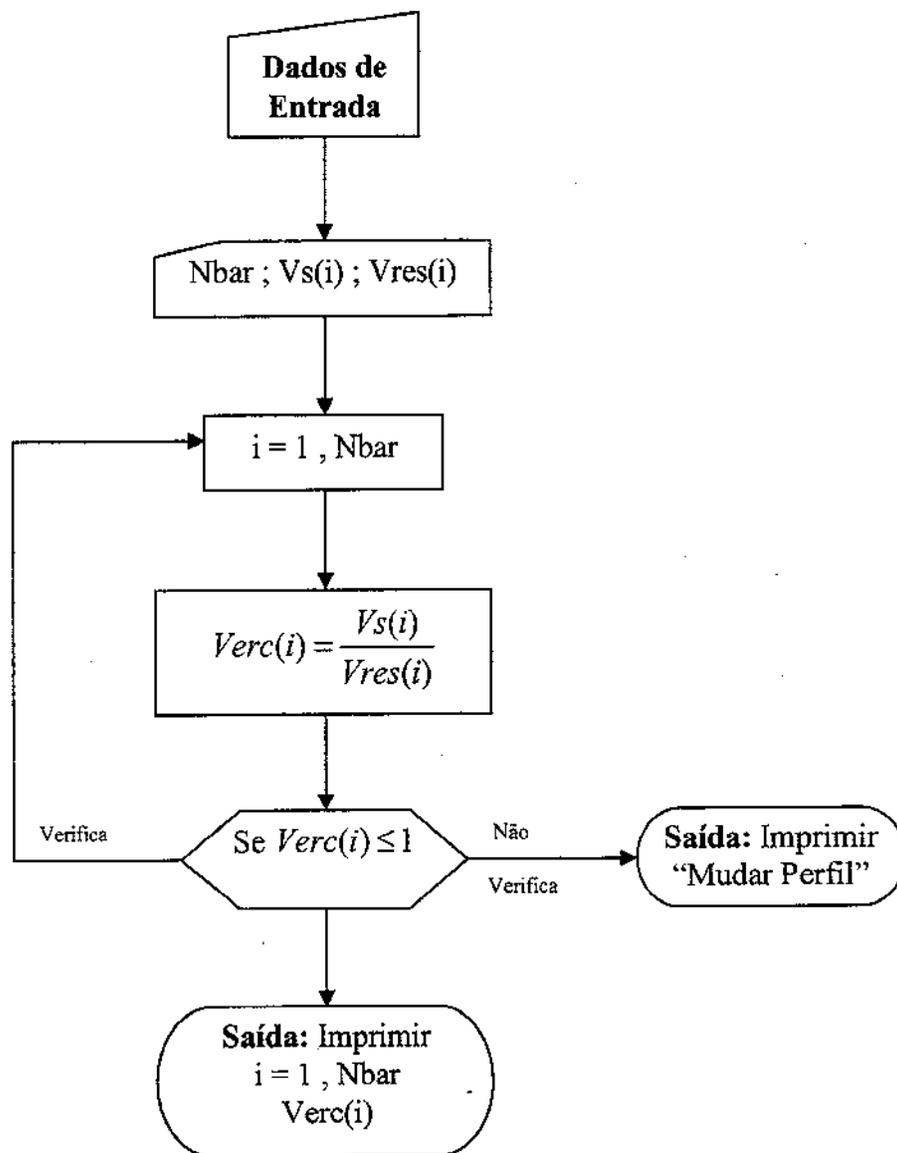


I.9. Fluxograma para Cálculo do Dimensionamento da Peça da Estrutura

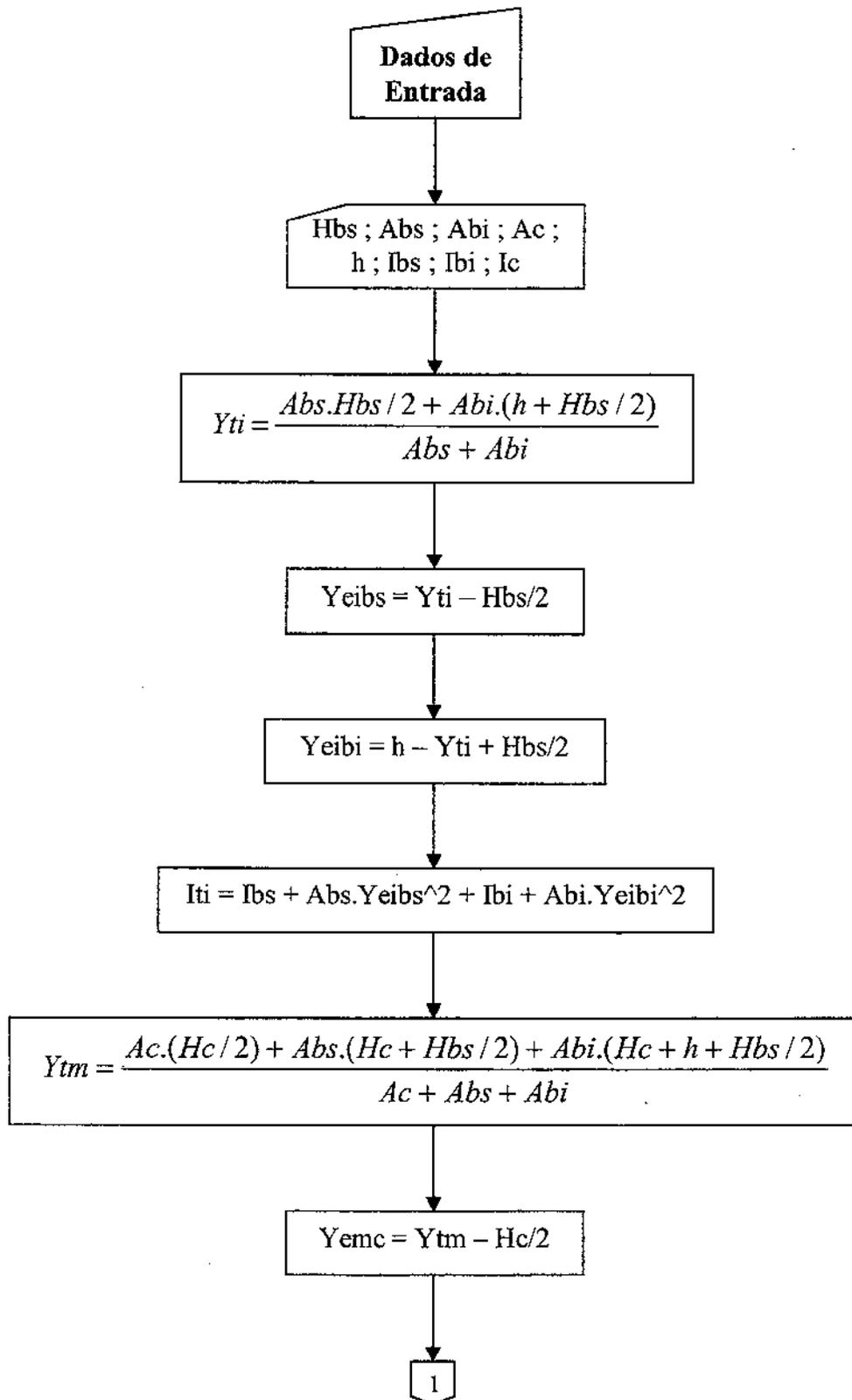


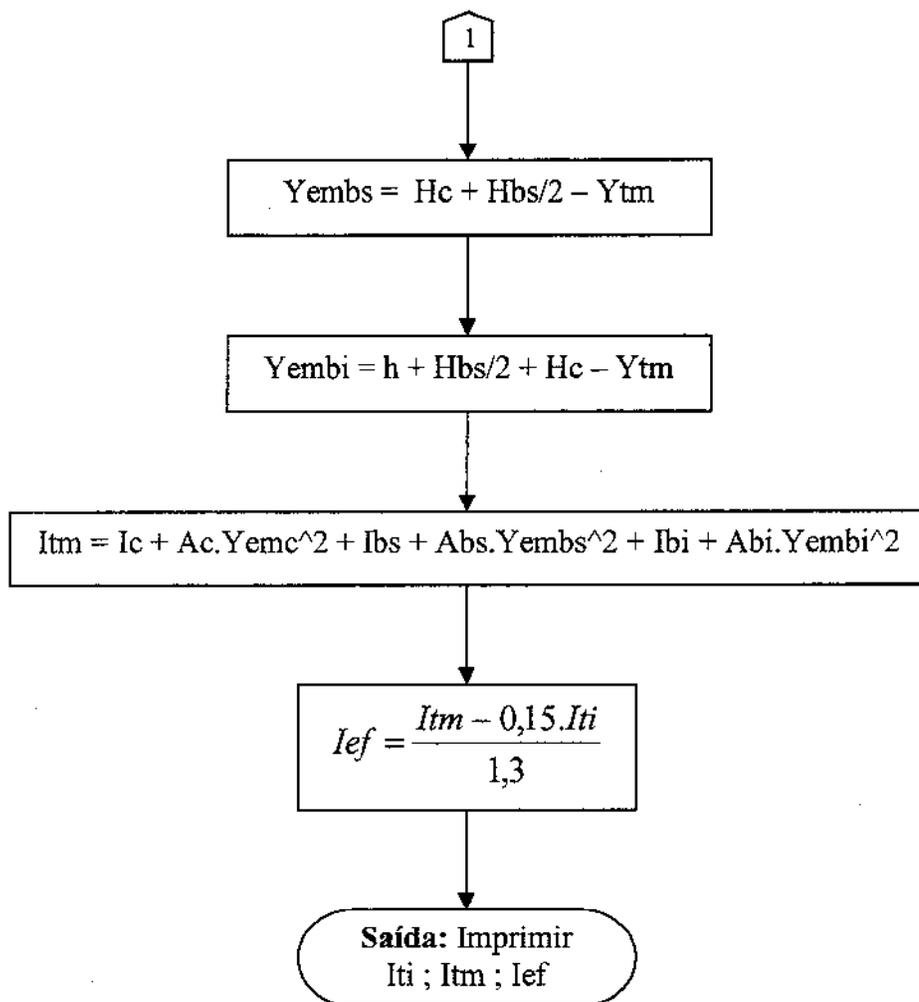


I.10. Fluxograma para Cálculo da Verificação à Cortantes da Peça da Estrutura

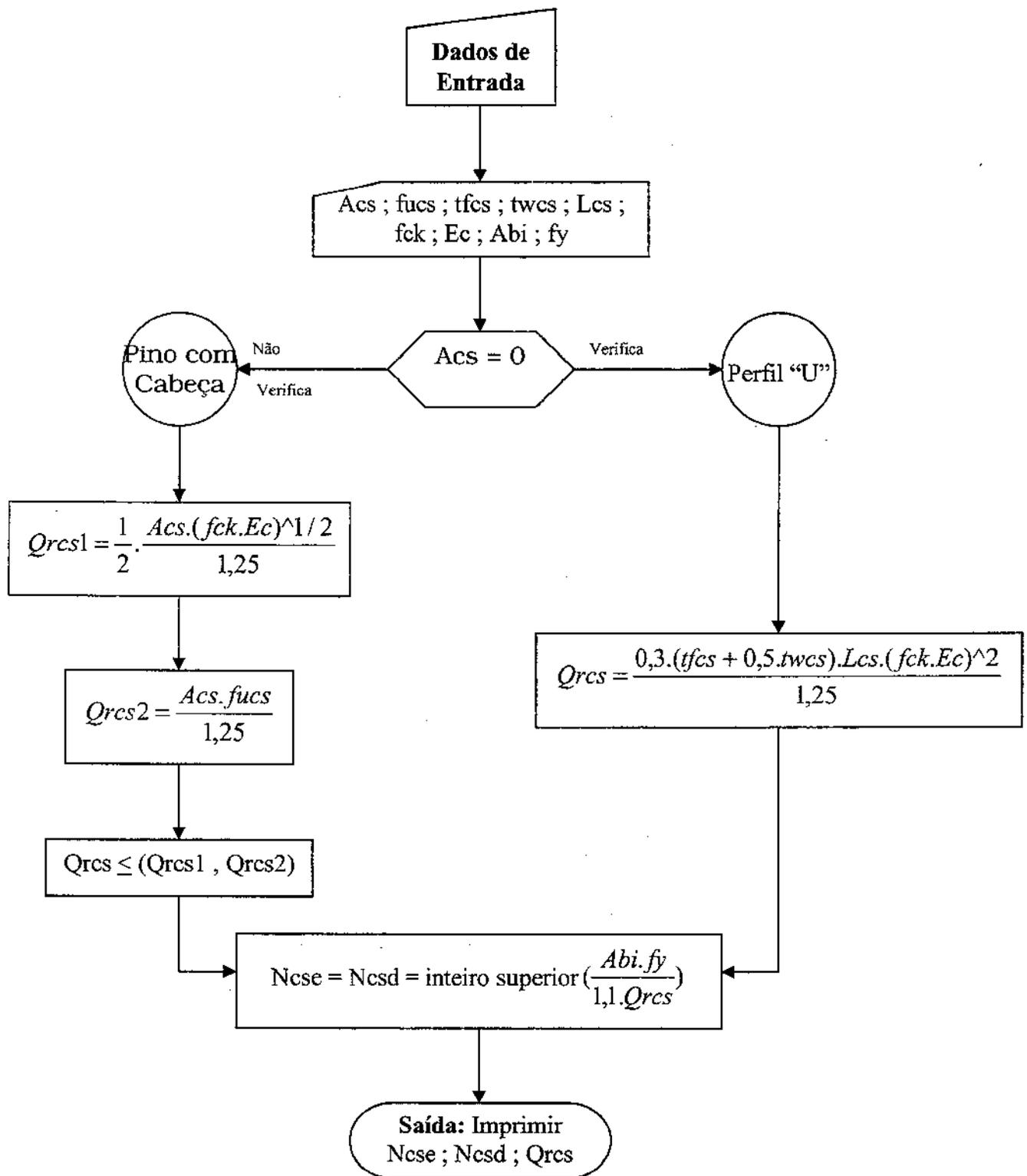


I.11. Fluxograma para Cálculo do Momento de Inércia da VMT

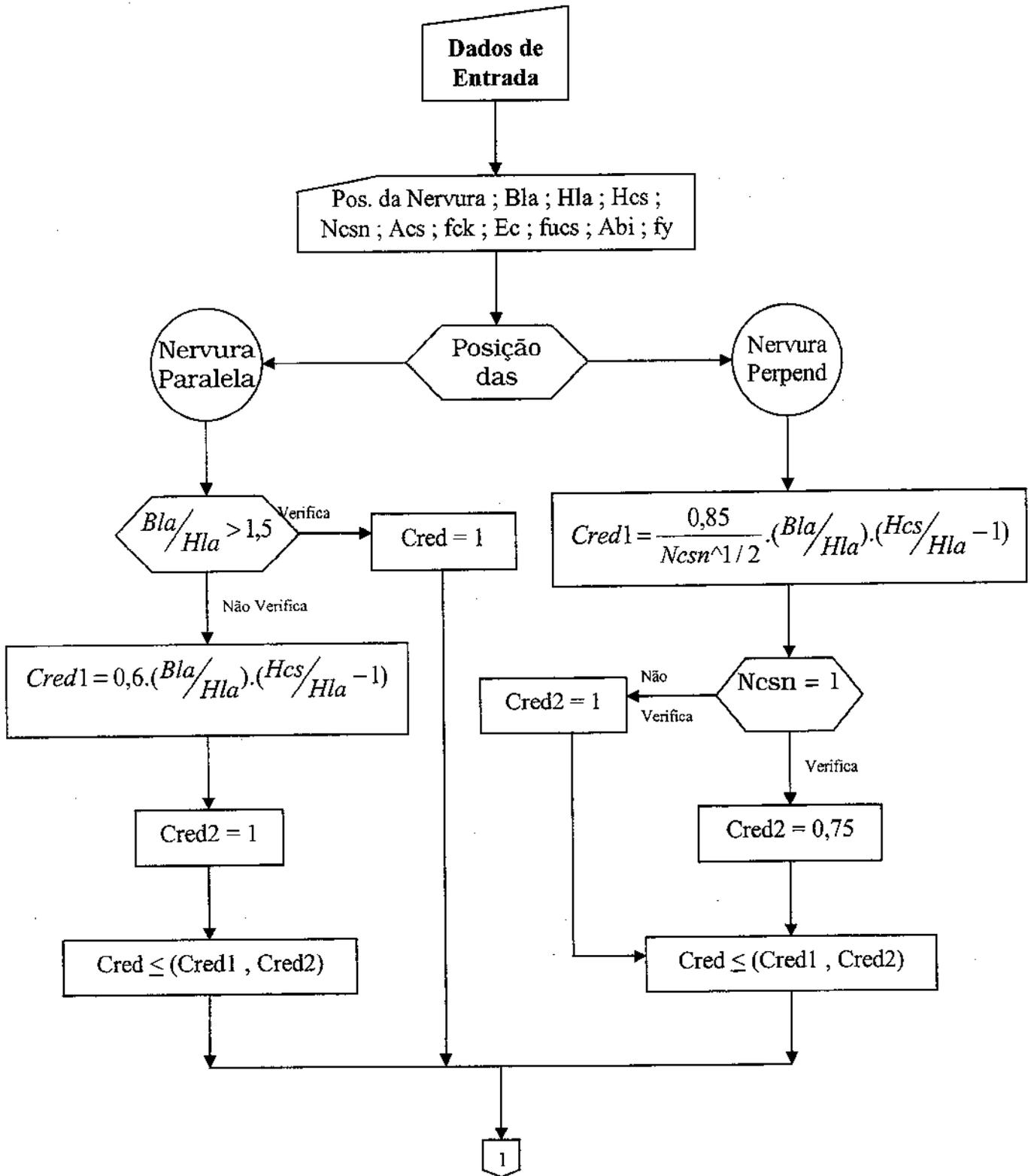


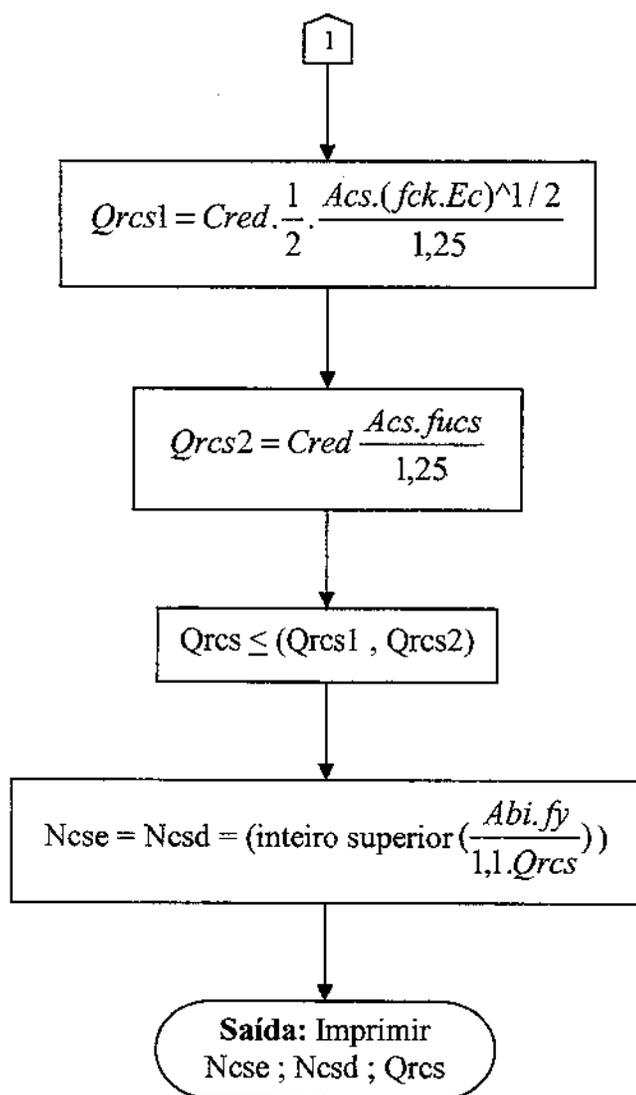


I.12. Fluxograma para Cálculo do Número de Conectores – Laje Maciça

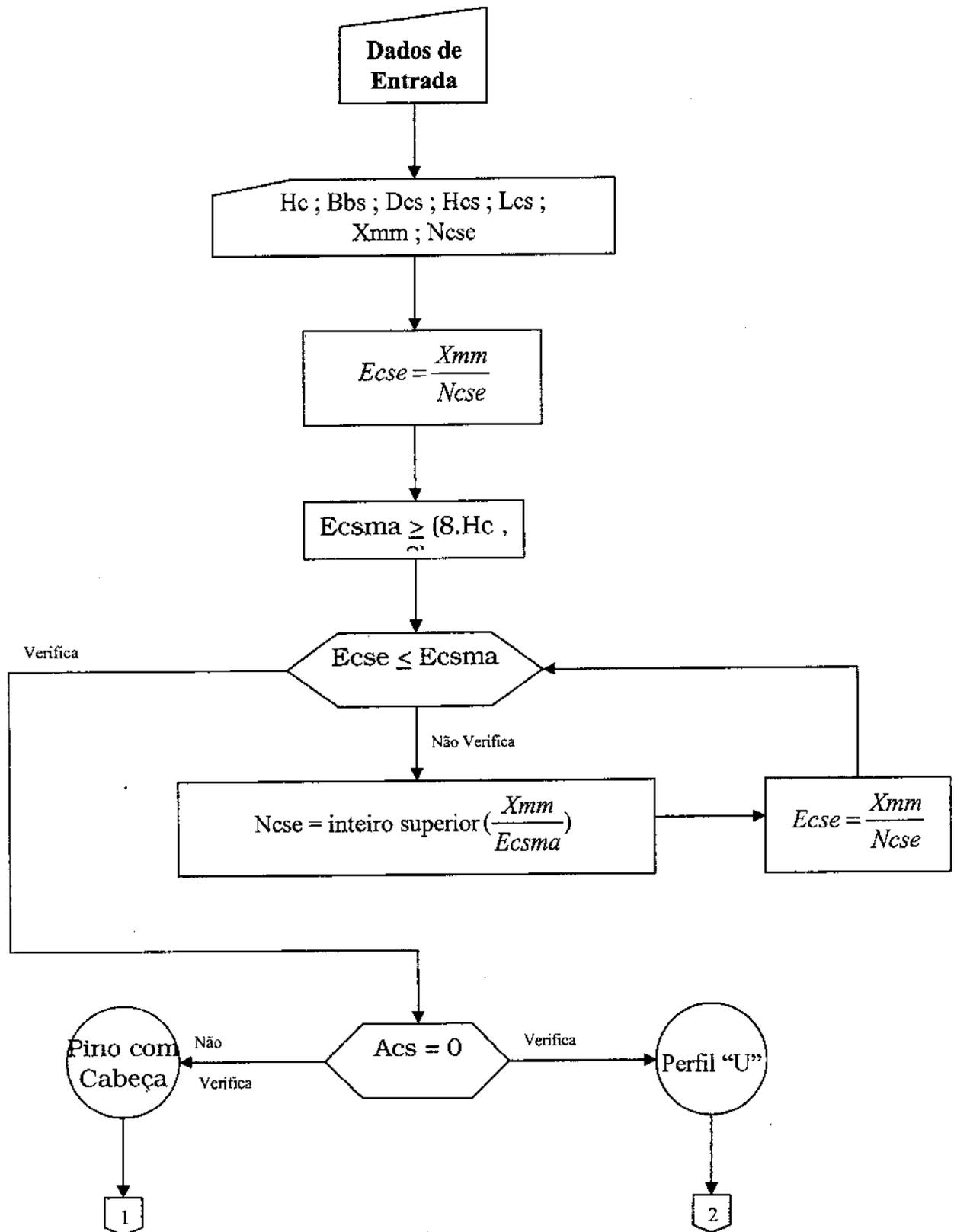


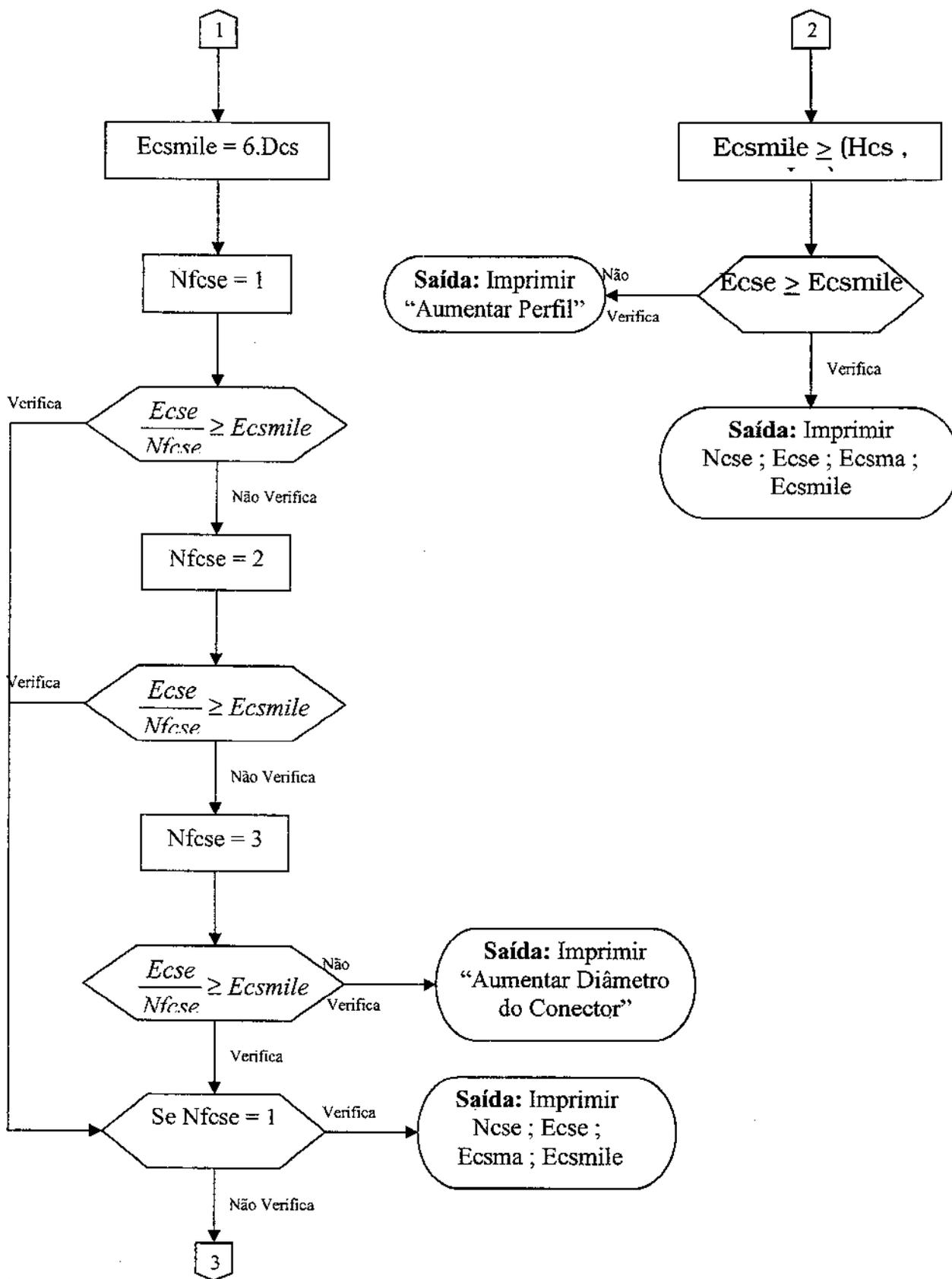
I.13. Fluxograma para Cálculo do Número de Conectores – Laje Aço

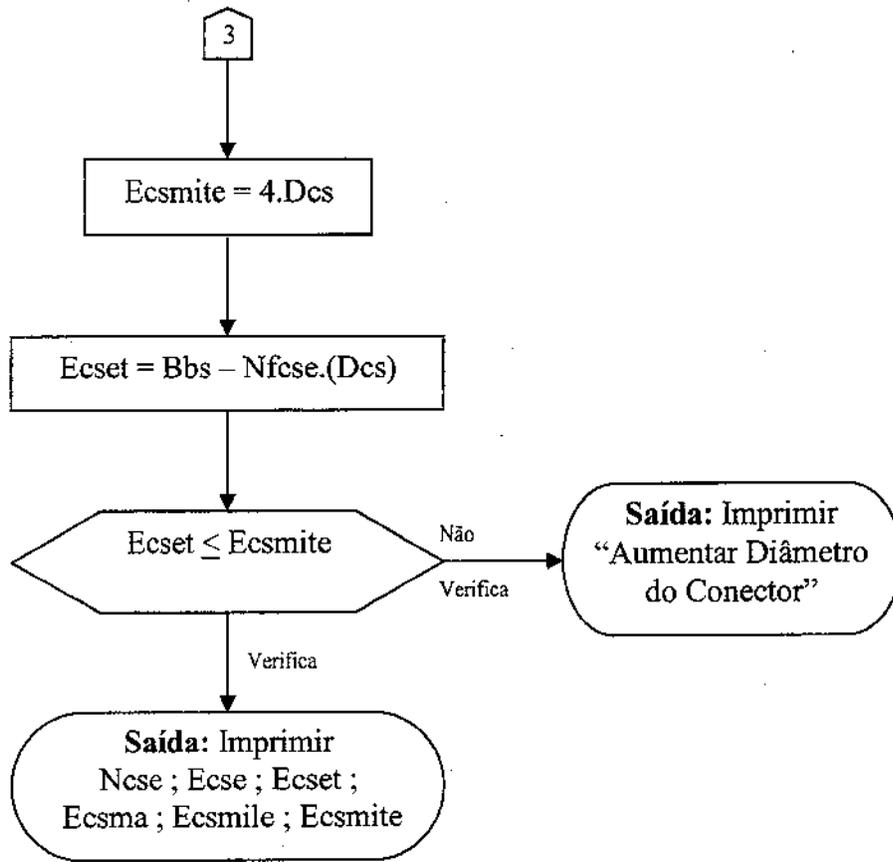




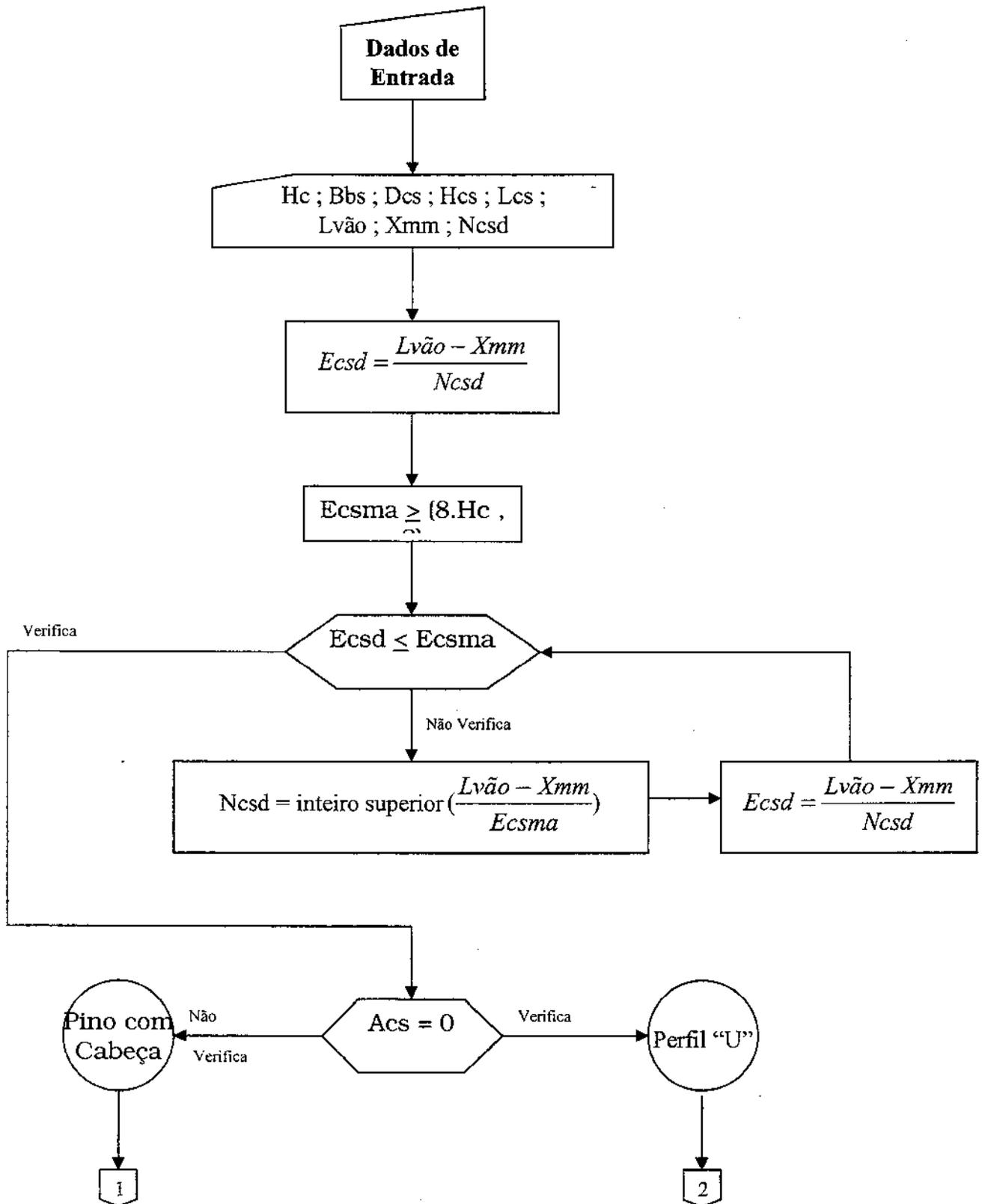
I.14. Fluxograma para Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Maciça) - Esquerda

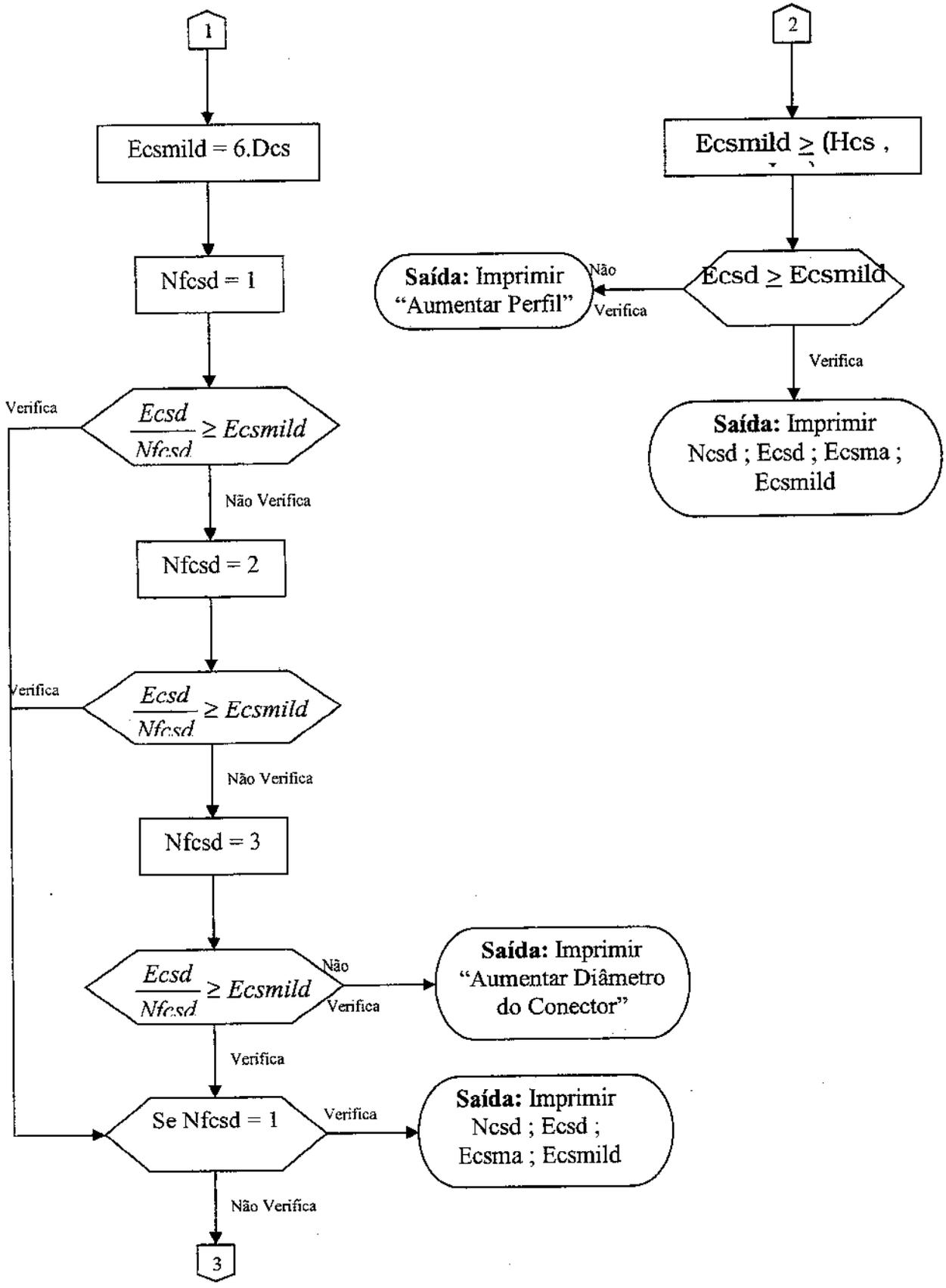


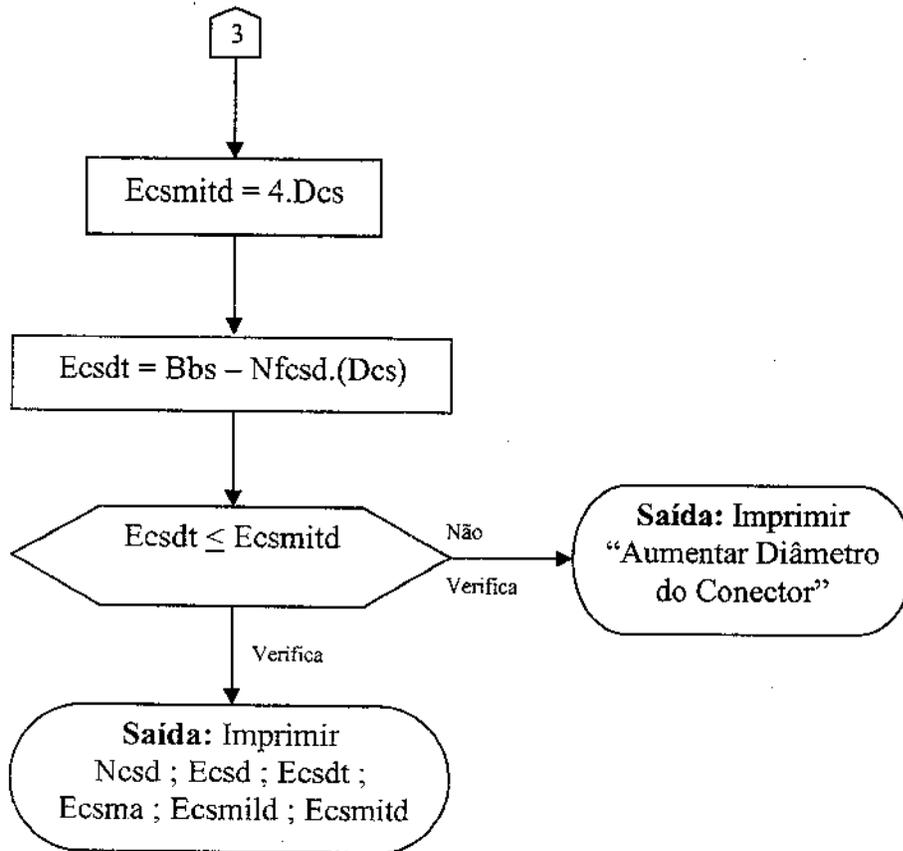




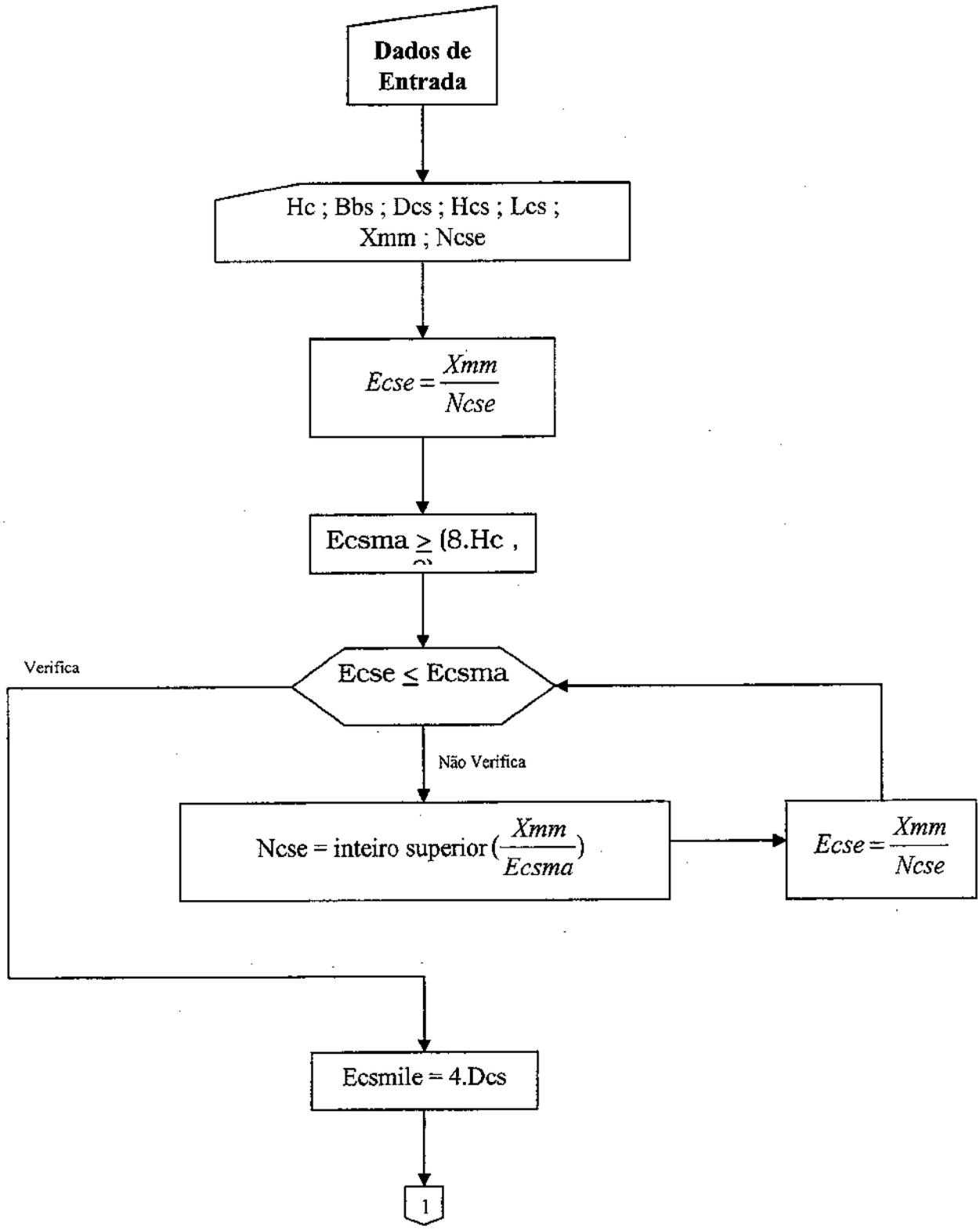
I.15. Fluxograma para Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Maciça) - Direita

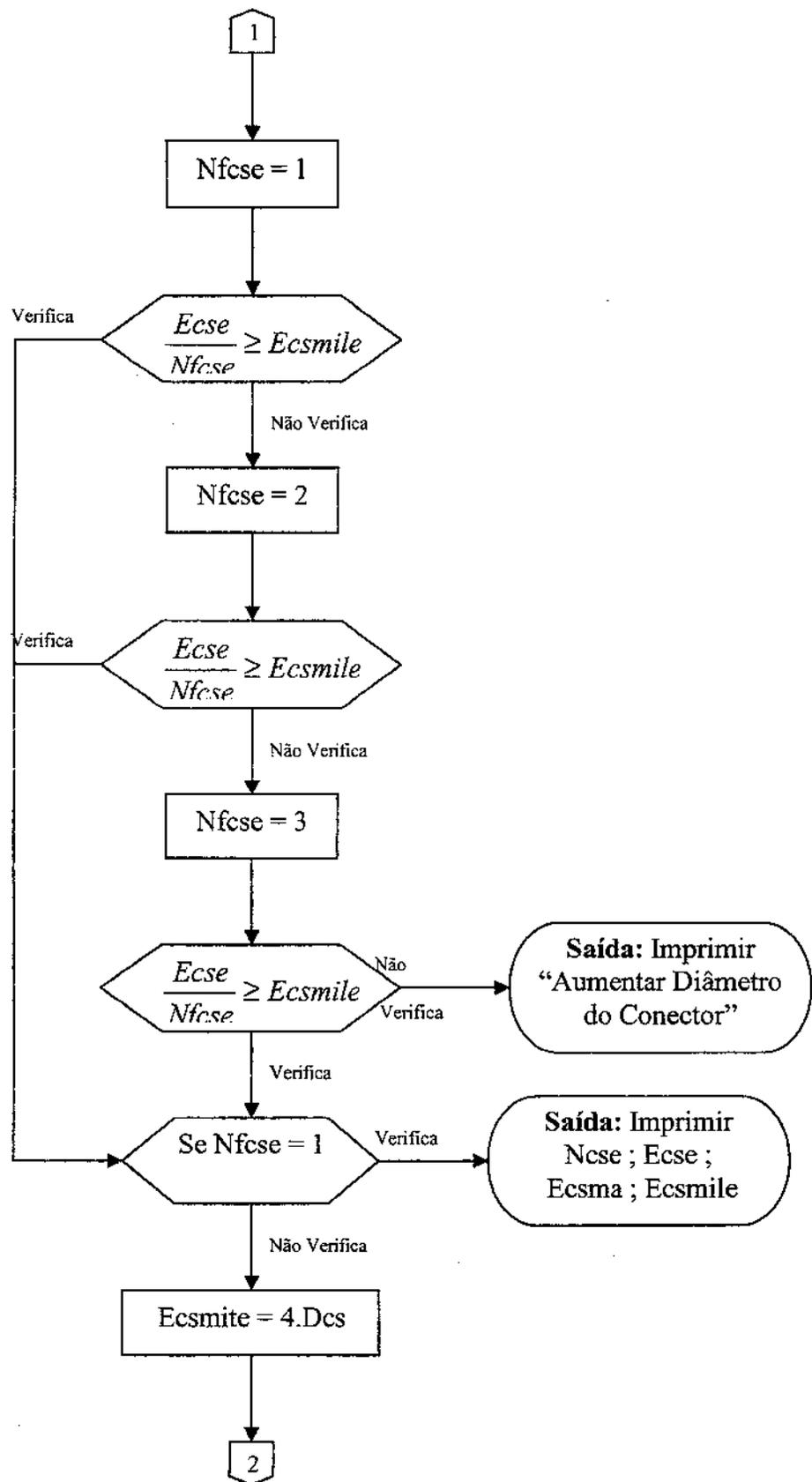


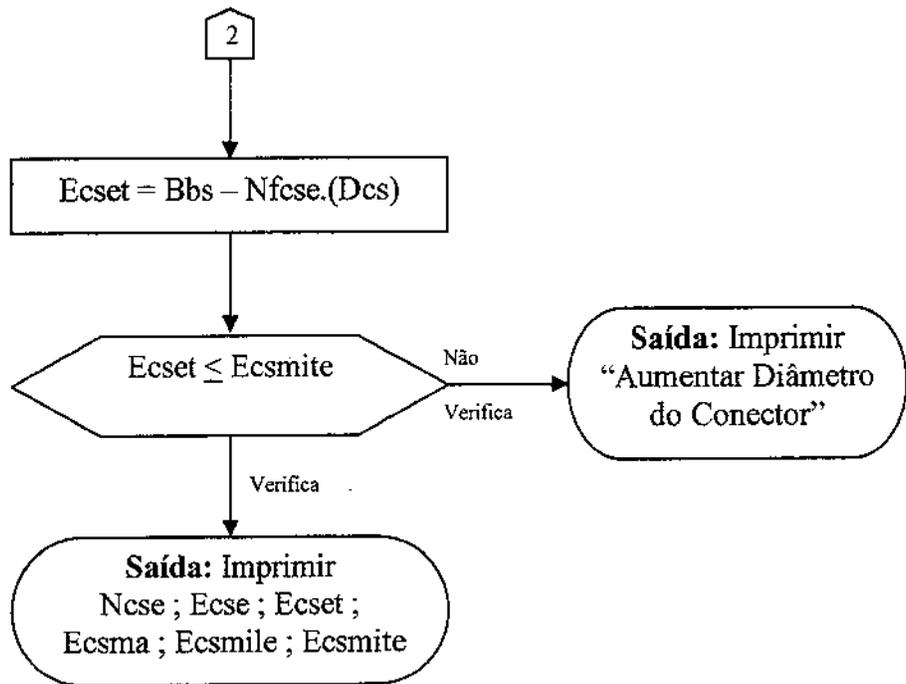




**I.16. Fluxograma para Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Aço)
- Esquerda**







**I.17. Fluxograma para Cálculo do Espaçamento dos Conectores (Laje Aço)
- Direita**

