

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Juliana Aparecida de Almeida Stein

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS METÁLICAS PLANAS DO  
TIPO *STEEL JOIST***

Santa Cruz do Sul

2019

Juliana Aparecida de Almeida Stein

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS METÁLICAS PLANAS DO  
TIPO *STEEL JOIST***

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, para a obtenção do título de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. M. Sc. Henrique Luiz Rupp  
Coorientador: Prof. M. Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul  
2019

Juliana Aparecida de Almeida Stein

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DE TRELIÇAS METÁLICAS PLANAS DO  
TIPO *STEEL JOIST***

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao  
Curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa  
Cruz do Sul – UNISC, para a obtenção do título de  
Engenheira Civil.

*M. Sc. Henrique Luiz Rupp*

Professor Orientador – UNISC

*M. Sc. Christian Donin*

Professor Coorientador – UNISC

*Dr. Eduardo Rizzatti*

Professor Examinador – UFSM

Santa Cruz do Sul

2019

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, pela minha vida, pela vida da minha família e das demais pessoas que participaram da minha trajetória acadêmica.

Aos meus pais, que mesmo não tendo muito, me deram tudo, principalmente responsabilidade e caráter.

À minha mãe Elaine, principal responsável por eu estar aqui hoje, lutando pelos meus sonhos. Ela que sempre me apoiou em minhas decisões, me incentivando, aconselhando e ouvindo minhas frequentes melancolias.

Ao meu pai Elair, que mesmo parecendo durão, tem um coração do tamanho do mundo.

À minha irmã Fernanda, que sempre esteve presente em minha vida, me apoiando.

Ao meu marido Henrique, que presenciou constantemente minhas ansiedades. Obrigado pela paciência, por entender minha ausência, pelo cuidado, por estar sempre comigo e, principalmente, por ser pai do meu filho (pessoa mais importante da minha vida).

Ao meu filho Pedro, cujo qual é meu motivador diário e a razão da minha existência. Obrigado por ser minha alegria e minha força. E perdão por às vezes eu não estar presente.

Ao meu orientador Henrique Rupp, pessoa fundamental para que este trabalho acontecesse. Obrigado por todos os ensinamentos a mim transmitidos, pelas orientações, pelas conversas, pelas risadas.

Ao meu coorientador Christian Donin, por transmitir-me seus conhecimentos.

E por fim, meus sinceros agradecimentos aos meus avós, tios, dindos, primos, afilhados, amigos, que de alguma forma se fizeram presentes no decorrer desta caminhada.

Não poderia deixar de agradecer aos colegas de curso que se tornaram meus amigos e contribuíram de alguma forma até aqui.

**Obrigado a todos!**

“Assim como o aço são nossas vidas. Buscamos resistência nos elementos que nos formam.” (AUTOR, 2019)

## RESUMO

Em virtude do aço apresentar numerosas vantagens, sendo as principais, a alta resistência, o baixo peso e a rapidez de execução (não há tempo de cura, como no caso do concreto), o sistema estrutural analisado teórica e experimentalmente no presente trabalho, surge como uma opção interessante no que refere-se às construções atuais. O *Steel Joist* é um sistema estrutural formado por duas ou mais treliças planas metálicas, com banzos paralelos ou parcialmente inclinados, dotado de travamento lateral que garante a estabilidade e a capacidade de resistência do sistema. É corriqueiramente utilizado como suporte estrutural para pisos e telhados. O sistema ainda permite a execução de grandes vãos, possibilitando flexibilidade quanto a layouts da edificação, redução do pé-direito devido à facilidade de passagem de tubulações, e economia na construção, uma vez que ocasiona seções mais esbeltas de vigas e pilares, acarretando em economia de fundação. Em decorrência do laboratório onde se efetuou o ensaio apresentar limitações de prensa, buscou-se analisar o elemento estrutural isoladamente, sendo o mesmo composto por uma treliça plana metálica e respectivo travamento lateral. O ensaio realizado em laboratório é o ensaio de Stuttgart, para verificação da capacidade de carga do protótipo. Analisando-se os resultados obtidos pelo dimensionamento teórico e os resultados experimentais, entende-se que os protótipos apresentaram resistência experimental (carga aplicada pela prensa) superior à resistência estimada de cálculo (carga estimada aplicada pela prensa). Os quatro protótipos desenvolvidos foram dimensionados conforme ABNT NBR 8800:2008.

**Palavras-chave:** Aço. Resistência. Steel Joist. Treliças. Travamento.

## ABSTRACT

Because steel has many advantages, being the main ones, the high strength, the low weight and the fast execution (there is no curing time, as in the case of concrete), the structural system analyzed theoretically and experimentally in the present work arises as an interesting option in what refers to the current constructions. Steel Joist is a structural system made up of two or more metal flat trusses, with top and bottom chords parallel or partially sloped, side locking to ensure stability and resilience of the system. It is commonly used as structural support for floors and roofs. The system also allows the execution of large spans, allowing flexibility in the layout of the building, reduction of the right foot due to the ease of passage of pipes, and economy in the construction, since it causes slimmer sections of beams and pillars, causing in foundation economy. Due to the press limitations of the laboratory where the test was presented, it was sought to analyze the structural element in isolation, being composed by a metallic flat truss and its lateral locking. The test carried out in the laboratory is the Stuttgart test to verify the carrying capacity of the prototype. By analyzing the results obtained by the theoretical design and the experimental results, it is understood that the prototypes presented experimental resistance (load applied by the press) higher than the estimated calculation strength (estimated load applied by the press). The four prototypes were designed according to ABNT NBR 8800: 2008.

**Keywords:** Steel. Resistance. Steel Joist. Trusses. Locking.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Alto forno	30
Figura 2 – Conversor de oxigênio	31
Figura 3 – Esquema de lingotamento contínuo	32
Figura 4 – Processo de laminação	32
Figura 5 – Produtos laminados de aço: (a) barras; (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) e (f) tubos	34
Figura 6 – Lajes ou placas	37
Figura 7 – Paredes estruturais ou chapas	37
Figura 8 – Pilar	38
Figura 9 – Viga	38
Figura 10 – Grelha	39
Figura 11 – Pórticos espacial e plano, respectivamente	40
Figura 12 – Treliça plana	41
Figura 13 – Treliça espacial	41
Figura 14 – Treliças – banzos paralelos (Pratt, Howe e Warren)	42
Figura 15 – Treliças – banzo de cima inclinado	42
Figura 16 – Tipos de solda	44
Figura 17 – Posições de soldagem	45
Figura 18 – Barra submetida à tração	49
Figura 19 – Peças tracionadas	50
Figura 20 – Perfis usados em peças tracionadas (barra redonda (a); barra chata (b); perfil laminado simples (cantoneira) (c); seções formadas por dois perfis laminados (dupla cantoneira com faces opostas ou cantoneiras opostas pelo vértice) (d))	50
Figura 21 – Nó de uma treliça, composta por barras formadas por cantoneiras duplas, sendo as barras ligadas a uma chapa de nó, chamada gusset	51
Figura 22 – Área líquida de peças com furos: furação reta (a) e furação ziguezague (b)	52
Figura 23 – Barra comprimida	55
Figura 24 – Peças comprimidas de seção simples e de seção múltipla, flambagem global e flambagem local	55

Figura 25 – Coluna perfeita; com imperfeições geométricas; e com excentricidade de carga	57
Figura 26 – Variação de resistência de uma coluna em função do índice de esbeltez	58
Figura 27 – Comprimentos de flambagem	59
Figura 28 – Curva de flambagem	61
Figura 29 – Coluna curta cujas placas apresentam flambagem local	62
Figura 30 – Placa isolada perfeita comprimida e seu comportamento	64
Figura 31 – Exemplo de <i>Open Web Steel Joist</i>	67
Figura 32 – Exemplo de treliças do tipo <i>Steel Joist</i> empregadas no projeto do Estádio Castelão, em Fortaleza	69
Figura 33 – Ensaio de Stuttgart	73
Figura 34 – Perfil L 1” x 1,19 kg/m	74
Figura 35 – Identificação das barras da treliça para pré-dimensionamento	74
Figura 36 – Posição do centro de gravidade do perfil L (cantoneira) de abas iguais	75
Figura 37 – Lançamento da treliça no <i>software</i> Ftool (em metros)	76
Figura 38 – Esforços normais da treliça (em kN)	76
Figura 39 – Detalhamento da treliça	81
Figura 40 – Corte AA’	82
Figura 41 – Detalhe da seção de apoio (detalhamento)	82
Figura 42 – Detalhamento do travamento lateral	82
Figura 43 – Corte AA’ com detalhe do travamento lateral	83
Figura 44 – Dobra que forma as diagonais	83
Figura 45 – Execução da dobra em serralheria	84
Figura 46 – Treliça em processo de fabricação	84
Figura 47 – Seção de apoio real da treliça	84
Figura 48 – Sistema de travamento lateral	85
Figura 49 – Treliças antes do ensaio	86
Figura 50 – Treliças antes do ensaio	86
Figura 51 – Treliças depois do ensaio	86
Figura 52 – Prensa EMIC	87
Figura 53 – Prensa EMIC e aplicação de carga	87
Figura 54 – Perfil L utilizado para o ensaio de tração	88
Figura 55 – Perfil L antes do ensaio de tração	88

Figura 56 – Perfil L depois do ensaio de tração	89
Figura 57 – Barra redonda utilizada para o ensaio de tração	89
Figura 58 – Barra redonda antes do ensaio de tração	90
Figura 59 – Barras redondas depois do ensaio de tração	90
Figura 60 – Análise dos resultados teóricos e experimentais das treliças do tipo <i>Steel/Joist</i>	99

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Propriedades mecânicas de aços-carbono	27
Tabela 2 – Propriedades mecânicas de aços de baixa liga	27
Tabela 3 – Coeficientes de segurança parciais $\gamma_f$ , no estado-limite último	47
Tabela 4 – Fatores de combinação $\psi_0$ e de redução $\psi_1$ e $\psi_2$ para as ações variáveis	48
Tabela 5 – Coeficiente $\gamma_m$ aplicado às resistências, no estado-limite último	49
Tabela 6 – Fator de redução $\chi$ em função do $\lambda_0$	62
Tabela 7 – Valores de $(b/t)_{lim}$ para elementos AA e AL	66
Tabela 8 – Parâmetros do perfil L de abas iguais 1" x 1,19 kg/m	75
Tabela 9 – Resultados experimentais das treliças do tipo <i>Steel Joist</i>	95
Tabela 10 – Resultados experimentais das barras redondas	96
Tabela 11 – Resultados experimentais dos perfis L	97
Tabela 12 – Resultados teóricos dos elementos da treliça	98
Tabela 13 – Diferença entre os resultados teóricos e experimentais	100

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a.c.	Antes de Cristo
AISC	American Institute of Steel Construction
AISI	American Iron and Steel Institute
AR	Alta resistência mecânica
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
Cosipa	Companhia Siderúrgica Paulista
ELS	Estados Limites de Serviço
ELU	Estados Limites Últimos
EN	Normas Europeias
EUA	Estados Unidos da América
MR	Média resistência mecânica
NBR	Norma Brasileira
RJ	Rio de Janeiro
SJI	Steel Joist Institute
UNISC	Universidade de Santa Cruz do Sul
Usiminas	Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais S.A

## LISTA DE SÍMBOLOS

m	Metro
%	Porcentagem
MPa	Mega Pascal
E	Módulo de elasticidade
$\nu_a$	Coefficiente de Poisson
G	Módulo de elasticidade transversal
$\rho_a$	Massa específica
kg/m <sup>3</sup>	Quilograma por metro cúbico
$\beta_a$	Coefficiente de dilatação térmica
C <sup>-1</sup>	Graus Celsius elevado na potência menos um
C	Carbono
<	Menor que
mm	Milímetro
$f_u$	Resistência à ruptura
$f_y$	Resistência ao escoamento
h	Altura
b	Largura
kN/cm <sup>2</sup>	Quilonewton por centímetro quadrado
G	Ações permanentes
Q	Ações variáveis
E	Ações excepcionais
S <sub>d</sub>	Solicitação de projeto
R <sub>d</sub>	Resistência de projeto
$\Sigma$	Somatório
$\gamma_{fi}$	Coefficiente de majoração das ações
F <sub>i</sub>	Combinação de ações
$f_k$	Resistência característica
S	Solicitações
F <sub>ik</sub>	Ações
$\gamma_g$	Coefficiente de segurança parcial aplicado às cargas

$\gamma_q$	Coeficiente de segurança parcial aplicado às cargas
$\psi_0$	Fator de combinação de ações
$\gamma_f$	Coeficiente de segurança parcial ou coeficiente de ponderação das ações
$\psi_1$	Fator de redução de ações
$\psi_2$	Fator de redução de ações
$R_u$	Resistência última
$\gamma_m$	Coeficiente parcial de segurança ou coeficiente de ponderação da resistência
$d$	Diâmetro do conector
$A_g$	Área bruta
$A_n$	Área líquida
$A_{ef}$	Área líquida efetiva
$C_t$	Coeficiente de redução da área líquida
$s$	Espaçamento horizontal entre dois furos
$g$	Espaçamento vertical entre dois furos
$A_{n,ef}$	Área líquida efetiva
$f_u$	Tensão resistente à tração do aço
$\lambda$	Índice de esbeltez
$l$	Comprimento entre pontos de apoio lateral
$i$	Raio de giração da seção transversal
$\delta$	Deslocamentos laterais
$N_{cr}$	Carga crítica
$\pi$	Número Pi
$f_{cr}$	Tensão crítica
$\delta_t$	Flecha total
$\sigma_r$	Tensão residual
$f_c$	Tensão última nominal
$N_c$	Esforço normal
$K$	Coeficiente de flambagem
$L$	Comprimento destravado
$\lambda_0$	Índice de esbeltez reduzido
$\chi$	Fator de redução relacionado à resistência à compressão

$Q$	Fator de redução total relacionado à flambagem local
$N_e$	Força axial de flambagem elástica
$N_{d\ res}$	Esforço resistente de projeto
$t$	Espessura
$P$	Carga
$P_{cr}$	Carga crítica local
$P_u$	Carga última da placa
$\sigma_{cr}$	Tensão crítica elástica
lim	Limite
$k$	Coeficiente que varia em função da relação largura/altura e do estado de apoio
AA	Apoio-apoio
AL	Apoio-livre
$N_{c, Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
$Q_a$	Fator de redução que considera a flambagem local dos elementos AA
$Q_s$	Fator de redução que considera a flambagem local dos elementos AL
kg	Quilograma
$\sigma$	Tensão
$t_w$	Espessura da alma
$b_{ef}$	Largura efetiva
$A_w$	Área da solda
$f_w$	Tensão resistente do metal da solda
$l$	Comprimento da solda
$c_a$	Coeficiente cujo valor varia para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e para os outros elementos
$x$	Coordenada
$y$	Coordenada
$z$	Coordenada
$C_w$	Constante de empenamento da seção transversal
$J$	Constante de torção da seção transversal
$r_0$	Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento
$x_0$	Coordenada do centro de cisalhamento na direção $x$

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
<b>1.1</b>	<b>Área e limitação do tema .....</b>	<b>20</b>
<b>1.2</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>20</b>
<b>1.2.1</b>	<b>Objetivo geral.....</b>	<b>20</b>
<b>1.2.2</b>	<b>Objetivos específicos.....</b>	<b>21</b>
<b>1.3</b>	<b>Justificativa.....</b>	<b>21</b>
<b>2</b>	<b>REFERENCIAL TEÓRICO.....</b>	<b>23</b>
<b>2.1</b>	<b>Histórico do Aço.....</b>	<b>23</b>
<b>2.2</b>	<b>Aço: tipos e propriedades .....</b>	<b>24</b>
<b>2.3</b>	<b>Vantagens e desvantagens do aço .....</b>	<b>27</b>
<b>2.4</b>	<b>Fabricação do aço .....</b>	<b>28</b>
<b>2.5</b>	<b>Produtos de aço para uso em estruturas .....</b>	<b>33</b>
<b>2.5.1</b>	<b>Produtos laminados .....</b>	<b>33</b>
<b>2.5.2</b>	<b>Fios, cabos e cordoalhas.....</b>	<b>35</b>
<b>2.5.3</b>	<b>Perfis de chapas dobradas.....</b>	<b>35</b>
<b>2.5.4</b>	<b>Perfis soldados e perfis compostos .....</b>	<b>35</b>
<b>2.6</b>	<b>Estrutura .....</b>	<b>36</b>
<b>2.6.1</b>	<b>Barras .....</b>	<b>36</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Blocos .....</b>	<b>36</b>
<b>2.6.3</b>	<b>Folhas.....</b>	<b>37</b>
<b>2.6.4</b>	<b>Lajes ou placas.....</b>	<b>37</b>
<b>2.6.5</b>	<b>Paredes estruturais ou chapas .....</b>	<b>37</b>
<b>2.6.6</b>	<b>Pilares ou colunas.....</b>	<b>38</b>
<b>2.6.7</b>	<b>Vigas.....</b>	<b>38</b>
<b>2.7</b>	<b>Pórtico espacial.....</b>	<b>39</b>
<b>2.7.1</b>	<b>Grelhas .....</b>	<b>39</b>
<b>2.7.2</b>	<b>Pórticos .....</b>	<b>39</b>
<b>2.7.3</b>	<b>Treliças.....</b>	<b>40</b>
<b>2.8</b>	<b>Tipos de treliças .....</b>	<b>41</b>
<b>2.9</b>	<b>Tipos de ligações .....</b>	<b>42</b>
<b>2.9.1</b>	<b>Ligações parafusadas.....</b>	<b>42</b>

2.9.1.1	Parafusos de alta resistência .....	42
2.9.1.2	Parafusos comuns .....	43
2.9.2	Ligações soldadas .....	43
2.10	Tipos de esforços.....	45
2.11	Estados Limites .....	45
2.12	Elementos tracionados .....	49
2.12.1	Diâmetro dos furos.....	50
2.12.2	Área bruta ( $A_g$ ), líquida ( $A_n$ ) e líquida efetiva ( $A_{ef}$ ) .....	51
2.12.3	Resistência de projeto de peças com furos.....	53
2.12.4	Resistência de projeto de peças com extremidades rosqueadas .....	53
2.12.5	Limite de esbeltez para peças tracionadas .....	54
2.13	Elementos comprimidos.....	55
2.13.1	Flambagem por flexão .....	56
2.13.2	Limite de esbeltez para peças comprimidas.....	58
2.13.3	Comprimento de flambagem .....	58
2.13.4	Índice de esbeltez reduzido.....	59
2.13.5	Barras em compressão simples .....	60
2.13.6	Curva de flambagem .....	60
2.13.7	Flambagem local .....	62
2.13.7.1	Flambagem da placa isolada.....	63
2.13.7.2	Parâmetros para impedir a flambagem local e força axial de compressão resistente de cálculo .....	64
2.13.7.3	Fatores de redução $Q_a$ e $Q_s$ .....	66
2.14	<i>Steel Joist</i> .....	67
3	METODOLOGIA .....	72
3.1	Definição do protótipo e Ensaio.....	73
3.1.1	Ensaio de Stuttgart.....	73
3.1.2	Definição do protótipo .....	73
3.1.3	Cálculo preliminar da treliça .....	74
3.1.4	Resistência à tração do banzo – pré-dimensionamento.....	76
3.1.5	Resistência à compressão do banzo – pré-dimensionamento .....	77
3.1.6	Resistência à tração e compressão das diagonais – pré- dimensionamento.....	79

3.1.7	Detalhamento da treliça e do travamento lateral .....	81
3.2	Análise experimental.....	83
3.2.1	Fabricação das treliças e do travamento lateral.....	83
3.2.2	Ensaio de Stuttgart das treliças do tipo <i>Steel Joist</i> .....	86
3.2.3	Ensaio de tração das barras redondas e dos perfis L e tensão de escoamento.....	87
3.3	Análise teórica da treliça do tipo <i>Steel Joist</i> (protótipo) .....	90
3.3.1	Resistência estimada de cálculo para as diagonais .....	90
3.3.2	Resistência estimada de cálculo para os banzos.....	92
3.3.3	Comprimento e espessura da solda .....	93
4	RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	95
4.1	Resultados experimentais .....	95
4.1.1	Resultados experimentais das treliças (protótipos) .....	95
4.1.2	Resultados experimentais das barras redondas (corpos de prova)....	96
4.1.3	Resultados experimentais dos perfis L (corpos de prova).....	96
4.2	Resultados teóricos .....	97
4.3	Análise dos resultados .....	98
5	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	102
5.1	Conclusões .....	102
5.2	Sugestões para trabalhos futuros .....	103
	REFERÊNCIAS.....	105
	APÊNDICES	
	APÊNDICE A – Valores de $Q_s$ para elementos comprimidos AL .....	109
	APÊNDICE B – Valores de $Q_a$ para elementos comprimidos AA.....	111
	APÊNDICE C – Força axial de flambagem elástica ( $N_e$ ) .....	113
	ANEXOS	
	ANEXO A – Resultados experimentais do ensaio de Stuttgart da treliça do tipo <i>Steel Joist</i> CP-01 .....	114

<b>ANEXO B – Resultados experimentais do ensaio de Stuttgart da treliça do tipo <i>Steel Joist</i> CP-02 .....</b>	<b>115</b>
<b>ANEXO C – Resultados experimentais do ensaio de Stuttgart da treliça do tipo <i>Steel Joist</i> CP-03 .....</b>	<b>116</b>
<b>ANEXO D – Resultados experimentais do ensaio de Stuttgart da treliça do tipo <i>Steel Joist</i> CP-04 .....</b>	<b>117</b>
<b>ANEXO E – Resultados experimentais do ensaio de tração da barra redonda CP-01 .....</b>	<b>118</b>
<b>ANEXO F – Resultados experimentais do ensaio de tração da barra redonda CP-02 .....</b>	<b>119</b>
<b>ANEXO G – Resultados experimentais do ensaio de tração da barra redonda CP-03 .....</b>	<b>120</b>
<b>ANEXO H – Resultados experimentais do ensaio de tração do perfil L CP-01 .....</b>	<b>121</b>
<b>ANEXO I – Resultados experimentais do ensaio de tração do perfil L CP-02 .....</b>	<b>122</b>
<b>ANEXO J – Resultados experimentais do ensaio de tração do perfil L CP-03 .....</b>	<b>123</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O aço vem constantemente ganhando espaço na construção civil. Essa liga ferro-carbono surge no Brasil após a Segunda Guerra Mundial, com a implantação da indústria siderúrgica. Na década de 70, o Brasil produzia anualmente, cerca de 500 mil toneladas de estruturas metálicas, voltadas para o setor industrial (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Segundo Dias (2002), estrutura é a parte ou uma série de partes de uma construção cuja função é resistir a cargas. Nesse sentido, o aço se apresenta como um importante elemento, pois dentre suas propriedades está a alta resistência estrutural.

As estruturas metálicas de aço apresentam inúmeras vantagens, como propiciar construções leves e permitir vencer grandes vãos livres, além de possuírem alta resistência e ductilidade, e contribuírem para a sustentabilidade do planeta, uma vez que propiciam a execução de obras mais limpas e rápidas (PINHEIRO, 2001). Nesse contexto, cabe ressaltar a ponte Firth of Forth, construída em 1890, na Escócia, com 521 m de vão, um marco para a época em termos de vão livre.

Segundo Pfeil; Pfeil (2009), o aço aplicado a estruturas requer propriedades como homogeneidade, boa ductilidade e soldabilidade. Diversas obras são construídas a partir de estruturas metálicas, como é o caso de edifícios industriais e comerciais, telhados, viadutos, pontes. No Brasil, por exemplo, cabe destacar a ponte Rio-Niterói, a qual possui vãos metálicos de 300 m (central) e 200 m (laterais).

Há uma pluralidade de tipos e formas de aços estruturais. Basicamente, os aços utilizados em estruturas metálicas são aços-carbono e aços de baixa liga. O tipo de aço influencia diretamente no dimensionamento da estrutura.

Um exemplo de estruturas metálicas formadas por barras são as treliças. A treliça plana é um componente de um sistema estrutural, constituído por elementos rígidos (barras), unidos entre si por meio de nós. Sendo que, seus elementos constituintes encontram-se no mesmo plano.

A *Steel Joist* é um sistema estrutural composto por treliças metálicas, que surgiu nos Estados Unidos da América (EUA), obtendo grande aceitação e uso, difundindo-se por vários outros países, por ser um sistema econômico e leve em peso.

Conforme D’Alambert; Pinheiro (2007), as *Steel Joists* são geralmente empregadas para fornecer suporte para telhados e pisos de edifícios, ou seja, utilizadas em coberturas, fechamentos laterais e vigas de piso para apoio de laje.

Segundo Silva (2013), o termo *joist* surgiu nos EUA para designar treliças planas.

O dimensionamento de treliças do tipo *Steel Joist*, configura o ponto central do presente trabalho. Dessa forma, conhecendo as inúmeras vantagens das estruturas metálicas, em especial das treliças do tipo *Steel Joist*, se faz necessário o estudo deste sistema estrutural, bem como seu correto dimensionamento, propiciando construções mais seguras e com menos patologias, aliando economia, segurança e rapidez de execução.

## **1.1 Área e limitação do tema**

O presente trabalho constrói-se sob a ótica de estruturas metálicas de aço, apresentando como tema central, treliças planas do tipo *Steel Joist*. Este tipo de treliça pouco conhecida no Brasil carrega consigo numerosos benefícios, sendo muito empregada em coberturas de pavilhões comerciais e industriais, em coberturas de ginásios e como apoio de lajes. Apesar das várias vantagens que as treliças planas apresentam, ainda são correntemente dimensionadas de modo inadequado, sem orientação normativa. Para tanto, introduz-se a importância de aprofundar conhecimentos sobre a treliça *Steel Joist*, e dimensioná-la de maneira adequada e segura, propiciando maior vida útil à estrutura e maior segurança estrutural.

## **1.2 Objetivos**

Os objetivos subdividem-se em objetivo geral e objetivos específicos.

### **1.2.1 Objetivo geral**

O presente trabalho apresenta como objetivo geral, analisar teoricamente e experimentalmente um sistema estrutural formado por treliças planas metálicas.

### 1.2.2 Objetivos específicos

- Aprofundar conhecimento a respeito do aço, de modo a conhecer seu histórico, materiais constituintes, seus tipos, suas aplicabilidades, propriedades, o processo de fabricação, possíveis formas de ligação, e suas vantagens.
- Efetuar uma análise teórica a cerca das treliças planas.
- Conhecer o sistema *Steel Joist*, seu histórico e sua padronização.
- Dimensionar treliças planas do tipo *Steel Joist*, conforme padronização existente e ABNT NBR 8800:2008.
- Criar modelos de treliças metálicas do tipo *Steel Joist*, com travamentos laterais e verificar o comportamento estrutural através de análise experimental.
- Comparar os resultados teóricos obtidos por meio do dimensionamento com os resultados experimentais obtidos por meio do ensaio de Stuttgart.

### 1.3 Justificativa

Construções em estruturas metálicas não constituem uma realidade tão destacada no Brasil comparado a outros países industrializados. E é nesse contexto, que se busca estudar e difundir conhecimentos à cerca de sistemas estruturais, como as treliças metálicas *Steel Joists*. As *Steel Joists* são sistemas formados por treliças (2 ou mais) biapoiadas, com banzos paralelos ou parcialmente inclinados, que apresentam alta resistência e baixo peso. Este tipo de estrutura requer travamento lateral, possibilitando maior estabilidade e aumentando sua capacidade de resistir à esforços.

Um sistema estrutural, para ter um bom desempenho e garantir sua funcionalidade, requer um dimensionamento adequado, isto é, um dimensionamento que siga as prescrições normativas e assegurem segurança à construção. Dessa forma, o presente trabalho busca expandir conhecimento a respeito das *Steel Joists*, sistema estrutural pouco difundido no Brasil, e dimensionar esse tipo de estrutura seguindo o que determinam as normas, demonstrando, portanto, a confiabilidade estrutural do sistema, bem como acentuando os benefícios quando da sua

utilização. Sabe-se que as treliças planas são frequentemente dimensionadas de maneira empírica e sem critérios de segurança. Portanto, se faz necessário atestar que uma construção dimensionada de maneira correta conduz a uma obra mais segura e mais econômica a longo prazo.

## 2 REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1 Histórico do Aço

O ferro surgiu há aproximadamente 6 mil anos a.c., em povos como os da Babilônia, Egito e Índia, tendo seu emprego destinado à adereços em construções e à utilização militar. Porém, foi com a industrialização promovida pela Revolução Industrial que, o ferro passou a ser utilizado em escala industrial. Somente em 1854, na França, começou-se a produzir perfis I de ferro forjável, elemento de grande relevância nas construções em aço (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), o primeiro metal ferroso a ser utilizado na construção foi o ferro fundido, seguido do ferro forjado e por último o aço. O aço passa a sobrepor os ferros fundido e forjado na construção, quando surgem fornos que passam a produzir aço em larga escala. Podem-se citar dois criadores de fornos para produção de aço, Henry Bessemer em 1856 e os irmãos Martin em 1864. A partir daí, passa-se a construir pontes, viadutos, estações ferroviárias, edifícios, com o emprego do aço.

Segundo Bellei; Pinho; Pinho (2008), países como Bélgica e França foram os precursores em construções em aço, em edifícios de múltiplos andares.

De acordo com Bellei (2003), foi em 1750, com a descoberta de como produzir industrialmente aço, que surgiram as primeiras obras em aço. Mais de meio século depois, em 1812, o ferro passa a ser produzido no Brasil. Nesse contexto, cabe destacar, uma das primeiras obras em aço, construída em 1857, a ponte sobre o rio Paraíba do Sul (RJ), com vãos de 30 metros, existente até hoje, o que confirma a durabilidade do material.

Segundo Pinheiro (2001), em 1812, inicia-se a fabricação de estruturas metálicas, no Brasil. No entanto, conforme Bellei (2003), o advento consolidado do aço acontece após a segunda guerra mundial, em 1946, com o início do funcionamento da Companhia Siderúrgica Nacional que possuía como propósito a produção de chapas, perfis e trilhos, bem como, com o surgimento, na década de 60, da Usiminas e da Cosipa que destinavam-se a produção de chapas. Desde então, o país passa, de importador para exportador de aço.

O Brasil, em 2010, segundo a revista Exame, foi considerado um dos maiores produtores de aço do mundo, ocupando a nona posição, produzindo 32,9 milhões de

toneladas. Em 2015, o Brasil passou a ocupar a oitava posição na produção mundial de aço (Instituto Aço Brasil, 2015). Já em 2017, conforme dados da revista Siderurgia Brasil, o Brasil produziu 34,365 milhões de toneladas de aço bruto. O parque siderúrgico brasileiro é formado por 30 usinas, distribuídas em 10 estados do Brasil.

Com o avanço do emprego do aço em construções, obtém-se uma evolução no que diz respeito às ligações nas estruturas de aço, havendo a passagem do rebite para a solda e parafusos de grande resistência.

## **2.2 Aço: tipos e propriedades**

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), os metais ferrosos mais comuns são o ferro fundido e o aço, que são ligas de ferro e carbono, e o ferro forjado (aço de baixo carbono não mais produzido comercialmente). No aço, o teor de carbono gira em torno de 0,008% a 2,11%. Aços com menor teor de carbono apresentam menor resistência à tração, embora tenham maior ductilidade. Ao passo que, quanto maior o teor de carbono, mais frágil torna-se o aço, isto é, menos dúctil. Aços estruturais apresentam mesma resistência à ruptura, por tração ou por compressão, compreendendo valores da ordem de 300 MPa à valores superiores a 1200 MPa. Tanto o aço quanto o ferro fundido, podem apresentar resíduos resultantes do seu processo de fabricação, bem como elementos de liga, cuja função é aumentar a resistência física e mecânica destes metais ferrosos.

Segundo Dias (2002), os elementos de liga podem ser: carbono, manganês, silício, enxofre, fósforo, cobre, níquel, cromo, nióbio e titânio. Cada elemento apresenta determinada função. O carbono é um elemento que aumenta a resistência mecânica do aço, porém, quanto maior seu teor, menor a ductilidade e a tenacidade do mesmo. Além disso, quanto maior o teor de carbono, maior o limite de escoamento, menos resistente à corrosão atmosférica é o aço, bem como, a soldabilidade do material é prejudicada. O máximo teor de carbono permitido para aços estruturais é de 0,3%. O manganês possui como função, aumentar a resistência do aço e melhorar seu limite de escoamento e resistência à fadiga, porém, com o aumento do teor de manganês, há comprometimento da soldabilidade do aço. O silício atua também melhorando a resistência mecânica do aço, seu limite de escoamento e resistência à corrosão, prejudicando a soldabilidade do material. O

enxofre prejudica a soldabilidade (reduz) e a ductilidade do aço, este elemento de liga é considerado prejudicial ao aço. O fósforo compromete a ductilidade e a soldabilidade do aço, no entanto, ajuda a melhorar a resistência à corrosão, e o limite de resistência. Se adicionado em grande quantidade, o fósforo pode tornar o aço quebradiço.

O cobre compromete a ductilidade, a tenacidade e a soldabilidade do aço, ao passo que, aumenta a resistência à corrosão atmosférica (quando adiciona-se teores de até 0,35% de cobre) e a resistência à fadiga. O níquel prejudica a soldabilidade, mas melhora a resistência à corrosão atmosférica, a resistência mecânica e a tenacidade. O cromo também prejudica a soldabilidade, no entanto, contribui para o aumento das resistências à corrosão atmosférica e à abrasão. O Nióbio prejudica a ductilidade do aço, mas inúmeros são seus benefícios. O elemento nióbio melhora a tenacidade e a soldabilidade do aço, uma vez que, permite a redução dos teores de carbono e manganês. E o titânio, melhora a resistência à abrasão, o limite de resistência do aço e o desempenho do mesmo quando submetido a altas temperaturas, além de contribuir evitando o envelhecimento do aço. Os elementos manganês e silício também são considerados desoxidantes do aço (DIAS, 2002).

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, os valores das propriedades mecânicas dos aços resumem-se a: módulo de elasticidade ( $E=200\ 000\ \text{MPa}$ ), coeficiente de Poisson ( $\nu_a=0,3$ ), módulo de elasticidade transversal ( $G=77\ 000\ \text{MPa}$ ), massa específica ( $\rho_a=7\ 850\ \text{kg/m}^3$ ) e coeficiente de dilatação térmica ( $\beta_a=1,2 \times 10^{-5}\ \text{°C}^{-1}$ ).

É importante conhecer as propriedades mecânicas do aço, uma vez que ao se projetar e executar uma obra de estruturas metálicas requer-se conhecimento das mesmas. Elas estabelecem a capacidade do aço de resistir ou transmitir determinado esforço (DIAS, 2002).

Os aços utilizados em estruturas possuem como propriedades: dureza, ductilidade, tenacidade, fadiga, resiliência, fragilidade e corrosão.

A dureza caracteriza-se pela resistência do material a abrasão ou ao risco, é a resistência que a superfície do material apresenta em relação à penetração de uma peça de maior dureza. A ductilidade refere-se à capacidade do material de se deformar plasticamente, quando submetido à ação de cargas, sem ocorrer ruptura.

Quanto maior a ductilidade do aço, mais alongamento e diminuição de seção sofrerá o mesmo antes de romper. A tenacidade relaciona-se a capacidade do material de absorver energia (elástica e plástica) quando sob ação de carga de impacto, ou seja, é a energia total por unidade de volume. A fadiga consiste na resistência do material quanto à esforços (carregamentos) recorrentes, contínuos. A resiliência caracteriza-se pela capacidade do material de absorver energia mecânica, nesse caso, em regime elástico, ou seja, consiste na capacidade do material de retornar ao seu estado de origem após ser submetido a tensões. A fragilidade é basicamente o contrário da ductilidade, uma vez que, materiais frágeis rompem subitamente, sem dar aviso. Podem-se citar as baixas temperaturas ambientes e os efeitos térmicos locais, como fatores que influenciam na fragilidade do material (PINHEIRO, 2001).

A corrosão também é considerada uma propriedade do aço. Ela ocorre a partir da exposição do aço ao ambiente, uma vez que, é uma reação do aço com determinados elementos, os quais se encontram no ambiente em que o aço está exposto, este processo origina um produto, muito parecido com o minério de ferro. Como consequência do processo de corrosão, pode-se citar a redução da seção do elemento em aço. Como meios de proteção contra a corrosão do aço em exposição ao ar, destaca-se a galvanização, a pintura e a adição de cobre à sua composição química (PFEIL; PFEIL, 2000).

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), os aços estruturais podem ser aços-carbono ou aços de baixa liga, a depender de sua composição química. Os aços-carbono, como o próprio nome remete, são aços nos quais o carbono é um dos elementos empregados, sendo que, é o carbono e o manganês (em menor proporção) que contribuem para o aumento da resistência mecânica do aço. Além de carbono e manganês, podem ser adicionados elementos como silício e cobre. Existem três classificações de aços-carbono, a depender da quantidade de carbono empregado, sendo: baixo carbono ( $C < 0,29\%$ ), médio carbono ( $0,30\% < C < 0,59\%$ ) e alto carbono ( $0,6\% < C < 2,0\%$ ). Os principais tipos de aço estruturais são especificados pela ABNT, ASTM e EN. Podendo-se citar: ABNT MR250, ASTM A7, ASTM A36, ASTM A307 (parafuso), ASTM A325 (parafuso) e EN S235, como mostra a tabela 1. Os aços de baixa liga possuem como principal diferença em relação aos aços-carbono, a adição de elementos de liga – níquel, fósforo, molibdênio, cromo, cobre, manganês, zircônio e vanádio – destinados a melhorar certas propriedades

mecânicas do aço, como a resistência mecânica. São exemplos de aços de baixa liga: ASTM 572 Gr. 50, ASTM A588 e ASTM A992, como exemplifica a tabela 2.

**Tabela 1 – Propriedades mecânicas de aços-carbono**

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento $f_y$ (MPa)	Resistência à ruptura $f_u$ (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A7		240	370-500
ASTM A36	0,25-0,29	250 (36 ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	—	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	635 (min)	825 (min)
EN S235	baixo	235	360

Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 10).

**Tabela 2 – Propriedades mecânicas de aços de baixa liga**

Especificação	Principais elementos de liga	Limite de escoamento $f_y$ (MPa)	Resistência à ruptura $f_u$ (MPa)
ASTM 572 Gr. 50	C < 0,23% Mn < 1,35%	345	450
ASTM A588	C < 0,17% Mn < 1,2% Cu < 0,50%	345	485
ASTM A992	C < 0,23% Mn < 1,5%	345	450

Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 10).

### 2.3 Vantagens e desvantagens do aço

O aço estrutural apresenta inúmeras vantagens, que o torna um excelente elemento a ser utilizado na construção civil. Em contrapartida, apresenta algumas desvantagens, cujas quais ver-se-á a seguir.

Como principal vantagem pode-se citar a grande resistência estrutural que o aço apresenta, além da resistência a choques e vibração. Esta característica possibilita a realização de grandes vãos livres. Além disso, o aço é um elemento leve, que apresenta grande precisão milimétrica (em mm), já que possui maior controle de fabricação, o que torna as construções em estruturas metálicas mais precisas (prumo e nível). Além destas vantagens, o aço ainda permite construções mais sustentáveis e limpas, pois não há geração de resíduos, e oportuniza construções mais rápidas, com possibilidade de reutilização do material. Cabe ainda destacar, a flexibilidade quanto à montagem e desmontagem de estruturas em aço, sendo o aço 100% reciclável (PINHEIRO, 2001).

Conforme o Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), as construções em aço fornecem maior facilidade quanto à passagem de tubulações, como as de água, eletricidade, esgoto, telefonia. Ademais, como o aço é um elemento leve, em obras de estruturas metálicas, as seções de vigas e pilares são mais esbeltas, por vez, a fundação também recebe cargas menores, resultando em economia de fundação, e maiores possibilidades de layouts, de aproveitamento dos espaços na edificação.

De acordo com Pinheiro (2001), como desvantagens do aço pode-se destacar a possibilidade de oxidação das peças necessitando de tratamento adequado, a falta de mão de obra e dispositivos qualificados no que diz respeito à fabricação e montagem das estruturas em aço, e o balizamento em relação à montagem das estruturas em fábrica, uma vez que a depender do porte da estrutura não se consegue transportar a mesma até o local de destino, devido à limitação do tamanho das peças.

## **2.4 Fabricação do aço**

A norma ABNT NBR 8800:2008 permite a utilização de aços estruturais, cujos quais possuam resistência ao escoamento máxima de 450 MPa e possuam relação entre resistência à ruptura ( $f_u$ ) e resistência ao escoamento ( $f_y$ ) não menor que 1,18. Os aços estruturais para chapas, barras e perfis devem também possuir qualificação de acordo com norma brasileira ou especificação ou norma estrangeira.

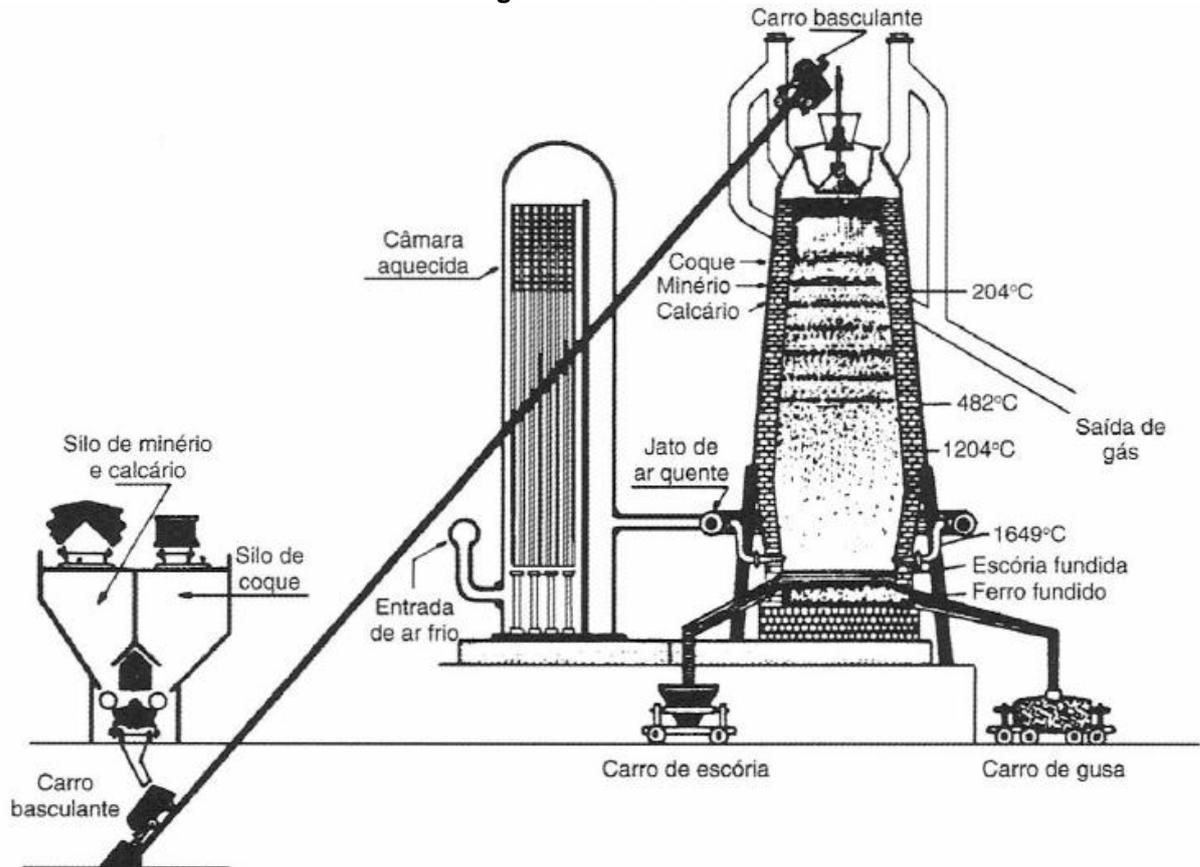
O aço é uma liga metálica produzida por meio do refinamento do ferro fundido e adição de elementos de liga (PFEIL; PFEIL, 2009). Segundo Dias (2002), o aço é produzido por meio do refino de ferro-gusa. Em um primeiro momento da fabricação do aço, é aproveitado o ferro presente no minério de ferro, sendo então eliminadas as contaminações presentes neste minério. Após serem extraídas estas impurezas, são introduzidas, no aço, adições responsáveis por suas características posteriores. Por fim, o aço passa por um processo de solidificação.

As matérias-primas utilizadas para obtenção do aço são essencialmente minério de ferro e carvão mineral. O carvão mineral participa no processo de fabricação como combustível e como redutor, como ver-se-á posteriormente. A fabricação do aço envolve uma série de processos, podendo-se citar: coqueria e sinterização, alto-forno, aciaria e laminação.

A coqueria refere-se a uma série de fornos ou células de coqueificação, onde as contaminações presentes são eliminadas. Como resultado da coqueificação (destilação do carvão), obtém-se o coque metalúrgico, material que apresenta porosidade, grande resistência mecânica e elevado ponto de fusão, além de carbono em sua composição. O coque então obtido, é levado ao alto forno, assim como os finos de coque são conduzidos aos processos de sinterização e aciaria. A sinterização corresponde ao processo de aglomeração dos finos de minério de ferro. Este processo se dá em função do fato de que, para obter a gusa no alto-forno, é necessária uma determinada granulometria e resistência mecânica dos finos de minério de ferro, desta forma, aos finos introduzem-se outros materiais, como areia de sílica, moinha de coque, finos do sinter, finos de calcário, com a finalidade de alcançar uma satisfatória granulometria ao final do procedimento, uma vez que ao se misturar estes finos aos materiais introduzidos, a mistura passa por uma fundição em um forno, e em seguida é resfriada e britada, resultando em um produto conhecido como sinter, cujo qual possui relevância considerável na produção do aço (DIAS, 2002).

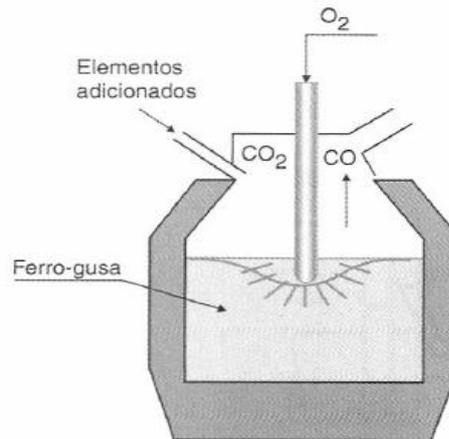
Segundo Pfeil; Pfeil (2009), a fase do alto-forno compreende basicamente a redução dos óxidos de ferro. Neste processo, o redutor utilizado é o coque. De maneira simplificada, pode-se dizer que a queima do coque reduz o óxido de ferro a ferro derretido, sendo que este último possui grande teor de carbono. Também no alto-forno, o calcário – introduzido no alto-forno pela parte de cima do mesmo, da mesma forma que o coque e o minério de ferro são introduzidos – transforma os minerais terrosos do minério de ferro e o pó do coque em escória fundida. Como produto do alto-forno tem-se a gusa ou ferro fundido, cujo qual, é uma liga de ferro que contém impurezas e alto teor de carbono. Grande parte da gusa é utilizada para obtenção do aço. Cabe destacar que, na parte de baixo do forno, a escória e a liga ferro-carbono passam por um processo recorrente de drenagem. A escória produzida é comercializada, sendo utilizada na fabricação do cimento.

Figura 1 – Alto forno



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 6).

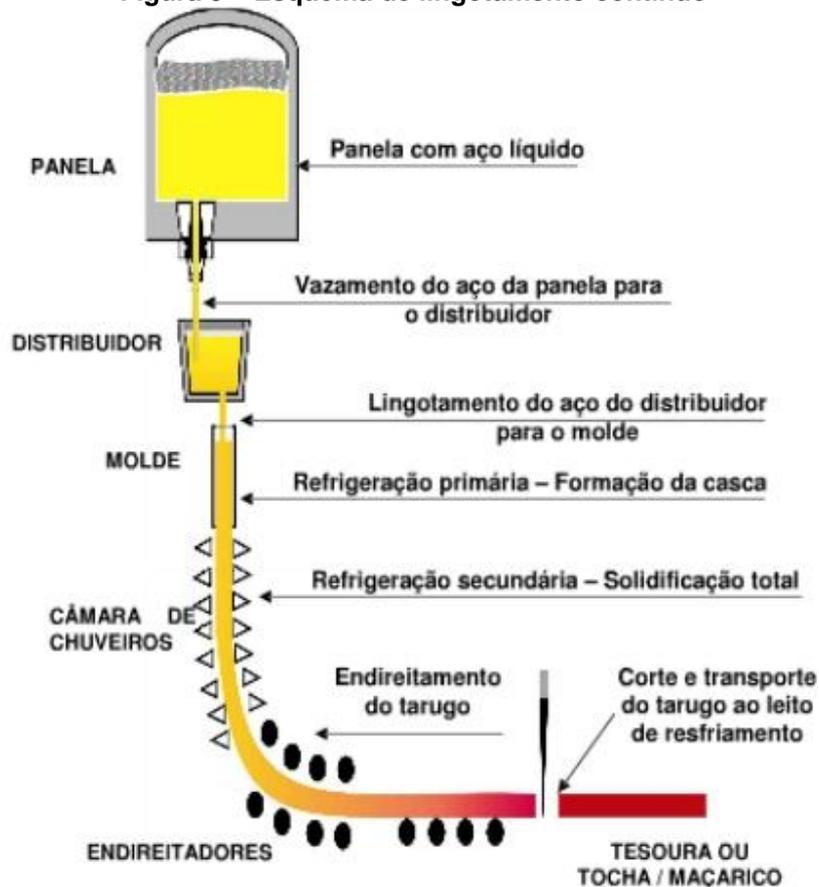
A aciaria, de acordo com Dias (2002) é responsável pela transformação da gusa em aço, por meio de um processo de refinamento. Conforme Pfeil; Pfeil (2009), este refinamento é realizado em um conversor de oxigênio, onde o oxigênio é inserido, sob alta pressão, no interior da massa líquida de ferro fundido. Este processo envolve altas temperaturas, uma vez que, o oxigênio inserido promove a queima do carbono existente no ferro fundido. Como resultado deste procedimento, obtém-se também a escória, resultante da eliminação de materiais como manganês, fósforo e silício, considerados impurezas. Para Dias (2002), os aços estruturais apresentam como composição média final, teores de carbono (0,2%), de silício (0,1%) e de manganês (0,1%), depois da passagem pelo processo do conversor. Nesta sequência, a depender da composição do aço, se a mesma estiver adequada, o aço passa para o processo de lingotamento contínuo, caso contrário, passa por um tratamento na panela. O tratamento do aço na panela tem como função, diminuir as impurezas, bem como reduzir a quantidade de oxigênio livre do aço (responsável pela formação de vazios no aço) através da inserção de elementos como alumínio e silício (desoxidantes).

**Figura 2 – Conversor de oxigênio**

Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 7).

Depois do tratamento na panela, o aço segue para o processo de lingotamento, onde o aço fundido é colocado em formas metálicas chamadas de lingoteiras, possibilitando a produção de lingotes (blocos). Após passar por um processo de descanso, há a fase da desmoldagem, em que os lingotes são removidos e conduzidos aos fornos de regularização de temperatura. O lingotamento contínuo consiste basicamente, em um processo contínuo de moldagem de lingotes, de maneira que apresente forma de placas (retangular ou tarugos) de comprimento apropriado, para a fase posterior de laminação (PFEIL; PFEIL, 2009).

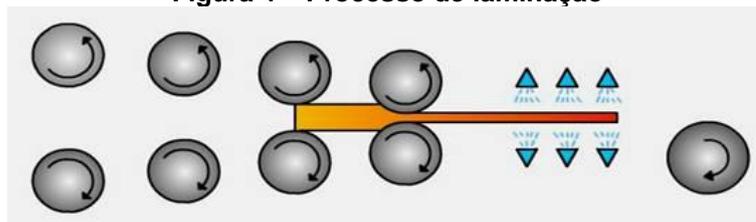
Figura 3 – Esquema de lingotamento contínuo



Fonte: Silva; Shibata (2013, <[http://sistemas.eel.usp.br/docentes/arquivos/5009972/LOM3045/Lingotamento\\_Contínuo-texto.pdf](http://sistemas.eel.usp.br/docentes/arquivos/5009972/LOM3045/Lingotamento_Contínuo-texto.pdf)>).

Após o processo de lingotamento, tem-se a fase da laminação, em que as placas sofrem uma diminuição da área da seção transversal e alongamento. É no processo de laminação que o aço é convertido em perfis laminados e chapas. Na laminação a quente, a placa passa por pré-aquecimento e em seguida por cilindros (rolos giratórios), ocasionando uma deformação e redução de seção, além de aumento de comprimento. É nesta fase que a placa adquire espessura conveniente à comercialização (DIAS, 2002).

Figura 4 – Processo de laminação



Fonte: Disponível em: <[http://mmborges.com/processos/Conformacao/cont\\_html/laminacao.htm](http://mmborges.com/processos/Conformacao/cont_html/laminacao.htm)>.

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), de maneira a melhorar as propriedades do aço, o mesmo pode receber tratamento térmico, que a depender do tipo, pode promover a diminuição das tensões internas ocasionadas por laminação, ou mudar as propriedades e a resistência por meio da alteração na estrutura cristalina do aço.

## **2.5 Produtos de aço para uso em estruturas**

Pode-se citar como produtos de aço a serem utilizados para fins estruturais, as chapas zincadas, chapas finas a frio, chapas finas a quente, perfis laminados, chapas grossas, barras redondas, barras chatas, tubos estruturais, perfis estruturais em chapas soldadas e perfis soldados. Estes produtos distinguem-se pelas espessuras, larguras e comprimentos (BELLEI, 2003).

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), são considerados produtos laminados: chapas, perfis laminados, barras, tubos e trilhos. Ao passo que, as peças obtidas por trefilação, constituem o grupo dos fios, cabos e cordoalhas. Bem como, chapas metálicas de aços que possuem ductilidade, quando dobradas a frio, passam a constituir perfis de chapa dobrada.

### **2.5.1 Produtos laminados**

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), de maneira concisa e explicativa, os produtos laminados podem ser:

- **chapas**

As chapas são produtos de aço que possuem espessura muito menor do que sua largura e comprimento. As chapas podem ser grossas ou finas. As chapas grossas são fabricadas a quente, podendo ser utilizadas em estruturas metálicas, e possuem espessuras maiores do que 5,0 mm. No entanto, as chapas finas podem ser produzidas a quente ou a frio. As chapas finas a quente são utilizadas em perfis de chapas dobradas, e possuem espessura que varia de 1,2 mm a 5,0 mm. Enquanto que as chapas finas a frio são empregadas, por exemplo, em rufos e calhas, e possuem espessuras que oscilam entre 0,3 mm e 2,65 mm. As chapas podem ainda ser consideradas universais (quando não possuem cantos vivos) ou ainda aparadas (quando corta-se na tesoura os bordos da chapa);

- **perfis laminados**

Os perfis laminados, como o próprio nome sugere, são produzidos em laminadores. Estes perfis podem apresentar a forma de I, H, L, C. Frequentemente, os perfis C são chamados de perfis U. Os perfis L (cantoneiras) são produzidos com variadas espessuras a depender do tamanho das abas. Assim, os perfis L podem apresentar abas iguais ou não. E os perfis I, H e C, são fabricados em grupos, cujos quais possuem elementos com altura ( $h$ ) fixa e abas com largura ( $b$ ) variáveis;

- **barras**

As barras caracterizam-se por apresentar comprimento maior que as dimensões da seção transversal. As barras podem apresentar configuração quadrada, redonda ou chata;

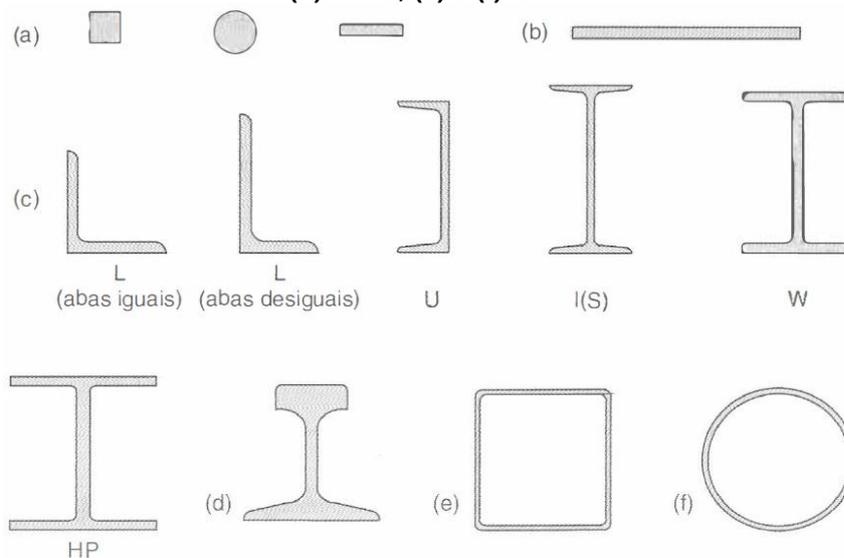
- **tubos**

Os tubos podem apresentar seção circular, quadrada ou ainda retangular, sendo os mesmos ocos. A depender do processo de fabricação, os tubos podem ser com costura (quando fabricados com chapa dobrada e soldada) ou sem costura (quando fabricados em laminadores especiais);

- **trilhos**

Os trilhos apresentam como função, servir de apoio para as rodas de trens ou pontes rolantes.

**Figura 5 – Produtos laminados de aço: (a) barras; (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) e (f) tubos**



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 20).

### **2.5.2 Fios, cabos e cordoalhas**

A trefilação é o processo responsável pela produção dos fios. Os fios podem ser de aço duro, bem como, de aço doce. Os fios de aço duro caracterizam-se por ser de alto carbono, e podem ser aplicados, por exemplo, em molas e cabos de protensão de estruturas. Os cabos são constituídos por fios trefilados finos de aço, que juntos formam arranjos helicoidais diferentes. Caracterizam-se por serem flexíveis, contudo, apresentam módulo de elasticidade correspondente a 50% do módulo de elasticidade de uma barra maciça. As cordoalhas são constituídas por três ou sete fios de aço, com arranjo em forma de hélice. Caracterizam-se por apresentar módulo de elasticidade alto ( $E=195\ 000\ \text{MPa}$ ) (PFEIL; PFEIL, 2009).

### **2.5.3 Perfis de chapas dobradas**

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), os perfis de chapas dobradas são, chapas de aços dúcteis dobradas a frio. Este processo de dobra é realizado em prensas especiais.

Constitui causa de instabilidade estrutural, a utilização de chapas finas (espessuras inferiores a 3,0 mm) para fabricação dos perfis.

A AISI e a ABNT NBR 14762:2001 servem de referência para projeto de estruturas formadas de perfis de chapas dobradas.

### **2.5.4 Perfis soldados e perfis compostos**

Constituem perfis, um conjunto de perfis laminados simples ou um conjunto de chapas, ligadas por solda, normalmente.

Há três tipos de perfis soldados, de acordo com a ABNT NBR 5884:1980, sendo os perfis CS – colunas soldadas; perfis VS – vigas soldadas; perfis CVS – colunas e vigas soldadas. Os perfis compostos são empregados, geralmente, quando se deseja maior momento de inércia.

Os perfis soldados são formados pela união de chapas, enquanto os perfis laminados são formados pela união de perfis laminados simples (PFEIL; PFEIL, 2009).

## **2.6 Estrutura**

Estrutura é a denominação dada a uma parte de uma construção, ou uma série de peças (elementos) estruturais, cuja função destina-se a absorver esforços (cargas) e transmiti-los a outras peças e por fim ao solo por meio de vínculos (que fazem a união dessas peças) (DIAS, 2002).

De acordo com Souza; Rodrigues; Mascia (2008), a estrutura não deve ser construída com materiais totalmente rígidos, uma vez que, precisa transmitir ao solo os esforços recebidos. Além disso, as causas dos esforços e deformações que surgem nas estruturas são denominadas de ações.

As estruturas podem apresentar-se em aço, em concreto, em madeira, ou mesmo em sistema misto.

As peças (elementos) estruturais que compõem uma estrutura podem ser especificadas por suas dimensões ou mesmo pelo seu carregamento. Desta forma, segundo suas dimensões, as peças estruturais podem ser: barras, blocos e folhas. E segundo seu carregamento, os elementos estruturais podem ser: lajes ou placas, paredes estruturais ou chapas, pilares e vigas (DIAS, 2002).

Cabe destacar que cada elemento estrutural deve apresentar segurança adequada, em conformidade com os Estados Limites Últimos e de Serviço, de modo a desempenhar satisfatoriamente sua função (GIONGO, 2007).

### **2.6.1 Barras**

Conforme Fontes (2005), as barras possuem uma dimensão maior que as outras duas dimensões. Podem-se citar, nesse contexto, as vigas e os pilares. De acordo com Dias (2002), as barras podem ainda ser subdivididas em barras de paredes delgadas (barras metálicas, por exemplo) e barras sólidas (barras de concreto, por exemplo).

### **2.6.2 Blocos**

Os blocos caracterizam-se por apresentar as três dimensões com valores de mesma proporção, isto é, todas as dimensões são proporcionais. Convém mencionar, nesse caso, os blocos de fundações (DIAS, 2002).

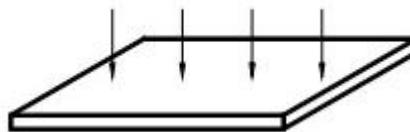
### 2.6.3 Folhas

Segundo Dias (2002), as folhas possuem como característica principal, o fato de uma de suas dimensões ser muito menor que as outras duas. Enfatizam-se nesse sentido, as lajes e as paredes estruturais, por exemplo.

### 2.6.4 Lajes ou placas

Conforme Bastos (2015), as lajes são também conhecidas como placas. As lajes possuem uma de suas dimensões (espessura) muito menor que as suas outras duas dimensões (comprimento e largura). Além disso, cabe destacar, que as ações são geralmente perpendiculares ao plano da laje, isto é, o carregamento é perpendicular à superfície composta pelas duas maiores dimensões da placa.

**Figura 6 – Lajes ou placas**



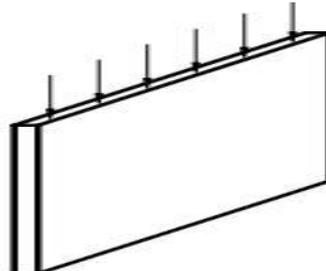
Fonte: Bastos (2006, p. 21).

### 2.6.5 Paredes estruturais ou chapas

As paredes estruturais ou chapas são peças estruturais, cujas quais, o carregamento é paralelo ao plano composto pelas duas maiores dimensões (DIAS, 2002).

De acordo com Bastos (2006), a viga-parede constitui-se exemplo de chapas ou paredes estruturais.

**Figura 7 – Paredes estruturais ou chapas**



Fonte: Bastos (2006, p. 21).

### 2.6.6 Pilares ou colunas

Os pilares são barras verticais, caracterizam-se por apresentar carregamento axial (DIAS, 2002).

De acordo com Marques (2014), os pilares apresentam eixo reto, e tem uma de suas dimensões muito maior que as outras duas.

**Figura 8 – Pilar**



Fonte: Autora (2019).

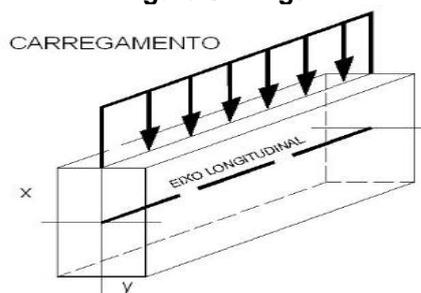
### 2.6.7 Vigas

As vigas são barras horizontais (em sua maioria), nas quais o carregamento ocorre transversalmente ao seu eixo longitudinal (DIAS, 2002).

Segundo Giogo (2007), na viga ocorrem solicitações de flexão. Sendo que a viga apresenta como esforços, basicamente, momentos fletores e esforços cortantes.

As vigas são constituídas por barras alinhadas. Além disso, podem apresentar-se na horizontal ou inclinadas, possuindo um ou mais apoios ou mesmo engastes, de forma que as barras sejam pelo menos isostáticas (SOUZA; RODRIGUES; MASCIA, 2008).

**Figura 9 – Viga**



Fonte: Disponível em: <<https://slideplayer.com.br/slide/10396762/>>.

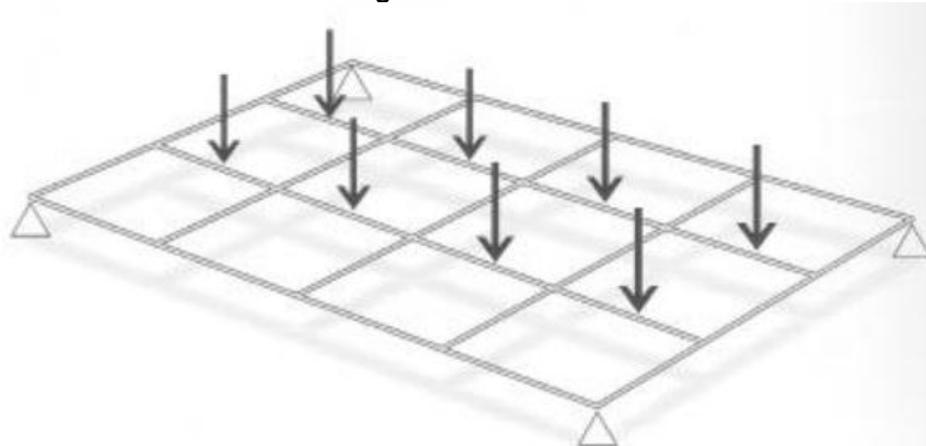
## 2.7 Pórtico espacial

Entende-se por pórtico espacial, a estrutura constituída por barras ligadas entre si. Constituem-se estruturas: as grelhas, os pórticos e as treliças (DIAS, 2002).

### 2.7.1 Grelhas

De acordo com Souza; Rodrigues; Mascia (2008), as grelhas são estruturas compostas por barras coplanares (situadas no mesmo plano), cujas quais, formam uma malha, recebendo solicitações não-coplanares, sendo que as ações que atuam sobre as barras são, na sua maioria, perpendiculares ao plano onde as barras estão inseridas, ou seja, os carregamentos se dão em planos ortogonais ao plano da estrutura.

Figura 10 – Grelha



Fonte: Disponível em: <<https://www.ebah.com.br/content/ABAAAfTSEAD/isostatica>>.

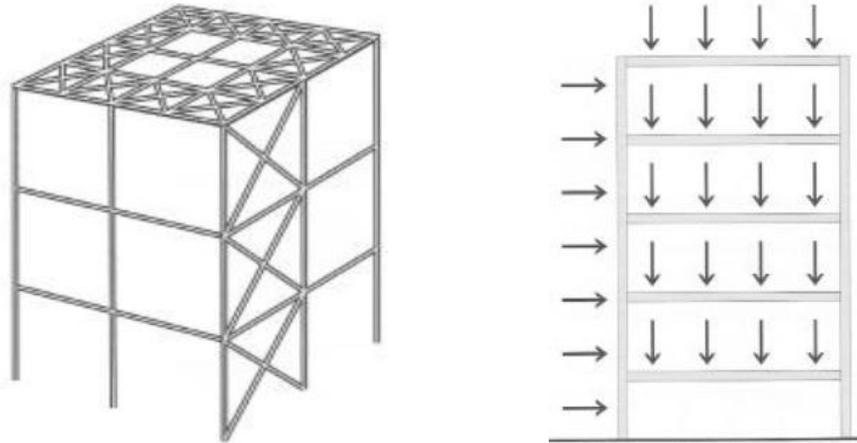
### 2.7.2 Pórticos

De maneira geral, o pórtico caracteriza-se por ser constituído por barras não alinhadas. Basicamente, são estruturas compostas por barras, constituindo quadros entre si (SOUZA; RODRIGUES; MASCIA, 2008).

Conforme Dias (2002), os pórticos planos definem-se como estruturas constituídas por barras coplanares, em que os carregamentos se dão nesse mesmo plano, ou seja, o pórtico plano recebe cargas, cujas quais, situam-se no mesmo

plano onde o pórtico está inserido, dessa forma, as cargas são coplanares ao pórtico.

**Figura 11 – Pórticos espacial e plano, respectivamente**



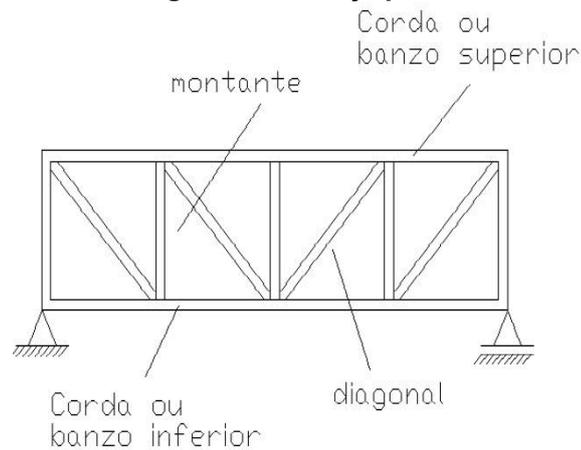
Fonte: Disponível em: <<https://www.ebah.com.br/content/ABAAAfTSEAD/isostatica>>.

### 2.7.3 Treliças

Segundo Souza; Rodrigues; Mascia (2008), as treliças são estruturas compostas por barras retas, cujas quais, apresentam-se de maneira a formar uma série de triângulos. As solicitações incidentes sobre as treliças são: tração e compressão. Constituem-se partes de uma treliça: diagonal, montante, banzo ou corda, painel (entre dois alinhamentos sucessivos de montantes), nó.

Os nós presentes nas treliças são resultantes da conexão entre as barras. As treliças caracterizam-se por apresentar carregamentos aplicados nos seus nós. Há basicamente dois tipos de treliças: planas e espaciais.

De acordo com Dias (2002), a treliça plana é constituída por barras coplanares conectadas entre si, cujos carregamentos se dão em seus nós. Já a treliça espacial é uma estrutura tridimensional, composta por barras não-coplanares (situadas em planos diferentes), conectadas entre si, cujos carregamentos também se dão em seus nós.

**Figura 12 – Treliça plana**

Fonte: Souza; Rodrigues; Mascia (2008, p. 29).

**Figura 13 – Treliça espacial**

Fonte: Pinheiro (2005, p. 35).

## 2.8 Tipos de treliças

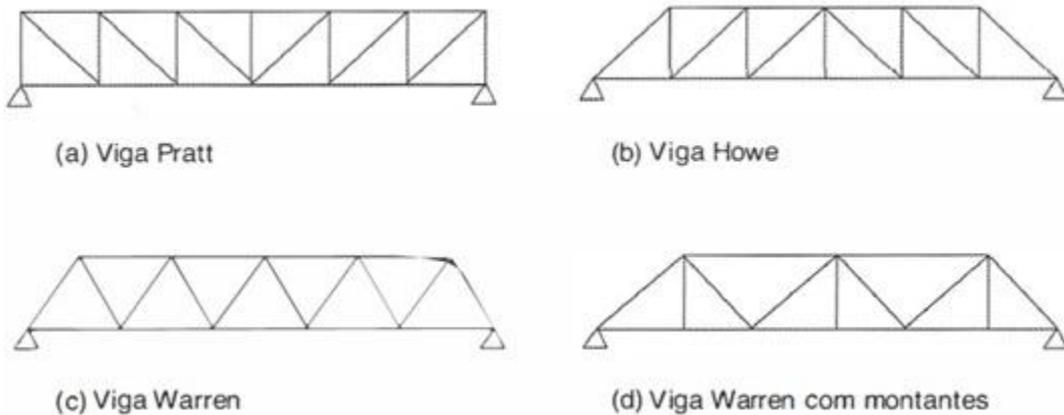
De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), as treliças são formadas por segmentos de hastes, unidas por nós. As treliças podem ser isostáticas ou hiperestáticas. Segundo o autor, as treliças são deveras apropriadas para estruturas metálicas, uma vez que os perfis são produzidos em comprimento definido. As treliças metálicas são muito empregadas em contraventamentos de pontes e edifícios, além de ser muito utilizada em coberturas de edifícios industriais.

De modo geral, as treliças empregadas em apoios de pontes e pisos apresentam banzos paralelos, ao passo que, as treliças empregadas em coberturas apresentam o banzo de cima inclinado (PFEIL; PFEIL, 2009).

Segundo Pfeil; Pfeil (2009), os tipos geométricos de treliça mais comuns são: Pratt, Warren e Howe. Para o autor, na viga Pratt, os montantes da treliça sofrem

compressão e as diagonais sofrem tração, quando submetida a cargas de gravidade. A viga Warren simples, não possui montantes verticais, exceto quando os nós estão muito afastados, e é composta por um triângulo isósceles (com dois lados iguais). A viga Howe apresenta tração nos montantes e compressão nas diagonais, uma vez submetida a cargas de gravidade.

**Figura 14 – Treliças – banzos paralelos (Pratt, Howe e Warren)**



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 230).

**Figura 15 – Treliças – banzo de cima inclinado**



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 230).

## 2.9 Tipos de ligações

As treliças podem ter suas barras unidas por meio de ligações soldadas ou parafusadas.

### 2.9.1 Ligações parafusadas

De acordo com Pinheiro (2001), as estruturas metálicas admitem parafusos de alta resistência e parafusos comuns.

#### 2.9.1.1 Parafusos de alta resistência

Segundo Pfeil; Pfeil (2000), os parafusos de alta resistência são produzidos com aço tratados termicamente.

Conforme Dias (2002), em virtude da alta resistência destes parafusos, há uma economia de aço, uma vez que há a necessidade de um menor número de conectores, resultando em menores chapas de ligação. Pode-se destacar o ASTM A325 como sendo o tipo de parafuso de alta resistência mais utilizado. Em função da bitola do parafuso tem-se uma determinada resistência à ruptura. Desta forma, para parafusos com diâmetro menor ou igual a 25,4 mm tem-se uma resistência à ruptura de 82,5 kN/cm<sup>2</sup>, ao passo que, parafusos com diâmetro superior a 25,4 mm tem-se uma resistência à ruptura de 72,5 kN/cm<sup>2</sup>. É indicado, que os parafusos de alta resistência sejam instalados com controle de torque.

A instalação dos parafusos de alta resistência pode ser feita com esforços de tração. Há dois tipos de ligação: tipo atrito e tipo apoio. Na ligação do tipo atrito, o parafuso é dimensionado de maneira a impossibilitar o movimento entre as chapas, dessa forma, utiliza-se um coeficiente de segurança contra o deslizamento. Na ligação do tipo apoio, admitem-se pequenos deslizamentos (PFEIL; PFEIL, 2000).

### **2.9.1.2 Parafusos comuns**

Segundo Pfeil; Pfeil (2009), os parafusos comuns são, geralmente, fabricados com aços-carbono de baixo teor de carbono, isto é, apresentam baixa resistência mecânica, além disso, apresentam baixo custo. O tipo de parafuso comum mais utilizado é o produzido de acordo com a ASTM A307.

Conforme Dias (2002), a instalação dos parafusos comuns se dá sem controle de torque, com chave manual comum. Nesse caso, não se leva em consideração a resistência por atrito entre as chapas, podendo haver movimento dos elementos ligados.

Os parafusos comuns são empregados em plataformas simples, terças, vigas, estruturas leves, pequenas treliças, guarda-corpos, corrimãos etc. (PINHEIRO, 2001).

### **2.9.2 Ligações soldadas**

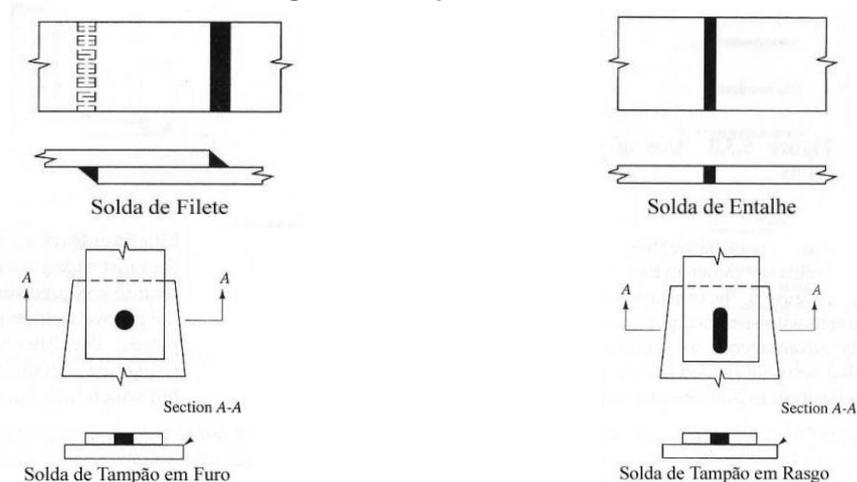
As ligações soldadas caracterizam-se basicamente por manter a continuidade do material, bem como as propriedades químicas e mecânicas do mesmo, quando na união de dois ou mais elementos (DIAS, 2002).

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), a ligação soldada define-se como sendo um tipo de união resultante da fusão das partes adjacentes. A fusão pode ser provocada por energia de origem elétrica, óptica, química ou mecânica. Em geral, a de origem elétrica é a mais empregada, na construção civil.

É importante destacar que, para se obter uma ligação soldada de qualidade, se faz necessário um soldador qualificado, eletrodos de qualidade, materiais completamente soldáveis e um controle tecnológico de execução das soldas através de raio-X ou mesmo de ultrassom. As ligações soldadas são mais indicadas em fábricas, onde se pode ter um maior controle sobre este tipo de conexão (PINHEIRO, 2001).

Segundo Pinheiro (2001), são tipos de solda: filete (cordão), entalhe (solda de chanfro, mais empregada) e tampão. Para Dias (2002), na solda do tipo filete, o metal da solda localiza-se externamente aos elementos que irão se unir. Na solda de entalhe, o metal da solda localiza-se entre os elementos cujos quais irão se unir, além disso, este tipo de solda pode ter enchimento incompleto (penetração parcial) ou enchimento total (penetração total). E a solda do tipo tampão, conforme Pinheiro (2001), pode ser em furos ou em rasgos.

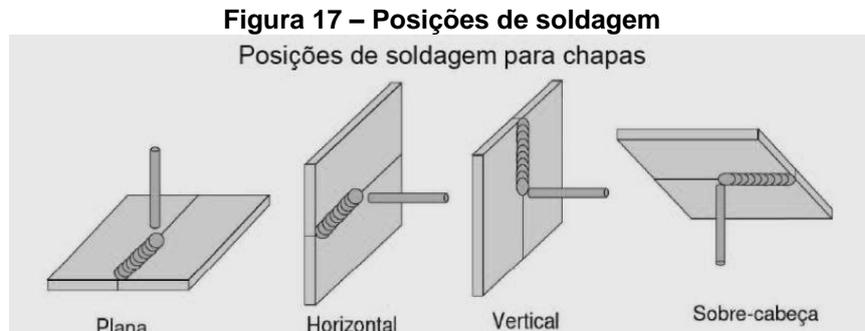
**Figura 16 – Tipos de solda**



Fonte: Disponível em: <<http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2015/05/Cap2-Liga%C3%A7%C3%B5esSoldadas-1.pdf>>.

Pelo fato das ligações soldadas dispensarem furações, este tipo de ligação apresenta menores custos de fabricação, além de outras vantagens como: maior rigidez das ligações, diminuição da quantidade de aço, uma vez que, comparado com as ligações parafusadas apresentam ligações mais compactas. Em

contrapartida, as ligações soldadas também apresentam desvantagens como não conseguir ter um controle de qualidade adequado da solda na obra a depender da posição da mesma (horizontal, plana, vertical ou sobrecabeça), e dificuldade para desmontagem (DIAS, 2002).



Fonte: Bessa (<<http://www.alusolda.com.br/conteudo/como-soldar-a-arco-eletrico-com-eletrodo-revestido.html>>).

Segundo Pinheiro (2001), constituem-se métodos de soldagem: SAW (Submerged arc welding – solda via arco submerso), SMAW (Shielded metal arc welding – solda via arco elétrico com eletrodo revestido), FCAW (Flux cored arc welding – solda via arco elétrico com fluxo no núcleo), GMAW (Gas metal arc welding – solda via arco elétrico com proteção gasosa) e por resistência elétrica.

## 2.10 Tipos de esforços

De acordo com Gomes (2016), para que uma estrutura cumpra com suas funções, ela deve resistir aos esforços, provocados pelas solicitações físicas à que uma estrutura é submetida ao longo de sua vida.

As treliças destinam-se a resistir apenas a esforços normais. As suas barras individuais são submetidas somente a esforços normais de tração ou compressão.

## 2.11 Estados Limites

Quando uma estrutura deixa de cumprir com algum de seus objetivos, verifica-se um estado limite. São objetivos de uma estrutura (projeto estrutural): segurança estrutural, de forma a evitar a ruína da estrutura, bem como, assegurar que a

estrutura apresente um bom desempenho, de maneira a impossibilitar deslocamentos, danos locais e vibrações consideráveis (PFEIL; PFEIL, 2009).

Os estados limites podem ser: estados-limites últimos (ELU) e estados-limites de utilização ou de serviço (ELS).

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, os ELU referem-se a segurança estrutural da estrutura, quando a mesma é submetida a combinações inadequadas (desfavoráveis) de ações, presumidas em toda sua vida útil, no decorrer da construção ou quando ocorrer uma ação excepcional, podendo-se citar: cargas excessivas que podem levar ao colapso da estrutura. Já os ELS referem-se ao desempenho da estrutura relativa à condição normal de utilização, ou seja, estão relacionados a cargas em serviço.

As ações (cargas) incidentes sobre uma estrutura podem ser divididas em: permanentes (G), variáveis (Q) e excepcionais (E). Como cargas permanentes, pode-se mencionar: o peso próprio da estrutura, do piso, dos equipamentos, dos revestimentos, dos acabamentos, etc. Como cargas excepcionais: choque de veículos, explosões, abalo sísmico, etc. E como cargas variáveis: móveis, divisórias, empuxo em terra, variação da temperatura, vento em coberturas, sobrecarga de ocupação da edificação, etc. (PINHEIRO, 2001).

Para Pfeil; Pfeil (2009), no método dos estados-limites últimos, a segurança para cada seção da estrutura se dá, quando a solicitação de projeto ( $S_d$ ) for menor que a resistência de projeto ( $R_d$ ), conforme equação 1:

$$S_d = S(\sum \gamma_{fi} F_i) < R_d = R(f_k / \gamma_m) \quad (1)$$

Neste caso,  $\gamma_{fi}$  representa o coeficiente de majoração das ações,  $F_i$  é a combinação de ações,  $f_k$  é a resistência característica do material e  $\gamma_m$  é o coeficiente de minoração (PFEIL; PFEIL, 2009).

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, a solicitação de projeto simboliza os valores de cálculo dos esforços que atuam na estrutura (ações normal (uso da edificação), especial, excepcional, de construção), sendo que, em alguns casos, representa as tensões que atuam na estrutura. Enquanto que, a resistência de projeto simboliza os valores de cálculo dos esforços resistentes, ou mesmo, tensões resistentes.

Segundo Pfeil; Pfeil (2009), as solicitações de projeto podem ser traduzidas como combinações de solicitações  $S$  relacionadas às ações  $F_{ik}$ , conforme segue:

$$S_d = \sum \gamma_{f3} S[(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot F_{ik})], \quad (2)$$

sendo que:  $\gamma_{f1}$  é o coeficiente relativo à variabilidade das ações;  $\gamma_{f2}$  é o coeficiente ligado à concomitância de atuação das ações; e  $\gamma_{f3}$  é o coeficiente relativo aos prováveis erros de avaliação dos efeitos das ações, sendo que, este valor é  $\geq 1,10$ .

Para a ABNT NBR 8800:2008, no estado-limite último, o produto dos coeficientes de ponderação das ações  $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ , é apresentado como  $\gamma_g$  (ações permanentes) ou  $\gamma_q$  (ações variáveis). Assim como, o coeficiente  $\gamma_{f2}$  corresponde ao fator de combinação  $\psi_0$  (fator probabilístico, que leva em conta a ocorrência de ações variáveis de maneira simultânea).

**Tabela 3 – Coeficientes de segurança parciais  $\gamma_f$ , no estado-limite último**

Ações		Combinações		
		Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
P e r m a n e n t e s	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25 (1,00)	1,15 (1,00)	1,10 (1,00)
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30 (1,00)	1,20 (1,00)	1,15 (1,00)
	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	1,35 (1,00)	1,25 (1,00)	1,15 (1,00)
	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40 (1,00)	1,30 (1,00)	1,20 (1,00)
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,50 (1,00)	1,40 (1,00)	1,30 (1,00)
	Deformações impostas por recalques de apoio, imperfeições geométricas, retração e fluência do concreto	1,20 (1,00)	1,20 (1,00)	0 (0)
V a r i á v e i s	Efeito de temperatura	1,20	1,00	1,00
	Ação do vento	1,40	1,20	1,00
	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes de uso e ocupação	1,50	1,30	1,00

Fonte: Adaptado de Pfeil; Pfeil (2009, p. 41).

**Tabela 4 – Fatores de combinação  $\psi_0$  e de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  para as ações variáveis**

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>(1)</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>(2)</sup>	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Notas:

(1) Edificações residenciais de acesso restrito.

(2) Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

Fonte: Adaptado de Pfeil; Pfeil (2009, p. 42).

Segundo Pfeil; Pfeil (2009), a resistência de projeto é a divisão da resistência última ( $R_u$ ) pelo coeficiente parcial de segurança ( $\gamma_m$ ). Assim:

$$R_d = \frac{R_u (f_k)}{\gamma_m}, \quad (3)$$

em que:  $\gamma_m$  é o produto dos coeficientes de ponderação de resistência.

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}, \quad (4)$$

onde:  $\gamma_{m1}$  é o coeficiente que considera a variação da resistência dos materiais;  $\gamma_{m2}$  é o coeficiente que considera a discrepância entre a resistência do material na estrutura e no corpo de prova; e  $\gamma_{m3}$  é o coeficiente que considera as imprecisões (incertezas) no cálculo da resistência última, em consequência de aproximações teóricas (realizadas em projeto) e de desvios construtivos.

**Tabela 5 – Coeficiente  $\gamma_m$  aplicado às resistências, no estado-limite último**

Material	Combinações de Ações			
	$\gamma_m$	Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
Aço estrutural, pinos e parafusos - Estados limites de escoamento e flambagem	$\gamma_{a1}$	1,10	1,10	1,00
Aço estrutural, pinos e parafusos - Estado limites de ruptura	$\gamma_{a2}$	1,35	1,35	1,15
Concreto	$\gamma_c$	1,40	1,20	1,20
Aço de armadura de concreto armado	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,00

Fonte: Adaptado de Pfeil; Pfeil (2009, p. 43).

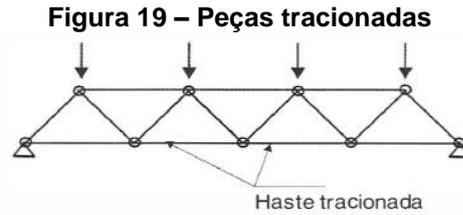
De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, nos estados-limites de serviço (ELS), não há necessidade de minoração, assim:  $\gamma_m=1,00$ . Além disso, geralmente, o coeficiente de ponderação das ações é  $\gamma_f=1,00$ , nos estados-limites de serviço (ELS). Todavia, no ELS, são empregados os fatores de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$ , para as combinações de ações de serviço.

## 2.12 Elementos tracionados

Segundo Pfeil; Pfeil (2009), peças tracionadas são, peças submetidas a solicitações de tração axial ou tração simples. Os elementos tracionados podem ser formados por barras de seção composta ou simples, como: barras chatas, redondas, perfis laminados compostos, perfis laminados simples (L, U, I). Além disso, as ligações das peças tracionadas com outras partes da estrutura podem ser realizadas por meio de rosca e porca (barras rosqueadas), conectores aplicados em furos e soldagem.

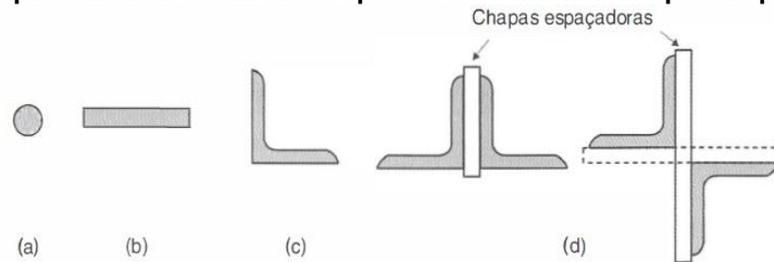
**Figura 18 – Barra submetida à tração**

Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 25).



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 47).

**Figura 20 – Perfis usados em peças tracionadas (barra redonda (a); barra chata (b); perfil laminado simples (cantoneira) (c); seções formadas por dois perfis laminados (dupla cantoneira com faces opostas ou cantoneiras opostas pelo vértice) (d))**



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 48).

Uma peça submetida à tração axial tem sua resistência estabelecida pela ruptura da seção com furos ou pelo escoamento da barra no decorrer de seu comprimento, causando deformações excessivas (PFEIL; PFEIL, 2009).

### 2.12.1 Diâmetro dos furos

A seção da peça é enfraquecida quando se fazem furos que possibilitam ligações com conectores (parafusos). Em construções metálicas, os tipos de furos utilizados são executados através de puncionamento ou por broqueamento. A técnica mais utilizada e por vezes mais econômica, é a do puncionamento, neste caso, punciona-se um furo com diâmetro 1,5 mm maior que o diâmetro do parafuso. Este procedimento, acaba por causar danos ao material junto ao furo, e por isso, no cálculo, tem-se uma redução de 1 mm ao longo do perímetro do furo (PFEIL; PFEIL, 2009).

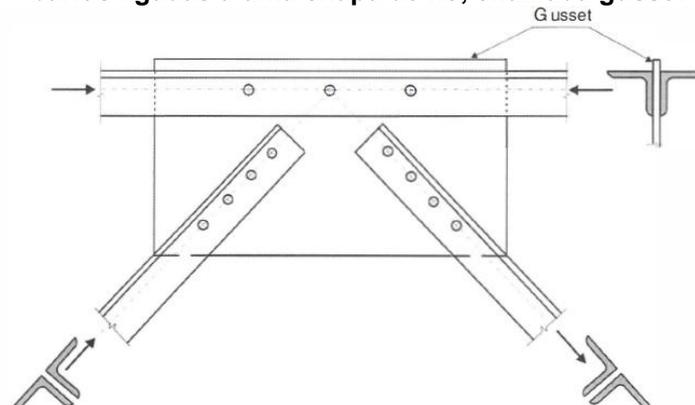
Conforme Pfeil; Pfeil (2009), no caso de furos-padrão, tem-se 2 mm de redução em virtude do dano por puncionamento. Assim, o diâmetro total a reduzir corresponde ao diâmetro do conector (d) somado a 3,5 mm.

### 2.12.2 Área bruta ( $A_g$ ), líquida ( $A_n$ ) e líquida efetiva ( $A_{ef}$ )

De acordo com Bellei; Pinho; Pinho (2008), para melhor compreensão da resistência de projeto, dever-se-á conhecer as áreas bruta, líquida e líquida efetiva. Assim, define-se como área bruta ( $A_g$ ) de um elemento, a soma dos produtos da espessura de cada componente da seção pela largura bruta da mesma, sendo que, no caso dos perfis L, essa largura bruta é o somatório da largura das abas menos a espessura. Como área líquida ( $A_n$ ) de um elemento, o somatório dos produtos da espessura de cada componente da seção pela largura líquida da mesma. E como área líquida efetiva ( $A_{ef}$ ), a área líquida de fato tensionada, de modo a ser descontado as áreas cujas quais não se encontram tensionadas. Para determinar a área líquida efetiva, multiplica-se a área líquida por um coeficiente de redução ( $C_t$ ). Este coeficiente pode ser aplicado à área líquida, para ligações parafusadas ou aplicado à área bruta, para ligações soldadas, assim:

$$A_{ef} = C_t \cdot A_n \quad (5)$$

**Figura 21 – Nó de uma treliça, composta por barras formadas por cantoneiras duplas, sendo as barras ligadas a uma chapa de nó, chamada gusset**



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 48).

O fator de redução ( $C_t$ ) varia em função do perfil (seção aberta), da solda (transversal ou longitudinal), bem como em função do comprimento das soldas e da largura da chapa. Quanto maior for o comprimento da ligação (soldada ou parafusada), menor será a redução a ser aplicada às áreas (PFEIL; PFEIL, 2009).

Na figura 21, pode-se observar que, a transferência de esforços se dá por meio de uma aba de cada perfil L. Segundo Pfeil; Pfeil (2009), nessas situações, as

tensões não se distribuem em toda seção, mas apenas no segmento ligado. Para tanto, necessita-se aplicar o fator de redução para o cálculo da área líquida efetiva, que será utilizada para o cálculo da resistência à ruptura da seção.

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), para obter a área da seção transversal líquida de peças tracionadas com furos, toma-se a área bruta descontando-se desta as áreas dos furos compreendidos em uma seção reta da peça. Já no caso de furação enviesada, os segmentos enviesados são calculados com comprimento reduzido. Assim:

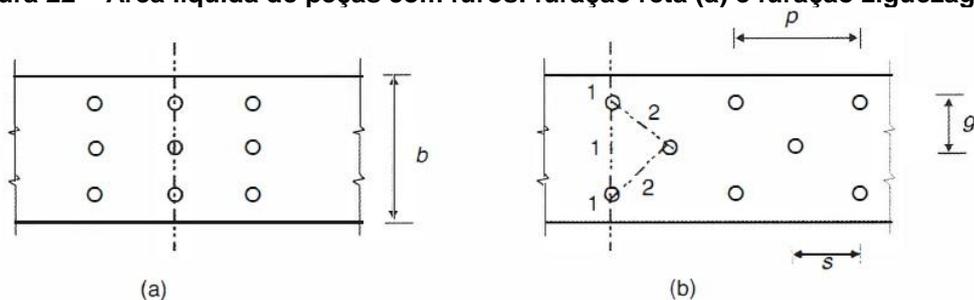
$$g + \frac{s^2}{4g}, \quad (6)$$

em que:  $g$  é o espaçamento vertical entre dois furos e  $s$  é o espaçamento horizontal entre dois furos.

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), pode-se calcular a área líquida de barras com furos por meio da seguinte fórmula:

$$A_n = \left[ b - \sum (d + 3,5\text{mm}) + \sum \frac{s^2}{4g} \right] t. \quad (7)$$

**Figura 22 – Área líquida de peças com furos: furação reta (a) e furação ziguezague (b)**



$p$  = espaçamento entre furos da mesma fila (*pitch*)  
 $g$  = espaçamento transversal entre duas filas de furos (*gage*)  
 $s$  = espaçamento longitudinal entre furos de filas diferentes  
 (também denominado *pitch*)

Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 51).

### 2.12.3 Resistência de projeto de peças com furos

No caso de peças com furos, a resistência de projeto pode ser obtida através de duas fórmulas, uma que considera a ruptura da seção, e outra que considera o escoamento da seção bruta (PFEIL; PFEIL, 2009).

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), a ruptura da seção com furos, de área líquida, pode ser determinada por:

$$R_{dt} = \frac{A_{n,ef} f_u}{\gamma_{a2}}, \quad (8)$$

onde:  $A_{n,ef}$  é a área líquida efetiva;  $f_u$  é a tensão resistente à tração do aço;  $\gamma_{a2}=1,35$  provindo de combinação normal de ações (tabela 5).

Ainda segundo Pfeil; Pfeil (2009), o escoamento da seção bruta, de área bruta ( $A_g$ ) é dado por:

$$R_{dt} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}, \quad (9)$$

onde:  $A_g$  é a área bruta;  $f_y$  é a tensão de escoamento à tração do aço;  $\gamma_{a1}=1,10$  provindo de combinação normal de ações (tabela 5).

### 2.12.4 Resistência de projeto de peças com extremidades rosqueadas

Considera-se como barras com extremidades rosqueadas, aquelas barras cujo diâmetro é igual ou superior a 12 mm, em que o diâmetro externo da rosca é igual ao diâmetro nominal da barra. O dimensionamento das barras rosqueadas é estabelecido pela ruptura da seção da rosca (PFEIL; PFEIL, 2009).

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), a resistência de projeto das barras rosqueadas pode ser obtida por:

$$R_d = \frac{0,75 A_g f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}, \quad (10)$$

em que:  $\gamma_{a1}$  e  $\gamma_{a2}$  são valores extraídos da tabela 5.

Vale ressaltar que, a relação entre a área efetiva à tração na rosca e a área bruta da barra varia entre 0,73 e 0,80, para os tipos de rosca utilizados na indústria, dessa forma, pode-se determinar a resistência das barras tracionadas em função da área bruta, utilizando um coeficiente médio de 0,75 (conforme pode-se observar na equação acima).

### 2.12.5 Limite de esbeltez para peças tracionadas

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece que, o índice de esbeltez das barras tracionadas não pode superar 300, exceto barras redondas pré-tensionadas ou barras cujas quais foram montadas com pré-tensão.

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), o índice de esbeltez ( $\lambda$ ) de uma barra é a relação entre o comprimento entre pontos de apoio lateral ( $l$ ) e o raio de giração mínimo da seção transversal ( $i$ ). Ou seja:

$$\lambda = \frac{l}{i}, \quad (11)$$

onde:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}. \quad (12)$$

Mesmo não sendo a rigidez um critério para o dimensionamento de peças tracionadas, é preciso considerá-la de maneira a diminuir efeitos vibratórios, de maneira a evitar que a peça se torne muito flexível e sujeita à vibrações, quando a peça estiver sujeita à cargas dinâmicas ou mesmo cargas providas de seu próprio peso ou vento (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

## 2.13 Elementos comprimidos

Elementos comprimidos são elementos submetidos à força axial de compressão ou compressão simples (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

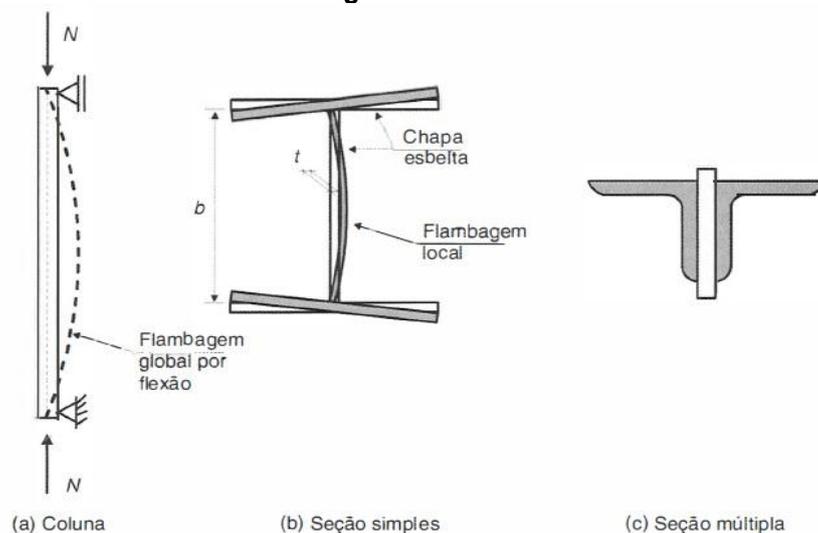


Identifica-se como coluna, uma peça vertical submetida à compressão centrada. O esforço de compressão evidencia o efeito de curvatura na peça, e os deslocamentos laterais gerados passam a compor a flambagem por flexão, que em geral, diminui a capacidade de carga do elemento comparado ao que ocorre na peça tracionada (PFEIL; PFEIL, 2009).

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), as peças comprimidas podem ser formadas de seção múltipla (constituída por várias peças simples, com ligações descontínuas) ou de seção simples, sendo que as de seção múltipla podem encontrar-se justapostas ou distantes possuindo ligações por treliçados ao longo do seu comprimento.

Dependendo da esbeltez da chapa ( $b/t$ ), pode ocorrer flambagem local da peça. A flambagem local caracteriza-se pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, de modo geral, pelo aparecimento de ondulações.

**Figura 24 – Peças comprimidas de seção simples e de seção múltipla, flambagem global e flambagem local**



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 119).

É mais comum ocorrer flambagem antes que o material atinja sua resistência máxima. Dessa forma, a ruína de uma peça comprimida, na maioria dos casos, depende da carga crítica de flambagem global, não havendo nesse caso, nenhuma instabilidade local de seus segmentos (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

### 2.13.1 Flambagem por flexão

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), a carga crítica ou carga de Euler considera que a coluna que se apresenta inicialmente reta, se mantenha sem deslocamentos laterais ( $\delta=0$ ) até atingir a carga crítica. Leonhard Euler (1707-1783) estudou o equilíbrio de uma coluna sob efeito de compressão na posição deformada, apresentando deslocamentos laterais. O resultado da investigação de Euler considera uma coluna idealmente perfeita, sem imperfeições geométricas e tensões residuais, apresentando material de comportamento elástico-linear e carga devidamente centrada. Assim:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}. \quad (13)$$

Desde então, após atingir a carga crítica (que provoca o colapso da barra), a coluna passa a apresentar deformações laterais, ficando sujeita à flexocompressão (PFEIL; PFEIL, 2009).

Quando a carga (compressão axial) for superior à carga crítica, a barra entra em ruína ou apresenta deformação muito grande (PINHEIRO, 2001).

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), a tensão crítica é obtida dividindo-se a carga crítica pela área A da seção reta da barra. Desse modo:

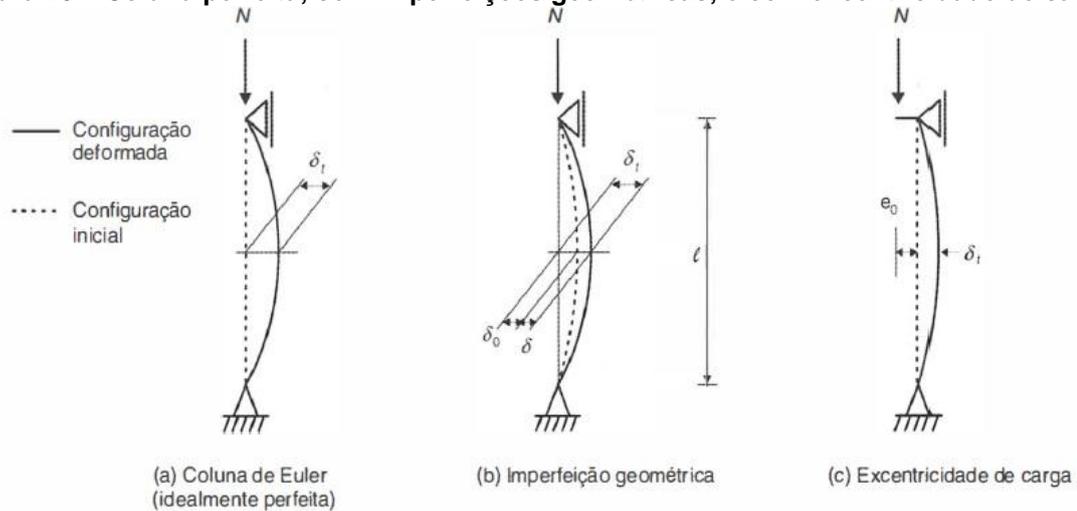
$$f_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{Al^2} = \frac{\pi^2 E}{(l/i)^2}, \quad (14)$$

onde:  $i$  é o raio de giração da seção, em relação ao eixo de flambagem;  $l/i$  é o índice de esbeltez da haste.

Conforme Pfeil; Pfeil (2000), a flambagem pode ocorrer com a flexão da barra desde o começo do carregamento, isso ocorre com as colunas reais, que possuem

imperfeições geométricas, originadas do próprio processo de fabricação, e cujas quais nem sempre se consegue aplicar uma carga perfeitamente centrada.

**Figura 25 – Coluna perfeita; com imperfeições geométricas; e com excentricidade de carga**



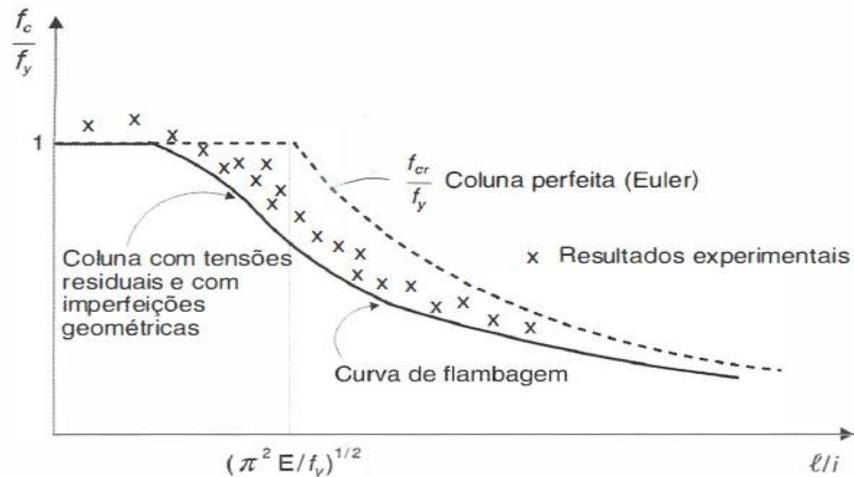
Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 121).

Para uma coluna com imperfeição geométrica, ao ser aplicado uma força normal, surge uma excentricidade adicional, obtendo-se desta forma, uma flecha total ( $\delta_t$ ). As colunas metálicas, além de apresentarem imperfeições geométricas, encontram-se expostas antes da ação da carga, à tensões (tensões residuais  $\sigma_r$ ) decorrentes dos processos de fabricação. A tensão última ( $f_c$ ) obtida por meio da divisão do esforço normal  $N_c$ , sem flexão, pela área  $A$  da seção transversal, depende, assim como a tensão crítica, da esbeltez em torno do eixo em que ocorre a flambagem. Assim, quanto mais esbelta a coluna for, menor a tensão última (PFEIL; PFEIL, 2009).

Segundo Pfeil; Pfeil (2009), através da figura 26, pode-se observar a variação de resistência de uma peça vertical comprimida, em função do índice de esbeltez da mesma, considerando-se efeitos como: imperfeições geométricas e tensões residuais. Verifica-se uma curva de flambagem, cuja qual, é uma curva de resistência à compressão com flambagem, representada em linha cheia na figura. Podem-se verificar três regiões, em função do índice de esbeltez da coluna, como: colunas com índice de esbeltez alto, em que há ocorrência de flambagem em regime elástico, a tensão crítica é menor que a tensão de escoamento, e a tensão última é aproximadamente igual a tensão crítica; peças verticais comprimidas com esbeltez intermediária que possuem grande interferência das tensões residuais e das

imperfeições geométricas; e colunas com índice de esbeltez baixo, em que a tensão última é considerada igual a tensão de escoamento do material.

**Figura 26 – Variação de resistência de uma coluna em função do índice de esbeltez**



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 123).

### 2.13.2 Limite de esbeltez para peças comprimidas

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, o índice de esbeltez de uma peça comprimida caracteriza-se por ser a maior relação entre o produto  $KL$  e o raio de giração  $r$ , em que  $K$  é o coeficiente de flambagem e  $L$  é o comprimento da barra. Assim:

$$\lambda = \frac{KL}{r}. \quad (15)$$

A ABNT NBR 8800:2008 estabelece que o índice de esbeltez para peças comprimidas não deve ser maior que 200.

Conforme Pinheiro (2001), se a barra apresentar índice de esbeltez superior a 200, deve-se trocar a barra.

### 2.13.3 Comprimento de flambagem

O comprimento de flambagem define-se como sendo a distância entre os pontos de momento nulo da barra comprimida, estando esta deformada

lateralmente. No caso da barra birrotulada, o comprimento da barra é o comprimento da flambagem (PFEIL; PFEIL, 2000).

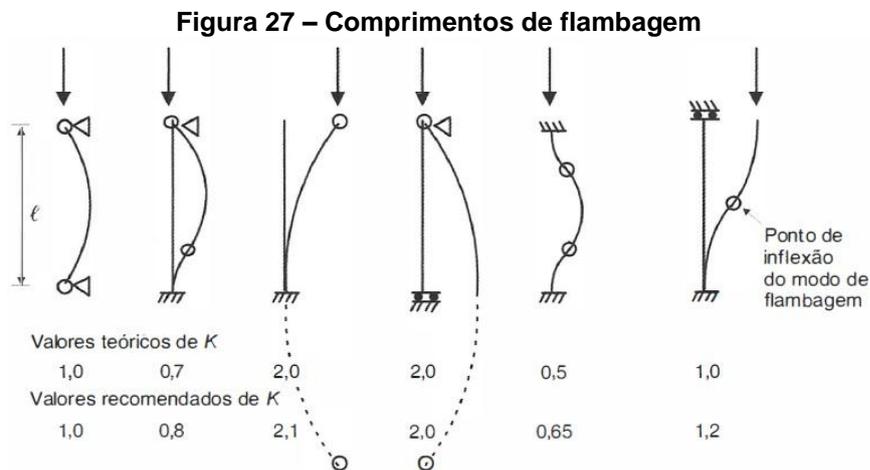
De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), os comprimentos de flambagem teóricos variam com o tipo de apoio da barra (extremos engastados, rotulados ou livres).

Estes comprimentos podem ser obtidos por processos analíticos ou mesmo por considerações geométricas. No entanto, independentemente da barra, a carga crítica é calculada pela fórmula de Euler e dada em regime elástico. Assim:

$$N_{cr} = N_E = \frac{\pi^2 EI}{l_{fl}^2}, \quad (16)$$

em que:  $l_{fl} = Kl$ .

Cabe salientar que, em algumas situações, as normas propõem a utilização de valores de  $K$  superiores aos valores teóricos, em virtude da dificuldade de conseguir, na prática, condições de apoio ideais (PFEIL; PFEIL, 2009).



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 124).

#### 2.13.4 Índice de esbeltez reduzido

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), o índice de esbeltez reduzido é utilizado para determinar o fator de redução  $\chi$ , e pode ser definido como:

$$\lambda_0 = \frac{Kl}{i} \sqrt{\frac{Qf_y}{\pi^2 E}}. \quad (17)$$

Ainda segundo Pfeil; Pfeil (2009), para os aços MR 250 e AR 350, tem-se respectivamente:

$$\lambda_0 = 0,0113 \text{ (Kl/i)} \quad (18)$$

$$\lambda_0 = 0,0133 \text{ (Kl/i)}. \quad (19)$$

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, o índice de esbeltez reduzido pode ainda ser escrito como:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}}, \quad (20)$$

em que:  $N_e$  é a força axial de flambagem elástica.

### 2.13.5 Barras em compressão simples

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), para barras metálicas, sujeitas à compressão simples, sem ação de flambagem local, o esforço resistente de projeto é calculado levando-se em consideração a área bruta da barra ( $A_g$ ), a tensão resistente à compressão simples com flambagem por flexão ( $f_c$ ) e o coeficiente  $\gamma_{a1}$  (1,10 para combinações normais de ações). Assim:

$$N_{d \text{ res}} = \frac{N_c}{\gamma_{a1}} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{a1}}. \quad (21)$$

### 2.13.6 Curva de flambagem

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), a norma americana AISC e a norma brasileira ABNT NBR 8800:2008 possuem a curva 2P como curva única de flambagem. Esta curva foi desenvolvida por Bjorhovde, dentre outras duas curvas (1P e 3P). No desenvolvimento destas três curvas considerou-se um valor médio de imperfeição geométrica inicial correspondente a  $L/1470$ . A curva 2P adotada pela ABNT NBR

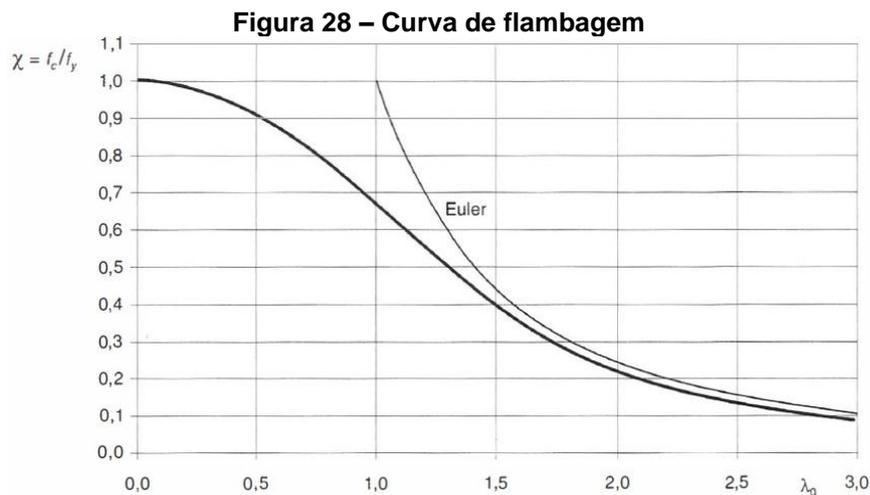
8800:2008 é caracterizada como uma relação entre o índice de esbeltez reduzido e o parâmetro adimensional  $\chi$ . Assim:

$$\chi = \frac{f_c}{f_y}, \quad (22)$$

$$\text{para: } \lambda_0 \leq 1,50: \chi = 0,658 \lambda_0^2, \quad (23)$$

$$\text{para: } \lambda_0 > 1,50: \chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}. \quad (24)$$

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, o fator de redução ( $\chi$ ) pode também, ser obtido por meio da tabela 6, para as situações em que  $\lambda_0$  não seja superior a 3.



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 128).

Tabela 6 – Fator de redução  $\chi$  em função do  $\lambda_0$ 

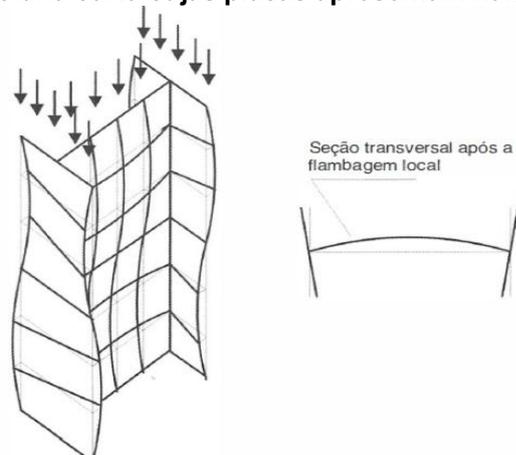
$\lambda_0$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	$\lambda_0$
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	0,0
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	0,1
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	0,2
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	0,3
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	0,4
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	0,5
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	0,6
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	0,7
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	0,8
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	0,9
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	1,0
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	1,1
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	1,2
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	1,3
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	1,4
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	1,5
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	1,6
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	1,7
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	1,8
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	1,9
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	2,0
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	2,1
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	2,2
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	2,3
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	2,4
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	2,5
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	2,6
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	2,7
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	2,8
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	2,9
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,0

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 (p. 45).

### 2.13.7 Flambagem local

A flambagem local caracteriza-se por deslocamentos laterais na forma de ondulações, cujos quais, surgem em barras comprimidas. É a flambagem das placas que formam um perfil comprimido (PFEIL; PFEIL, 2009).

Figura 29 – Coluna curta cujas placas apresentam flambagem local



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 129).

A coluna mostrada na figura 29, não apresenta flambagem global por flexão.

### 2.13.7.1 Flambagem da placa isolada

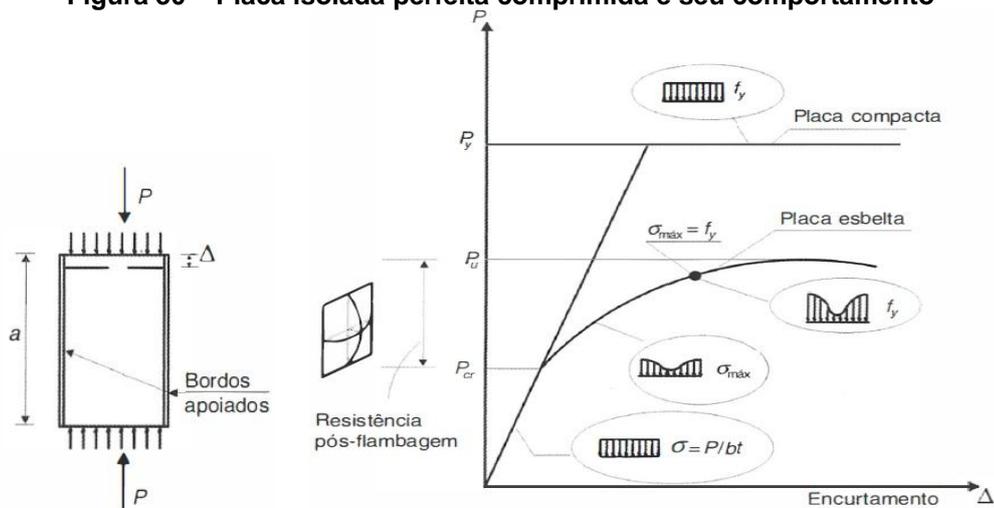
Uma placa isolada comprimida compacta ( $b/t$  baixo), apoiada em suas bordas laterais, ao receber cargas crescentes, apresenta um encurtamento  $\Delta$  que cresce linearmente com a carga  $P$ , até atingir a plastificação da seção ( $P=P_y$ ). Ao passo que, uma placa isolada comprimida esbelta ( $b/t$  alto), ao receber cargas crescentes, apresenta deslocamentos laterais, isto é, flambagem local ( $P=P_{cr}$ ) e posterior redução da rigidez da placa. Desta forma, denomina-se reserva de resistência pós-flambagem, a quantidade de carga aplicada entre a carga crítica local ( $P_{cr}$ ) e a carga última da placa ( $P_u$ ). Esta reserva depende da esbeltez da placa, sendo maior se a placa for mais esbelta. Em colunas com chapas esbeltas, tem-se o conceito de largura efetiva, em que a placa apresenta redução de tensões em seu centro e aumento de tensões em suas bordas, isso ocorre após a carga crítica local ( $P>P_{cr}$ ) (PFEIL; PFEIL, 2009).

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), para uma placa perfeita, a tensão crítica de flambagem local é determinada por:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{bt} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(b/t)^2}, \quad (25)$$

em que:  $k$  é o coeficiente que varia em função da relação largura/altura ( $b/a$ ) da placa e do estado de apoio da mesma.

Figura 30 – Placa isolada perfeita comprimida e seu comportamento



Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 130).

### 2.13.7.2 Parâmetros para impedir a flambagem local e força axial de compressão resistente de cálculo

Conforme Pfeil; Pfeil (2009), para impedir que a flambagem local de uma placa aconteça antes da plastificação da seção, o valor limite de esbelteza da placa, no caso de placa isolada perfeita, é determinado igualando-se o mesmo à tensão crítica elástica ( $\sigma_{cr}$ ). Assim:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{k\pi^2 E}{12(1-\nu^2)f_y}} = 0,95\sqrt{k} \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad (26)$$

em que:  $k=0,425$  para um bordo apoiado e outro livre; e  $k=4$  para bordos apoiados.

Ainda segundo Pfeil; Pfeil (2009), de modo a considerar as implicações de tensões residuais e imperfeições, as normas estabelecem valores limites de esbelteza inferiores a  $(b/t)_{\text{lim}}$ .

As placas que compõem um perfil, para efeito de flambagem local, são classificadas em: AA ou placas enrijecidas (duas bordas vinculadas (apoiadas)) e AL ou placas não-enrijecidas (uma borda vinculada (apoiada) e outra livre) (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, a força axial de compressão resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ ), de uma barra, com efeito de flambagem local, deve ser determinada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}, \quad (27)$$

em que:  $\chi$  é o fator de redução relacionado à resistência à compressão;  $A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra;  $f_y$  é a tensão de escoamento do material;  $Q$  é o fator de redução total relacionado à flambagem local.

O coeficiente  $Q$  representa a redução na capacidade de carga das colunas, em virtude da ocorrência de flambagem local (PFEIL; PFEIL, 2009).

Quando todos os componentes da seção transversal de uma barra possuírem relações  $b/t \leq (b/t)_{lim}$ ,  $Q$  será igual a 1 ( $Q=1$ ). Além disso,  $\gamma_{a1}=1,10$  para combinações normais de ações (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

Caso as placas que compõem um perfil apresentarem valores de esbeltez menores que os estabelecidos na tabela 7, não haverá flambagem local. Entretanto, caso as placas apresentarem valores de esbeltez maiores que os da tabela 7, ocorrerá flambagem local, desta forma, ter-se-á que levar em consideração a redução do esforço resistente da coluna (PFEIL; PFEIL, 2009).

Tabela 7 – Valores de  $(b/t)_{lim}$  para elementos AA e AL

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de $b$ e $t$	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas ou almas de seções tubulares retangulares</li> <li>Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas</li> </ul>		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Almas de seções I, H ou U</li> <li>Mesas ou almas de seção-caixão</li> <li>Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1</li> </ul>		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travejamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas de seções I, H, T ou U laminadas</li> <li>Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> <li>Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> </ul>		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas <sup>a</sup>		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

<sup>a</sup> O coeficiente  $k_c$  é dado em F.2.

Fonte: ABNT NBR 8800:2008 (p. 128).

### 2.13.7.3 Fatores de redução $Q_a$ e $Q_s$

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, em barras submetidas à força axial de compressão, cujas quais tem sua seção transversal composta por elementos que possuem relações  $b/t > (b/t)_{lim}$  dados na tabela 7, o fator de redução total (Q) pode ser calculado como:  $Q = Q_s Q_a$ , em que:  $Q_s$  e  $Q_a$  são fatores de redução que consideram a flambagem local dos elementos AA e AL. Vale ressaltar que:  $Q = Q_a$  (se a seção

transversal da barra possuir apenas elementos AA);  $Q=Q_s$  (se a seção transversal da barra possuir apenas elementos AL).

As fórmulas utilizadas para encontrar os valores de  $Q_s$  para elementos comprimidos AL e de  $Q_a$  para elementos comprimidos AA encontram-se nos APÊNDICES A e B.

## 2.14 Steel Joist

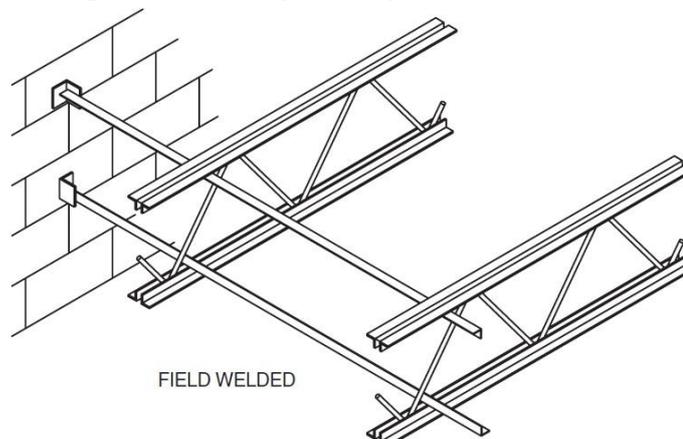
As vigas *Steel Joists* consistem em duas treliças metálicas, de banzos paralelos ou não, distantes uma da outra e ligadas entre si por meio de travamentos, apresentando-se desta forma, como um elemento autoportante e estável (CICHINELLI, 2012).

Pelo fato da estrutura possuir grande comprimento e altura pequena, para a mesma conseguir atingir estabilidade lateral, tanto global quanto local, precisa receber travamentos espaçadamente (VASCONCELLOS, 2012 citado por CICHINELLI, 2012).

De acordo com D'Alambert; Pinheiro (2007), o termo *Joist* é usado nos Estados Unidos para caracterizar treliças planas.

Conforme Silva (2013), *Steel Joists* consistem em treliças metálicas biapoiadas de baixo peso, dotadas de banzos paralelos ou levemente inclinados, e diagonais compondo sistemas triangulares.

Figura 31 – Exemplo de *Open Web Steel Joist*



Fonte: Steel Joist Institute (2007, p. 6).

Segundo D’Alambert; Pinheiro (2007), os travamentos empregados em vigas *joists*, caracterizam-se por serem elementos locados transversalmente aos *joists*. Os mesmos possuem como função fornecer estabilidade lateral à estrutura, e limitar o comprimento de flambagem dos banzos. Os travamentos devem ser posicionados antes da estrutura receber carga.

A primeira viga *Steel Joist* foi fabricada em 1923, sendo um tipo de treliça Warren, dotada de banzos constituídos por duas barras, ambas de seção circular, dotada ainda de diagonais constituídas de uma única barra de seção circular dobrada. A tecnologia *Joist* surgiu nos EUA. Cinco anos depois da fabricação da primeira viga *Steel Joist*, criou-se um instituto, o Steel Joist Institute, formado por fabricantes de estruturas de aço, membros da indústria. Também em 1928, as primeiras especificações padrão sobre *Steel Joist* foram adotadas, e em 1929, surge a primeira tabela de carga. Em 1965, houve o desenvolvimento de uma única especificação para as *Joists* pelo SJI e AISC (American Institute of Steel Construction) (STEEL JOIST INSTITUTE, 2017).

Segundo Cichinelli (2012), as principais vantagens desse sistema construtivo são: baixo peso das estruturas; rápida e fácil montagem; redução do pé direito, uma vez que, as tubulações e os dutos passam pelo sistema de treliças; redução do número de pilares e conseqüente flexibilidade quanto aos layouts da edificação. Além disso, de acordo com o Steel Joist Institute (2007), este sistema confere ainda economia de fundação, uma vez que, os pilares recebem cargas menores, isto é, os pilares passam a ser mais leves, em decorrência das vigas serem mais leves.

Para D’Alambert; Pinheiro (2007), as *Joists* possuem maior desempenho quando empregados em fechamentos laterais, pavimentos de edificações e sistemas de cobertura, apresentando eficiência do aço de alta resistência (ASTM A 36, ASTM A572-50, ASTM A 588), ademais, não requerem escoramento em pisos de concreto armado quando combinadas com laje com fôrma de aço integrada ou *steel deck*, além de poderem ser utilizados em diversos sistemas estruturais, como: sistemas de estruturas metálicas, alvenaria ou mistas de concreto.

O sistema *Open Web Steel Joist* surgiu com o propósito principal de fornecer suporte estrutural para pisos e telhados de edifícios (STEEL JOIST INSTITUTE, 2007).

De acordo com D’Alambert; Pinheiro (2007), as principais aplicações da *Steel Joist* na construção civil dizem respeito à: coberturas (supermercados, galpões

industriais, estabelecimentos comerciais, ginásios, estádios, praças esportivas), vigas de piso para suporte (apoio) de laje e fechamentos laterais. Conforme Silva (2013), as vigas *joists* destinadas a coberturas leves, podem apresentar altura de 20 centímetros a 60 centímetros e vãos livres de 6 metros a 12 metros. Logo, *joists* empregadas como apoio de tesouras principais, vigas mestras e lajes, podem apresentar vão livre de 12 metros a 30 metros, bem como, a altura pode variar de 60 centímetros a 180 centímetros.

**Figura 32 – Exemplo de treliças do tipo *Steel Joist* empregadas no projeto do Estádio Castelão, em Fortaleza**



Fonte: Cichinelli (2012, <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/187/artigo285971-2.aspx>>).

As treliças do tipo *Steel Joist* são padronizadas, diferenciando-se das treliças tradicionais cujas quais são projetadas de maneira individual, e uma vez sendo padronizadas, a produção e os procedimentos de qualidade são pré-estabelecidos pelo fabricante, o qual possui um estoque de perfis, reduzindo os custos da sua produção. Além disso, as alturas e os vãos são determinados em função do projeto, o que torna possível redução dos custos com mão-de-obra (D'ALAMBERT, 2012 citado por CICHINELLI, 2012).

Para Cichinelli (2012), o sistema torna-se mais interessante quando se necessita vencer grandes vãos (acima de 30m), em obras com alta padronização e grande consumo de peças. Ademais, a viga *Steel Joist* é calculada para vãos apoiados e cargas uniformemente distribuídas, podendo suportar, por peça, de 500 kg a 20 toneladas. Quando há cargas concentradas (pontuais), há necessidade de reforço nos banzos e diagonais. E quando as cargas pontuais encontram-se muito

espaçadas, requer-se o travamento dos banzos, e um cuidado especial com as diagonais ou montantes que receberão estas cargas.

Conforme Silva (2013), a *Composite Open Web Steel Joist* ou *Composite Steel Joist*, foi o primeiro sistema de treliças misto empregado na construção civil. O *Composite Steel Joist* significa treliça plana mista de pequeno porte.

No Brasil, o cálculo das *Steel Joists* é realizado tendo como base as normas americana (AISC, 2005) e brasileira NBR 14762:2001 (ABNT, 2001). Além disso, a aplicação das *Steel Joists* é difundida e recebe incentivos do CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço) (SILVA, 2013).

Para o Steel Joist Institute (2007), as *Steel Joists* apresentam vantagens e características que conduzem ao seu vasto uso e aceitação nos Estados Unidos e em outros países. Ainda conforme o SJI, para muitos edifícios, nenhum outro método ou produto para suporte de pisos e telhados, pode superar as *Steel Joists*, uma vez que, uma de suas vantagens é ser um sistema econômico. As *Open Web Steel Joists* apresentam uma relação resistência-peso muito alta, comparada com outros materiais de construção.

Como particularidade da utilização das *Steel Joists*, pode-se citar a rápida instalação, dado que, depois de chegar ao local onde as mesmas serão empregadas, as vigas estão prontas para serem instaladas, já que não demandam tempo de cura. Outro benefício encontra-se no fato de que por serem leves, permitem um içamento muito mais simples e rápido (STEEL JOIST INSTITUTE, 2007).

De acordo com o Steel Joist Institute, em relação à economia de custo, pode-se destacar ainda, a possibilidade que o sistema confere à passagem e ocultação de dutos, conduítes elétricos e tubulações dentro da profundidade do piso, o que pode resultar em redução do pé-direito e conseqüente redução da altura total do prédio, em prédios altos, resultando em economia de custo.

Quanto à resistência ao fogo, as *Joists*, combinadas com outros materiais, são capazes de fornecer conjuntos resistentes ao fogo para ambos os pisos e telhados, para quase qualquer classificação horária requerida (STEEL JOIST INSTITUTE, 2007).

Conforme Cichinelli (2012), um dos problemas em relação ao emprego (uso nacional) das *Steel Joists* é a falta de fornecedores e a falta de padronização entre os sistemas de diferentes empresas. No entanto, um dos pontos positivos é a

existência de tabelas, cujas quais estabelecem relações entre vãos e cargas, possibilitando a escolha da peça mais econômica para diferentes projetos e aplicações.

A *Steel Joist* é bastante vantajosa quando se pretende ter repetições do sistema, como em galpões de indústria, e quando a modulação é superior a 15 metros, resultando em diminuição dos custos de fabricação, montagem, inclusive de projeto (BERTI, 2012 citado por CICHINELLI, 2012).

De acordo com D’Alambert; Pinheiro (2007), como as *joists* são estruturas de aço, as mesmas devem ser analisadas e especificadas por profissionais habilitados. Desta forma, com relação aos detalhes de apoio das *joists*, deve-se inicialmente, analisar os esforços envolvidos para dimensionar a ligação de apoio, analisar a compatibilidade com o elemento que irá receber a carga, e o dimensionamento dos chumbadores ou parafusos, chapas, tensão de contato, etc., conforme parâmetros normalizados.

Para Cichinelli (2012), como algumas especificações técnicas, pode-se citar: para fixação das treliças às telhas deve-se, de preferência, utilizar parafusos autoatarrachantes com proteção de neoprene, de maneira a evitar vazamentos e posteriores patologias. Na fixação das estruturas, deve-se utilizar, de preferência, parafusos estruturais galvanizados. Além disso, quanto à montagem do sistema, deve-se atentar para as orientações do diagrama de montagem, a fim de evitar reforços estruturais desnecessários.

Um cuidado especial deve ser dado às ligações soldadas, uma vez que peças mal soldadas podem comprometer o conjunto estrutural (D’ALAMBERT, 2012 citado por CICHINELLI, 2012).

### 3 METODOLOGIA

O presente trabalho envolve duas principais etapas, sendo elas: levantamento bibliográfico sobre o aço e, em especial, sobre as vigas *Open Web Steel Joist*, por meio de livros, trabalhos de conclusão de curso, dissertações, normas, especificações técnicas; e posterior dimensionamento e fabricação de quatro protótipos de treliças *Open Web Steel Joist*, sendo que o dimensionamento desenvolveu-se em conformidade com a ABNT NBR 8800:2008. Ademais, empregou-se um travamento lateral na estrutura desenvolvida, de maneira a garantir sua estabilidade lateral.

Ainda como parte experimental do trabalho, após realizada a fabricação dos protótipos, ensaiou-se os mesmos, verificando suas capacidades de carga. O ensaio realizado é chamado de Stuttgart. O ensaio realizou-se no Laboratório de Estruturas localizado na Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, *campus* de Santa Cruz do Sul. Após a realização dos ensaios, fez-se a análise dos resultados, sendo possível então, comparar os resultados obtidos de forma teórica e experimental.

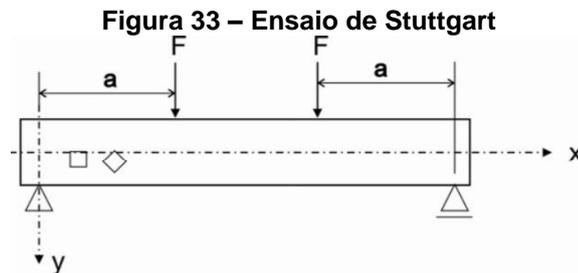
Neste capítulo são apresentados: a definição do protótipo e ensaio, onde define-se como é o ensaio de Stuttgart, como são os elementos que formam a treliça e suas dimensões, como se dá o lançamento da treliça no *software* Ftool, bem como os esforços resultantes obtidos deste lançamento, o pré-dimensionamento dos banzos e das diagonais (resistência à tração e à compressão) e o detalhamento da treliça e de seu respectivo travamento lateral; a parte experimental (análise experimental), em que determina-se como e onde foram fabricados os protótipos e o travamento lateral, como realizou-se experimentalmente o ensaio de Stuttgart das quatro treliças desenvolvidas e o ensaio de tração dos perfis L e diagonais, bem como o que ocorreu com as treliças mediante a realização do ensaio de Stuttgart; e a parte teórica (análise teórica) em que determina-se o dimensionamento das diagonais e banzos (resistência estimada de cálculo) e o comprimento e a espessura da solda.

### 3.1 Definição do protótipo e Ensaio

#### 3.1.1 Ensaio de Stuttgart

O ensaio resume-se ao carregamento de uma viga biapoiada, apresentando duas cargas concentradas (pontuais) simétricas (de mesma intensidade e equidistantes dos apoios), sendo que, as cargas vão sendo aumentadas gradativamente até a viga atingir sua ruptura. O ensaio à flexão foi realizado na Alemanha, no começo do século passado (ROCHA et al.).

O ensaio de Stuttgart é resultado de um arranjo no carregamento de uma viga de concreto armado, criado por Leonhardt e Walther (BARROS, 2009).



Fonte: Barros (2009, p. 27).

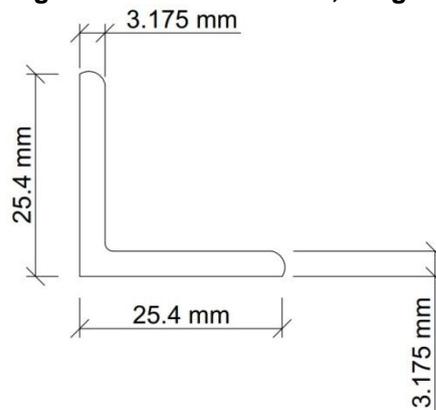
#### 3.1.2 Definição do protótipo

Primeiramente, em virtude da disponibilidade no mercado local e da resistência, o aço escolhido foi o MR 250 ou ASTM A36, isto é, o aço-carbono de média resistência, com tensão de escoamento de 250 MPa e tensão de ruptura de 400 MPa.

Devido às limitações da prensa disponível no laboratório da Universidade de Santa Cruz do Sul, vislumbrou-se fabricar protótipos nas dimensões 0,20 m de altura e 2,40 m de comprimento. Para escolha dos perfis L a serem empregados nos banzos superior e inferior, e da barra que irá compor a diagonal fez-se um pré-dimensionamento, com base nos esforços obtidos por meio do *software* Ftool. O perfil escolhido para a formação dos banzos foi o perfil L de abas iguais de 1" x 1,19 kg/m, ou seja, com 25,4 mm de comprimento de aba ( $h=1''$ ) e 3,175 mm de espessura ( $t_0=1/8''$ ). Comercialmente, esse perfil L é conhecido como cantoneira de

abas iguais de 1" x 1,19 kg/m. A barra escolhida para compor a diagonal da treliça foi a barra lisa de 12,5 mm.

**Figura 34 – Perfil L 1" x 1,19 kg/m**

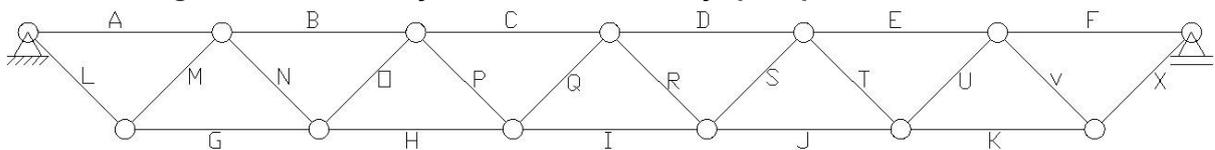


Fonte: Autora (2019).

### 3.1.3 Cálculo preliminar da treliça

Lançou-se o protótipo escolhido no *software* Ftool, com suas dimensões, seções, apoios e propriedades do aço (constantes físicas), a fim de obter os esforços normais de tração e compressão nos banzos e diagonais da treliça. Abaixo, pode-se verificar este lançamento e esforços obtidos. A fim de entender melhor os esforços atuantes em cada barra, nomeou-se as barras da treliça como se pode observar na figura 35.

**Figura 35 – Identificação das barras da treliça para pré-dimensionamento**

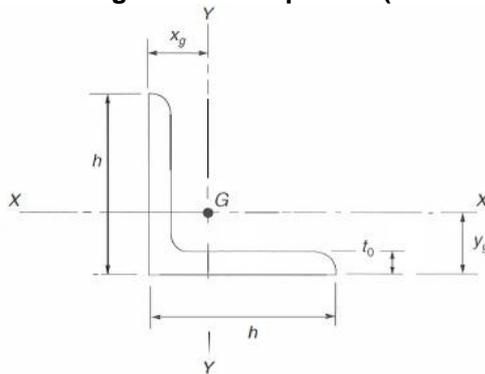


Fonte: Autora (2019).

A treliça, apesar de ter um comprimento final de 2,40 m (como definido), foi lançada no Ftool com 2,2176 m, uma vez que considerou-se o encontro dos centros de gravidade dos perfis L e das diagonais, buscando-se resultados mais exatos. Neste sentido, de acordo com Pfeil; Pfeil (2009), para perfis L de abas iguais 1" x 1,19 kg/m, o  $x_g=y_g$  é 0,76 cm, isto é, o centro de gravidade do perfil L encontra-se a 7,6 mm da borda de uma das abas do perfil L, assim, descontou-se da altura (20 cm) este valor, considerando-se que há perfis L formando o banzo superior e inferior

descontou-se duas vezes 7,6 mm, logo, a treliça foi lançada com 18,48 cm de altura, 26,13 cm de comprimento de diagonal e 36,96 cm de distância entre diagonais. De modo a observar o que acontece com a treliça, isto é, seu comportamento, quando realizado o ensaio de Stuttgart, aplica-se uma carga unitária sobre a mesma, no Ftool. Neste caso, como o ensaio caracteriza-se pela aplicação da força em dois pontos, a carga foi dividida, obtendo-se duas cargas de 0,5 kN, que totalizam 1 kN. Pela figura 36, consegue-se identificar o centro de gravidade do perfil L escolhido para compor a treliça.

**Figura 36 – Posição do centro de gravidade do perfil L (cantoneira) de abas iguais**



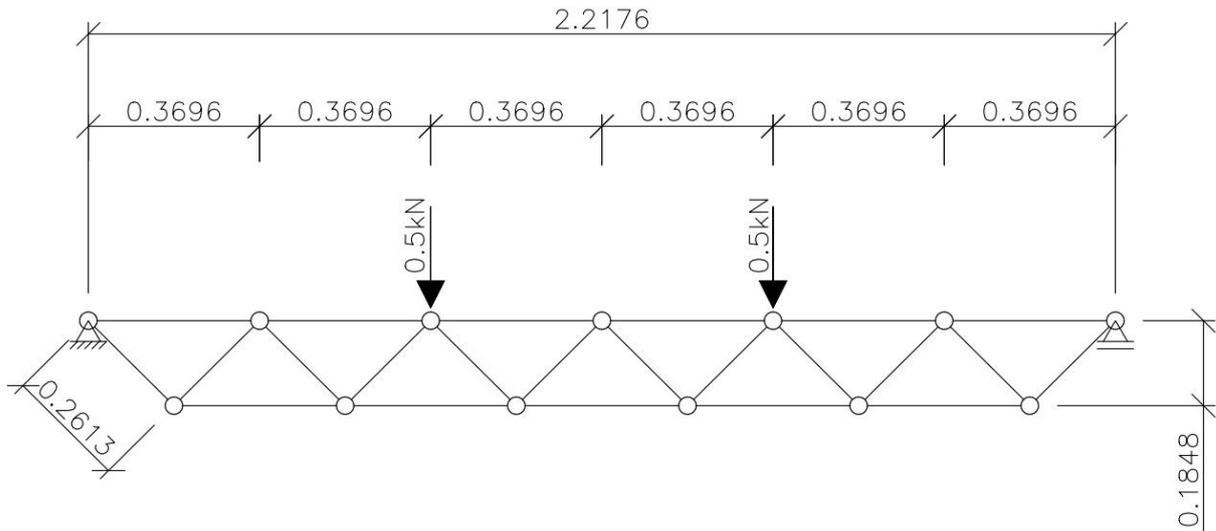
Fonte: Pfeil; Pfeil (2009, p. 324).

**Tabela 8 – Parâmetros do perfil L de abas iguais 1" x 1,19 kg/m**

Perfil	Dimensões		Área	Massa	$I_x = I_y$	$W_x = W_y$	$i_x = i_y$	$i_{\max}$	$i_{\min}$	$x_g = y_g$
h (mm)	h (pol)	$t_0$ (mm)	cm <sup>2</sup>	kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm	cm	cm
15,9	5/8 x 5/8	3,2	0,96	0,71	0,20	0,18	0,45	0,56	0,30	0,51
19,0	3/4 x 3/4	3,2	1,16	0,88	0,37	0,28	0,58	0,73	0,38	0,58
22,2	7/8 x 7/8	3,2	1,35	1,04	0,58	0,37	0,66	0,80	0,48	0,66
		3,2	1,48	1,19	0,83	0,49	0,76	0,96	0,51	0,76
25,4	1 x 1	4,8	2,19	1,73	1,24	0,65	0,76	0,95	0,48	0,81
		6,3	2,83	2,21	1,66	0,98	0,73	0,91	0,48	0,86
31,7	1 1/4 x 1 1/4	3,2	1,93	1,50	1,66	0,81	0,96	1,21	0,63	0,91
		4,8	2,77	2,20	2,49	1,14	0,96	1,20	0,61	0,96
		6,3	3,61	2,86	3,32	1,47	0,93	1,16	0,61	1,01

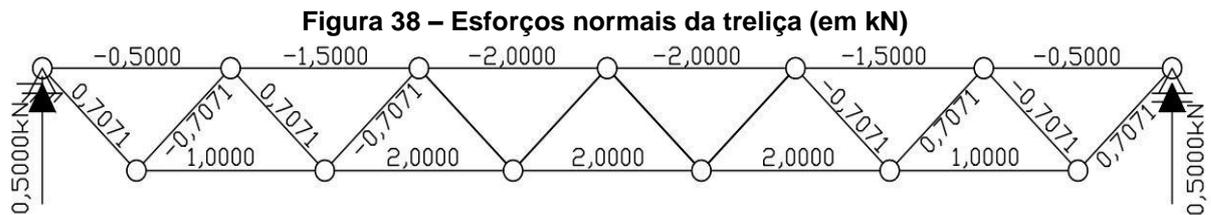
Fonte: Adaptado de Pfeil; Pfeil (2009, p. 324).

**Figura 37 – Lançamento da treliça no software Ftool (em metros)**



Fonte: Autora (2019).

Abaixo, pela figura 38 pode-se observar os resultados obtidos.



Fonte: Autora (2019).

Os esforços normais resultantes, extraídos do Ftool, são utilizados para posterior cálculo das resistências à compressão e tração dos banzos e diagonais, uma vez que fornecem uma relação de proporcionalidade.

Para os cálculos teóricos, determinou-se a resistência à tração e à compressão, para os banzos e diagonais, bem como a área requerida para as diagonais.

### 3.1.4 Resistência à tração do banzo – pré-dimensionamento

Tanto o banzo superior quanto o banzo inferior da treliça são formados por perfis compostos, ou seja, por dois perfis L de abas iguais de 1" x 1,19 kg/m (definidos), portanto, considera-se duas vezes a área do perfil L como sendo a área bruta para o cálculo. Logo:

$$A_g = 2 \times 1,48 \text{ cm}^2 = 2,96 \text{ cm}^2, \text{ sendo:}$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{a1} = 1,10$$

Ademais, as ligações dos perfis com as diagonais para formação da treliça são realizadas por meio de solda (ligações soldadas), sendo assim, calcula-se somente o escoamento da seção bruta. Para o cálculo da resistência à tração do banzo, considerou-se a área bruta, a tensão de escoamento à tração do aço e o  $\gamma_{a1}$ .

De acordo com a equação 9:

$$R_{dt,banzo} = \frac{2,96 \times 25}{1,10} = 67,27 \text{ kN}$$

Conforme a NBR 8800:2008, a esbeltez limite para peças tracionadas não deve ser maior do que 300, no entanto, como já discutido nos capítulos iniciais, o índice de esbeltez não é um critério para o dimensionamento de peças tracionadas, pois o esforço de tração tende a fazer com que a haste permaneça reta.

### 3.1.5 Resistência à compressão do banzo – pré-dimensionamento

Para o cálculo da resistência à compressão deve-se levar em consideração a esbeltez limite para peças comprimidas, uma vez que uma barra sob esforço de compressão tende a flambar (não permanecer reta). Neste caso, calcula-se inicialmente a esbeltez do perfil L. Como já se conhece as dimensões do perfil L, conforme pode-se observar na figura 34, calcula-se a esbeltez.

$$\frac{b}{t} = \frac{25,4 \text{ mm}}{3,175 \text{ mm}} = 8$$

De acordo com Pfeil; Pfeil (2009), o valor limite de  $\frac{b}{t}$  para elemento não-enrijecido (AL – apoio livre), grupo 3 (como é o caso do perfil L definido), aço MR 250, é  $\frac{b}{t} = 12,7$ . Este valor pode ser obtido mediante cálculo da fórmula estabelecida na tabela 7, para grupo 3, aço MR 250. Desta forma, pode-se verificar que a

esbeltez calculada é inferior a esbeltez limite, portanto não haverá flambagem local, isto é  $Q=1$ .

Para o cálculo da resistência à compressão, precisa-se determinar também, o índice de esbeltez reduzido, cujo qual será utilizado para calcular o  $\chi$ .

Para definir o índice de esbeltez reduzido, determina-se a inércia e o raio de giração. O valor da inércia é obtido por meio da tabela 8, cuja qual fornece os parâmetros do perfil L definido.

$$I = 2 \times 0,83 \text{ cm}^4 = 1,66 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1,66}{2,96}} = 0,7489 \text{ cm}$$

Como a treliça tem seus extremos rotulados, isto é, seus nós são rótulas perfeitas, tem-se  $K=1$ , conforme pode-se observar na figura 27. Além disso, o comprimento de flambagem a ser considerado é 36,96 cm, sendo ele, o comprimento entre os pontos de momento nulo de uma haste sob esforço de compressão, ou seja, o comprimento entre diagonais.

O índice de esbeltez reduzido pode então ser calculado de acordo com a equação 18:

$$\lambda_0 = 0,0113 \left( \frac{1 \times 36,96 \text{ cm}}{0,7489 \text{ cm}} \right) = 0,5577$$

Como o índice de esbeltez reduzido é inferior a 1,50, tem-se pela equação 23:

$$\chi = 0,658^{(0,5577)^2} = 0,8779$$

Para determinar  $R_{dc}$ , tem-se de acordo com a equação 27:

$$R_{dc,banzo} = \frac{0,8779 \times 1 \times 2,96 \text{ cm}^2 \times 25 \text{ kN/cm}^2}{1,10} = 59,06 \text{ kN}$$

### 3.1.6 Resistência à tração e compressão das diagonais – pré-dimensionamento

Para determinar a resistência à tração e à compressão das diagonais, utiliza-se uma relação de proporcionalidade que advém dos esforços obtidos por meio do Ftool. Neste caso, faz-se uma regra de três. Para as diagonais o valor do esforço de tração e de compressão é de 0,7071 kN, como pode-se observar na figura 39. Já para os banzos tem-se valores como: 0,5 kN; 1,0 kN; 1,5 kN e 2,0 kN, pensando na pior situação, utiliza-se o esforço de 2,0 kN, cujo qual resultará em uma resistência menor. Assim sendo, a resistência à compressão da diagonal é:

$$\frac{2,0 \text{ kN}}{0,7071 \text{ kN}} = \frac{59,06 \text{ kN}}{R_{dc,diag.}}$$

$$R_{dc,diag.} = \frac{59,06 \text{ kN} \times 0,7071 \text{ kN}}{2,0 \text{ kN}} = 20,88 \text{ kN}$$

A resistência à tração da diagonal pode ser calculada da mesma forma, assim:

$$\frac{2,0 \text{ kN}}{0,7071 \text{ kN}} = \frac{67,27 \text{ kN}}{R_{dt,diag.}}$$

$$R_{dt,diag.} = \frac{67,27 \text{ kN} \times 0,7071 \text{ kN}}{2,0 \text{ kN}} = 23,78 \text{ kN}$$

Com as resistências à compressão e tração das diagonais já calculadas, pode-se calcular a área requerida para as mesmas.

Devido ao fato de não ocorrer flambagem local em barras redondas, tem-se  $Q=1$ . Da mesma forma, por tratar-se de treliças, cujas quais possuem extremidades rotuladas,  $K=1$ .

A área de uma barra redonda de 12,5 mm é 1,23 cm<sup>2</sup>, como se pode observar pelo cálculo abaixo.

$$A_{barra \text{ redonda}} = \frac{\pi \times d^2}{4} \tag{28}$$

$$A_{\text{barra redonda}} = \frac{\pi \times (1,25 \text{ cm})^2}{4} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Além disso, para calcular o índice de esbeltez reduzido das diagonais, e posterior área requerida, calcula-se o momento de inércia e o raio de giração.

$$I_{\text{barra redonda}} = \frac{\pi \times R^4}{4} \quad (29)$$

$$I_{\text{barra redonda}} = \frac{\pi \times (0,625 \text{ cm})^4}{4} = 0,1198 \text{ cm}^4$$

$$i_{\text{barra redonda}} = \sqrt{\frac{0,1198 \text{ cm}^4}{1,23 \text{ cm}^2}} = 0,3125 \text{ cm}$$

Para o cálculo do  $\lambda_0$  referente às diagonais, o comprimento de flambagem a ser utilizado é o comprimento das diagonais, neste caso, 26,13 cm. Para o aço MR 250, o índice de esbeltez reduzido pode ser calculado como:

$$\lambda_0 = 0,0113 \left( \frac{1 \times 26,13 \text{ cm}}{0,3125 \text{ cm}} \right) = 0,9449$$

Como  $\lambda_0$  é menor que 1,50, tem-se:

$$\chi = 0,658^{(0,9449)^2} = 0,6882$$

E desta forma, consegue-se determinar a área requerida para as diagonais, utilizando-se das resistências à tração e compressão das mesmas, calculadas anteriormente. Assim:

$$A_g = \frac{R_{dc,diag} \cdot \gamma_{a1}}{\chi Q f_y} \quad (30)$$

$$A_g = \frac{20,88 \text{ kN} \times 1,10}{0,6882 \times 1 \times 25 \text{ kN/cm}^2} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Pode-se observar que  $1,34 \text{ cm}^2$  é maior que  $1,23 \text{ cm}^2$ , portanto conclui-se que é possível utilizar uma barra de diâmetro 12,5 mm. Pode-se ainda calcular a área com base na resistência à tração da diagonal, como pode ser visto abaixo.

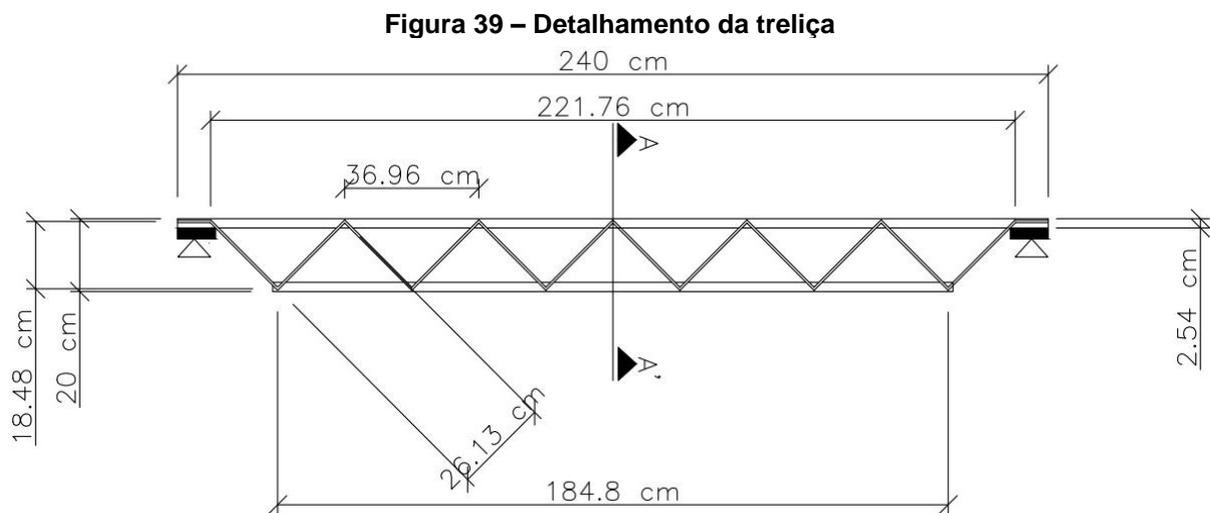
$$A_g = \frac{R_{dt,diag} \cdot \gamma_{a1}}{f_y} \quad (31)$$

$$A_g = \frac{23,78 \text{ kN} \times 1,10}{25 \text{ kN/cm}^2} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Verifica-se que a área acima é menor que  $1,23 \text{ cm}^2$ , no entanto, na prática a tensão de escoamento é maior, e desta forma, pode-se utilizar a barra de diâmetro 12,5 mm.

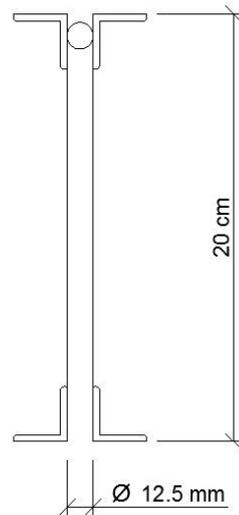
### 3.1.7 Detalhamento da treliça e do travamento lateral

Após definidas as dimensões da treliça e realizado os cálculos teóricos, fez-se o detalhamento do protótipo utilizando o *software* AutoCAD, para então o serralheiro fabricar as quatro treliças.



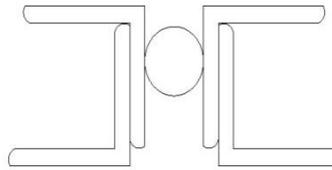
Fonte: Autora (2019).

**Figura 40 – Corte AA'**



Fonte: Autora (2019).

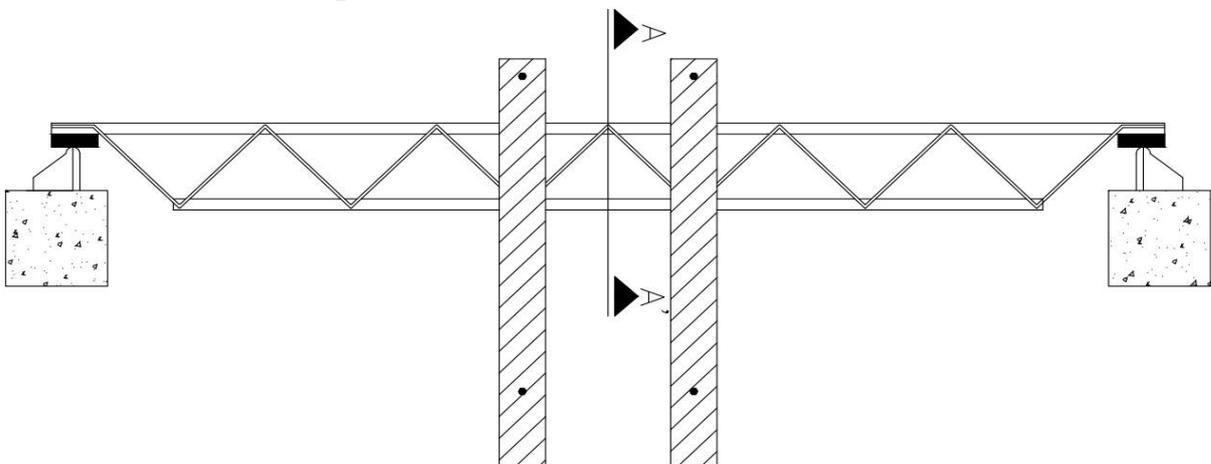
**Figura 41 – Detalhe da seção de apoio (detalhamento)**



Fonte: Autora (2019).

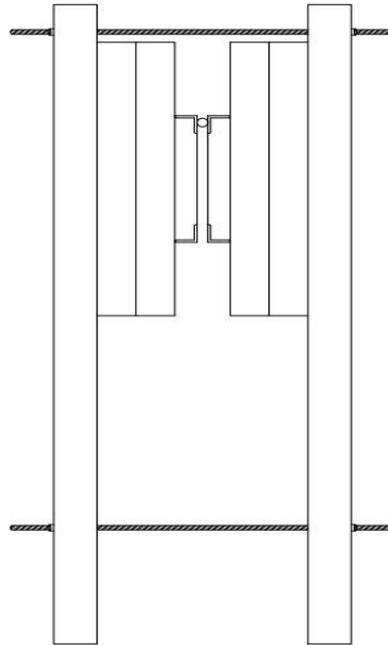
Além da definição e detalhamento dos protótipos, pensou-se em como desenvolver o sistema de travamento lateral. Definiu-se então, que o travamento lateral seria executado em madeira. Abaixo, nas figuras 42 e 43 pode-se observar o detalhamento do sistema de travamento lateral definido.

**Figura 42 – Detalhamento do travamento lateral**



Fonte: Autora (2019).

**Figura 43 – Corte AA' com detalhe do travamento lateral**



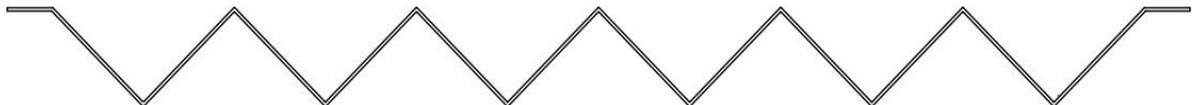
Fonte: Autora (2019).

## **3.2 Análise experimental**

### **3.2.1 Fabricação das treliças e do travamento lateral**

Para fabricar as treliças, necessitou-se desenvolver a dobra que forma as diagonais de forma manual, na própria serralheria, uma vez que a empresa local que executava este tipo de dobra não a faz mais. Assim, fez-se uma adaptação de mecanismo de dobra e o resultado obtido pode ser observado abaixo. Cabe salientar que as dimensões entre as diagonais, a angulação da dobra e o comprimento entre diagonais foram respeitadas.

**Figura 44 – Dobra que forma as diagonais**



Fonte: Autora (2019).

**Figura 45 – Execução da dobra em serralheria**



Fonte: Autora (2019).

Após acertado a dobra, os protótipos foram confeccionados.

**Figura 46 – Treliça em processo de fabricação**



Fonte: Autora (2019).

Na figura 47 pode-se observar a seção de apoio da treliça já fabricada.

**Figura 47 – Seção de apoio real da treliça**



Fonte: Autora (2019).

Depois de fabricadas as treliças, as mesmas receberam uma pintura. Utilizou-se para isso, tinta ultra resistência, acetinada, cor cinza nobre.

O travamento lateral (em madeira) foi fabricado no laboratório de estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul. A madeira utilizada foi a garapeira (conhecida comercialmente), sendo um caibro 10 cm x 5 cm com 3,74 m de comprimento, além

disso, utilizou-se barras rosqueadas de 12,5 mm, porcas e arruelas para unir os travamentos dos dois lados. O caibro foi cortado em comprimentos de 93,5 cm, constituindo quatro peças, as quais foram dispostas duas para cada lateral. Junto a cada caibro, uniu-se duas peças de madeira seção 4,5 cm x 4,5 cm com 40 cm de comprimento. Para entender melhor o sistema de travamento observa-se as figuras 42 e 43 (detalhamento) e a figura 48.

**Figura 48 – Sistema de travamento lateral**



Fonte: Autora (2019).

A garapeira possui o nome científico de *Apuleia leiocarpa*, e é conhecida internacionalmente como grapia. Possui ocorrência no Rio Grande do Sul, e em outros quatorze estados brasileiros, além de ocorrer em outros países como Uruguai, Argentina e Paraguai. Seu cerne apresenta uma cor que varia de bege-amarelado a castanho-amarelado, apresenta densidade média e é dura ao corte. Quanto às propriedades mecânicas, cabe ressaltar que a madeira quando verde possui uma resistência a flexão de 93,8 MPa, enquanto a madeira com 15% de umidade apresenta 125,3 MPa. Ademais, sua resistência a compressão paralela às fibras é de 37,3 MPa (madeira verde) e de 54,3 MPa (madeira a 15% de umidade). Quanto à durabilidade, seu cerne apresenta alta resistência ao ataque de cupim-de-Madeira-seca e resistência moderada ao ataque de fungos apodrecedores. Pode ser utilizada na construção civil, em assoalhos, mobiliário, dentre outros usos (Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de SP – IPT, 2019).

### 3.2.2 Ensaio de Stuttgart das treliças do tipo *Steel Joist*

Após a definição do travamento lateral, realizou-se o ensaio de Stuttgart nos quatro protótipos, observando o quanto cada um suportaria de carga. Na figura 49 e 50, pode-se observar as quatro treliças antes do ensaio.

**Figura 49 – Treliças antes do ensaio**



Fonte: Autora (2019).

**Figura 50 – Treliças antes do ensaio**



Fonte: Autora (2019).

**Figura 51 – Treliças depois do ensaio**



Fonte: Autora (2019).

A figura 51 mostra os quatro protótipos depois do ensaio de Stuttgart, podendo-se observar que as quatro treliças sofreram flambagem lateral.

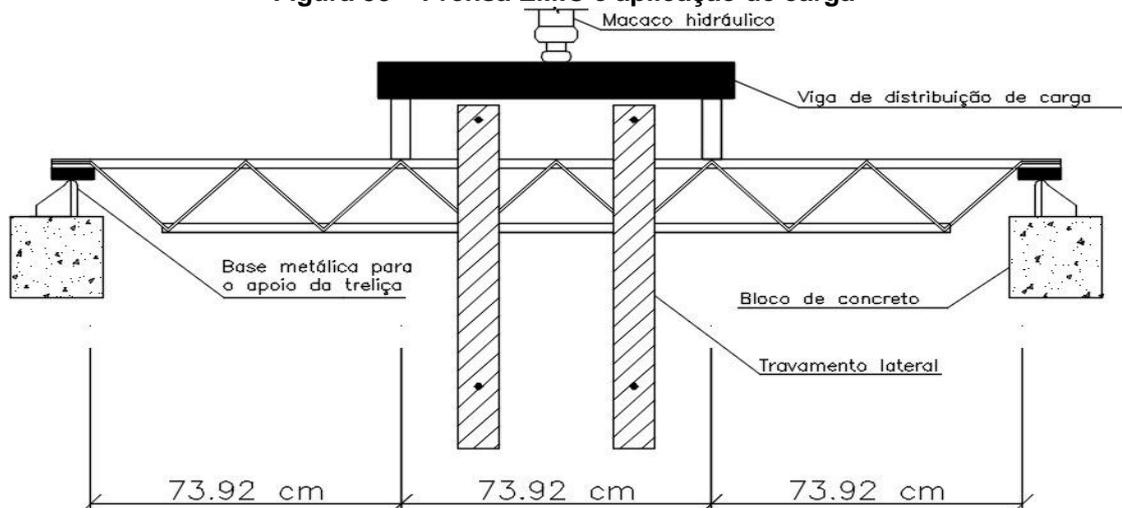
O ensaio foi realizado em uma prensa da marca EMIC, modelo DL-30.000, cuja qual possui capacidade de 300 kN ou 30 toneladas. A prensa apresenta funcionamento pneumático, hidráulico ou ainda por fusos. Nas figuras abaixo pode-se observar a prensa e os pontos de aplicação de carga da mesma.

**Figura 52 – Prensa EMIC**



Fonte: Autora (2019).

**Figura 53 – Prensa EMIC e aplicação de carga**



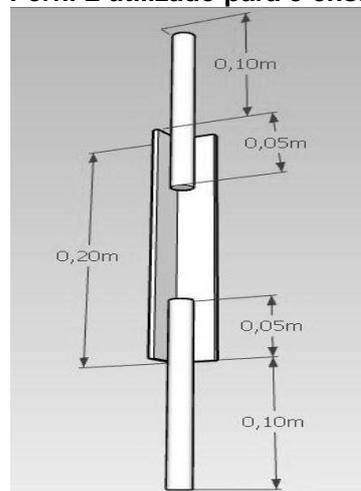
Fonte: Autora (2019).

### 3.2.3 Ensaio de tração das barras redondas e dos perfis L e tensão de escoamento

Nos cálculos que determinaram a resistência estimada dos protótipos, foram empregadas as tensões de escoamento reais dos elementos. Para isso, 3 perfis L e

3 barras redondas foram ensaiadas à tração, a fim de se obter as tensões de escoamento. Foram ensaiados três perfis L 1" x 1,19 kg/m com 20 cm de altura. Como os perfis não poderiam ser presos pela prensa, uma vez que possuem formato "L", foram soldadas nos perfis L duas barras redondas, de ferro de construção (aço corrugado) de 20 mm de diâmetro, ambas com 15 cm de comprimento, ficando 5 cm para dentro da face interna do perfil L e 10 cm para fora, permitindo desta maneira, a realização do ensaio. A figura 54 apresenta os detalhes desta confecção.

**Figura 54 – Perfil L utilizado para o ensaio de tração**



Fonte: Autora (2019).

A figura 55 mostra o perfil L antes de ser submetido ao ensaio de tração, entretanto já posicionado na prensa EMIC, e a figura 56 mostra o perfil L depois do ensaio de tração, podendo-se visualizar a posição da sua ruptura.

**Figura 55 – Perfil L antes do ensaio de tração**



Fonte: Autora (2019).

**Figura 56 – Perfil L depois do ensaio de tração**

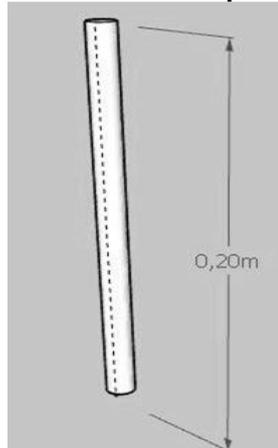


Fonte: Autora (2019).

O ensaio de tração forneceu resultados para uma área fictícia de perfil L, que por meio de cálculos puderam ser traduzidos para os resultados reais dos perfis L. Assim, por meio de média aritmética obteve-se como resultado uma tensão de escoamento de 31,423 kN/cm<sup>2</sup>.

Para descobrir a tensão de escoamento das barras redondas (12,5 mm de diâmetro), utilizou-se pedaços de barra redonda de 20 cm de comprimento, obtendo-se uma tensão real (média aritmética) de 35,274 kN/cm<sup>2</sup>.

**Figura 57 – Barra redonda utilizada para o ensaio de tração**



Fonte: Autora (2019).

As figuras 58 e 59 mostram a barra redonda antes e depois do ensaio de tração, respectivamente.

**Figura 58 – Barra redonda antes do ensaio de tração**



Fonte: Autora (2019).

**Figura 59 – Barras redondas depois do ensaio de tração**



Fonte: Autora (2019).

Com a tensão real de escoamento, pode-se estimar a resistência de cálculo das diagonais e banzos das treliças, bem como, a carga aplicada pela prensa que conduziu as mesmas à flambagem lateral.

Pode-se observar pela figura 59 que, ao sofrer esforço de tração, o elemento (barra) tende a sofrer um alongamento, entretanto permanece reto.

### **3.3 Análise teórica da treliça do tipo *Steel Joist* (protótipo)**

#### **3.3.1 Resistência estimada de cálculo para as diagonais**

Com base na tensão de escoamento real das diagonais, pode-se calcular a resistência à tração e à compressão das diagonais das treliças, e verificar a carga

aplicada pela prensa que levou os protótipos à perda da sua capacidade estrutural. Para o cálculo da resistência, utilizou-se  $\gamma_{a1}=1,0$  desprezando-se o coeficiente de ponderação da resistência estabelecido pela NBR 8800:2008.

Sabendo que a área da diagonal é  $1,23 \text{ cm}^2$ , como já calculado anteriormente, pode-se determinar:

$$R_{dt,diag.} = \frac{1,23 \text{ cm}^2 \times 35,274 \text{ kN/cm}^2}{1} = 43,29 \text{ kN}$$

Para saber a carga aplicada pela prensa, a qual levou a treliça a perder sua capacidade estrutural, fez-se uma regra de três de proporcionalidade, considerando a carga unitária aplicada ( $F_{tool}$ ) e o esforço de tração na diagonal ( $F_{tool}$ ) de  $0,7071 \text{ kN}$ , e a resistência estimada de cálculo. Assim:

$$\frac{43,29 \text{ kN}}{P} = \frac{0,7071 \text{ kN}}{1 \text{ kN}}$$

$$P = 61,22 \text{ kN}$$

Para determinar a resistência estimada de compressão fez-se a mesma relação de proporcionalidade, com base nos esforços obtidos e carga unitária aplicada, respectivamente, no  $F_{tool}$ , e parâmetro  $\chi$  já calculado anteriormente. Desta forma:

$$R_{dc,diag.} = \frac{0,6882 \times 1 \times 1,23 \text{ cm}^2 \times 35,274 \text{ kN/cm}^2}{1} = 29,79 \text{ kN}$$

$$\frac{29,79 \text{ kN}}{P} = \frac{0,7071 \text{ kN}}{1 \text{ kN}}$$

$$P = 42,13 \text{ kN}$$

### 3.3.2 Resistência estimada de cálculo para os banzos

De maneira a conhecer a resistência estimada de cálculo dos banzos, bem como a carga aplicada pela prensa que levou a treliça a perder sua capacidade estrutural, utiliza-se a tensão de escoamento real dos perfis L, e verifica-se a resistência à tração e à compressão dos mesmos. Para o cálculo utiliza-se também a área dos perfis L. E para descobrir a carga aplicada pela prensa, faz-se a mesma relação de proporcionalidade vista acima, com o esforço obtido por meio do Ftool e a carga unitária aplicada.

$$R_{dt,banzo} = \frac{2,96 \text{ cm}^2 \times 31,423 \text{ kN/cm}^2}{1} = 93,01 \text{ kN}$$

$$\frac{93,01 \text{ kN}}{P} = \frac{2 \text{ kN}}{1 \text{ kN}}$$

$$P = 46,51 \text{ kN}$$

Sabe-se que a resistência predominante, que influenciou na resistência da treliça foi a de compressão do banzo superior. Como o comprimento de flambagem, depois de introduzido o travamento lateral, é de 100 cm, calcula-se novamente o índice de esbeltez reduzido, para então obter o parâmetro  $\chi$ . Assim:

$$\lambda_0 = 0,0113 \left( \frac{1 \times 100 \text{ cm}}{0,7489 \text{ cm}} \right) = 1,5089$$

Como  $\lambda_0$  é maior que 1,50, tem-se pela equação 24:

$$\chi = \frac{0,877}{1,51^2} = 0,3852$$

$$R_{dc,banzo} = \frac{0,3852 \times 1 \times 2,96 \text{ cm}^2 \times 31,423 \text{ kN/cm}^2}{1} = 35,83 \text{ kN}$$

$$\frac{35,83 \text{ kN}}{P} = \frac{2 \text{ kN}}{1 \text{ kN}}$$

$$P=17,91 \text{ kN}$$

Descobre-se desta forma que, a carga estimada aplicada pela prensa que levou as treliças a perderem sua capacidade estrutural é de 17,91 kN.

### 3.3.3 Comprimento e espessura da solda

Na fabricação das treliças (quatro protótipos), utilizou-se o eletrodo E60 para efetuar a ligação com solda dos elementos. O eletrodo manual revestido E60 possui uma resistência à ruptura da solda de 415 Mpa ou 41,5 kN/cm<sup>2</sup>. A solda utilizada é do tipo filete, e a espessura empregada foi de 5 mm, estando em conformidade com a ABNT NBR 8800:2008, uma vez que a espessura dos metais-base são 12,5 mm (diagonal) e 3,175 mm (perfil L), desta forma o tamanho mínimo da perna de uma solda de filete é de 3 mm para uma espessura do metal-base na junta (menor) de até 6,35 mm.

Conhecendo a espessura da solda e sua resistência à ruptura, pode-se calcular o seu comprimento. A resistência da solda de filete se dá pelo metal da solda, podendo ser expressa por:

$$R_{dw} = \frac{0,60 \times A_w \times f_w}{\gamma_{w2}} \quad (32)$$

Sendo que,

$$A_w = 0,7 \times b \times l \quad (33)$$

Sabe-se que  $\gamma_{w2} = 1,35$  para combinações normais e que a resistência à tração dos banzos obtida no pré-dimensionamento é de 67,27 kN, cuja qual é a maior resistência verificada nesta etapa. Desta maneira, a área de solda pode ser calculada:

$$A_w = \frac{67,27 \text{ kN} \times 1,35}{0,60 \times 41,5 \text{ kN/cm}^2} = 3,65 \text{ cm}^2$$

Como a solda se dá de ambos os lados, divide-se a mesma por 2.

$$A_w = \frac{3,65 \text{ cm}^2}{2} = 1,82 \text{ cm}^2$$

Para obter o comprimento da solda, calcula-se:

$$\frac{1,82 \text{ cm}^2}{0,7 \times 0,5 \text{ cm}} = l$$

$$l = 5,21 \text{ cm}$$

## 4 RESULTADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados experimentais e teóricos são apresentados abaixo, sendo consequência da análise dos quatro protótipos (treliças) e dos corpos de prova dos perfis L e barras redondas.

### 4.1 Resultados experimentais

Inicialmente, realizou-se o ensaio de Stuttgart nas quatro treliças, obtendo-se como resultado as cargas aplicadas pela prensa que as levaram à falha. Com base nestas cargas, pode-se comparar a carga estimada teórica, aplicada pela prensa que levaria a treliça atingir a resistência estimada de cálculo, e a carga real que levou a treliça a perder sua capacidade estrutural. Em anexo encontram-se os resultados experimentais dos quatro protótipos (treliças) fornecidos pelo laboratório de estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul (UNISC).

#### 4.1.1 Resultados experimentais das treliças (protótipos)

Como observado na figura 51, houve flambagem lateral nos quatro protótipos. A tabela 9 mostra os resultados experimentais das treliças do tipo *Steel Joist*.

**Tabela 9 – Resultados experimentais das treliças do tipo *Steel Joist***

Protótipos	Força máxima aplicada (kN)
Treliça SJ CP-01	33,16
Treliça SJ CP-02	32,74
Treliça SJ CP-03	30,45
Treliça SJ CP-04	34,91
Média aritmética	32,815

Fonte: Autora (2019).

#### 4.1.2 Resultados experimentais das barras redondas (corpos de prova)

Após o ensaio de Stuttgart, foram ensaiados à tração os corpos de prova – barras redondas (figuras 58 e 59) – que determinariam a tensão de escoamento e ruptura reais das diagonais.

**Tabela 10 – Resultados experimentais das barras redondas**

Corpos de prova (barras redondas $\Phi$ 12,5 mm)	Área (cm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (tensão de escoamento em kN/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (tensão de ruptura em kN/cm <sup>2</sup> )
CP 01	1,23	35,443	51,899
CP 02	1,23	36,100	51,773
CP 03	1,23	34,280	49,734
Média aritmética	-	35,274	51,135

Fonte: Autora (2019).

Fazendo uma média aritmética obtém-se a tensão de escoamento real empregada para determinação da resistência estimada de cálculo das diagonais, como pode-se observar na tabela 10 acima.

#### 4.1.3 Resultados experimentais dos perfis L (corpos de prova)

Além de ensaiadas as barras redondas (corpos de prova), foram também ensaiados à tração os perfis L (figuras 55 e 56), de modo a se obter as tensões de escoamento e ruptura reais. Como os resultados obtidos pela prensa para os perfis L se referiam a uma área fictícia, calculou-se as tensões para a área real, conforme tabela 11 abaixo. Para isso, fez-se uma relação de tensão (força x área), como segue:

$$\sigma = F/A \quad (34)$$

**Tabela 11 – Resultados experimentais dos perfis L**

Perfis L	Área fictícia (mm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	Área real (cm <sup>2</sup> )	F <sub>y</sub> real (kN/cm <sup>2</sup> )	F <sub>u</sub> real (kN/cm <sup>2</sup> )
CP 01	78,54	59,997	82,212	1,48	31,839	43,628
CP 02	78,54	58,431	81,422	1,48	31,008	43,209
CP 03	78,54	59,211	81,580	1,48	31,422	43,293
Média aritmética	-	-	-	-	31,423	43,377

Fonte: Autora (2019).

A média aritmética das tensões de escoamento dos perfis L é utilizada nos cálculos que determinam a resistência estimada de cálculo dos banzos.

## 4.2 Resultados teóricos

Os resultados teóricos referem-se às resistências estimadas de cálculo das diagonais e dos banzos, calculados anteriormente. A treliça é formada por diagonais e banzos (perfis L), desta forma, analisou-se ambos os elementos. Pelo fato de algumas diagonais sofrerem tração e outras sofrerem compressão, como pode-se observar nos esforços obtidos por meio do Ftool, calculou-se as resistências à tração e compressão estimadas. No caso dos banzos, sabe-se que o superior sofre esforços de compressão, ao passo que o banzo inferior sofre esforços de tração, assim, calculou-se a resistência à compressão estimada para o banzo superior e a resistência à tração estimada para o banzo inferior. Sabe-se também, que é o esforço à compressão o responsável pela flambagem da treliça, uma vez que tende a acentuar o efeito de curvatura, enquanto que, o esforço à tração conduz o elemento ao alongamento, permanecendo reto.

A resistência estimada das diagonais submetidas aos esforços de tração é de 43,29 kN, sendo 61,22 kN a carga estimada aplicada pela prensa EMIC que levou a treliça a atingir esta resistência. Já a resistência estimada das diagonais submetidas aos esforços de compressão foi de 29,79 kN, sendo 42,13 kN a carga estimada aplicada pela prensa.

Para o banzo superior obtiveram-se como resultados teóricos, uma resistência à compressão do banzo superior de 35,83 kN, sendo 17,91 kN a carga estimada

aplicada, e uma resistência à tração do banzo inferior de 93,01 kN, sendo 46,51 kN a carga estimada aplicada pela prensa que levou a treliça a atingir tal resistência.

Os resultados teóricos tornam possível realizar uma comparação dos mesmos com os resultados experimentais, possibilitando desta forma, inferir sobre a capacidade estrutural da treliça na prática.

Para os cálculos da carga aplicada pela prensa utilizou-se a relação de proporção dos esforços obtidos via Ftool e da carga unitária aplicada.

**Tabela 12 – Resultados teóricos dos elementos da treliça**

Elementos	Resistência estimada (kN)	Carga aplicada pela prensa (kN)
Banzo superior	35,83	17,91
Banzo inferior	93,01	46,51
Diagonais tracionadas	43,29	61,22
Diagonais comprimidas	29,79	42,13

Fonte: Autora (2019).

Pelo fato da compressão ser o esforço responsável pela flambagem da treliça, o que ocasiona a perda da capacidade estrutural da mesma, entende-se que é o banzo superior o determinante da sua resistência, uma vez que é este elemento que sofre diretamente a aplicação da carga (solicitação), assim, a resistência estimada de cálculo para a treliça é de 35,83 kN, sendo 17,91 kN a carga aplicada pela prensa que levou a treliça a atingir esta resistência.

### 4.3 Análise dos resultados

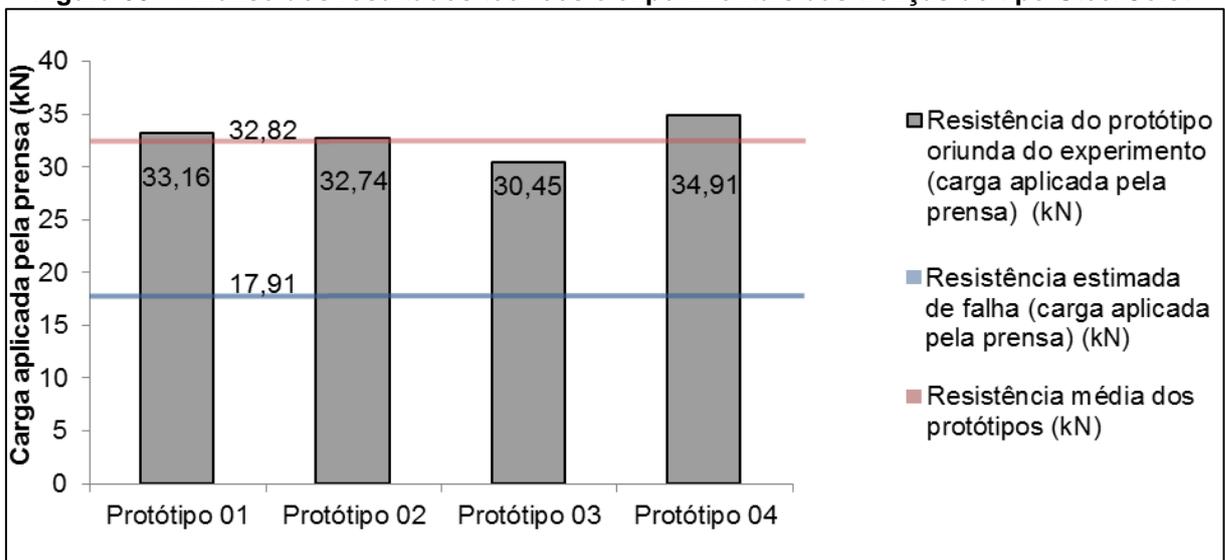
As treliças (4 protótipos) foram dimensionados de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, sendo então fabricadas por profissionais qualificados (serralheiros), respeitando-se as dimensões dos elementos que as compõem e a espessura adequada da solda. Para dimensioná-las, fez-se um pré-dimensionamento utilizando-se de uma relação de proporção com os esforços normais obtidos por meio do lançamento da treliça no *software* Ftool. No lançamento do Ftool foram respeitadas as dimensões e parâmetros dos elementos que compõem a treliça (seções, propriedades do aço, apoios), sendo possível observar os esforços normais

oriundos da aplicação de uma carga unitária, cuja qual foi dividida para os dois pontos de aplicação, característicos do ensaio de Stuttgart.

Após serem fabricados, ambos os protótipos foram submetidos ao ensaio de Stuttgart em uma prensa EMIC com capacidade de 30 toneladas, obtendo-se os resultados experimentais. Os resultados teóricos foram calculados baseados em parâmetros do ensaio de tração dos perfis L e das barras redondas, que simulam a tensão de escoamento dos banzos e das diagonais, respectivamente, e com base no comprimento de flambagem das treliças. O comprimento de flambagem pode ser determinado, observando-se a posição do travamento lateral, neste caso, o comprimento de flambagem foi tomado como sendo 1 metro, uma vez que esta foi a distância entre o centro do apoio da treliça e as extremidades do travamento lateral.

Uma vez calculados os resultados teóricos (resistência estimada dos elementos e força aplicada pela prensa para atingir tal resistência), pode-se comparar os mesmos com os resultados experimentais das treliças do tipo *Steel Joist*, obtidos por meio do ensaio de Stuttgart. Abaixo, por meio do gráfico (figura 60), pode-se fazer uma análise comparativa dos resultados.

**Figura 60 – Análise dos resultados teóricos e experimentais das treliças do tipo *Steel Joist***



Fonte: Autora (2019).

Desta forma, pode-se inferir que os protótipos apresentaram no experimento, resistência superior à resistência estimada teórica de cálculo do banzo superior, ou seja, superior à resistência estimada de falha. O banzo superior comprimido sofre diretamente a ação da carga do ensaio, e por isso sua resistência é tomada como

sendo a resistência estimada de falha dos protótipos. Pode-se então, fazer uma análise percentual das diferenças entre a resistência estimada de falha (carga aplicada pela prensa) e a resistência obtida por meio do experimento (carga aplicada pela prensa), como pode-se observar na tabela 13.

**Tabela 13 – Diferença entre os resultados teóricos e experimentais**

Protótipos	Carga aplicada pela prensa (experimento) (kN)	Carga aplicada pela prensa (teórica) (kN)	Diferença (experimento-teórica) (kN)	Diferença percentual (teórica-experimento) (%)
Protótipo 01	33,16	17,91	+15,25	+85,15
Protótipo 02	32,74	17,91	+14,83	+82,80
Protótipo 03	30,45	17,91	+12,54	+70,02
Protótipo 04	34,91	17,91	+17,00	+94,92
Média aritmética	32,82	17,91	+14,905	+83,22

Fonte: Autora (2019).

Analisando a tabela 13, pode-se inferir que a diferença percentual entre a média da carga aplicada pela prensa estimada de cálculo (estimada de falha) e a média da carga aplicada pela prensa no experimento foi de 83,22%, isto é, obteve-se uma resistência de 1,85 vezes superior a estimada de falha. Ambos os protótipos apresentaram resistência superior à resistência estimada de falha, além disso, a variabilidade entre as resistências experimentais foi baixa, ou seja, ambos apresentaram comportamentos semelhantes.

Entende-se por meio dos resultados analisados, que ambas as treliças planas metálicas do tipo *Steel Joist* sofreram flambagem lateral, tendo sua falha oriunda do banzo superior comprimido. Como previsto, pelo fato das treliças apresentarem grande comprimento e altura baixa, ambos os protótipos sofreriam flambagem devido a sua instabilidade lateral, no entanto, buscou-se utilizar um travamento lateral visando reduzir o comprimento de flambagem, fazendo com que desta forma as treliças obtivessem maior resistência. Assim, de acordo com o dimensionamento obteve-se uma resistência estimada de falha de 17,91 kN, enquanto que no

experimento, na prática, obteve-se uma resistência média de 32,82 kN, sendo um resultado superior ao esperado no modelo teórico.

Cabe aqui destacar que, embora os perfis L utilizados não tenham 2” como sugere Pfeil; Pfeil (2009), a composição dos elementos e a união dos mesmos de maneira a formar os protótipos, resultaram em treliças com resistências superiores às estimadas de cálculo, portanto, eficientes quanto ao esperado. A figura 51 mostra a flambagem lateral dos quatro protótipos.

## 5 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 Conclusões

O desenvolvimento deste trabalho propiciou a expansão dos conhecimentos teóricos adquiridos em sala de aula, sendo possível por meio da revisão bibliográfica, aprofundar o entendimento sobre estruturas de aço e conhecer a treliça do tipo *Steel Joist*, ademais, o trabalho possibilitou uma experiência prática quanto ao dimensionamento, fabricação e detalhamento deste tipo de estrutura.

Através do presente trabalho pode-se inferir que as estruturas metálicas apresentam inúmeras vantagens quando comparadas a outros sistemas, como por exemplo, o concreto armado, uma vez que além de serem leves e apresentarem considerável resistência mecânica, não exigem tempo de cura e propiciam uma construção limpa e reutilizável.

Neste trabalho buscou-se dimensionar quatro treliças planas metálicas do tipo *Steel Joist* as quais são pouco conhecidas no Brasil, por meio de orientação normativa, ABNT NBR 8800:2008, de maneira a propiciar segurança e maior vida útil à estrutura, que por diversas vezes é dimensionada de maneira inadequada, sem preocupações devido ao seu baixo peso característico.

Depois de fabricadas, as treliças passaram por um ensaio de Stuttgart, apresentando resistências experimentais relativas à carga aplicada pela prensa. Neste caso, as cargas aplicadas pela prensa que levaram os protótipos 01, 02, 03 e 04 à falha, no experimento, foram respectivamente, 33,16 kN, 32,74 kN, 30,45 kN e 34,91 kN, sendo a resistência experimental (carga aplicada pela prensa) média de 32,92 kN, ao passo que a carga aplicada pela prensa estimada de falha obtida no dimensionamento foi de 17,91 kN, resultante da resistência à compressão do banzo superior, cujo qual sofreu a aplicação direta das cargas. A compressão é o esforço responsável por conduzir as treliças à flexão, ou seja, a sofrerem flambagem lateral, uma vez que o esforço tende a acentuar a curvatura na peça, fazendo com que a treliça perca sua estabilidade global. De maneira a reduzir ou mesmo tentar impedir este efeito de flambagem lateral, utilizou-se um travamento lateral, que propiciou um comprimento de flambagem de 1 metro, encurtando o comprimento de flambagem inicial de 2,40 metros.

Com base nos estudos e ensaios realizados, e na treliça (protótipo) definida para o desenvolvimento deste trabalho (dimensões, condições de apoio, solda) constatou-se que, a diferença entre a média da resistência dos protótipos no experimento (carga aplicada pela prensa) e a resistência estimada de cálculo do banzo superior (carga estimada de falha aplicada pela prensa) foi de 14,905 kN, resultando em uma diferença percentual de 83,22%. Todos os protótipos apresentaram resistência superior à resistência estimada de cálculo (resistência estimada de falha). Além disso, ambos os protótipos apresentaram valores de resistência bem próximos, entendendo-se que seus comportamentos foram semelhantes.

Por meio do ensaio de tração dos perfis L e das barras redondas, pode-se constatar que, na prática, estes elementos apresentam tensões de escoamento e de ruptura superiores aos teóricos do aço, neste caso, do aço MR 250, ou seja, superiores aos valores estabelecidos pela norma.

Enfim, concluiu-se que, se as treliças forem dimensionadas de maneira correta, seguindo as diretrizes normativas, tomando-se os devidos cuidados durante sua fabricação, respeitando-se o detalhamento e as diretrizes construtivas, é possível obter estruturas mais resistentes do que se pode vislumbrar com o dimensionamento teórico. Isso é demonstrado ao se obter uma resistência média experimental 83,22% superior à resistência estimada de falha, podendo-se inferir que as equações de dimensionamento da norma mostram-se bastante conservadoras para o estudo desenvolvido neste trabalho.

Na prática, quando as treliças do tipo *Steel Joist* forem utilizadas combinadas com laje de concreto armado, por exemplo, servindo esta como travamento lateral (contenção contínua), ter-se-á uma grande resistência à flambagem lateral, à flexão, mostrando ser uma estrutura bastante eficiente, aliando-se às suas vantagens construtivas.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para trabalhos futuros sugere-se uma análise estrutural mais minuciosa em um *software* de simulação computacional. Ademais, sugere-se o desenvolvimento de treliças do tipo *Steel Joist* com dimensões diferentes de banzos (perfis L) e de diagonais (barras redondas), a fim de comparar os resultados de resistência então

obtidos; a execução de travamentos laterais mais compatíveis com os possíveis elementos a serem utilizados num contexto real de construção; a utilização de diferentes tipos de aço; e a utilização de barras quadradas para formar as diagonais, pois na prática surgem dificuldades na hora de executar uma dobra, uma vez que para o pré-dimensionamento, no Ftool, lança-se as dobras com angulação reta, não havendo formação de ângulos redondos nos encontros de duas diagonais, ocasionando pequenas diferenças nas dimensões então especificadas para a fabricação.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 8800*: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BARROS, Alexandre Rodrigues de. *Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensável reforçado com fibras de aço*. 2009. 155 f. Dissertação (Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil)–Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2009.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. *Notas de aula: fundamentos do concreto armado*. 2006. 92 f. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2006.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. *Notas de aula: lajes de concreto*. 2015. 115 f. Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2015.

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. *Edifícios de múltiplos andares em aço*. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.

BELLEI, Ildony H. *Edifícios industriais em aço: projeto e cálculo*. 4. ed. São Paulo: Pini, 2003.

BESSA, Paulo Cesar. Como soldar a arco elétrico com eletrodo revestido. *Alusolda*, [S.l.]. Disponível em: <<http://www.alusolda.com.br/conteudo/a-alusolda.html>>. Acesso em: 15 set. 2018.

CBCA. *Construção em aço / vantagens*. Rio de Janeiro. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/construcao-em-aco-vantagens.php>>. Acesso em: 05 set. 2018

CICHINELLI, Gisele. Estrutura reforçada. *Téchne*, Rio de Janeiro, n. 187, 2012. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/187/artigo285971-2.aspx>>. Acesso em: 25 ago. 2018.

D'ALAMBERT, F. C.; PINHEIRO, M. B. *Treliças tipo steel joist*. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2007.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. *Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem*. 4. ed. São Paulo: Zigurate, 2002.

FIGUEIREDO, Enio. Resistência dos materiais: exercícios resolvidos – parte 4. *Engenharia do movimento*, [S.l.], 10 dez. 2014. Disponível em: <[http://www.engenhariadomovimento.com.br/2014/12/resistencia-dos-materiais-exercicios\\_10.html](http://www.engenhariadomovimento.com.br/2014/12/resistencia-dos-materiais-exercicios_10.html)>. Acesso em: 10 set. 2018.

FONTES, Fernando Fernandes. *Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003*. 2005. 120 f. Dissertação–Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

GIONGO, José Samuel. *Concreto armado: projeto estrutural de edifícios*. 2007. 176 f. Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

GOMES, Maria Idália da Silva. *Estudo e análise de treliças*. 2016. 33 f. Instituto Politécnico de Lisboa, Lisboa, 2016.

INSTITUTO AÇO BRASIL. *Parque Siderúrgico*. Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <<http://www.acobrasil.org.br/site2015/parque.html>>. Acesso em: 04 set. 2018.

INSTITUTO DE ENGENHARIA. *A utilização do aço na construção civil*. São Paulo, 2015. Disponível em: <<https://www.institutodeengenharia.org.br/site/2015/10/06/a-utilizacao-do-aco-na-construcao-civil/>>. Acesso em: 20 set. 2018.

IPT. *Informações sobre madeiras*. São Paulo, 2019. Disponível em: <[http://www.ipt.br/informacoes\\_madeiras3.php?madeira=35](http://www.ipt.br/informacoes_madeiras3.php?madeira=35)>. Acesso em: 30 maio 2019.

JUNIOR, Paulo Cezar Dias do Valle. *Automatização do cálculo de ligações parafusadas: ligação viga-pilar rígida com chapa de topo e ligação viga-viga flexível com dupla cantoneira*. 2016. 90 f. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2016.

*Laminação*. [S.l.: s.n.]. Disponível em: <[http://mmborges.com/processos/Conformacao/cont\\_html/laminacao.htm](http://mmborges.com/processos/Conformacao/cont_html/laminacao.htm)>. Acesso em: 10 set. 2018.

Ligações soldadas. *Estruturas.UFPR*, [S.l.: s.n.]. Disponível em: <<http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2015/05/Cap2-Liga%C3%A7%C3%B5esSoldadas-1.pdf>>. Acesso em: 13 set. 2018.

MARQUES, Marília Gonçalves. *Análise do comportamento de pilares de concreto armado reforçados com chumbadores e concreto auto adensável*. 2014. 197 f. Dissertação—Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2014.

Morfologia das estruturas. *Ebah*, [S.l.: s.n.]. Disponível em: <<https://www.ebah.com.br/content/ABAAAftSEAD/isostatica>>. Acesso em: 12 set. 2018.

PÁDUA, Marco. *Tipos de estruturas*. Disponível em: <<https://profmarcopadua.net/estruturas.pdf>>. Acesso em: 20 set. 2018.

PFEIL, W.; PFEIL, M. *Estruturas de aço: dimensionamento prático*. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2000.

PFEIL, W.; PFEIL, M. *Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008*. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PILLAR, Rafaela Veiga. *Estudo de viabilidade de cobertura metálica com alternativas em perfis formados a frio, laminados abertos ou tubulares*. 2013. 92 f. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

PINHEIRO, Antonio Carlos da Fonseca Bragança. *Estruturas metálicas: cálculos, detalhes, exercícios e projetos*. São Paulo: Edgard Blücher, 2001.

PINHEIRO, Antonio Carlos da Fonseca Bragança. *Estruturas metálicas: cálculos, detalhes, exercícios e projetos*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2005.

Processo de solda por eletrodo revestido (MMA). *Sumig*, [S.l.: s.n.], 05 jul. 2017. Disponível em: <<https://www.sumig.com/pt/blog/post/processo-de-solda-por-eletrodo-revestido--mma->>. Acesso em: 20 set. 2018.

ROCHA, A. C. et al. Ensaio de Stuttgart – Reprodução em laboratório. *Ibracon*, Goiânia.

SIDERURGIA BRASIL. *Produção nacional de aço*. São Paulo. Disponível em: <<http://www.siderurgiabrasil.com.br/portal/index.php/indice-do-anuario/181-gc-2018-produtores-aco>>. Acesso em: 01 set. 2018.

SILVA, Augusto Ottoni Bueno da. *Treliça tubular mista com múltiplos painéis vierendeel*. 2013. 339 f. Dissertação–Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2013.

SILVA, Erlucivânia B. da. *Cálculo de elementos lineares a flexão pura*. Universidade Paulista. Disponível em: <<https://www.passeidireto.com/arquivo/40441912/aula-01---calculo-de-elementos-lineares-a-flexao-pura>>. Acesso em: 05 dez. 2018.

SILVA, L. A.; SHIBATA, D. *Solidificação: lingotamento contínuo*. 2013. 10 f. Universidade de São Paulo, Lorena, SP, 2013. Disponível em: <[http://sistemas.eel.usp.br/docentes/arquivos/5009972/LOM3045/Lingotamento\\_Continuo-texto.pdf](http://sistemas.eel.usp.br/docentes/arquivos/5009972/LOM3045/Lingotamento_Continuo-texto.pdf)>. Acesso em: 29 ago. 2018.

SOUZA, D. A.; FREITAS, M. S. R.; FREITAS, A. M. S. Estabilidade de colunas com seções enrijecidas em perfis de aço formados a frio. *Revista Escola de Minas*, Ouro Preto, n. 2, v. 59, jun. 2006.

SOUZA, M. F. S. M.; RODRIGUES, R. B.; MASCIA, N. T. “*Sistemas estruturais de edificações e exemplos*”. 2008. 93 f. Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

STEEL JOIST INSTITUTE. *American National Standard. Standard Specifications for K-Series, LH-Series, and DLH-Series Open Web Steel Joists and for Joist Girders*. 44<sup>th</sup> Edition. United States of America, 2015.

STEEL JOIST INSTITUTE. *CJ-Series. Standard Specifications for Composite Steel Joists – Weight Tables and Bridging Tables Code of Standard Practice*. 1<sup>th</sup> Edition. United States of America, 2007.

STEEL JOIST INSTITUTE. *K-Series, LH-Series, DLH-Series, Joist Girders. Standard Specifications – Load Tables and Weight Tables for Steel Joists and Joist Girders*. 44<sup>th</sup> Edition. United States of America, 2017.

TAVARES, Eduardo. Os 10 maiores produtores de aço do mundo. *Exame*, São Paulo, 2012. Disponível em: <<https://exame.abril.com.br/economia/os-10-maiores-produtores-de-aco-do-mundo/>> . Acesso em: 03 set. 2018.

Tensões de Flexão. *Slideplayer*, [S.l.: s.n.]. Disponível em: <<https://slideplayer.com.br/slide/10396762/>>. Acesso em: 11 set. 2018.

## APÊNDICE A – Valores de $Q_s$ para elementos comprimidos AL

Conforme ABNT NBR 8800:2008, para elementos comprimidos AL (não-enrijecidos), os valores de  $Q_s$  dependem do grupo a que os elementos pertencem, sendo assim, podem ser obtidos da seguinte forma (das fórmulas abaixo,  $b$  é a largura do elemento, assim como,  $t$  é a espessura do elemento):

- para elementos do Grupo 3 da figura 36:

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (35)$$

$$Q_s = \frac{0,53E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}; \quad (36)$$

- para elementos do Grupo 4 da figura 36:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (37)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}; \quad (38)$$

- para elementos do Grupo 5 da figura 36:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{K_c E}}, \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/K_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/K_c)}} \quad (39)$$

$$Q_s = \frac{0,90E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/K_c)}}, \quad (40)$$

$$\text{em que: } K_c = \frac{4}{\sqrt{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2}}, \text{ sendo } 0,35 \leq K_c \leq 0,76, \quad (41)$$

onde:  $h$  é a altura da alma;  $t_w$  é a espessura da alma;

- para os elementos do Grupo 6 da figura 36:

$$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (42)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}. \quad (43)$$

Caso houver dois ou mais elementos AL (não-enrijecidos), que possuem  $Q_s$  diferentes, recomenda-se adotar o menor dos fatores de redução ( $Q_s$ ) (ABNT NBR 8800:2008).

## APÊNDICE B – Valores de $Q_a$ para elementos comprimidos AA

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, para elementos comprimidos AA (enrijecidos), o fator de redução  $Q_a$ , pode ser obtido da seguinte forma:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}, \quad (44)$$

em que:  $A_{ef}$  é a área efetiva da seção transversal do elemento;  $A_g$  é a área bruta do elemento.

Ainda segundo a ABNT NBR 8800:2008, a área efetiva pode ser calculada como:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t, \quad (45)$$

em que o somatório compreende todos os elementos AA. Onde:  $b$  é a largura do elemento;  $t$  é a espessura do elemento;  $b_{ef}$  é a largura efetiva do elemento comprimido AA (enrijecido) (ABNT NBR 8800:2008).

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, a largura efetiva dos elementos enrijecidos pode ser determinada da seguinte maneira:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[ 1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b, \quad (46)$$

em que:  $\sigma$  é a tensão que pode agir no elemento;  $c_a$  é o coeficiente que pode ser 0,38 para almas ou mesas de seções tubulares retangulares ou 0,34 para os demais elementos.

Ademais, segundo a ABNT NBR 8800:2008, a tensão  $\sigma$  pode ser calculada como:

$$\sigma = \chi f_y, \quad (47)$$

em que:  $\chi$  é calculado como já visto anteriormente, considerando-se  $Q=1$ . Além disso, de maneira cautelosa, a tensão  $\sigma$  pode ser determinada por:

$$\sigma = f_y. \quad (48)$$

### APÊNDICE C – Força axial de flambagem elástica ( $N_e$ )

De acordo com o anexo E da ABNT NBR 8800:2008, em uma barra com seção transversal simétrica ou simétrica em relação a um ponto, a depender do tipo de flambagem (por flexão ou por torção) e de qual eixo está ocorrendo a flambagem, a força axial de flambagem elástica pode ser calculada:

- para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}; \quad (49)$$

- para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2}; \quad (50)$$

- para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J \right], \quad (51)$$

em que: KL é o comprimento de flambagem por flexão; I é o momento de inércia da seção transversal;  $C_w$  é a constante de empenamento da seção transversal; E é o módulo de elasticidade do aço; J é a constante de torção da seção transversal; G é o módulo de elasticidade transversal do aço;  $r_0$  é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento.

Ainda conforme a ABNT NBR 8800:2008, o raio de giração pode ser calculado como:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}, \quad (52)$$

em que: r é o raio de giração;  $x_0$  e  $y_0$  são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção x e y.



















