

CENTRO UNIVERSITÁRIO DA FUNDAÇÃO ASSIS GURGACZ
BRUNA APARECIDA DELAVY DA SILVA

PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO METÁLICO

CASCADEL - PR

2017

BRUNA APARECIDA DELAVY DA SILVA

PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO METÁLICO

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do curso de Engenharia Mecânica, do Centro Universitário Fundação Assis Gurgacz - FAG, como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Mecânica.

Professor orientador: Eng. Mecânico Esp. José Claudio Terra Silveira

CASCADEL - PR

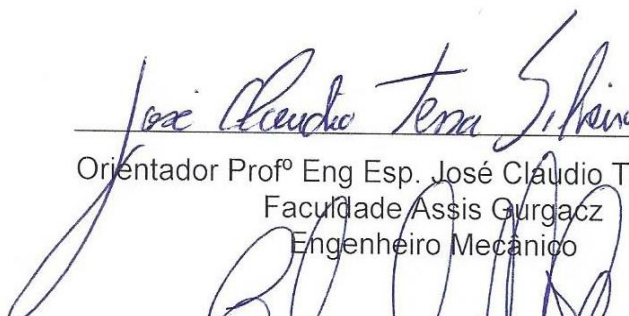
2017

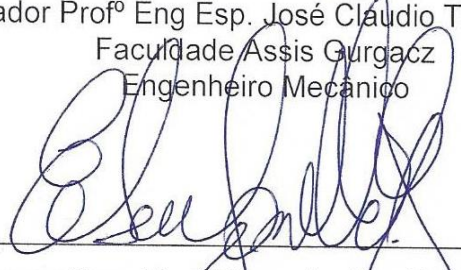
CENTRO UNIVERSITÁRIO DA FUNDAÇÃO ASSIS GURGACZ
BRUNA APARECIDA DELAVY DA SILVA

PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO METÁLICO

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Mecânica, da FAG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Mecânica, sob a orientação do Professor (a) Eng. Mecânico Esp. José Claudio Terra Silveira.

BANCA EXAMINADORA


Orientador Profº Eng Esp. José Claudio Terra Silveira
Faculdade Assis Gurgacz
Engenheiro Mecânico


Professor Eng. Msc. Eliseu Avelino Zanella Junior
Faculdade Assis Gurgacz
Engenheiro Mecânico


Professor Eng Msc Roberson Roberto Parizotto
Faculdade Assis Gurgacz
Engenheiro Mecânico

Cascavel 28 Dezembro de 2017.

DEDICATÓRIA

Dedico esse trabalho a minha família, em especial aos meus pais e irmã,
pelo amor e apoio incondicional, fontes de minha motivação e força.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus primeiramente, por minha vida, família e amigos e por ter me dado saúde e força para superar as dificuldades.

Aos meus pais e irmã pelo amor, incentivo e apoio incondicional.

Ao meu orientador José Claudio Terra Silveira, pelo suporte no pouco tempo que lhe coube, pelas suas correções e incentivos.

As minhas amigas, pelo incentivo, alegrias, tristezas e dores compartilhadas, com vocês as pausas entre um parágrafo e outro se tornaram mais fáceis e melhores.

Agradeço também as pessoas com quem convivi nesse espaço ao longo desses anos.

Agradeço a todos os professores por me proporcionar o conhecimento, racional e de caráter e na efetividade no processo de formação profissional.

E por fim a todos aqueles que contribuíram de alguma forma para meu crescimento.

RESUMO

A proposta do tema consiste em um estudo de caso de um projeto estrutural somente do telhado de um galpão metálico, já que mesmo é composto com pilares de concreto armado e paredes de alvenaria o qual já está montado e sendo utilizado. Eles que são utilizados em diversos tipos de instalações para o atendimento de várias atividades por fatores como, a rapidez construtiva e a alta resistência que permite uma estrutura com componentes mais leves.

Pensando nisso, uma determinada empresa metalúrgica, situada em Vera Cruz do Oeste, que usa somente conhecimentos adquiridos por experiência, disponibilizou um galpão sem projeto, o qual foi feito o comparativo entre a prática e o dimensionamento feito através da norma (NBR 8800, 2008), verificando se o mesmo está dentro do esperado, isto é de acordo com a mesma, que passe estabilidade e segurança.

Palavras-chaves: Comparativo, normas, estruturas metálicas e dimensionamento.

ABSTRACT

The proposal of the theme consists of a case study of a structural project only of the roof of a metallic shed, as it is even composed of reinforced concrete pillars and masonry walls which is already assembled and being used. They are used in various types of facilities for the attendance of various activities by factors such as, the constructive speed and the high resistance that allows a structure with lighter components.

With this in mind, a certain metallurgical company, located in Vera Cruz do Oeste, which uses only knowledge acquired by experience, has made available a shed without design, which was compared between practice and sizing done through the standard (NBR 8800, 2008), verifying if it is within the expected, is according to the same, that passes stability and security.

Keywords: Comparative, standards, metallic structures and sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perfis de chapa dobrada (a, b, c, d, e).....	22
Figura 2 - Perfil Soldado.....	23
Figura 3 - Perfis Laminados (a, b, c).	23
Figura 4 - Tipos de Soldas (a, b, c, d, e).	25
Figura 5 - Parafusos ASTM A307.....	27
Figura 6 - Valor de X em função do índice de esbeltez.	35
Figura 7 - Mapa do vento	44
Figura 8 - Galpão metálico	50
Figura 9 - Fator topográfico	51
Figura 10 - C_{pe} para o vento á 90°	53
Figura 11 - C_{pe} para o vento a 0°	54
Figura 12 - C_{pe} para cobertura.....	56
Figura 13 - Seção 1 e 2 ($\alpha = 90^\circ$).....	56
Figura 14 - Valores resultantes $C_e(\alpha = 90^\circ)$ e $C_e(\alpha = 0^\circ)$	57
Figura 15 - $C_e(\alpha = 90^\circ) + C_i(-0,3)$ e $C_i(0)$	57
Figura 16 - $C_e(\alpha = 0^\circ) + C_i(-0,3)$ e $C_i(0)$	58
Figura 17 - Cargas devido ao vento.	59
Figura 18 - Carregamento médio	60
Figura 19 - Especificações da telha.	60
Figura 20 - Perfil U enrijecido.....	64
Figura 21 - Tirante.....	69
Figura 22 - Geometria da tesoura	71
Figura 23 - Peso próprio.....	72
Figura 24 - Sobrecarga.	73
Figura 25 - Vento Caso A.....	73
Figura 26 - Vento Caso B.....	73
Figura 27 - Carregamento peso próprio	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Constantes físicas do aço	21
Tabela 2 - Valores do coeficiente de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f3}$	31
Tabela 3 - Elementos de ligação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para ações variáveis. ...	32
Tabela 4 - Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0	35
Tabela 5 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.	36
Tabela 6 - Fator topográfico	45
Tabela 7 - Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura.	46
Tabela 8 - Fatores meteorológicos	47
Tabela 9 - Fator Estatístico	48
Tabela 10 - Coeficientes de pressão e de forma, externos para as paredes.	52
Tabela 11 - Coeficientes de pressão e de forma, externos para telhados.	55
Tabela 12 - Obtenção de cargas devido ao vento	59
Tabela 13 - Esforços nas barras (PP)	76
Tabela 14 - Esforços nas barras (SC)	77
Tabela 15 - Esforços nas barras (vento - Caso A)	79
Tabela 16 - Esforços nas barras (vento - Caso B)	80
Tabela 17 - Barras perfis atuais	90
Tabela 18 - Posição das Barras	91

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 - Métodos dos estados-limites.....	28
Equação 2 - Combinações últimas normais	29
Equação 3 - Combinações últimas especiais.....	29
Equação 4 - Combinações últimas de construção.	29
Equação 5 - Combinações últimas excepcionais.	29
Equação 6 - Combinações quase permanentes.....	30
Equação 7 - Combinações frequentes de serviço	30
Equação 8 - Combinações raras de serviço.....	30
Equação 9 - Escoamento da seção bruta	32
Equação 10 - Ruptura da seção líquida	33
Equação 11 - Área Líquida efetiva.	33
Equação 12 - Estado - limite último de escoamento.	34
Equação 13 - Estado limite último de flambagem	34
Equação 14 - Índice de esbeltez reduzido.	34
Equação 15 - Limite do índice de esbeltez.....	36
Equação 16 - Tensão máxima atuante.....	37
Equação 17 - Tensão admissível	37
Equação 18 - Tensão de flexão.....	38
Equação 19 - Carregamento sem vento.....	38
Equação 20 - Carregamento com vento.....	38
Equação 21 - Relação elemento/espessura.....	39
Equação 22 - Valor limite Fbx	39
Equação 23 - Máxima tensão de flexão	39
Equação 24 - Índice de esbeltez	39
Equação 25 - Relação largura/espessura	40
Equação 26 - Máxima tensão de flexão	41
Equação 27 - Índice de esbeltez	41
Equação 28 - Máxima tensão.....	41
Equação 29 - Tensão máxima de cisalhamento.....	41
Equação 30 - Flecha	42
Equação 31 - Velocidade característica do vento	43
Equação 32 - Fator de rugosidade z	47

Equação 33 - Pressão dinâmica.....	51
Equação 34 - Carga do vento.....	58
Equação 35 - Esforços internos solicitantes.....	62
Equação 36 - Peso próprio da tesoura Gt	71
Equação 37 - Resistência nominal á força normal	81
Equação 38 - Força normal de cálculo.....	82

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- AA** - Duas bordas longitudinais vinculadas.
- ABNT** - Associação Brasileira de normas técnicas
- AL** - Uma borda longitudinal vinculada
- ASTM** - *Standart specification for carbono structural steel*
- CH** - Chapa; espessura
- ELS** - Estados limites de serviço
- ELU** - Estados últimos de serviço
- FCAW** - Solda ao arco submerso com fluxo no núcleo
- FTOOL** - *two dimensional frame analysis tool*
- GMAW** - Solda ao arco submerso com proteção gasosa
- NBR** - Associação Brasileira de normas técnicas
- PP** - Peso próprio
- SAW** - Solda ao arco submerso
- SC** - Sobrecarga
- SMAW** - Solda ao arco submerso com eletrodo revestido
- A_e - área líquida efetiva
- A_g - área bruta da seção transversal
- A_n - área líquida da barra
- a** - comprimento; distância
- b** - largura
- C_b - coeficiente de equivalência de momento de flexão
- C_t - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
- C_{pe} - coeficiente de pressão e de forma externos
- d** - altura da total da seção
- E** - Modulo de elasticidade
- F** - força; valor de ação
- F_G - valor característico das ações permanentes
- F_Q - valor característico das ações variáveis
- F_{Qexc} - valor característico das ações excepcionais
- f_u - resistência á ruptura do aço á tração
- f_y - resistência ao escoamento do aço

G_t - peso próprio da tesoura

h - altura

J - momento de inércia

K - coeficiente de flambagem de barras comprimidas

L - vão; distância; comprimento

M - momento fletor

N - força axial

Q - fator de redução total associado à flambagem local

q - pressão dinâmica do vento; combinação dos carregamentos

R_d - resistência de cálculo; solicitação resistente de cálculo

R_u - resistência última de cálculo

S - rigidez

S_d - solicitação de cálculo

r - raio de giração; raio

t - espessura

t_w - espessura da alma

t_f - espessura da mesa

V - força cortante

V_k - velocidade característica do vento

W - módulo de resistência elástico

δ - flecha

γ - Coeficiente de ponderação da resistência ou das ações

λ - índice de esbeltez; parâmetro de esbeltez

λ_0 - índice de esbeltez reduzido

x - fator de redução associado à resistência à compressão

Ψ - fator de redução de ações; fato de combinações das ações

σ - tensão normal

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 OBJETIVOS	18
1.1.1 Objetivo Geral	18
1.1.2 Objetivos específicos.....	18
1.2 JUSTIFICATIVA	18
1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	18
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	20
2.1 HISTÓRICO DO AÇO	20
2.2 VANTAGENS DAS ESTRUTURAS METÁLICAS	20
2.3 DESVANTAGENS DAS ESTRUTURAS METÁLICAS	21
2.4 PROPRIEDADES DO AÇO	21
2.5 PRINCIPAIS PERFIS	22
2.6 LIGAÇÕES DE PEÇAS METÁLICAS.....	24
2.7 LIGAÇÕES SOLDADAS.....	24
2.8 PRINCIPAIS PROCESSOS DE SOLDAGEM	25
2.8.1 Vantagens e Desvantagens de Ligações Soldadas	26
2.9 LIGAÇÕES PARAFUSADAS	27
2.9.1 Tipos de Parafusos	27
2.10 MÉTODOS DOS ESTADOS LIMITES.....	28
2.10.2 Combinações	28
2.10.3 Coeficientes de ponderação das ações.....	31
2.10.4 Força de tração resistente ao cálculo.....	32
2.10.5 Força de compressão resistente ao cálculo	34
2.10.6 Limite do índice de esbeltez	36
2.10.7 Flambagem local de barras axialmente comprimidas.....	37
2.11 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS	37
2.11.1 Flambagem local da alma	38
2.11.2 Flambagem local da mesa	40
2.11.3 Cisalhamento	41
2.11.4 Flecha.....	42
2.12 CARGAS ATUANTES	43

2.12.1 Cargas permanentes	43
2.12.2 Cargas variáveis.....	43
3 METODOLOGIA	49
3.1 DADOS PRELIMINARES DO PROJETO	49
3.2 CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO.....	50
3.2.1 Coeficientes de pressão (C_{pe}) e de formas externos para as paredes	52
3.2.2 Coeficientes de pressão (C_{pe}) e de formas externos para telhados	55
3.2.3 Coeficientes de pressão C_{pi} e de formas internos	56
3.2.4 Carregamento devido ao vento.	58
3.3 CARREGAMENTO NAS TELHAS DA COBERTURA	60
3.3.1 Dimensionamento das telhas da cobertura	61
3.3.2 Espaçamento máximo entre as terças	61
3.4 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS DA COBERTURA.....	62
3.4.1 Verificação da terça.....	63
3.4 TIRANTES.....	68
3.4.1 Verificação do peso próprio estimado para terças e tirantes.....	70
3.5 CÁLCULO DA TESOURA	71
3.5.1 Carregamentos da tesoura.....	72
3.6 ESFORÇO NAS BARRAS.....	74
3.6.1 Esforço nas barras (vento - Caso A)	78
3.6.2 Esforço nas barras (vento - Caso B)	78
3.7 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DA TESOURA.....	81
3.7.2 Banzo superior	82
3.7.3 Banzo inferior	83
3.7.4 Montante	83
3.7.5 Diagonal	86
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	88
4.1 AÇÃO DO VENTO	88
4.2 TERÇAS E TIRANTES.....	88
4.2 TESOURA.....	89
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	91
6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	92
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	93
APÊNDICES	94

ANEXOS96

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço das indústrias, as estruturas metálicas estão ganhando cada vez mais espaço no mercado brasileiro, devido sua rapidez, flexibilidade, variadas formas construtivas e sua maior resistência se comparada a estruturas de madeira cuja matéria-prima encontra-se gradativamente mais escassa, e são mais leves se comparadas às estruturas de concreto que em algumas situações se tornam impossíveis de serem empregadas.

As informações da utilização de estruturas metálicas foram observadas em escalas industriais a partir do ano de 1750. No Brasil o início de sua fabricação foi no ano de 1812, sendo que o grande avanço na fabricação de perfis em larga escala ocorreu com a implantação das grandes siderúrgicas. Como exemplo tem-se a Companhia Siderúrgica Nacional-CSN, que começou a operar em 1946.

Galpões metálicos geralmente de um único pavimento, estão liderando as construções com soluções simples, limpas, rápidas, econômicas e versáteis para uma larga faixa de vãos e uma infinidade de aplicações.

O tema deste trabalho é um estudo teórico sobre o projeto estrutural do telhado de um galpão metálico, cujo modelo no formato duas meias águas, que é constituído de sistemas estruturais compostos por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e tesouras treliçadas. Muitas empresas utilizam somente a experiência para a construção dos mesmos, acarretando assim em galpões subdimensionados ou superdimensionados, trazendo risco à segurança ou então gastos a mais.

Logo será feito uma comparação entre o galpão feito na prática, por uma metalúrgica, com o dimensionamento feito através da norma vigente no país, verificando todos os passos citados pela mesma e validando se está de acordo com o solicitado.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Realizar o projeto estrutural do telhado de um galpão metálico, pré-existente no formato duas meias águas que foi realizado por uma metalúrgica sem projeto, para fins comerciais, com o intuito de comparar a prática com a norma NBR 8800, logo verificando se o mesmo está dentro do estabelecido.

1.1.2 Objetivos específicos

- Definir dimensões das treliças do galpão;
- Definir os esforços atuantes;
- Dimensionar as treliças.

1.2 JUSTIFICATIVA

As estruturas metálicas quando não elaboradas corretamente, isto é, levando em conta todos os fatores relevantes podem ter consequências de uso e também econômicas. Através do projeto estrutural do telhado do galpão metálico será possível verificar através da norma (NBR 8800, 2008), se o mesmo está dentro do estabelecido.

Logo, complementando para empresas metalúrgicas que tem como base em seus projetos, conhecimentos adquiridos por experiência.

1.3 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

Dimensionar significa fixar a grandeza de algo a fim de que ela desempenhe o seu papel no conjunto que faz parte, estruturas metálicas com base em um galpão metálico dependem e muito do correto dimensionamento de um projeto no qual são calculados vários fatores.

Os galpões metálicos, que são construções geralmente de um único pavimento, constituídos de colunas regularmente espaçadas, com cobertura na parte superior e pode ser também nas laterais, apoiadas em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças e que são destinados especialmente para o uso comercial.

Assim para o presente estudo do telhado do galpão metálico, sendo de vão simples, o mesmo foi definido, já fabricado e montado, com os seguintes dados preliminares. A cobertura em duas águas com tesouras metálicas com perfil dobrado U100x40 chapa 12, com largura de 8,00m, comprimento de 10,00m e altura de 4,50, totalizando 80m². Local da construção, propriedade rural da cidade de Vera Cruz do Oeste-PR.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 HISTÓRICO DO AÇO

As evidências apontam que a primeira obtenção de ferro aconteceu aproximadamente 6 mil a. C em algumas civilizações como as do Egito, Babilônia e Índia. O ferro era então um material considerado nobre, devido a sua raridade, assim com sua utilização se limitando a fins militares ou como elemento de adorno nas construções.

A utilização do ferro em escala industrial só teve lugar muito tempo depois, em meados do século XIX, devido aos processos de industrialização que passavam os países mais desenvolvidos pela revolução industrial, tais como Inglaterra, França e Alemanha.

Ao auge de produção de ferro, desenvolveram-se progressos na elaboração e conformação deste metal, onde em 1830 surgiram trilhos para estradas de ferro, em 1854 primeiramente na França, os perfis de seção I de ferro forjável peça a qual foi fundamental da construção de aço (PRAVIA, DREHMER e MESACASA, 2013).

2.2 VANTAGENS DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

As estruturas de aço, assim como outras formas construtivas, apresentam pontos positivos e pontos negativos.

Os pontos positivos são, apresenta precisão milimétrica, possibilitando um alto controle de qualidade, garantia das dimensões e propriedades dos materiais, é resistente a vibração e a choques, possibilidade de execução de obras mais rápidas e limpas, em caso de necessidade, possibilita a desmontagem das estruturas e sua posterior montagem em outro local, alta resistência estrutural, possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos e possibilidade de reaproveitamento dos materiais em estoque, ou mesmo, sobras de obra (PINHEIRO, 2005).

2.3 DESVANTAGENS DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

Os pontos negativos que elas podem apresentar são limitações de execução em fábrica, em função do transporte até o local de sua montagem final, podem precisar de tratamento superficial das peças contra oxidação, devido ao contato com ar atmosférico, necessidade de mão de obra e equipamentos especializados para sua fabricação, montagem e limitação de fornecimento de perfis estruturais (PINHEIRO, 2005).

2.4 PROPRIEDADES DO AÇO

Algumas das principais propriedades do aço que podemos considerar são a elasticidade que é a propriedade do material a retornar à forma original, plasticidade propriedade em que o material não consegue recuperar sua forma e dimensões originais no qual foi submetido a tensões que ultrapassam certo limite, ductibilidade capacidade do material em se deformar, fragilidade característica do material de romper bruscamente, resiliência capacidade do material em absorver energia mecânica, tenacidade a energia total absorvida até a ruptura, fluência que é quando o material foi submetido a tensões constantes, fadiga no qual o material é submetido a esforços cíclicos ou repetitivos e a dureza que é resistência ao risco de abrasão.

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 13) define como propriedades do aço para o uso em estruturas as da Tabela 1.

Tabela 1 - Constantes físicas do aço

Constante Física	Valor
Modulo de elasticidade E	200.000Mpa
Coeficiente de Poisson. ν	0,3
Coeficiente de dilatação térmica. β	$12 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}$
Massa especifica p.	7850 kg/m ³

Fonte: PFEIL, PFEIL (2009).

2.5 PRINCIPAIS PERFIS

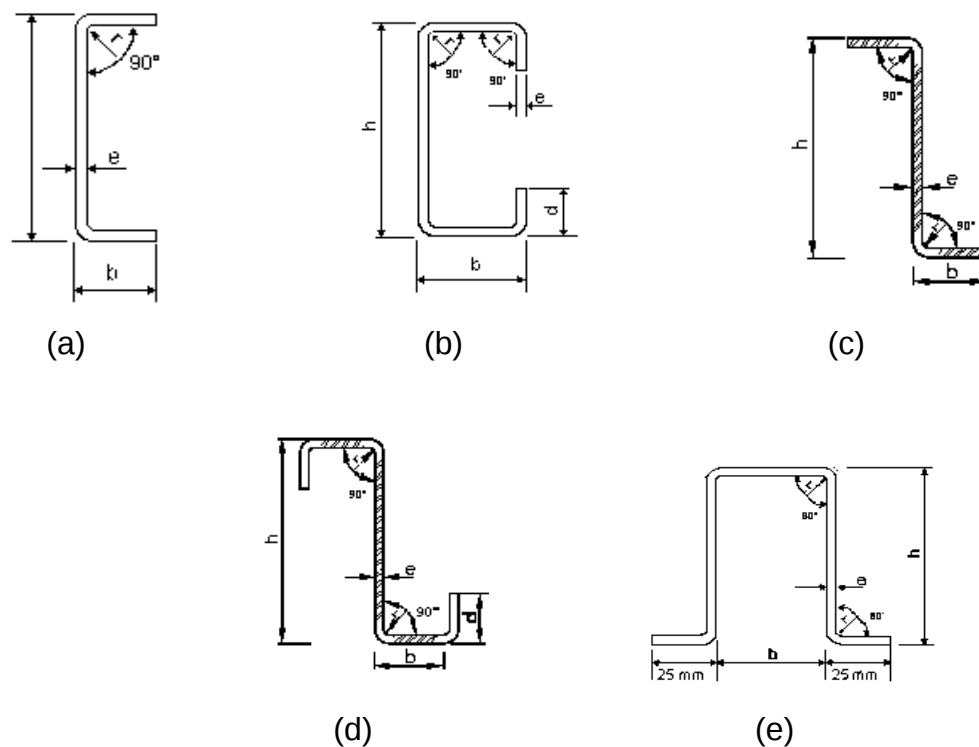
Atualmente, existem vários perfis que estão disponíveis e podem ser aplicados em estruturas metálicas, eles podem ser laminados, ou seja obtido no mercado com formato específico com perfil U ou I, soldados ou ainda chapas dobradas, onde a mesma é de espessura desejada.

Os aços estruturais mais utilizados estão listados em anexo A, da ABNT NBR 8800, e dentre eles estão, ASTM A36, ASTM A572 G42, ASTM A572 G50, ASTM A588. Segue alguns dos perfis mais utilizados nas Figuras 2, 3 e 4.

- Perfis de chapa dobrada:

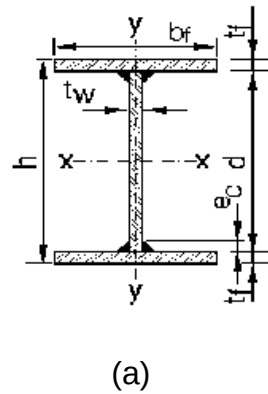
- a) U simples;
- b) U enrijecido;
- c) Z simples;
- d) Z enrijecido;
- e) Cartola.

Figura 1 - Perfis de chapa dobrada (a, b, c, d, e).



- Perfis Soldados
- (a) I ou H.

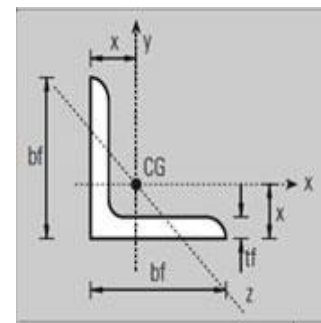
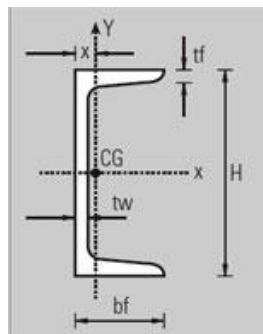
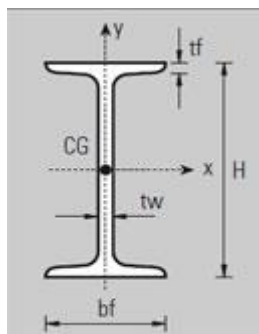
Figura 2 - Perfil Soldado



Fonte: Portal Metálica (2017).

- Perfil laminados
- (a) I ou H;
- (b) U ou canal;
- (c) Cantoneira L.

Figura 3 - Perfis Laminados (a, b, c).



Fonte: Portal Metálica (2017).

2.6 LIGAÇÕES DE PEÇAS METÁLICAS

As estruturas metálicas são formadas por associações de peças ligadas entre si, os meios de união são de importância fundamental, pois representam a segurança da construção e também envolve custos elevados devido sua complexidade, basicamente há dois tipos de ligações, as soldadas e a parafusadas ou até mesmo as duas em conjunto. Para determinar quais das duas usar, deve ser levado em consideração o tipo de montagem que será realizado (PFEIL, 2009).

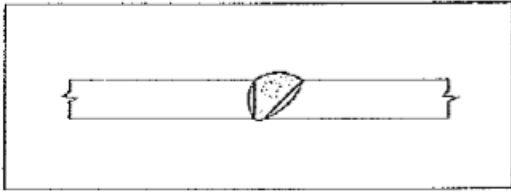
2.7 LIGAÇÕES SOLDADAS

A soldagem trata-se da união de materiais, proporcionando entre elas a continuidade obtida por fusão das partes adjacentes, suas variações são de acordo com os diversos métodos existentes e características apresentadas como, a forma, a espessura e geometria.

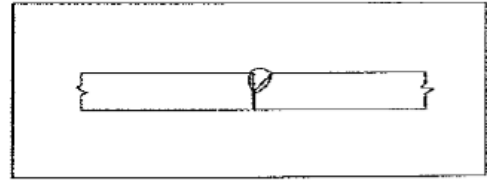
A alguns fatores que devem ser levados em consideração para se ter uma união de solda eficaz como, a forma correta de entalhe, a homogeneidade do metal depositado e a perfeição entre o metal depositado e o metal base. Podem-se ter os seguintes tipos de soldas, a de entalhe que é dividida entre penetração total e parcial, a de filete e a tampão que pode ser em furos ou em rasgos (PINHEIRO, 2005).

Figura 4 - Tipos de Soldas (a, b, c, d, e).

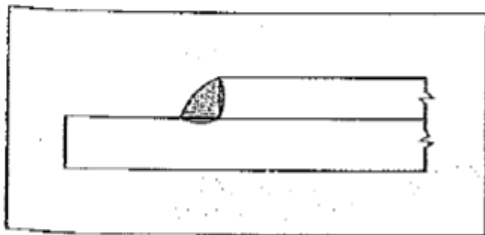
a) Penetração Total



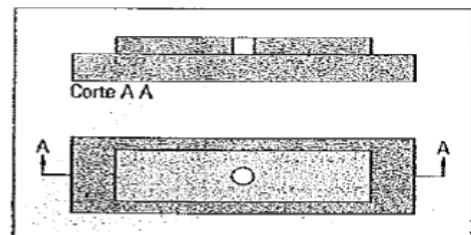
b) Penetração Parcial



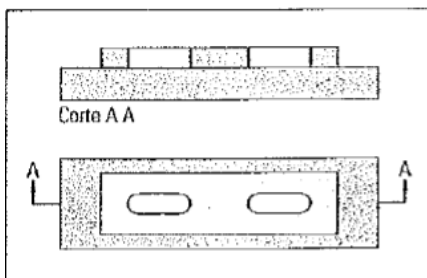
c) Filete



d) Em furos



e) Em Rasgos



Fonte: PINHEIRO (2005).

2.8 PRINCIPAIS PROCESSOS DE SOLDAGEM

Atualmente, existem diversos processos de soldagem os quais foram aprimorados ou desenvolvidos, entre eles estão:

- SMAW-solda ao arco elétrico com eletrodo revestido, processo manual;
- SAW-solda ao arco submerso;
- GMAW-solda ao arco elétrico com proteção gasosa ou processos MIG, MAG, TIG;

- FCAW-solda ao arco elétrico com fluxo no núcleo. E soldas com resistência elétrica.

Elas ainda podem ser classificadas de acordo com suas posições de soldagem como plana, horizontal, vertical e sobre cabeça;

Segundo Pinheiro (2005), as construções em aço onde a solda é utilizada exigem que o operário, soldador seja especializado.

2.8.1 Vantagens e Desvantagens de Ligações Soldadas

Há vantagens e desvantagens, de se utilizar as estruturas com ligações soldadas, a primeira grande vantagem está relacionada com a economia de material, logo que o uso de solda permite o aproveitamento total do material.

Segundo Bellei (1998, p. 23), “as estruturas soldadas permitem eliminar uma grande porcentagem de chapas de ligação em relação às estruturas parafusadas, e em algumas estruturas de pontes ou treliças é possível economizar até 15% ou mais de peso do aço”.

Elas também são mais rígidas por serem soldadas umas nas outras, diferentemente das parafusadas que são feitas através de chapas de ligação ou cantoneiras. Podem ser facilmente modificadas, corrigindo erros durante a montagem com custo menor que as parafusadas, o uso de uma quantidade menor de peças permite um resultado de menor tempo de detalhe, fabricação e montagem.

As desvantagens das estruturas soldadas de grandes extensões é a redução que sofrem no comprimento devido aos efeitos acumulativos de retração, possível falta de energia elétrica no lugar de montagem das estruturas metálicas necessitando assim de geradores para acionamento de máquinas e também exigem uma análise maior de fadiga, podendo em alguns casos reduzir as tensões admissíveis a níveis baixos (BELLEI, 1998).

2.9 LIGAÇÕES PARAFUSADAS

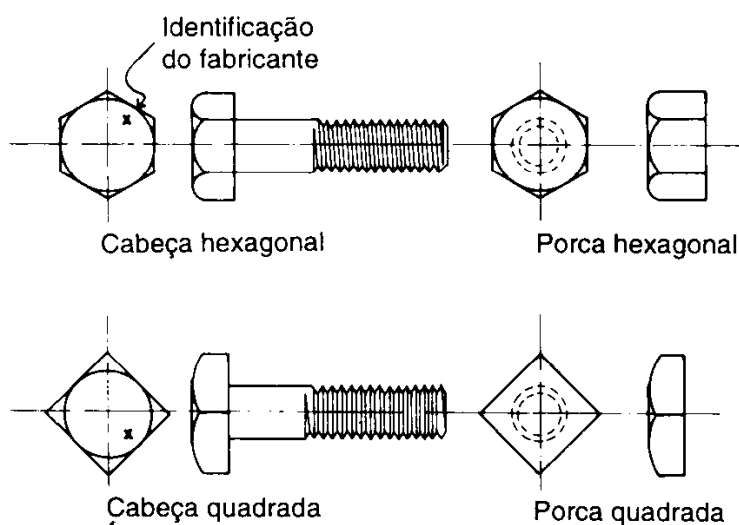
As ligações parafusadas assim como as soldadas são utilizadas em grandes escalas, principalmente em montagens finais de campo e nas de fábrica, elas têm como vantagem, rapidez nas ligações no local da obra, economia em relação ao consumo de energia, não necessita mão de obra especializada e melhores respostas a esforços de fadiga (BELLEI, 1998).

2.9.1 Tipos de Parafusos

Os principais tipos de parafusos empregados em ligações são os comuns, tipo ASTM A307, de alta resistência tipo fricção e esmagamento nas especificações ASTM 325 e A490 e os torneados (NBR 8800, 2008).

Os comuns, tipo ASTM 307 que são fabricados de aço carbono são usados para pequenas treliças, plataformas simples, passadiços, terças, vigas de tapamento, estruturas leves. Possuem um baixo custo e também tem baixa resistência. Os de alta resistência tipo fricção e esmagamento nas especificações ASTM 325 e A490.

Figura 5 - Parafusos ASTM A307



Fonte: NBR 8800 (2008).

2.10 MÉTODOS DOS ESTADOS LIMITES

O método dos estados limites é utilizado para o dimensionamento de estruturas, que exige que nenhum estado-limite seja excedido, quando a estrutura é submetida á todas as ações. Conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS, 2008, p. 14), são divididos os estados limites últimos (ELU) e os estados limites de serviço (ELS).

Os estados limites últimos estão associados á ocorrência de cargas excessivas, como por exemplo, perda de equilíbrio como corpo rígido, ruptura de uma ligação ou seção, flambagem em regime elástico ou não, e ruptura por fadiga.

E os estados limites de serviço, estão associados a cargas em serviço, como deformações e vibrações excessivas (PFEIL, 2009).

Para a verificação de segurança estrutural utiliza-se a seguinte equação:

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

Onde:

$$R_d = R_u / \gamma_m;$$

R_d é o valor do cálculo dos esforços resistentes;

R_u é a resistência última dos esforços resistentes;

γ_m é o coeficiente de ponderação que leva em conta incertezas das resistências;

$$S_d = \gamma_f \cdot S;$$

S_d é o valor do cálculo dos esforços atuantes;

S é o esforço atuante, fator de carga;

γ_f é o coeficiente de ponderação que leva em conta as incertezas das solicitações.

2.10.2 Combinações

A combinação ultima das ações devem determinar os efeitos menos desfavoráveis para a estrutura, e podem ser classificadas em:

Combinações últimas normais: As combinações últimas normais decorrem do uso previsto da estrutura.

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{G1}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j} \cdot F_{Qj}) \quad (2)$$

Combinações últimas especiais: Decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial.

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{G1}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0j,ef} \cdot F_{Qj}) \quad (3)$$

Combinações últimas de construção: decorrem de estados limites últimas já na fase de construção.

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{G1}) + F_{Q1} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0,jef} \cdot F_{Qj}) \quad (4)$$

Combinações últimas excepcionais: decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos.

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{G1}) + F_{Qexc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \cdot \Psi_{0,jef} \cdot F_{Qj}) \quad (5)$$

Onde:

F_{G1} são os valores característicos das ações permanentes;

F_{Q1} é o valor característico da ação variável considerada como principal para a combinação, ação variável especial ou ação variável de construção;

F_{Qj} são os valores característicos das ações variáveis que podem atuar junto com a ação variável principal;

F_{Qexc} é o valor da ação transitória excepcional;

$\Psi_{0,jef}$ são iguais aos fatores Ψ_{0j} das combinações normais, salvo quando a ação variável F_{Q1} tiver tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\Psi_{0,jef}$ podem ser tomados com os correspondentes Ψ_{2j} .

As combinações de serviços são classificadas de acordo com a sua permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

Combinações quase permanentes: As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, aproximadamente a metade, e são utilizadas para a aparência da construção e efeitos de longa duração.

$$S_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi}) + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} \cdot F_{Qj}) \quad (6)$$

Combinações frequentes de serviço: As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, de aproximadamente 5%. Essas combinações são utilizadas para os estados limites reversíveis ou que não causem danos permanentes á estrutura ou a outros componentes da construção, como conforto de usuários, que podem ser vibrações excessivas e abertura de fissuras.

$$S_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (7)$$

Combinações raras de serviço: são aquelas que podem atuar no máximo em algumas horas durante a vida da estrutura e são utilizadas para estados limites irreversíveis ou que causem danos permanentes a estrutura ou outros componentes da obra, como o funcionamento adequado da estrutura, formação de fissuras e danos ao fechamento.

$$S_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi}) + F_{Q1} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj} \quad (8)$$

2.10.3 Coeficientes de ponderação das ações

Os valores base dos coeficientes de ponderação das ações nos estados limites últimos (ELU) γ_g ou γ_q se encontram na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores do coeficiente de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1}\gamma_{f3}$

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					Indiretas
	Diretas					
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: NBR 8800 (ABNT), 2008, p 18.

Os Coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações dos estados limites de serviço (ELS) são em geral, γ_f igual a 1,0.

São utilizados fatores de redução Ψ_1 e Ψ_2 para a obtenção de valores frequentes e quase permanentes das ações variáveis, conforme a Tabela 3, onde Ψ_0 é o fator de combinação.

Tabela 3 - Elementos de ligação Ψ_0 e de redução Ψ_1 e Ψ_2 para ações variáveis.

Ações		$\gamma \psi^a$		
		Ψ_0	Ψ_1^d	Ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	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 ^{b)}	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 ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	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

^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.

^b Edificações residenciais de acesso restrito.

^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.

^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

Fonte: NBR 8800 (ABNT), 2008, p 19.

2.10.4 Força de tração resistente ao cálculo

A força axial de tração resistente ao cálculo, a ser usada no dimensionamento é o menor dos valores obtidos, levando-se em conta os estados-limites últimos de escoamento de seção bruta e a ruptura da seção líquida. De acordo com:

a) Para escoamento da seção bruta.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (9)$$

b) Para ruptura da seção líquida

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (10)$$

Para chapas de emendas parafusadas utiliza-se:

$$A_e = A_n \leq 0,85 A_g \quad (11)$$

Onde:

A_g = é a área bruta da secção transversal da barra;

A_e = é a área líquida efetiva da secção transversal da barra;

A_n = é a área líquida da barra;

C_t = coeficiente de redução da área líquida;

f_y = é a resistência ao escoamento do aço;

f_u = é a resistência de ruptura do aço;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação no escoamento;

γ_{a2} = coeficiente de ponderação na ruptura;

$N_{t,Rd}$ = força de tração resistente ao cálculo.

Quando a transmissão de esforços é feita por todos os elementos da peça $C_t = 1,0$. Para os demais casos, consultar a NBR8800.

A força de tração resistente ao cálculo $N_{t,Rd}$ deve ser comparada com a força de tração solicitante de cálculo (N_t, S_d) , para sua determinação deve-se aplicar a força característica (que realmente atua na estrutura), se o valor resistente for igual ou superior ao valor solicitante, a seção é adequada, caso contrario deve-se adotar outra seção.

Para peças tracionadas também é necessário verificar sua rigidez, para que assim possa transmitir adequadamente as forças de tração. Logo a norma recomenda que o índice de esbeltez (λ) seja inferior a 300.

$$\lambda = \frac{l}{r}$$

Onde l é o comprimento e r o raio de giração mínimo.

2.10.5 Força de compressão resistente ao cálculo

A força de compressão resistente ao cálculo de elementos de ligação comprimidos deve ser o menor valor obtido.

a) Para o estado-limite último de escoamento, aplicável quando $KL/r \leq 25$, conforme:

$$N_{C,Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{a1}} \quad (12)$$

Onde KL/r = limite de esbeltez.

b) Para o estado limite último de flambagem, aplicável quando $KL/r > 25$, conforme:

$$N_{C,Rd} = \frac{x_Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (13)$$

Onde:

$N_{C,Rd}$ = força axial de compressão solicitante de cálculo;

X = fator de redução associado à resistência à compressão;

Q = fator de redução associado a flambagem local;

A_g = área bruta da seção transversal da barra.

Fator de redução X : O fator de redução associado à resistência à compressão X é dado por:

- Para $\lambda_0 \leq 1,5$: $X = 0,658\lambda_0^2$
- Para $\lambda_0 > 1,5$: $X = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

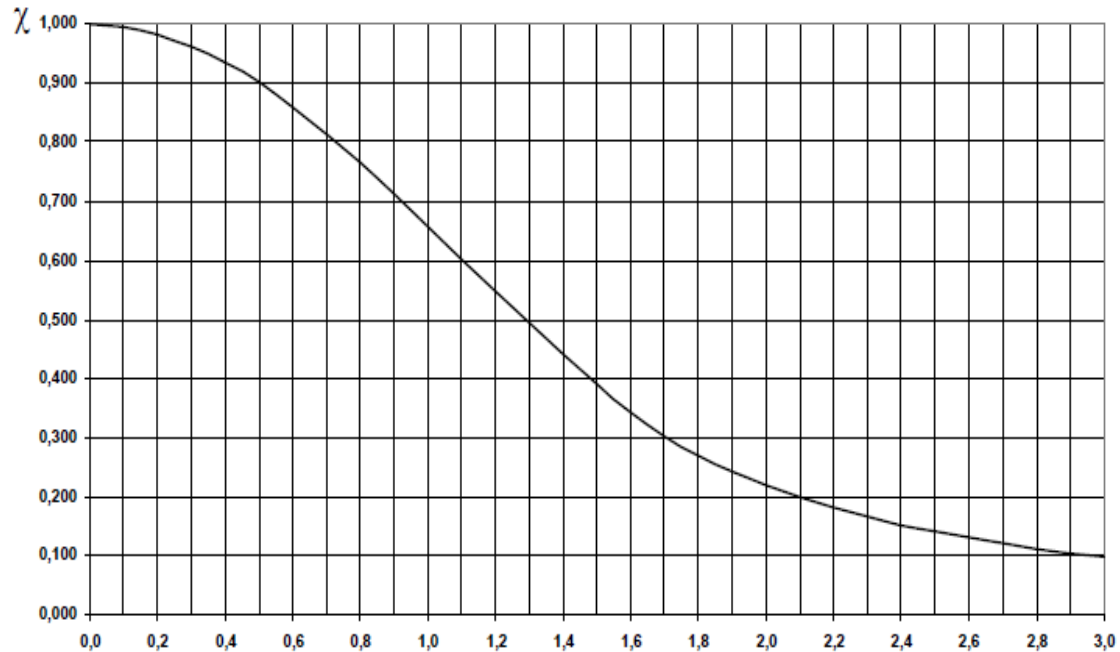
$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (14)$$

Onde:

λ_0 = é o índice de esbeltez reduzido;

N_e = é a força axial de flambagem elástica;

O valor de X pode ser obtido também através da figura 7 ou na tabela 4 abaixo, para casos em que λ_0 não supere 3,0.

Figura 6 - Valor de X em função do índice de esbeltez.

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

Tabela 4 - Valor de X em função do índice de esbeltez λ_0

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_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: NBR 8800 (ABNT), 2008, p 45.

2.10.6 Limite do índice de esbeltez

O índice de esbeltez das barras comprimidas é tomado como a maior relação entre KL/r , ou seja:

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

Onde:

K = coeficiente de flambagem, que pode ser obtido na Tabela 5.

L = comprimento da barra.

r = raio de giração

Tabela 5 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres					

Fonte: NBR 8800 (ABNT), 2008, p 125.

2.10.7 Flambagem local de barras axialmente comprimidas

Os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto seções tubulares circulares, para efeito de flambagem local, são classificados AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada).

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações entre largura e espessura (relações b/t) que não superam os valores de $(b/t)_{lim}$ tem fator de redução total igual a 1,0.

As barras submetidas à força axial de compressão, nas quais os elementos componentes da seção transversal possuem relação b/t maiores que os valores de $(b/t)_{lim}$ (Anexo A) (elementos esbeltos), tem fator de redução total Q o qual pode ser consultado no anexo F da norma NBR 8800/2008.

2.11 MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

O método se baseia no conceito que a tensão máxima que pode ocorrer em um material não pode exceder uma tensão admissível para o mesmo, logo ele é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante em cada seção é inferior a uma tensão resistente reduzida por um coeficiente de segurança.

A tensão admissível é dada por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} \leq \sigma_{adm} \quad (16)$$

$$\sigma_{adm} = \frac{R}{\gamma_i} \quad (17)$$

Onde:

$\sigma_{m\acute{a}x}$ = é a máxima tensão atuante no material;

R = é a tensão de ruptura ou de escoamento do material;

γ_i = representa um coeficiente de segurança interno.

O que difere o método das tensões admissíveis no método dos estados limites, é que o primeiro considera apenas um único coeficiente de segurança para expressar todas as incertezas, independente de sua origem.

A máxima tensão de flexão no método das tensões admissível é dada por:

$$f_{bx} = \frac{M_x}{W_{ef}} \leq F_{bx} = F \quad (18)$$

Onde:

f_{bx} é a máxima tensão de flexão em relação ao eixo x;

M_x é o momento em torno do eixo x;

W_{ef} é o método resistente elástico efetivo;

F é a tensão básica de projeto (limite de escoamento do aço multiplicado por um fator de segurança igual a 0,6).

Segundo o Centro Brasileiro de Construções em aço, para que não exista flambagem, devido á combinação dos momentos fletores em ambos os eixos os critérios abaixo devem ser atendidos:

- Para carregamento sem vento:

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1 \quad (19)$$

- Para carregamentos com vento:

$$\frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} < 1,33 \quad (20)$$

2.11.1 Flambagem local da alma

Flambagem é a perda de estabilidade de um corpo devido ao aparecimento de deformações levando-o rapidamente ao estado de ruptura. A deformação altera a característica do elemento e como foi projetado para suportar os esforços.

Em peças flexionadas umas das partes a sofrer perda de estabilidade é alma, sendo necessária sua verificação.

- Eixo de maior inercia (x):

Para verificar se o material não ultrapassa o valor limite que se da pela relação elemento/espessura, que nesse caso é igual a 150.

$$\frac{h}{t_w} \leq 150 \quad (21)$$

Caso seja verdadeiro:

$$F_{bx} = \left[1,21 - 0,00041 \cdot \frac{h}{t_w} \cdot \sqrt{f_y} \right] \cdot 0,6 \cdot f_y \leq 0,6 \cdot f_y \quad (22)$$

$$f_{bx} = \frac{M_x}{W_x \cdot \left(\frac{d}{h} \right)} \leq F_{bx} \quad (23)$$

Onde:

h representa a altura efetiva da alma;

t_w representa a espessura da alma;

d representa altura total da seção;

M_x é o momento em torno do eixo x;

W_x é o modulo resistente elástico efetivo em relação ao eixo x;

f_{bx} é a resistência ao escoamento do aço;

($f_{bx} = 250Mpa$ ou $25kN/cm^2$) Aço A36.

- Eixo de menor inercia (y):

Em relação ao eixo y temos:

$$\lambda_{b^2} = \frac{W_y \cdot L_x^2}{b \cdot \left(\frac{J_x}{2} \right)} \quad (24)$$

Onde:

λ_{b^2} é o índice de esbeltez;

W_y é o modulo resistente elástico em relação ao eixo y;

L_x é o comprimento de flambagem em relação ao eixo x;

b é a largura total da seção;

J_x é o momento de inércia em relação ao eixo x.

Se:

$$\lambda_{b^2} \leq 3,55 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y} \right); \rightarrow F_{bx} = 0,6 \cdot f_y$$

$$3,55 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y} \right) \leq \lambda_{b^2} \leq 17,8 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y} \right); \rightarrow F_{bx} = 0,67 \cdot f_y - \left(\frac{f_y^2}{53,3 \cdot E \cdot C_b} \right) \cdot \lambda_{b^2}$$

$$\lambda_{b^2} \geq 17,8 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y} \right); \rightarrow F_{bx} = 5,92 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{\lambda_{b^2}} \right)$$

Onde:

C_b é o coeficiente de equivalência de momento na flexão;

E é o modulo de elasticidade;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

2.11.2 Flambagem local da mesa

Outra parte do elemento que sofre com o efeito de flambagem é a mesa. Verificando sua largura útil da mesa em perfis enrijecidos:

- Eixo de maior inercia (x):

$$\left(\frac{w}{t_f} \right) = \frac{142}{\sqrt{F}} \quad \text{se:} \quad \left(\frac{w}{t_f} \right) \leq \left(\frac{w}{t_f} \right)_{lim} \quad (25)$$

Onde:

w representa a largura efetiva da mesa;

t_f representa a espessura da mesa;

F é a tensão básica de projeto (limite de escoamento do aço multiplicado por um fator de segurança igual a 0,6).

Se a condição for verdadeira, pode-se considerar $b = w$, isto é a largura da mesa é igual ao valor efetivo da largura.

A máxima tensão de flexão será:

$$f_{by} = \frac{M_x}{W_x} \leq F_{by} = 0,6 \cdot f_y \quad (26)$$

- Eixo de menor inercia (y):

$$\lambda_{b^2} = \frac{W_y \cdot L_x^2}{b \cdot \left(\frac{I_x}{2}\right)} \quad (27)$$

Se:

$$\begin{aligned} \lambda_{b^2} &\leq 3,55 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right); \quad \rightarrow \quad F_{bx} = 0,6 \cdot f_y \\ 3,55 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right) &\leq \lambda_{b^2} \leq 17,8 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right); \quad \rightarrow \quad F_{bx} = 0,67 \cdot f_y - \left(\frac{f_y^2}{53,3 \cdot E \cdot C_b}\right) \cdot \lambda_{b^2} \\ \lambda_{b^2} &\geq 17,8 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right); \quad \rightarrow \quad F_{bx} = 5,92 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{\lambda_{b^2}}\right) \end{aligned}$$

A tensão máxima será:

$$f_{by} = \frac{M_y}{W_y} \leq F_{by} \quad (28)$$

2.11.3 Cisalhamento

A tensão de cisalhamento ou tensão tangencial é um tipo de tensão gerada por forças aplicadas em sentidos opostos, porém em direções semelhantes no material analisado. Ela é dada pela equação:

$$f_v = \frac{V}{h \cdot t} \leq F_v \quad (29)$$

Se

$$\begin{aligned} \left(\frac{h}{t}\right) &\leq 136 \cdot \sqrt{\frac{k_v}{f_y}} \quad \rightarrow \quad F_v = 0,4 \cdot f_y \\ 136 \cdot \sqrt{\frac{k_v}{f_y}} &\leq \left(\frac{h}{t}\right) \leq 197 \cdot \sqrt{\frac{k_v}{f_y}} \quad \rightarrow \quad F_v = 54,7 \cdot \frac{\sqrt{k_v \cdot f_y}}{\left(\frac{h}{t}\right)} \leq 0,4 \cdot f_y \\ \left(\frac{h}{t}\right) &\geq 197 \cdot \sqrt{\frac{k_v}{f_y}} \quad \rightarrow \quad F_v = \frac{10760 \cdot k_v}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} \leq 0,4 \cdot f_y \end{aligned}$$

Onde:

f_v é a tensão máxima de cisalhamento;

V é o esforço cortante;

h representa a altura efetiva da alma;

F_v é a tensão básica de cisalhamento;

k_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

Quando não houver enrijecedores transversais $k_v = 5,34$.

2.11.4 Flecha

Para finalizar a verificação do elemento, de acordo com o anexo C da NBR 8800, é necessária a verificação da flecha admissível. Para efeito de carga a flecha admissível para vigas biapoiadas suportando elementos de cobertura elásticos é de 1/180 do vão sendo calculada de acordo com a equação:

$$\delta = \frac{5 \cdot C \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (30)$$

Onde:

δ é a flecha;

C é a carga aplicada;

L é o comprimento de flambagem;

I é o momento de inércia;
E é o modulo de elasticidade.

2.12 CARGAS ATUANTES

Para o projeto estrutural de um galpão metálico deve-se levar em consideração um conjunto de cargas que atuam ora isoladamente, e ora em combinações de acordo com o principio da estática, são consideradas as seguintes cargas, as permanentes e as variáveis (BELLEI, 1998).

2.12.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes são compostas pelo próprio peso da estrutura e pelo peso dos materiais de acabamento, como por exemplo, chapas de piso, cobertura, tapamento, instalações elétricas, etc.

2.12.2 Cargas variáveis

As cargas variáveis são as que ocorrem com os valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da estrutura, em galpões leves são consideradas a sobrecarga da cobertura e a ação do vento.

Sobrecarga de cobertura: são cargas que podem ou não atuar na estrutura, em geral em estruturas de porte pequeno e médio, fora de áreas com acúmulo de poeira, adota-se para as sobrecargas na cobertura, 15 kgf/m² (BELLEI, 1998).

A NBR 8800 prevê uma sobrecarga mínima de 0,25kN/m² para coberturas, que será utilizado no estudo de caso.

Ação do vento: É determinada de acordo com os procedimentos estabelecidos pela NBR 6123. Para encontrar a pressão característica do vento sobre a estrutura, é considerada a velocidade do vento para a situação que a estrutura ficará exposta ao mesmo. Logo temos que:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (31)$$

Onde:

V_k = Velocidade característica do vento (m/s);

V_0 = Velocidade inicial do vento (m/s);

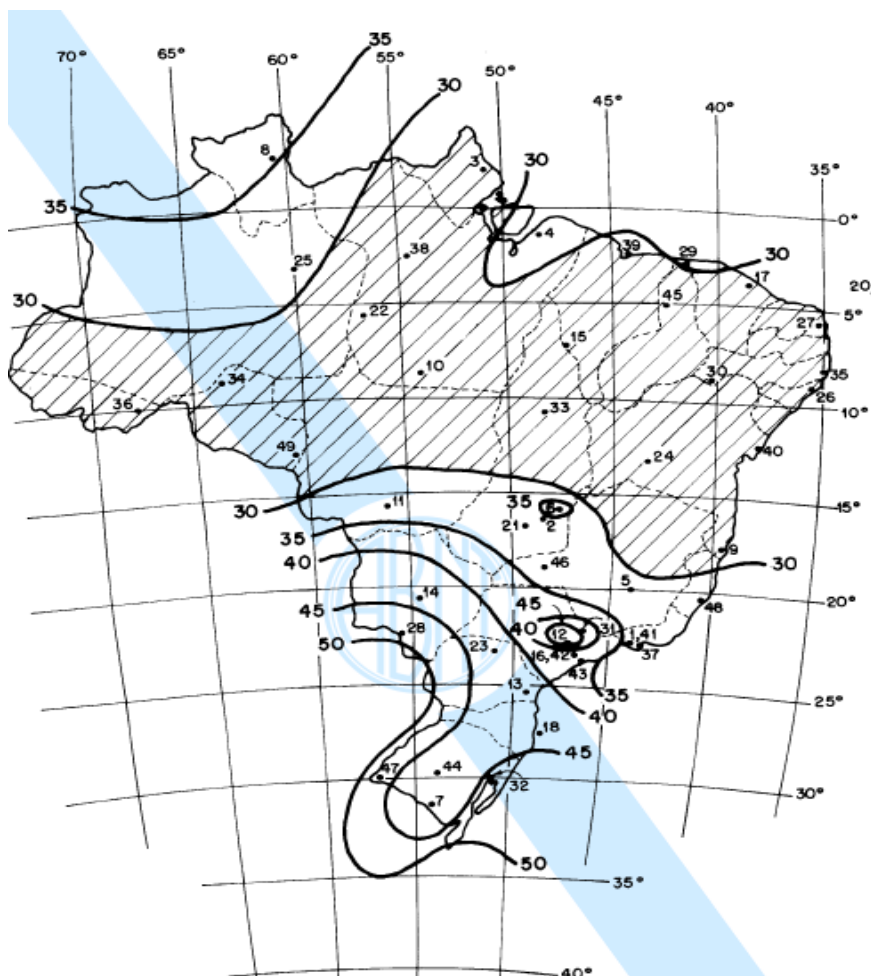
S_1 = Fator topográfico;

S_2 = Fator de rugosidade;

S_3 = Fator estatístico.

A velocidade inicial do vento V_0 é a velocidade de uma rajada de três segundos de duração ultrapassada em média uma vez em 50 anos, a 10m de altura do terreno. A velocidade inicial do vento é determinada com a ajuda de um mapa do Brasil, que contém isopletas da velocidade básica do vento, com intervalos de 5m/s (BELLEI, 1998).

Figura 7 - Mapa do vento



Fonte: NBR 6123 (ABNT), 1988, p 6.

2.12.2.1 Fator topográfico S_1

O fator topográfico leva em consideração as grandes variações da superfície do terreno, ele é determinado de acordo com a Tabela 6:

Tabela 6 - Fator topográfico

Caso	Topografia	S_1
a	Terreno plano ou fracamente acidentado	1,0
b	Taludes e morros: taludes e morros alongados, nos quais podem ser admitido um fluxo de ar bidimensional	1,0
c	Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção	0,9

Fonte: BELLEI (1998).

2.12.2.2 Fator de rugosidade S_2

Fator que depende das condições de vizinhança da construção, da altura acima do terreno e das dimensões do projeto.

De acordo com Bellei (1998), elas são classificadas em cinco categorias:

Categoria I: Superfícies lisas, de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medidas na direção e no sentido do vento incidente.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, como árvores e edificações baixas.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos como sebes e muros.

Categoria IV: Terrenos cobertos com obstáculos numerosos ou pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, altos e poucos espaçados.

A velocidade do vento varia continuamente e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. A partir daí foram escolhidas as seguintes classes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, três, cinco e dez segundos BELLEI (1998).

Classe A: Todas as edificações de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais da estrutura sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 metros.

Classe B: Toda a edificação ou parte para qual a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 a 50 metros.

Classe C: Toda edificação ou parte para qual a maior dimensão horizontal ou vertical exceda 50 metros.

Tabela 7 - Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura.

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT), 1988, p 10.

Tabela 8 - Fatores meteorológicos

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT), 1988, p 9.

O fator de rugosidade S_2 usado no cálculo em uma altura z acima do nível geral do terreno é obtido pela expressão:

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (32)$$

Os valores b e F_r podem ser encontrados na tabela 8, conforme sua categoria.

2.12.2.3 Fator estatístico S_3

O fator estatístico considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, tendo por base o período de recorrência de 50 anos para a determinação da velocidade V_0 e a probabilidade de 63% de que esta velocidade seja igualada ou excedida nesse período, conforme a tabela 9, (BELLEI, 1998).

Tabela 9 - Fator Estatístico

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123 (ABNT), 1988, p 10.

3 METODOLOGIA

O presente estudo foi desenvolvido com base a uma comparação, entre o dimensionamento através da norma e o dimensionamento feito na prática, somente com o telhado de um galpão metálico duas meias águas, pré-existente, que foi realizado por uma metalúrgica sem projeto.

As referências foram consultadas principalmente na norma NBR 8800; 2008 e fundamentaram como é feito a aplicação das estruturas e quais os aspectos importantes no projeto do telhado do galpão metálico.

3.1 DADOS PRELIMINARES DO PROJETO

Empresa metalúrgica, situada em Vera Cruz do Oeste, Paraná, disponibilizou um galpão metálico o qual já está montado e sendo utilizado.

- Comprimento: 10,00 metros;
- Largura: 8,00 metros, com beiral de 0,50m cada lado;
- Altura: 4,50 metros.

O modelo estrutural do galpão metálico, bem como suas dimensões, que já estão definidas é de vão simples com coberturas em duas meias águas com tesouras metálicas tipo howe, com perfil dobrado U 100x40 chapa 12, seu montante e diagonal com perfil U dobrado 94x32 chapa 14, e com declividade de 10°, o afastamento entre uma treliça e outra é de 5,00 metros, sendo coberto com telhas de aço trapezoidal 25 na chapa 0,50mm, pés direitos de concreto armado 19x17, totalizando 80m². Local da construção, propriedade rural da cidade de Vera Cruz do Oeste-PR.

Figura 8 - Galpão metálico



Fonte: Metalúrgica (2017).

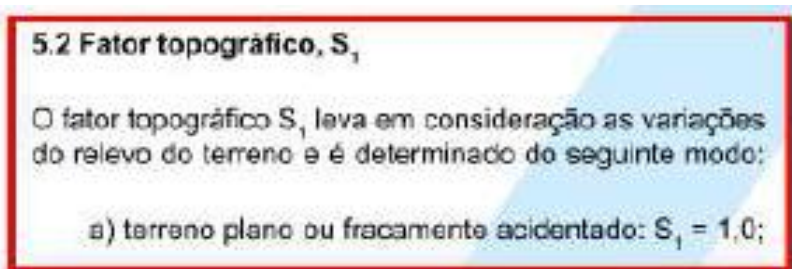
3.2 CÁLCULO DA AÇÃO DO VENTO

O cálculo tem como base a norma NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações.

Cidade de Vera Cruz do Oeste - PR, conforme mapa do vento da norma NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6) a velocidade básica do vento para a região é de 45m/s ou 162 km/h.

O fator S_1 , considera os efeitos e variações de relevo do terreno onde a construção será construída, levando em consideração o aumento ou diminuição da ação do vento devido a topografia.

Figura 9 - Fator topográfico



Fonte: Norma NBR 6123.

O fator de rugosidade do terreno S_2 classifica a estrutura conforme sua categoria e classe, a identificação se dá pela Tabela 7.

Define-se que sua categoria é a II e classe A.

Calculando assim o valor de S_2 pela Equação 32, para as seguintes alturas, 3,00; 4,50 e 5,60. Temos que:

$$S_{2,1} = 1.1(3,00/10)^{0,085} = 0,90$$

$$S_{2,2} = 1.1(4,50/10)^{0,085} = 0,93$$

$$S_{2,3} = 1.1(5,60/10)^{0,085} = 0,95$$

O fator estático divide as estruturas em cinco grupos, separados por características como grau de segurança requerido e vida útil. Pra esse galpão o grupo será o 3, com o fator de rugosidade $S_3 = 0,95$.

Calculando então a ação do vento temos que:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_{k1} = 45\text{m/s} \cdot 1,0 \cdot 0,90 \cdot 0,95 = 38,47 \text{ m/s}$$

$$V_{k2} = 45\text{m/s} \cdot 1,0 \cdot 0,93 \cdot 0,95 = 39,75 \text{ m/s}$$

$$V_{k3} = 45\text{m/s} \cdot 1,0 \cdot 0,95 \cdot 0,95 = 40,61 \text{ m/s}$$

A pressão dinâmica do vento é determinada através da velocidade característica do vento, transformada em pressão de obstrução que exerce força nos elementos da estrutura, ela é obtida através da equação:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (33)$$

Onde:

q é a pressão dinâmica do vento;

V_k é o vento característico.

Resolvendo a equação temos:

$$q_1 = 0,613 \cdot 38,47^2 = 0,9072 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 0,613 \cdot 39,75^2 = 0,9685 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = 0,613 \cdot 40,61^2 = 1,01 \text{ kN/m}^2$$

3.2.1 Coeficientes de pressão (C_{pe}) e de formas externos para as paredes

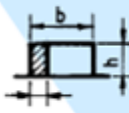
Conforme Tabela 10 da NBR 6123 temos que:

$$\text{Altura relativa } \frac{h}{b} > \frac{4,50}{8} = 0,5625$$

$$\text{Proporção em planta } \frac{a}{b} > \frac{10}{8} = 1,25$$

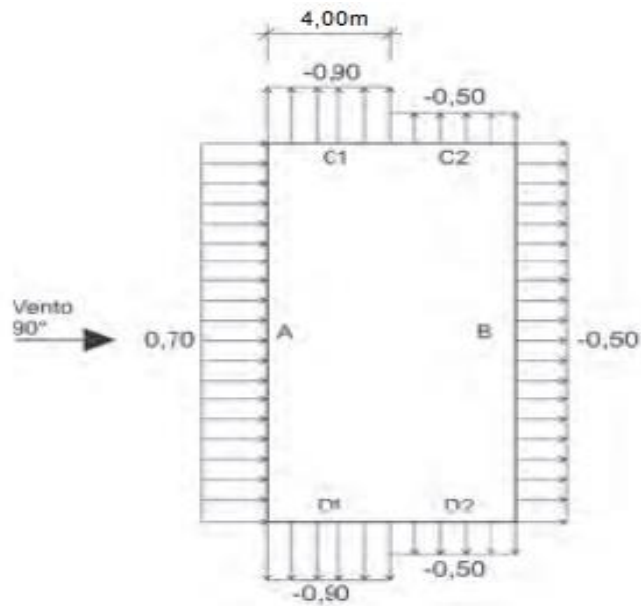
Os coeficientes determinados de acordo com a altura relativa e a proporção em planta podem ser identificados na Tabela 10.

Tabela 10 - Coeficientes de pressão e de forma, externos para as paredes.

Altura relativa		Valores de C_{pe} para								c_{pe} médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 0,2 b ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 0,8	- 0,5	+ 0,7	- 0,4	+ 0,7	- 0,4	- 0,8	- 0,4	- 0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 0,8	- 0,4	+ 0,7	- 0,3	+ 0,7	- 0,5	- 0,9	- 0,5	- 1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	- 0,9	- 0,5	+ 0,7	- 0,5	+ 0,7	- 0,5	- 0,9	- 0,5	- 1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	- 0,9	- 0,4	+ 0,7	- 0,3	+ 0,7	- 0,6	- 0,9	- 0,5	- 1,1

Fonte: NBR 6123 (ABNT), 1988, p 14.

Figura 10 - C_{pe} para o vento á 90° .



Fonte: Editado pelo autor (2017).

Para a determinação da faixa C_1D_1 da Figura 10 deve-se fazer:

$$2 \cdot h = 2 \cdot 4,5 = 9m$$

$$\frac{b}{2} = \frac{8}{2} = 4m$$

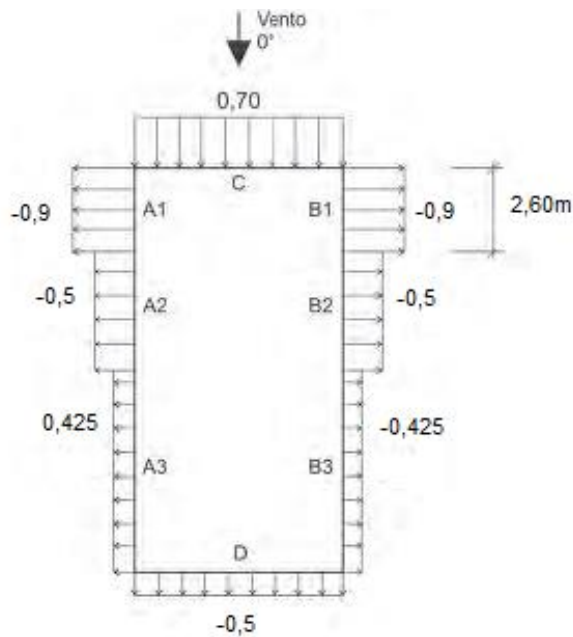
Onde:

h = Altura;

b = Largura.

A faixa será o menor dos dois valores, portanto 4,00m.

Figura 11 - C_{pe} para o vento a 0° .



Fonte: Editado pelo autor (2017).

Para a determinação da faixa A_1B_1 da Figura 11 deve-se fazer:

$$\frac{b}{3} = \frac{8}{3} = 2,60m$$

$$\frac{a}{4} = \frac{10}{4} = 2,50m$$

Onde:

a = Comprimento.

A faixa será o maior dos dois valores, portanto 2,60m.

E para a determinação dos valores da faixa A_3B_3 , é necessária a interpolação linear,

como $\frac{a}{b} = \frac{10}{8} = 1,25$, temos que:

$$\frac{a}{b} = 1 \rightarrow C_e = -0,5$$

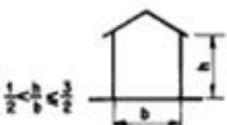
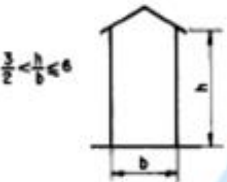
$$\frac{a}{b} \geq 2 \rightarrow C_e = -0,2$$

Logo a faixa terá o valor de -0,425.

3.2.2 Coeficientes de pressão (C_{pe}) e de formas externas para telhados

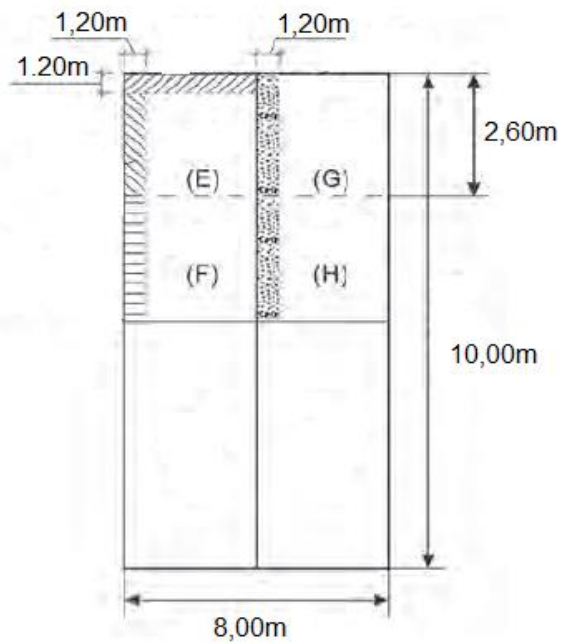
Eles podem ser determinados pela altura relativa, conforme a Tabela abaixo:

Tabela 11 - Coeficientes de pressão e de forma, externos para telhados.

Altura relativa	θ	Valores de C_{pe} para				C_{pe} médio			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	-1,2	-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7				
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				

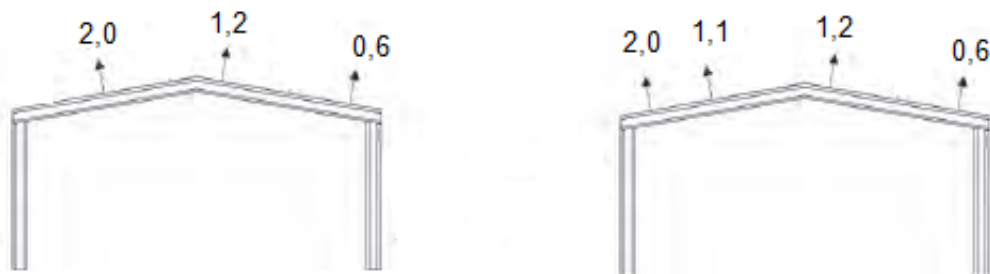
Fonte: NBR 6123 (ABNT), 1988, p 15.

Figura 12 - C_{pe} para cobertura



Fonte: Editado pelo autor (2017).

Figura 13 - Seção 1 e 2 ($\alpha = 90^\circ$)



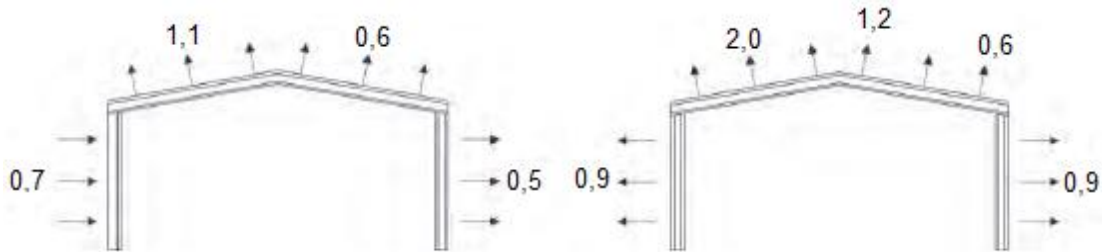
Fonte: Editado pelo autor (2017).

3.2.3 Coeficientes de pressão C_{pi} e de formas internos

O galpão em questão não possui fechamento lateral, logo pela NBR 6123 as quatro faces são igualmente permeáveis. Tendo como C_{pi} -0,30 ou 0.

Os valores resultantes obtidos foram:

Figura 14 - Valores resultantes $C_e(\alpha = 90^\circ)$ e $C_e(\alpha = 0^\circ)$.



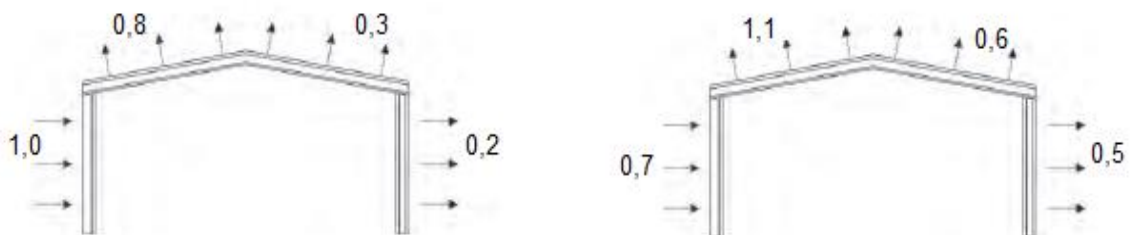
Fonte: Editado pelo autor (2017).

3.2.3.1 Combinações

Para as combinações de $\alpha = 90^\circ$ fazemos:

- | A) $C_i = 0,3$ | B) $C_i = 0$ |
|---------------------|-----------------|
| • $0,7 - 0,3 = 1,0$ | $0,7 - 0 = 0,7$ |
| • $1,1 - 0,3 = 0,8$ | $1,1 - 0 = 1,1$ |
| • $0,6 - 0,3 = 0,3$ | $0,6 - 0 = 0,6$ |
| • $0,5 - 0,3 = 0,2$ | $0,5 - 0 = 0,5$ |

Figura 15 - $C_e(\alpha = 90^\circ) + C_i(-0,3)$ e $C_i(0)$

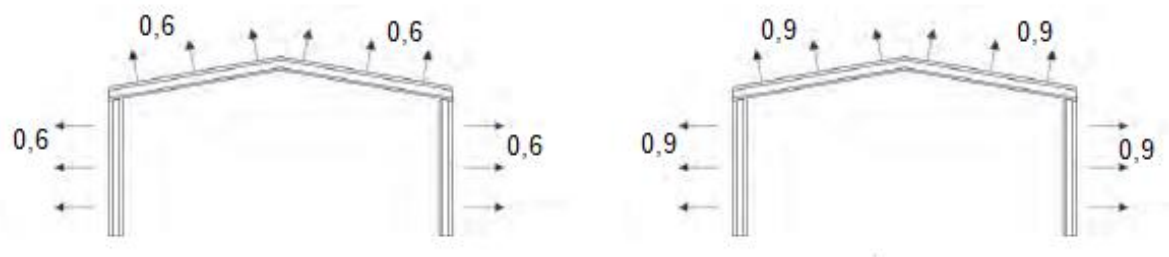


Fonte: Editado pelo autor (2017).

Para as combinações de $\alpha = 0^\circ$ fazemos:

- | | |
|---------------------|-----------------|
| C) $C_i = 0,3$ | D) $C_i = 0$ |
| • $0,9 - 0,3 = 0,6$ | $0,9 - 0 = 0,9$ |
| • $0,9 - 0,3 = 0,6$ | $0,9 - 0 = 0,9$ |
| • $0,9 - 0,3 = 0,6$ | $0,9 - 0 = 0,9$ |
| • $0,9 - 0,3 = 0,6$ | $0,9 - 0 = 0,9$ |

Figura 16 - $C_e (\alpha = 0^\circ) + C_i(-0,3)$ e $C_i(0)$



Fonte: Editado pelo autor (2017).

3.2.3.2 Coeficientes para cálculo das telhas.

Para o calculo das telhas (efeitos localizados nas extremidades do galpão) temos que:

- $C_{pe} = -2,0$
- $C_{pi} = 0$

Soma = -2,0

Que resulta em sucção.

Para efeito de ações do vento, adotaremos as combinações A e B.

3.2.4 Carregamento devido ao vento.

A carga do vento para cada trecho será dada pela Equação 34.

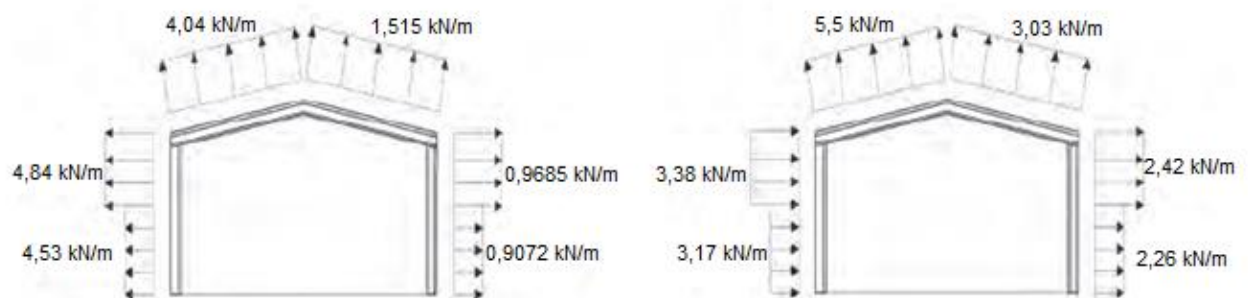
$$F = q \times (C_e + C_i) \times \text{área de influência} \quad (34)$$

Tabela 12 - Obtenção de cargas devido ao vento

P = (q x área de influência)	Caso A → F= (P x C_e)	Caso B → F= (P x C_e)
0,9072 x 5 = 4,53 kN/m	4,53 x 1,0 = 4,53 kN/m	4,53 x 0,7 = 3,17 kN/m
0,9685 x 5 = 4,84 kN/m	4,84 x 1,0 = 4,84 kN/m	4,84 x 0,7 = 3,38 kN/m
1,01 x 5 = 5,05 kN/m	5,05 x 0,8 = 4,04 kN/m	5,05 x 1,1 = 5,5 kN/m
1,01 x 5 = 5,05 kN/m	5,05 x 0,3 = 1,515 kN/m	5,05 x 0,6 = 3,03 kN/m
0,9685 x 5 = 4,84 kN/m	4,84 x 0,2 = 0,9685 kN/m	4,84 x 0,5 = 2,42 kN/m
0,9072 x 5 = 4,53 kN/m	4,53 x 0,2 = 0,9072 kN/m	4,53 x 0,5 = 2,26 kN/m

Fonte: Autor (2017).

Figura 17 - Cargas devido ao vento.



Fonte: Editado pelo autor (2017).

3.2.4.1 Carregamento médio

Para facilitar os cálculos, as cargas podem ser simplificadas fazendo o carregamento médio das paredes, que é dada por:

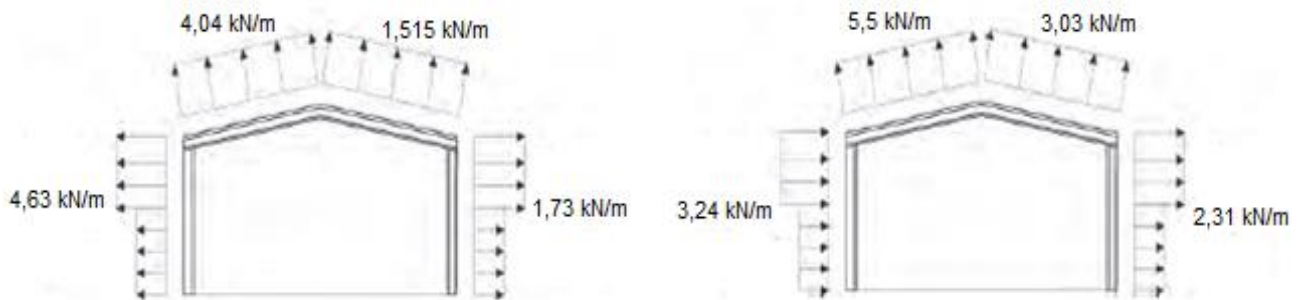
$$q_1 = \frac{(4,53 \times 3) + (4,84 \times 1,50)}{4,50} = 4,63 \text{ kN/m}$$

$$q_2 = \frac{(0,9072 \times 3) + (0,9685 \times 1,50)}{4,50} = 1,73 \text{ kN/m}$$

$$q_3 = \frac{(3,17 \times 3) + (3,38 \times 1,50)}{4,50} = 3,24 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = \frac{(2,26 \times 3) + (2,42 \times 1,50)}{4,50} = 2,31 \text{ kN/m}$$

Figura 18 - Carregamento médio



Fonte: Editado pelo autor (2017).

3.3 CARREGAMENTO NAS TELHAS DA COBERTURA

As telhas de aço apresentam uma melhor concepção técnica de coberturas e fechamentos, pois possuem uma grande diversidade de tipos, em função da altura do trapézio, podendo obter um melhor desempenho em relação ao projeto especificado.

As telhas utilizadas no galpão metálico foram em aço trapezoidal 25 de aluzinco (Zn-Al), com as seguintes especificações:

Altura da onda: 40mm.

Espessura de 1 telha: 0,50mm

Peso de 1 telha: $4,56 \text{ kg/m}^2 = 44,73 \text{ N/m}^2 \approx 50 \text{ N/m}^2$

Figura 19 - Especificações da telha.

Esp. (mm)	Peso* (Kg/m ²)	Peso (Kg/ml)	I (cm ² /m)	W (cm ³ /m)	Nº de apoios	Di			
						1750		2000	
						F	C	F	C
0,43	3,90	3,86	10,4898	3,746	2	176	158	135	106
					3	176	176	135	135
					4	220	220	169	169
0,50	4,56	4,52	12,1631	4,344	2	204	183	156	123
					3	204	204	156	156
					4	255	255	195	195

Fonte: Portal metálica (2017).

3.3.1 Dimensionamento das telhas da cobertura

Para o dimensionamento, se adotam o peso próprio das telhas e a sobrecarga. Conforme a Figura 20 o peso próprio das telhas de aluzinco é de aproximadamente 50N/m².

A norma NBR 8800, 2008. Anexo B pág. 112. Adota como sendo sobrecarga de 250N/m².

Somando o peso próprio das telhas e as sobrecargas adotadas, se têm como peso total 300N/m².

Consideraremos também o peso devido ao vento, temos que:

$$P = -2,0 \times 1,01 \cdot 10^3 = -2020N/m^2$$

A combinação dos carregamentos se dará:

- Carregamento 1 - PP + SC = 300N/m².
- Carregamento 2 - PP + vento = -1970N/m².

3.3.2 Espaçamento máximo entre as terças

O espaçamento máximo entre as telhas é obtido através de tabelas dos catálogos dos fabricantes que leva em conta o tipo e espessura das telhas, condição de continuidade, se é biapoiada sobre 3 ou 4 apoios, carga atuante sobre a telha descontando o peso próprio e a flecha máxima admissível.

A telha usada foi em aço trapezoidal de aluzinco, com altura da onda de 40mm e espessura de 0,50mm, a qual está em quatro apoios.

Através do Anexo B, o espaçamento máximo entre as terças é de 1,98m, feito por interpolação linear com carregamento de 1970N/m² (200 Kgf/m²).

Em cada meia água da cobertura foi usada telha sobre quatro apoios de terças com o seguinte espaçamento entre elas, por disposição construtiva:

$$\frac{4,58}{3} = 1,52m$$

Valor menor que o máximo admitido que de até 1,98m.

3.4 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS DA COBERTURA.

As terças são vigas colocadas nas coberturas com a finalidade de suportar e fixar as telhas. Estão normalmente sujeitas às solicitações de flexão dupla, devido sua inclinação.

Para o dimensionamento os pesos próprios de todos os elementos devem ser considerados. Na pratica será estimado a carga de 60N/m² para o peso próprio das terças e tirantes. Assim temos que:

- PP (terças + tirantes) = 60 x 1,52 = 92,0 N/m
- PP (telhas) = 50 x 1,52 = 76 N/m
- Total = 168N/m

E para a sobrecarga

- Sobrecarga = 250 x 1,52 = 380 N/m
- Vento = -2020 x 1,52 = 3071 N/m

Logo em seguida fazendo as combinações dos carregamentos temos:

A carga vertical que é o peso próprio mais a sobrecarga:

$$(PP + SC) = q_x = (168 + 380) \cos 10^\circ = 540 \text{ N/m.}$$

$$q_y = (168 + 380) \sin 10^\circ = 96 \text{ N/m.}$$

E a carga ortogonal ao plano da cobertura, vento.

$$(PP + vento) = q_x = 168 \cos 10^\circ - 3071 = -2906 \text{ N/m.}$$

$$q_y = 168 \sin 10^\circ = 30 \text{ N/m.}$$

As terças são biapoiadas nas tesouras com uma linha de tirantes. Os esforços internos se dão pela seguinte equação:

$$M = \frac{q \times L^2}{8} \quad (35)$$

Onde:

M = Esforço interno solicitante;

q = Combinação dos carregamentos;

L = Vão entre terças.

$$(PP + SC) = M_x = \frac{540 \times 5^2}{8} \cong 1688 \text{ N.m} \rightarrow 168,8 \text{ kN.cm}$$

$$M_y = \frac{96 \times 2,5^2}{8} = 75 \text{ N.m} \rightarrow 7,5 \text{ kN.cm}$$

$$(PP + vento) = M_x = \frac{2906 \times 5^2}{8} \cong 9082 \text{ N.m} \rightarrow 908,2 \text{ kN.cm}$$

$$M_y = \frac{30 \times 2,5^2}{8} \cong 23,44 \text{ N.m} \rightarrow 2,34 \text{ kN.cm}$$

$$V_{m\acute{a}x} = 2906 \times \frac{5}{2} = 7265 \text{ N.}$$

As terças em geral têm altura (d) compreendida no intervalo.

$$\frac{L}{40} \leq d \leq \frac{L}{60}$$

$$\frac{5000}{40} = 125\text{mm} \leq d \leq \frac{5000}{60} \cong 84\text{mm}$$

Foram utilizadas no galpão em questão as terças em viga U enrijecidas, 17x40x100 CH14.

A norma NBR 8800 não cobre o dimensionamento de perfis metálicos de chapa fina formados a frio, então será utilizada o método das tensões admissíveis.

Esse método, o dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante em cada seção é inferior a uma tensão resistente reduzida por um coeficiente de segurança, sendo essa tensão suficiente para evitar qualquer tipo de ruptura, flambagem, plastificação ou perda de equilíbrio.

Como calculado, o momento é $M_x=1688 \text{ N.m}$ ou $168,8 \text{ kN.cm}$, é importante fazer a conversão, pois as tabelas comerciais de perfis são apresentados com os valores em centímetros.

3.4.1 Verificação da terça

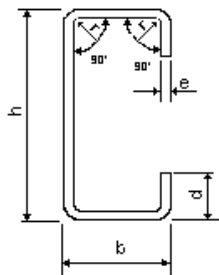
É necessário verificar se o perfil suporta a tensões de flexão atuantes em três situações: flambagem local da alma, flambagem local da mesa e ruptura por cisalhamento.

Utilizando a tabela de perfis U dobrado enrijecido (Anexo A) o perfil usado foi U100x40x17 CH13.

H = 100mm; h = 95,5mm b = 40mm; d = 17mm; e = 2,25.

A (cm ²)	P (Kg/m)	Jx (cm ⁴)	Wx (cm ³)	x (cm)	Jy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	y (cm)
4,48	3,52	67,14	13,43	3,87	10,15	3,87	1,50

Figura 20 - Perfil U enrijecido



Fonte: Portal metálica (2017).

3.4.1.1 Flambagem local da alma

Em peças flexionadas umas das partes a sofrer perda de estabilidade é alma, sendo necessária sua verificação.

- Eixo de maior inercia (x):

Para estudo de caso, de acordo com a equação 21 temos:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{100 - 4.2,25}{2,25} = 40,44 \leq 150$$

Logo a viga é compacta quanto à alma.

Assim:

$$F_{bx} = [1,21 - 0,00041 \cdot 40,44 \cdot \sqrt{25}] \cdot 0,6 \cdot 25 = 16,90 > 0,6 \cdot 25 = 15$$

Adota-se o menor dos valores $F_{bx} = 15$, então:

$$f_{bx} = \frac{168,8}{13,43 \cdot \left(\frac{100}{91}\right)} = 11,43 \leq F_{bx}$$

- Eixo de menor inercia (y):

Como se trata de viga simples biapoiada temos $C_b = 1$. Assim para o perfil escolhido:

$$\lambda_{b^2} = \frac{3,87.500^2}{4 \cdot \left(\frac{67,14}{2}\right)} = 7205$$

O valor do índice de esbeltez está entre: $3,55 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right) \leq \lambda_{b^2} \leq 17,8 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right)$,

logo fazemos:

$$F_{by} = 0,67.25 - \left(\frac{25^2}{53,3 \cdot 20500.1}\right) \cdot 7205 = 12,62$$

$$f_{by} = \frac{7,5}{3,87} = 1,93 \leq F_{by}$$

Para que não exista flambagem local na alma, devido á combinação dos momentos fletores em ambos os eixos, tratando-se de um carregamento com vento de sucção:

$$\frac{11,43}{15} + \frac{1,93}{12,62} = 0,9149 < 1,33 \text{ Ok.}$$

3.4.1.2 Flambagem local da mesa

Outra parte do elemento que sofre com o efeito de flambagem é a mesa. Verificando sua largura útil da mesa em perfis enrijecidos:

- Com o perfil escolhido Eixo de maior inercia (x):

$$\left(\frac{w}{t}\right) = \frac{40 - 4 \cdot 2,25}{2,25} = 13,77$$

$$\left(\frac{w}{t_f}\right)_{lim} = \frac{142}{\sqrt{25 \cdot 0,6}} = 36,66$$

$$\left(\frac{w}{t_f}\right) \leq \left(\frac{w}{t_f}\right)_{lim} \rightarrow f_{by}$$

Logo a viga é compacta quanto à mesa.

Assim:

$$f_{by} = \frac{168,8}{13,43} = 12,56 \text{ kN/cm}^2$$

Caso a relação largura e espessura, seja maior que o valor limite $b < w$, torna-se necessária a escolha de outro perfil.

- Eixo de menor inercia (y):

Como se trata de viga simples biapoiada $C_b = 1$. Assim para o perfil escolhido:

$$\lambda_{b^2} = \frac{3,87.500^2}{4 \cdot \left(\frac{67,14}{2}\right)} = 7205$$

O valor do índice de esbeltez está entre: $3,55 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right) \leq \lambda_{b^2} \leq 17,8 \cdot E \cdot \left(\frac{C_b}{f_y}\right)$,

logo fazemos:

$$F_{by} = 0,67.25 - \left(\frac{25^2}{53,3 \cdot 20500.1}\right) \cdot 7205 = 12,62$$

$$f_{by} = \frac{7,5}{3,87} = 1,93 \leq F_{by}$$

Para que não exista flambagem local na mesa, devido á combinação dos momentos fletores em ambos os eixos, tratando-se de um carregamento com vento de sucção:

$$\frac{12,56}{15} + \frac{1,93}{12,62} = 0,99 < 1,33 \text{ Ok.}$$

3.4.1.4 Cisalhamento

Para o cisalhamento fazemos:

$$\left(\frac{h}{t}\right) = \frac{100 - 4.2,25}{2,25} = 40,44$$

$$136. \sqrt{\frac{5,34}{25}} = 62,85$$

Assim tem-se:

$$F_v = 0,4.25 = 10 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_v = \frac{7,625}{9,1. 0,225} = 3,72 \text{ kN/cm}^2 \leq F_v$$

Para que não exista ruptura por cisalhamento:

$$\left(\frac{f_{bx}}{F_{bx}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{F_v}\right)^2 < 1,0$$

$$\left(\frac{11,43}{15}\right)^2 + \left(\frac{3,72}{10}\right)^2 = 0,71 < 1,0 \text{ Ok.}$$

Como o responsável pela ruptura por cisalhamento é a flambagem local da alma, os valores f_{bx} e F_{bx} são referentes á mesma.

3.4.1.5 Flecha

Para finalizar a verificação do elemento, de acordo com o anexo C da NBR 8800, é necessária a verificação da flecha admissível.

Assim:

$$\frac{L}{180} = \frac{500}{180} = 2,77cm$$

Verificando:

$$\delta = \frac{5.0,0054.500^4}{384.20500.67,14} = 3,19cm > 2,77cm$$

Percebemos que a flecha admissível não atende o especificado. É possível verificar qual o carregamento máximo que o perfil suporta, adotando-se a flecha de 2,77cm.

$$2,77 = \frac{5. q. 500^4}{384.20500.67,14}$$

$$q = 468,69 N/m$$

3.4 TIRANTES

Os tirantes são cantoneiras com roscas soldadas nas extremidades. Eles são colocados entre os apoios das terças para diminuir o vão entre elas no sentido de menor inercia, ou seja, no sentido mais fraco do perfil da terça. De acordo com a norma NBR 8800, a força de tração resistente de um elemento deve ser o menor valor entre o escoamento da seção bruta e da seção líquida.

Foram utilizadas no galpão, barras de cantoneira com barras redondas nas extremidades de 3/8 ($d = 9,525mm$), área de $0,71 cm^2$ e peso $0,56kg/m$. Para o estudo temos para o aço A36 ($f_u = 400Mpa; \gamma_{a2} = 1,35$).

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{\frac{\pi \cdot 9,525^2}{4} \cdot 250}{1,1} = 16,19 \text{ kN}$$

- Ruptura da seção líquida

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$$

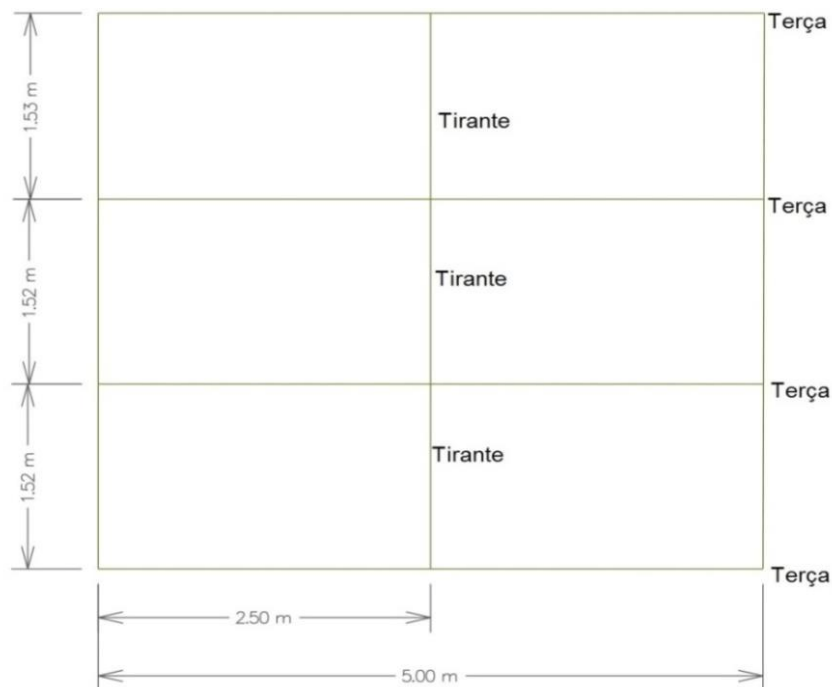
Onde:

$$A_e = 0,75 \frac{\pi \cdot 9,525^2}{4} = 53,44$$

$$N_{t,Rd} = \frac{53,44 \cdot 400}{1,35} = 15,83 \text{ kN}$$

Portanto, a resistência a tração da barra redonda é de 15,83 kN, pois é a menor dos dois valores. A disposição dos tirantes pode ser vista na Figura 22.

Figura 21 - Tirante.



Fonte: Autor (2017).

3.4.1 Verificação do peso próprio estimado para terças e tirantes

Área de estudo = (vão entre tesouras) x (distância entre terças)

Área de estudo = $5,00 \times 1,52 = 7,60 \text{ m}^2$.

- Terças

Peso da terça por metro = $3,52 \text{ kg/m} = 35,20 \text{ N/m}$

Comprimento = $5,00 \text{ m}$

Peso da terça = $35,2 \times 5,00 = 176 \text{ N}$

- Tirantes

Peso do tirante por metro = (área da barra) x (peso específico do aço)

$$\frac{(0,953 \times 10^{-2})^2}{4} \times 77000 = 1,74 \text{ N/m}$$

Comprimento = $1,52 \text{ m}$

Peso do tirante = $1,52 \times 1,74 = 2,65 \text{ N}$

Peso (terça + tirante) = $176 + 2,65 = 178,65 \text{ N}$

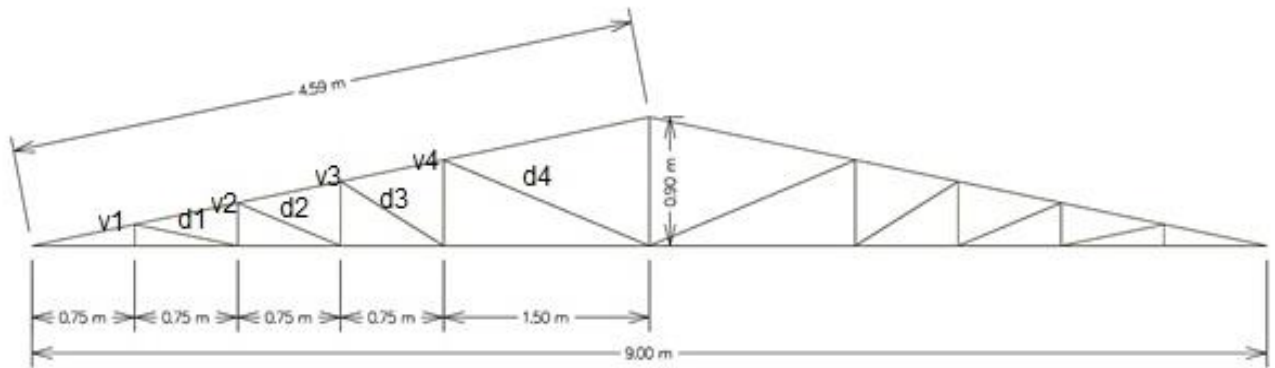
Peso (terça + tirante) por metro quadrado = $\frac{178,65}{7,60} = 23,50 \text{ N/m}^2$

O valor adotado foi de $60 \text{ N/m}^2 > 23,50 \text{ N/m}^2$.

3.5 CÁLCULO DA TESOURA

Tesoura tipo howe, com sua geometria apresentada na Figura 23.

Figura 22 - Geometria da tesoura



Fonte: Autor (2017).

Com as seguintes dimensões:

$v1 = 0,15\text{m}$	$d1 = 0,76\text{m}$
$v2 = 0,30\text{m}$	$d2 = 0,81\text{m}$
$v3 = 0,45\text{m}$	$d3 = 0,87\text{m}$
$v4 = 0,60\text{m}$	$d4 = 1,62\text{m}$

Podemos definir a estimativa de peso próprio da pela fórmula de Howe:

$$G_t = 2,45 \times (1 + 0,33 \times L) \quad (36)$$

Onde:

G_t = Peso próprio da tesoura;

L = Vão da tesoura.

$$G_t = 2,45 \times (1 + 0,33 \times 9,00) = 9,72 \text{ Kg}/\text{m}^2 \cong 100 \text{ N}/\text{m}^2$$

3.5.1 Carregamentos da tesoura

Em seguida fazemos o peso total dos componentes a seguir:

Tesouras = 100 N/m²

Terças = 60 N/m²

Contraventamento = 10 N/m²

PP estrutura = 170 N/m²

Telhas = 50 N/m²

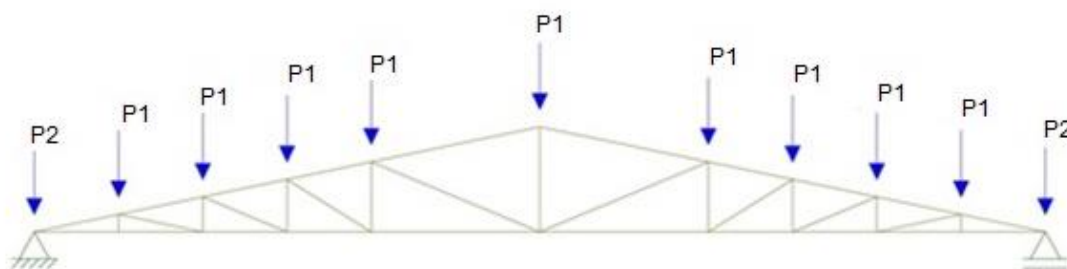
PP total = 220 N/m².

3.5.1.1 Peso próprio

$$P_1 = 220 \times 1,50 \times 5 = 1650 \text{ N.}$$

$$P_2 = 220 \times \frac{1,50}{2} \times 5 = 825 \text{ N.}$$

Figura 23 - Peso próprio



Fonte: Autor (2017).

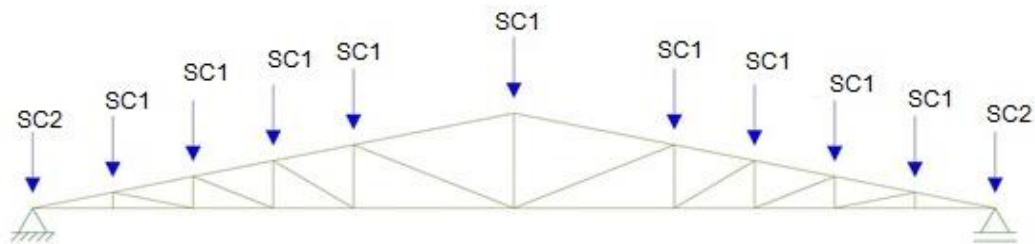
3.5.1.2 Sobrecarga

A sobrecarga definida é de 250 N/m².

$$SC_1 = 250 \times 1,50 \times 5 = 1875 \text{ N.}$$

$$SC_2 = 220 \times \frac{1,50}{2} \times 5 = 938 \text{ N.}$$

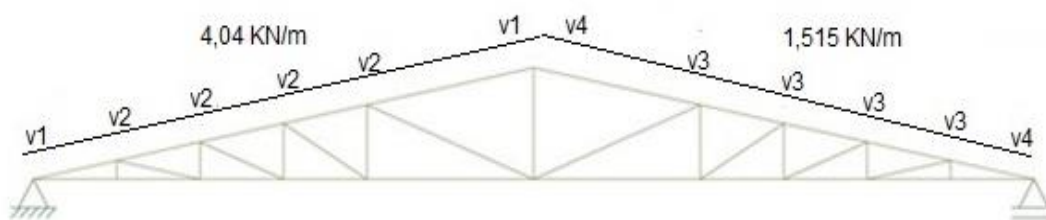
Figura 24 - Sobrecarga.



Fonte: Autor (2017).

3.5.1.3 Vento

Figura 25 - Vento Caso A



Fonte: Autor (2017).

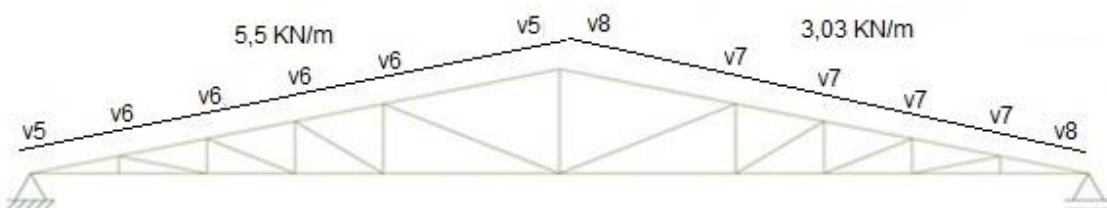
$$v1 = 4,04 \cdot 10^3 \times \frac{1,52}{2} \cong 3071 \text{ N}$$

$$v3 = 1,515 \cdot 10^3 \times 1,52 \cong 2303 \text{ N}$$

$$v2 = 4,04 \cdot 10^3 \times 1,52 \cong 6140 \text{ N}$$

$$v4 = 1,515 \cdot 10^3 \times \frac{1,52}{2} \cong 1152 \text{ N}$$

Figura 26 - Vento Caso B



Fonte: Autor (2017).

$$v5 = 5,5 \cdot 10^3 \times \frac{1,52}{2} \cong 4180 \text{ N}$$

$$v7 = 3,03 \cdot 10^3 \times 1,52 \cong 4606 \text{ N}$$

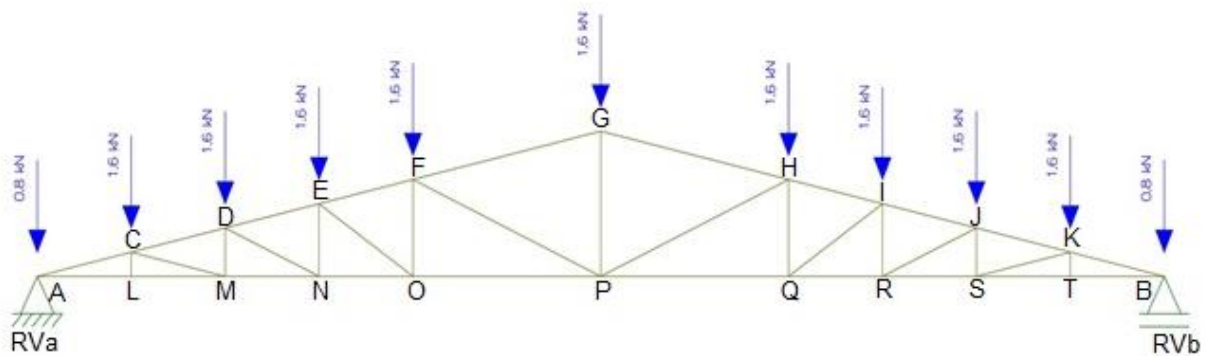
$$v6 = 5,5 \cdot 10^3 \times 1,52 \cong 8360 \text{ N}$$

$$v4 = 3,03 \cdot 10^3 \times \frac{1,52}{2} \cong 2303 \text{ N}$$

3.6 ESFORÇO NAS BARRAS

- Peso próprio

Figura 27 - Carregamento peso próprio



Fonte: Autor (2017).

- Cálculo das reações de apoio:

$$2 \times 825 - 9 \times 1650 - RVa - RVb = 0$$

$$RVa = RVb = 8250 \text{ N}$$

- Cálculo dos esforços normais:

Para demonstração dos esforços normais fazemos:

Nó A:

$$\tan^{-1} \frac{900}{1500} = \theta = 11,30^\circ$$

$$\sum F_y = 0$$

$$AC_y + A = 0$$

$$AC \sin \theta + 8250 - 825 = 0$$

$$AC \sin 11,30^\circ + 7425 = 0$$

$$AC = -37893,06 \text{ N (compressão)}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$AL + AC \cos \theta = 0$$

$$AL = 37158,4 \text{ N (tração)}$$

- Sobrecarga

Nesse deve-se, como são cargas verticais com o mesmo sentido que as do peso próprio multiplicam-se os valores obtidos no primeiro caso pela relação:

$$\frac{SC}{PP} = \frac{250}{220} = 1,13$$

$$RVa = RVb = 1,13 \times 8250 = 9322,5N$$

Tabela 13 - Esforços nas barras (PP)

Posição	Barra	Esforço (kN)	Tipo
Banzo superior	AC BK	37.90	Compressão
	CD KJ	33.69	Compressão
	DE JI	29.47	Compressão
	EF IH	25.26	Compressão
	FG HG	19.018	Compressão
Banzo inferior	AL BT	37.15	Tração
	LM TS	37.15	Tração
	MN SR	33.030	Tração
	NO RQ	28.091	Tração
	OP QP	24.77	Tração
Montante	CL KT	0	—
	DM JS	0.824	Tração
	EN IR	1.57	Tração
	FO HQ	2.16	Tração
	GP	5.38	Tração
Diagonal	CM KS	4.21	Compressão
	DN JR	4.22	Compressão
	EO IQ	4.700	Compressão
	FP HP	6.73	Compressão

Fonte: Autor (2017).

Tabela 14 - Esforços nas barras (SC)

Posição	Barra	Esforço (kN)	Tipo
Banzo superior	AC BK	42.82	Compressão
	CD KJ	38.06	Compressão
	DE JI	33.30	Compressão
	EF IH	28.55	Compressão
	FG HG	21.49	Compressão
Banzo inferior	AL BT	41.99	Tração
	LM TS	41.99	Tração
	MN SR	37.32	Tração
	NO RQ	32.65	Tração
	OP QP	27.99	Tração
Montante	CL KT	0	—
	DM JS	0.932	Tração
	EN IR	1.77	Tração
	FO HQ	2.45	Tração
	GP	6.07	Tração
Diagonal	CM KS	4.76	Compressão
	DN JR	4.75	Compressão
	EO IQ	5.31	Compressão
	FP HP	7.60	Compressão

Fonte: Autor (2017).

3.6.1 Esforço nas barras (vento - Caso A)

- Cálculo das reações de apoio:

$$RVa = 25.500N$$

$$RVb = 14.500N$$

- Cálculo dos esforços normais:

Para demonstração dos esforços normais fazemos:

Nó A:

$$\tan^{-1} \frac{900}{1500} = \theta = 11,30^\circ$$

$$\sum F_y = 0$$

$$AC_y + A = 0$$

$$AC \sin \theta - 25500 + 3071 = 0$$

$$AC \sin 11,30^\circ - 22429 = 0$$

$$AC = -114465N \text{ (compressão)}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$AL + AC \cos \theta = 0$$

$$AL = 112246 N \text{ (tração)}$$

3.6.2 Esforço nas barras (vento - Caso B)

- Cálculo das reações de apoio:

$$RVa = 36.712N$$

$$RVb = 25.000N$$

- Cálculo dos esforços normais:

Para demonstração dos esforços normais fazemos:

$$\text{Nó A: } \tan^{-1} \frac{900}{1500} = \theta = 11,30^\circ$$

$$\sum F_y = 0$$

$$AC_y + A = 0$$

$$AC \sin \theta - 25500 + 3071 = 0$$

$$AC = -114465N \text{ (compressão)}$$

$$\sum F_x = 0$$

$$AL + AC \cos \theta = 0$$

$$AL = 112246 N \text{ (tração)}$$

Os esforços simples e combinados podem ser consultados no Apêndice A.

Tabela 15 - Esforços nas barras (vento - Caso A)

Posição	Barra	Esforço (kN)	Tipo
Banzo superior	AC BK	114.4 68.1	Tração Tração
	CD KJ	98.8 62.2	Tração Tração
	DE JI	84.6 57.3	Tração Tração
	EF IH	70.1 49.7	Tração Tração
	FG HG	45.7 40.8	Tração Tração
Banzo inferior	AL BT	112.2 66.8	Compressão Compressão
	LM TS	112.2 66.8	Compressão Compressão
	MN SR	96.9 61.0	Compressão Compressão
	NO RQ	81.5 55.5	Compressão Compressão
	OP QP	65.0 49.1	Compressão Compressão
Montante	CL KT	0 0	—
	DM JS	3.06 1.15	Compressão Compressão
	EN IR	5.81 2.88	Compressão Compressão
	FO HQ	8.70 3.35	Compressão Compressão
	GP PG	12.02 9.13	Compressão Compressão
Diagonal	CM KS	15.67 5.90	Tração Tração
	DN JR	15.67 5.60	Tração Tração
	EO IQ	16.9 6.51	Tração Tração
	FP HP	26.28 9.80	Tração Tração

Fonte: Autor (2017).

Tabela 16 - Esforços nas barras (vento - Caso B)

Posição	Barra	Esforço (kN)	Tipo
Banzo superior	AC BK	166.0 115.8	Tração Tração
	CD KJ	145.9 105.6	Tração Tração
	DE JI	127.1 95.84	Tração Tração
	EF IH	107.8 83.8	Tração Tração
	FG HG	75.2 64.6	Tração Tração
Banzo inferior	AL BT	162.8 113.6	Compressão Compressão
	LM TS	162.8 113.6	Compressão Compressão
	MN SR	143.0 103.5	Compressão Compressão
	NO RQ	123.7 90.7	Compressão Compressão
	OP QP	104.3 78.8	Compressão Compressão
Montante	CL KT	0 0	—
	DM JS	3.95 2.02	Compressão Compressão
	EN IR	7.72 5.60	Compressão Compressão
	FO HQ	11.63 7.30	Compressão Compressão
	GP PG	19.00 14.98	Compressão Compressão
Diagonal	CM KS	20.16 10.35	Tração Tração
	DN JR	20.81 10.91	Tração Tração
	EO IQ	22.61 14.20	Tração Tração
	FP HP	35.26 20.78	Tração Tração

Fonte: Autor (2017).

3.7 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DA TESOURA

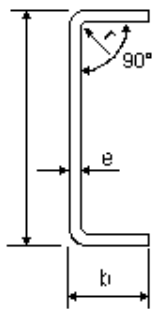
Foi utilizado nos banzos superior e inferior o perfil viga U dobrado 100x40 CH12 (2,65mm) consultando sua tabela (Anexo A) com as seguintes propriedades geométricas:

A (cm ²)	P (Kg/m)	Jx (cm ⁴)	Wx (cm ³)	ix (cm)	Jy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	y (cm)
4,51	3,54	65,90	13,10	3,82	6,76	2,26	1,22

E no montante e na diagonal foi utilizado o perfil viga U dobrado 94x32 CH14 (2,00mm) com as seguintes propriedades geométricas:

A (cm ²)	P (Kg/m)	Jx (cm ⁴)	Wx (cm ³)	ix (cm)	Jy (cm ⁴)	Wy (cm ³)	y (cm)
3,02	2,52	38,18	8,12	3,55	2,74	1,144	0,9523

Figura 28 - Viga U simples



Fonte: Portal metálica (2017).

Para o dimensionamento, primeiro é feita a resistência ao cálculo que é dada multiplicando-se a resistência nominal por um coeficiente de minoração (ϕ), que vale 0,9 segundo a NBR 8800/2008.

Resistência nominal á força normal de compressão:

$$N_d = 0,9 \cdot \rho \cdot Q \cdot A \cdot f_y \quad (37)$$

Onde:

N_d é a resistência nominal á força normal;

ρ é o coeficiente de redução para flambagem;

Q é o coeficiente de redução que considera a flambagem;

A é a área da seção transversal;

f_y limite de escoamento do aço.

Para a força normal de cálculo, adotou-se o coeficiente de ponderação das ações de $\gamma = 1,4$.

$$N_d \geq 1,4 \cdot N \quad (38)$$

Onde:

N é a força normal geral;

N_d é a força normal de cálculo.

3.7.2 Banzo superior

Selecionamos o maior carregamento de tração e compressão, atuante no banzo superior. As barras que estão sofrendo a maior carga são AC e BK.

Logo, fazemos por tração, pois é a maior carga.

$N = 123.180\text{N}$ (tração)

$N = -80.720\text{N}$ (compressão)

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 76}{1,22} = 62,29 < \lambda_{m\acute{a}x} \quad 200$$

$$\frac{b}{t} = \frac{40}{2,65} = 15,09 < 16 \quad Q = 1,0$$

Para tração temos:

$$\varphi N_N = 0,9 \cdot A \cdot f_y$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times (4,51 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 101.475$$

$$N_d \geq 1,4 \times 123180 = 172452 > \varphi N_N.$$

Assim, percebemos que não aguentaria, recalculando uma nova área, para encontrar um novo perfil teríamos:

$$172452 = 0,9 \cdot A \cdot 250 \cdot 10^6$$

$$A = 7,66\text{cm}^2$$

3.7.3 Banzo inferior

O maior carregamento de tração e compressão, atuante no banzo inferior são as barras AL e BT.

Maior carga por compressão.

$N = 79.140\text{N}$ (tração)

$N = -120.810\text{N}$ (compressão)

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 75}{1,22} = 61,47 < \lambda_{máx} 200$$

$$\frac{b}{t} = \frac{40}{2,65} = 15,09 < 16 \quad Q = 1,0$$

$$\lambda = \frac{61,47}{\pi} \times \sqrt{\frac{250 \times 10^6}{205 \times 10^9}} = 0,683$$

Através do valor λ , obtem-se valor de ρ na Tabela 4.

$$\rho = 0,824$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times 1 \times 0,824 \times (4,51 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 83.615,4$$

$$N_d \geq 1,4 \times 120.810 = 169.134 > \varphi N_N.$$

3.7.4 Montante

No montante será feito para todos os nós.

- Barras CL e KT

$N = 0\text{N}$ (tração)

$N = 0\text{N}$ (compressão)

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 15}{0,9523} = 15,75 < \lambda_{máx} 200$$

$$\frac{b}{t} = \frac{32}{2,00} = 16 \leq 16 \quad Q = 1,0$$

$$\lambda = \frac{15,75}{\pi} \times \sqrt{\frac{250 \times 10^6}{205 \times 10^9}} = 0,175$$

- Barras DM e JS.

Maior carga tração.

$$N = 3.340\text{N (tração)}$$

$$N = -3.010\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 30}{0,9523} = 31,50 < \lambda_{máx} \quad 200$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 67950$$

$$N_d \geq 1,4 \times 3340 = 4676 < \varphi N_N \quad \text{Ok.}$$

- Barras EN e IR.

Maior carga compressão.

$$N = 3.340\text{N (tração)}$$

$$N = -5.450\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 45}{0,9523} = 47,25 < \lambda_{máx} \quad 200$$

$$\frac{b}{t} = \frac{32}{2,00} = 16 \leq 16 \quad Q = 1,0$$

$$\lambda = \frac{47,25}{\pi} \times \sqrt{\frac{250 \times 10^6}{205 \times 10^9}} = 0,525$$

$$\rho = 0,893$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times 1 \times 0,893 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 60.679,3$$

$$N_d = 1,4 \times 5450 = 7.630 < \varphi N_N \quad \text{Ok.}$$

- Barras FO e HQ.

Maior carga compressão.

$$N = 4.610\text{N (tração)}$$

$$N = -9.180\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 60}{0,9523} = 63 < \lambda_{m\acute{a}x} 200$$

$$\frac{b}{t} = \frac{32}{2,00} = 16 \leq 16 \quad Q = 1,0$$

$$\lambda = \frac{63}{\pi} \times \sqrt{\frac{250 \times 10^6}{205 \times 10^9}} = 0,700$$

$$\rho = 0,815$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times 1 \times 0,815 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 55.379,25$$

$$N_d = 1,4 \times 9180 = 12.852 < \varphi N_N \text{ Ok.}$$

- Barras GP e PG.

Maior carga tração.

$$N = 11.400\text{N (tração)}$$

$$N = 3.010\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 90}{0,9523} = 94,50 < \lambda_{m\acute{a}x} 200$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 67950$$

$$N_d = 1,4 \times 11400 = 15960 < \varphi N_N \text{ Ok.}$$

3.7.5 Diagonal

Para a diagonal também será feito todos os nós.

- Barras CM e KS.

Maior carga tração.

$$N = 15.400\text{N (tração)}$$

$$N = -8.970\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 75}{0,9523} = 78,75 < \lambda_{máx} \quad 200$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 67950$$

$$N_d = 1,4 \times 15400 = 21560 < \varphi N_N \quad \text{Ok.}$$

- Barras DN e JR

Maior carga tração.

$$N = 19.890\text{N (tração)}$$

$$N = -8.970\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 81}{0,9523} = 85,05 < \lambda_{máx} \quad 200$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 67950$$

$$N_d = 1,4 \times 19890 = 27846 < \varphi N_N \quad \text{Ok.}$$

- Barras EO e IQ

Maior carga tração.

$$N = 17.300\text{N (tração)}$$

$$N = -10.010\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 87}{0,9523} = 91,35 < \lambda_{m\acute{a}x} \quad 200$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 67950$$

$$N_d = 1,4 \times 17300 = 24220 < \varphi N_N \quad \text{Ok.}$$

- Barras FP e HP

Maior carga tração.

$$N = 27.660\text{N (tração)}$$

$$N = -14.330\text{N (compressão)}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r_{min}} \quad \lambda = \frac{1 \times 162}{0,9523} = 170,11 < \lambda_{m\acute{a}x} \quad 200$$

$$\varphi N_N = 0,9 \times (3,02 \times 10^{-4}) \times 250 \times 10^6 = 67950$$

$$N_d = 1,4 \times 27660 = 38724 < \varphi N_N \quad \text{Ok.}$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após finalizar a metodologia de cálculos de todos os componentes da cobertura do galpão podem-se fazer algumas observações levando em conta o dimensionamento utilizado na prática com o da norma (NBR 8800).

O primeiro passo deste estudo foi encontrar fatores relevantes, através do desenvolvimento e verificação das forças atuantes no galpão, fatores como a ação do vento, dos esforços atuantes nas terças da cobertura, nos tirantes, carregamento da tesoura metálica e consequentemente os esforços em cada barra da tesoura, seu banzo superior, inferior, montante e diagonal.

4.1 AÇÃO DO VENTO

Com o cálculo dos ventos foi possível encontrar para cobertura o maior coeficiente de sucção, resultando assim nas cargas em que o galpão está sujeito.

Logo verificamos os carregamentos nas telhas da cobertura, na prática foram utilizados quatro apoios para as telhas com espaçamento de 1,52m entre os apoios, considerando o catálogo do Anexo B é possível verificar que a configuração é capaz de suportar os esforços com uma margem de folga, logo está de acordo com a norma estabelecida, podendo-se dizer até que está superdimensionada.

4.2 TERÇAS E TIRANTES

O perfil utilizado nas terças do galpão foi o perfil dobrado U100x40x17 enrijecido, conforme a metodologia de cálculo adotada foi possível dimensionar e verificar a flambagem na alma, mesa, cisalhamento e a flecha admissível. Os resultados encontrados para a flambagem devido às combinações dos momentos fletores em ambos os eixos, atenderam os critérios estabelecidos.

Sabe-se que a flecha máxima de serviço (flecha máxima) deve ser menor que a flecha máxima admissível (flecha limite), porém constatou-se que a mesma não atendeu com o carregamento solicitado, sendo maior que a flecha admissível, foi possível assim encontrar a máxima carga que o perfil da terça pode suportar.

Porém foram estimados valores acima do real, considerando fatores estabelecidos pela norma.

No caso dos tirantes o arranjo utilizado foi dois tipos de perfis, cantoneiras de abas iguais chamada de tirante rígido e as barras redondas soldadas nas extremidades das cantoneiras, chamadas de tirantes flexíveis.

4.2 TESOURA

Para as tesouras treliçadas, foi utilizado o perfil dobrado U100x40 CH12, em seu banzo superior e inferior, no seu montante e diagonal, vigas de encaixe 94x32 CH14.

Foi estimado o peso próprio total de todos os seus componentes, foram feitas quatro hipóteses de carregamento, que são o seu peso próprio, a sobrecarga e o vento na situação A e B.

A partir daí foram verificados os esforços sofridos nas barras da tesoura com a ajuda do software FTOOL - *two dimensional frame analysis tool*, sendo possível a sua validação.

Assim sendo, possível de dimensionar as barras da treliça e verificar de acordo com a norma se a mesma estaria correta. A Tabela 17 traz os valores encontrados, podemos observar que os banzos superior e inferior, não atendem o valor limite.

Tabela 17 - Barras perfis atuais

Barras perfis atuais (N)			Solic. Necessária (N)	Posição
Banzo superior		101.475,00	172.452,00	Acima do limite
Banzo inferior		83.615,40	169.134,00	Acima do limite
Montante	CL KT	0	0	-
	DM JS	67.950,00	4.676	Ok
	EN IR	67.950,00	7.630	Ok
	FO HQ	55.379,25	12.852	Ok
	GP PG	67.950,00	15.960	Ok
Diagonal	CM KS	67.950,00	21.560	Ok
	DN JR	67.950,00	27.846	Ok
	EO IQ	67.950,00	24.220	Ok
	FP HP	67.950,00	38.724	Ok

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo verificar e comparar se o telhado do galpão metálico estava de acordo com as normas vigentes no país, estabelecendo parâmetros impostos pela mesma, possibilitando uma análise e verificando os principais esforços que ocorrem nos perfis da estrutura que são tração, compressão e momentos fletores.

A Tabela a seguir mostra os resultados encontrados, onde estão descritos a posição e a porcentagem dos banzos superior e inferior e também do montante e diagonal. Podemos ver que o banzo superior e o banzo inferior não estão de acordo com o estabelecido, estando acima do limite.

Tabela 18 - Posição das Barras

Barras perfis atuais (N)			Solic. Necessária (N)	Posição	%
Banzo superior		101.475,00	172.452,00	Subdimensionado	41,15
Banzo inferior		83.615,40	169.134,00	Subdimensionado	50,56
Montante	CL KT	0	0	-	
	DM JS	67.950,00	4.676	Superdimensionada	93,11
	EN IR	67.950,00	7.630	Superdimensionada	88,77
	FO HQ	55.379,25	12.852	Superdimensionada	76,79
	GP PG	67.950,00	15.960	Superdimensionada	76,71
Diagonal	CM KS	67.950,00	21.560	Superdimensionada	68,27
	DN JR	67.950,00	27.846	Superdimensionada	59,01
	EO IQ	67.950,00	24.220	Superdimensionada	64,35
	FP HP	67.950,00	38.724	Superdimensionada	43,01

Fonte: Autor (2017).

Percebe-se que á uma porcentagem grande das barras tanto quanto subdimensionado, tanto quanto superdimensionada. Pode-se redimensionar o telhado do galpão, adotando-se outros perfis, que atendam o solicitado.

Notou-se a importância do trabalho, já que o mesmo possibilitou o desenvolvimento das forças atuantes no galpão, contribuindo para o aprendizado, pensando na melhoria da empresa.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Em função da indisponibilidade de algumas informações e do tempo para a conclusão deste trabalho recomenda-se para trabalhos futuros introduzir a parte de alvenaria e reformular a hipótese de se fazer o galpão todo em estruturas metálicas, avaliando assim, qual seria o mais viável. Também redimensionar todo o telhado do galpão, trocando por perfis mais leves e favoráveis a segurança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6123**. Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988. Versão corrigida em 2013.

ABNT - 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. Versão corrigida em 2013.

BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço**: Projeto e cálculo. 2.ed. São Paulo: Pini, 1998.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. Disponível: <<http://www.metalica.com.br>>acesso em: 20 de abr. 2017.

PFEIL, W. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático. 8. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2012.

PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas Metálicas**: Cálculos, detalhes, exercícios e projetos. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2005.

PRAVIA, Z. M.C.; DREHMER, G. A.; JÚNIOR, E. M. **Galpões para usos gerais**. 4. ed. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

Téchne. São Paulo, n. 171, 11 jun. 2011.

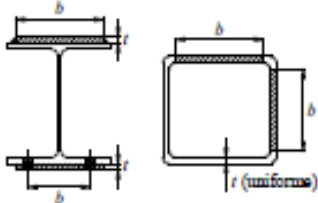
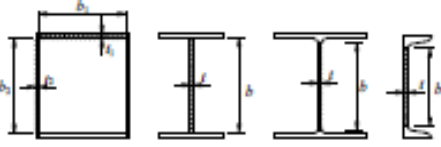
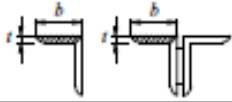
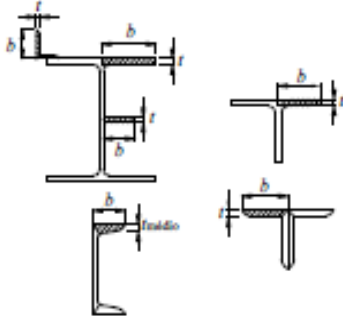
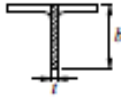
APÊNDICES

APÊNDICE A - TABELA DE ESFORÇOS SIMPLES E COMBINADO

Posição	Barra	PP (kN)	SC (kN)	Vento A	Vento B	PP+SC	PP + Vento A	SC+ Vento B	Máx tração	Máx compressão	Barra	Esforço/Cálculo
Banzo superior	AC	-37,90	-42,82	114,4	166,0	-80,72	76,5	123,18	123,18	-80,72	AC	123,18
	BK	-37,90	-42,82	68,1	115,8	-80,72	30,20	72,98	72,98	-80,72	BK	-80,72
	CD	-33,69	-38,06	98,8	145,9	-71,75	65,11	107,84	107,84	-71,75	CD	107,84
	KJ	-33,69	-38,06	62,2	105,6	-71,75	28,51	67,54	67,54	-71,75	KJ	-71,75
	DE	-29,47	-33,30	84,6	127,1	-62,77	55,13	93,8	93,8	-71,75	DE	93,8
	JL	-29,47	-33,30	57,3	95,84	-62,77	27,83	62,54	62,54	-62,77	JL	-62,77
	EF	-25,26	-28,55	70,1	107,8	-53,81	44,84	79,25	79,25	-53,81	EF	79,25
	IH	-25,26	-28,55	49,7	83,8	-53,81	24,44	55,25	55,25	-53,81	IH	-53,81
	FG	-19,01	-21,49	45,7	75,2	-40,50	26,68	53,71	53,71	-40,50	FG	53,71
	HG	-19,01	-21,49	40,8	64,6	-40,50	21,78	43,11	43,11	-40,50	HG	-40,50
Banzo inferior	AL	37,15	41,99	-112,2	-162,8	79,14	-75,05	-120,81	79,14	-120,81	AL	79,14
	BT	37,15	41,99	-66,8	-113,6	79,14	-29,65	-71,61	79,14	-71,61	BT	-120,81
	LM	37,15	41,99	-112,2	-162,8	79,14	-75,05	-120,81	79,14	-120,81	LM	79,14
	TS	37,15	41,99	-66,80	-113,6	79,14	-29,65	-71,61	79,14	-71,61	TS	-120,81
	MN	33,03	37,32	-61,0	-103,5	70,35	-63,87	-105,68	70,35	-105,68	MN	70,35
	SR	33,03	37,32	-61,0	-103,5	70,35	-63,87	-66,18	70,35	-66,18	SR	-105,68
	NO	28,091	32,65	-81,5	-123,7	60,74	-53,40	-91,05	60,74	-91,05	NO	60,74
	RQ	28,091	32,65	-55,5	-90,7	60,74	-27,40	-58,08	60,74	-58,08	RQ	-91,05
	OP	24,77	27,99	-65,0	-104,3	52,76	-40,23	-76,31	52,76	-76,31	OP	52,76
	QP	24,77	27,99	-49,1	-78,8	52,76	-24,33	-50,81	52,76	-50,81	QP	-76,31
Montante	CL	0	0	0	0	0	0	0	-	-		-
	KT	0	0	0	0	0	0	0	-	-		-
	DM	0,824	0,932	-3,06	-3,95	1,756	-2,23	-3,01	1,756	-3,01	DM	1,756
	JS	0,824	0,932	-1,15	-2,02	1,756	-0,326	-1,08	1,756	-1,08	JS	-3,01
	EN	1,57	1,77	-5,81	-7,72	3,34	-4,24	-5,95	3,34	-5,95	EN	3,34
	IR	1,57	1,77	-2,88	-5,60	3,34	-1,31	-3,83	3,34	-3,83	IR	-5,95
	FO	2,16	2,45	-8,70	-11,63	4,61	-6,54	-9,18	4,61	-9,18	FO	4,61
	HQ	2,16	2,45	-3,35	-7,30	4,61	-1,19	-4,85	4,61	-4,85	HQ	-9,18
	GP	5,38	6,07	-12,02	-19,0	11,45	-6,64	-12,93	11,45	-12,93	GP	11,45
	PG	-	-	-9,13	-14,98	-	-3,75	-8,91	-	-8,91	PG	-12,93
Diagonal	CM	-4,21	-4,76	15,67	20,16	-8,97	11,46	15,40	15,40	-8,97	CM	15,40
	KS	-4,21	-4,76	5,90	10,35	-8,97	1,69	1,14	1,69	-8,97	KS	-8,97
	DN	-4,22	-4,75	15,67	20,81	-8,97	19,89	16,06	19,89	-8,97	DN	19,89
	JR	-4,22	-4,75	5,60	10,91	-8,97	1,38	6,16	6,16	-8,97	JR	-8,97
	EO	-4,70	-5,31	16,90	22,61	-10,01	12,2	17,30	17,30	-10,01	EO	17,30
	IQ	-4,70	-5,31	6,51	14,20	-10,01	1,81	8,89	8,89	-10,01	IQ	-10,01
	FP	-6,73	-7,60	26,28	35,26	-14,33	19,55	27,66	27,66	-14,33	FP	27,66
	HP	-6,73	-7,60	9,80	20,78	-14,33	3,07	13,18	13,18	-14,33	HP	-14,33

ANEXOS

ANEXO A - VALORES DE (b/t) limite.Tabela F.1 — Valores de $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	- Mesas ou almas de seções tubulares retangulares - Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	- Almas de seções I, H ou U - Mesas ou almas de seção-caixão - Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	- Mesas de seções I, H, T ou U laminadas - Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas - Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas*		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

* O coeficiente k_c é dado em F.2.

ANEXO B - CATÁLOGOS DE PERFIS DE AÇO

Esp. (mm)	Peso* (Kg/m ²)	Peso (Kg/ml)	I (cm ² /m)	W (cm ³ /m)	Nº de apoios	Distância entre apoios (mm)											
						1750			2000			2250			2500		
						F	C	F	F	C	F	F	C	F	F	C	F
0,43	3,90	3,86	10,4898	3,746	2	176	158	135	106	107	74	86	54	65	41	50	31
						176	176	135	135	107	107	86	86	71	71	60	60
					4	220	220	169	169	133	133	108	102	89	77	75	59
						204	183	156	123	124	86	100	63	75	47	58	36
0,50	4,56	4,52	12,1631	4,344	3	204	204	156	156	124	124	100	100	83	83	70	70
						255	255	195	195	154	154	125	119	103	89	87	69
					2	264	236	202	158	160	111	129	81	98	61	75	47
						264	264	202	202	160	160	129	129	107	107	90	90
0,65	6,00	5,94	15,7169	5,613	4	330	330	253	253	200	200	162	153	134	115	112	89
						323	289	247	194	195	136	158	99	119	75	92	57
					3	323	323	247	247	195	195	158	158	131	131	110	110
						404	404	309	309	244	244	198	187	163	141	137	108
0,95	8,86	8,77	22,6961	8,106	2	381	341	292	229	231	161	187	117	141	88	108	68
						381	381	292	292	231	231	187	187	154	154	130	130
					4	476	476	365	365	288	288	233	221	193	166	162	128
						496	444	379	297	300	209	243	152	183	114	141	88
1,25	11,69	11,58	29,5074	10,538	3	496	496	379	379	300	300	243	243	201	201	169	169
						619	619	474	474	375	375	303	288	251	216	211	166

UDC enrijecidos

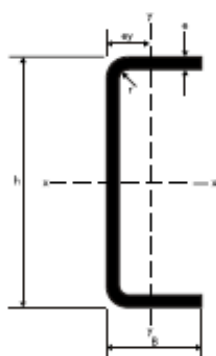
Dobrado de chapa

Dimensões				S	P	J _x	W _x	i _x	e _y	J _y	W _y	i _y
h	B	d	e = r	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
mm	mm	mm	mm									
50	25	10	2,00	2.14	1.68	7.93	3.17	1.93	0.93	1.78	1.13	0.91
			2,25	2.37	1.86	8.65	3.46	1.91	0.93	1.91	1.22	0.90
			2,65	2.72	2.13	9.68	3.87	1.89	0.92	2.09	1.33	0.88
			3,00	3.01	2.36	10.46	4.18	1.86	0.92	2.21	1.40	0.86
75	40	15	2,00	3.44	2.70	30.33	8.09	2.97	1.50	7.88	3.15	1.51
			2,25	3.83	3.01	33.47	8.93	2.96	1.50	8.62	3.45	1.50
			2,65	4.44	3.49	38.22	10.19	2.93	1.50	9.72	3.89	1.48
			3,00	4.96	3.89	42.08	11.22	2.91	1.50	10.58	4.23	1.46
100	40	17	2,00	4.02	3.15	60.66	12.13	3.89	1.38	9.25	3.53	1.52
			2,25	4.48	3.52	67.14	13.43	3.87	1.37	10.15	3.87	1.50
			2,65	5.21	4.09	77.03	15.41	3.85	1.37	11.47	4.37	1.48
			3,00	5.83	4.58	85.19	17.04	3.82	1.37	12.51	4.76	1.47

Dobrado de chapa

Dimensões			S	P	Jx	Wx	ix	ey	Jy	Wy	iy
h	B	e = r	cm ²	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm
mm	mm	mm									
50	25	2,00	1.75	1.38	6.66	2.60	1.94	0.71	1.07	0.60	0.78
		2,25	2.07	1.62	7.70	3.00	1.92	0.73	1.26	0.71	0.77
		2,65	2.38	1.86	8.66	3.40	1.90	0.75	1.43	0.82	0.77
		3,00	2.67	2.10	9.55	3.80	1.88	0.77	1.59	0.92	0.77
75	38	2,00	2.80	2.20	25.10	6.60	2.99	1.12	4.55	1.58	1.27
		2,25	3.32	2.61	29.43	7.80	2.97	1.14	5.37	1.88	1.27
		2,65	3.84	3.01	33.56	8.90	2.95	1.16	6.15	2.17	1.26
		3,00	4.35	3.41	37.49	9.90	2.93	1.18	6.91	2.45	1.26
100	40	4,75	6.48	5.09	52.75	14.00	2.85	1.27	10.00	3.66	1.24
		2,00	3.27	2.57	49.01	9.80	3.86	0.97	4.99	1.65	1.23
		2,25	3.89	3.06	57.67	11.50	3.84	0.99	5.89	1.96	1.22
		2,65	4.51	3.54	65.99	13.10	3.82	1.01	6.76	2.26	1.22
100	50	3,00	5.11	4.01	73.99	14.70	3.80	1.03	7.61	2.56	1.22
		4,75	7.67	6.02	105.9	21.10	3.71	1.11	11.09	3.84	1.20
		2,00	3.65	2.87	58.15	11.60	3.98	1.34	9.24	2.52	1.58
		2,25	4.35	3.41	68.55	13.70	3.96	1.36	10.94	3.00	1.58
127	50	2,65	5.04	3.95	78.60	15.70	3.94	1.38	12.59	3.48	1.58
		3,00	5.71	4.48	88.29	17.60	3.92	1.40	14.20	3.94	1.57
		4,75	8.63	6.77	127.5	25.40	3.84	1.48	20.89	5.84	1.55
		2,00	4.17	3.27	101.30	15.90	4.92	1.19	9.94	2.61	1.54
150	50	2,25	4.97	3.90	119.60	18.80	4.90	1.20	11.78	3.10	1.53
		2,65	5.76	4.52	137.50	21.60	4.88	1.22	13.57	3.59	1.53
		3,00	6.53	5.13	154.80	24.30	4.86	1.24	15.32	4.08	1.53
		4,75	9.91	7.78	225.90	35.50	4.77	1.32	22.66	6.16	1.51
200	50	2,00	4.60	3.61	149.90	19.90	5.70	1.08	10.42	2.66	1.50
		2,25	5.49	4.31	177.40	23.60	5.68	1.10	12.35	3.17	1.49
		2,65	6.37	5.00	204.10	27.20	5.65	1.12	14.24	3.67	1.49
		3,00	7.23	5.68	230.10	30.60	5.63	1.13	16.08	4.16	1.49
200	50	4,75	11.01	8.64	338.00	45.00	5.54	1.21	23.84	6.30	1.47
		2,00	5.55	4.36	299.30	29.90	7.33	0.91	11.20	2.74	1.41
		2,25	6.63	5.20	354.90	35.40	7.31	0.93	13.28	3.26	1.41
		2,65	7.70	6.04	409.30	40.90	7.28	0.95	15.32	3.78	1.41
200	50	3,00	8.75	6.87	462.40	46.20	7.26	0.96	17.31	4.29	1.40
		4,75	13.39	10.51	686.20	68.60	7.15	1.04	25.76	6.51	1.38

- Poderão ser fornecidas outras dimensões mediante consulta.



S = área da seção
P = peso estimado por metro
Jx = momento da inércia do eixo x
Wx = módulo de resistência do eixo x
ix = raio de giro do eixo x
ey = distância da linha neutra
Jy = momento da inércia do eixo y
Wy = módulo de resistência do eixo y
iy = raio de giro do eixo y

