

UNIEVANGÉLICA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

PEDRO HENRIQUE C. BARBOSA
VAILTON DOMINGOS FILHO

DIMENSIONAMENTO DE GALPÃO INDUSTRIAL EM
ESTRUTURAS DE AÇO

ANÁPOLIS / GO: 2019

PEDRO HENRIQUE C. BARBOSA
VAILTON DOMINGOS FILHO

DIMENSIONAMENTO DE GALPÃO INDUSTRIAL EM
ESTRUTURAS DE AÇO

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA

ORIENTADOR: ROGÉRIO SANTOS CARDOSO

ANÁPOLIS / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

BARBOSA, PEDRO HENRIQUE CAIXETA/ FILHO, VAILTON DOMINGOS.

DIMENSIONAMENTO DE GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURAS DE AÇO

79P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

- | | |
|-------------------------|-------------------------------------|
| 1. Estruturas Metálicas | 2. Galpão Industrial |
| 3. Galpão metálico | 4. Dimensionamento de perfis de aço |
| I. ENC/UNI | II. Bacharel (10 ^º) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BARBOSA, Pedro Henrique Caixeta; FILHO, Vailton Domingos. Dimensionamento de galpão industrial em estruturas de aço. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, 79p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DOS AUTORES: Pedro Henrique Caixeta Barbosa e Vailton Domingos Filho

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Dimensionamento de galpão industrial em estruturas de aço.

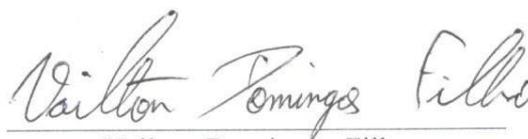
GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2019

É concedida à UniEvangélica a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.



Pedro Henrique Caixeta Barbosa
pedrocaixetaa92@hotmail.com



Vailton Domingos Filho
vailtondomingos@hotmail.com

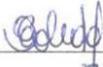
PEDRO HENRIQUE CAIXETA BARBOSA
VAILTON DOMINGOS FILHO

**DIMENSIONAMENTO DE GALPÃO INDUSTRIAL EM
ESTRUTURAS DE AÇO**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA UNIEVANGÉLICA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL**



ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEvangélica)
(ORIENTADOR)



EDUARDO MARTINS TOLEDO, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)



WILLIAM PEREIRA DOS SANTOS JUNIOR, Mestre (UniEvangélica)
(EXAMINADOR INTERNO)

DATA: ANÁPOLIS/GO, 27 de maio de 2019.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus pela oportunidade de cursar Engenharia Civil em uma boa instituição e pela coragem de superar todos os desafios que tive ao longo do curso.

Agradeço também a minha família que sempre me deu força e apoio para continuar essa jornada, por toda a compreensão e paciência que tiveram.

Por fim agradeço ao meu parceiro Vailton Domingos e ao meu orientador Rogério Cardoso, os quais foram fundamentais para a conclusão deste trabalho.

Pedro Henrique Caixeta Barbosa

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado forças e me abençoado com seu amor infinito. Agradeço minha família, especialmente minha mãe Gislaine, que sempre me apoiou em todos os momentos e me ensinou valores importantes. Agradeço minha esposa Gabriela, que esteve presente e me apoiou em todo o período de graduação. Agradeço meu orientador Rogério Cardoso e meu parceiro Pedro Caixeta pela participação direta nesse trabalho. Enfim, agradeço a todos que contribuíram de alguma forma nessa etapa tão importante da minha vida.

Vailton Domingos Filho

RESUMO

O emprego das estruturas metálicas vem crescendo muito no mercado brasileiro da construção civil, pois apresentam várias vantagens se comparada com as estruturas de concreto armado. Em países desenvolvidos esse método é utilizado principalmente para reduzir tempo de execução, já que é um método mais prático e com maior velocidade no processo de execução. Entre as construções de aço, estima-se que as construções simples e com um único pavimento lideram, sendo os galpões a maioria. Para dimensionar esse tipo de estrutura tem-se como amparo a norma ABNT NBR8800:2008 que considera o estado limite para cálculo. Faz-se necessário uma sequência de cálculos para esse dimensionamento, com isso irá facilitar futuros projetos. Foi escolhido o modelo de galpão industrial para esse dimensionamento, utilizando exclusivamente perfis laminados de aço, sendo que o galpão terá um total de 8 pórticos com espaçamento de 6 metros entre eles, uma dimensão de 15 metros de largura, 42 metros de comprimento e 8 metros de pé direito, focando também em uma rápida execução. Posteriormente serão apresentados além do dimensionamento alguns detalhamentos do projeto.

PALAVRAS-CHAVE:

Estruturas metálicas. Aço. Galpão industrial. Dimensionamento.

ABSTRACT

The use of metallic structures has been increasing in the Brazilian civil construction market, since they present several advantages compared to the structures of reinforced concrete. In developed countries this method is mainly used to reduce execution time, since it is a more practical and faster method in the execution process. Among steel constructions, it is estimated that single and single-deck constructions lead, with the sheds being the majority. In order to size this type of structure, it is supported by the ABNT NBR8800: 2008 standard that considers the limit state for calculation. A sequence of calculations is required for this design, which will facilitate future designs. The industrial shed model was chosen for this design, using exclusively rolled steel profiles, and the shed will have a total of 8 porticos spacing 6 meters between them, a dimension of 15 meters wide, 42 meters long and 8 meters of right foot, also focusing on a fast execution. Afterwards, some details of the project will be presented in addition to the design.

KEY WORDS:

Metallic structures. Steel. Industrial shed. Sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural	19
Figura 2 - Produtos metálicos obtidos por trefilação.....	20
Figura 3 - Perfis de chapa dobrada	20
Figura 4 - Parafuso sextavado com porca e duas arruelas.....	21
Figura 5 - Tipos de soldas de filete.	21
Figura 6 - Ligação flexível entre vigas.....	22
Figura 7 - Pórtico transversal.	23
Figura 8 - Haste tracionada.....	24
Figura 9 - Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2.....	26
Figura 10 - Flambagem local em um pilar comprimido por flexão.	28
Figura 11 - Modelo unifilar do galpão	40
Figura 12 - Vista superior do galpão	41
Figura 13 - Cpe das paredes para vento 0°	44
Figura 14 - Cpe das paredes para vento 90°	45
Figura 15 - Cpe do telhado para vento 0°	46
Figura 16 - Cpe do telhado para vento 90°	46
Figura 17 - Cpe médio	47
Figura 18 - Coeficientes de pressão para vento de 0° com $C_{pi} = 0,20$	47
Figura 19 - Coeficientes de pressão para vento de 0° com $C_{pi} = -0,30$	48
Figura 20 - Coeficientes de pressão para vento de 90° com $C_{pi} = 0,20$	48
Figura 21 - Coeficientes de pressão para vento de 90° com $C_{pi} = -0,30$	48
Figura 22 - Terça com carregamento para dimensionamento	52
Figura 23 - Diagrama de esforço cortante da terça para dimensionamento	52
Figura 24 - Diagrama de momento fletor da terça para dimensionamento	52
Figura 25 - Terça com carregamento para flecha	52
Figura 26 - Diagrama de esforço cortante da terça para flecha.....	53
Figura 27 - Diagrama de momento fletor da terça para flecha.....	53
Figura 28 – Carregamento pórtico (caso 1).....	58
Figura 29 – Diagrama de esforço cortante do pórtico (caso 1)	59
Figura 30 – Diagrama de momento fletor do pórtico (caso 1)	59
Figura 31 – Carregamento pórtico (caso 2).....	60
Figura 32 – Diagrama de esforço cortante do pórtico (caso 2)	60

Figura 33 – Diagrama de momento fletor do pórtico (caso 2)	61
Figura 34 - Demonstrativo de perfis utilizados	73

LISTA DE SIMBOLOS

f_y	Limite de escoamento
f_u	Resistência à ruptura
A_g	Área bruta da seção transversal da barra
A_e	Área líquida da seção transversal da barra
f_y	Resistência ao escoamento do aço
f_u	Resistência à ruptura do aço
s	Espaçamento longitudinal entre os furos
g	Espaçamento transversal entre os furos
d	Diâmetro do parafuso
t	Espessura da chapa
l_f	Distância, na direção da força, entre as bordas dos furos ou entre a borda do furo e a borda livre.
d_b	Diâmetro do parafuso
A_b	Área bruta do parafuso ou da barra rosqueada
$N_{c,Sd}$	Força axial de compressão solicitante de cálculo
$N_{c,Rd}$	Força axial de compressão resistente de cálculo
χ	Fator de redução associado à resistência à compressão
Q	Fator de redução total associada à flambagem local
γ_{a1}	Coefficiente de ponderação dado na tabela 5
$\lambda_{x,y}$	Parâmetro de esbeltez
$K_{x,y}$	Coefficiente de flambagem por flexão, encontrado na Tabela 6.
L	Comprimento sem contenção lateral do elemento
$r_{x,y}$	Raio de giração em cada eixo, dado em catálogos de fornecedores.
b_f	Largura da “mesa” da seção
t_f	Espessura da “mesa” da seção
t_w	Espessura da “alma”
h	Altura útil da “mesa”
E	Módulo de elasticidade
Z_x	Valor encontrado em catálogo de perfis
W_x	Módulo de resistência elástica da seção, relativo ao eixo de flexão.
W_c	Módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção

L_b	Comprimento destravado (lateralmente)
J	Constante de torção
C_w	Constante de empenamento do perfil
I_y	Momento de inércia da seção em relação ao eixo

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Propriedades Mecânicas de Aços-carbono.....	16
Quadro 2 - Propriedades Mecânicas de Aços de baixa liga	17
Quadro 3 - Propriedades Mecânicas dos Aços Estruturais Padrão ASTM (NBR8800:2008)..	18
Quadro 4 - Chapas Grossas e Chapas Finas	19
Quadro 5 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências.....	25
Quadro 6 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.	29
Quadro 7 - Valores máximos de Q_a e Q_s para evitar a instabilidade local.	31
Quadro 8 - Valores de λ_0 para determinados tipos de aço.	32
Quadro 9 - Valores de X em função de λ_0	33
Quadro 10 - Deslocamentos Máximos.	34

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLA

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
ASTM	American Society for Testing and Material
Cpe	Coeficientes de pressão externo
Cpi	Coeficientes de pressão interno

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	JUSTIFICATIVA.....	14
1.2	OBJETIVOS	14
1.2.1	Objetivo geral	14
1.2.2	Objetivos específicos.....	14
2	FUNDAMENTAÇÕES TEÓRICAS.....	15
2.1	CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	15
2.2	DEFINIÇÃO DE AÇO	15
2.3	AÇO ESTRUTURAL	16
2.3.1	Classificação.....	16
2.3.2	Aços-carbono	16
2.3.3	Aços de baixa liga	17
2.3.4	Aços com tratamento térmico	17
2.3.5	Propriedades mecânicas de aços estruturais.....	17
2.4	TIPOS DE PRODUTOS PRODUZIDOS PELA INDÚSTRIA SIDERÚRGICA	18
2.4.1	Laminados.....	18
2.4.1.1	Barras	19
2.4.1.2	Chapas.....	19
2.4.1.3	Perfis Laminados	20
2.4.2	Fios, cordoalhas e cabos.....	20
2.4.3	Perfis de chapas dobradas	20
2.5	LIGAÇÕES DE PEÇAS METÁLICAS	21
2.6	PARTES COMPONENTES DE UM GALPÃO	22
2.6.1	Pórticos transversais	22
2.6.2	Cobertura e fechamento lateral	22
2.6.3	Terças	23
2.6.4	Contraventamentos	23
2.6.5	Tirantes.....	23
2.7	DIMENSIONAMENTO	24
2.7.1	Tração.....	24

2.7.1.1	Área líquida da seção transversal.....	25
2.7.1.2	Força resistente de cálculo	26
2.7.1.2.1	Pressão de contatos em furos e rasgamento	26
2.7.1.2.2	Cisalhamento do parafuso	27
2.7.2	Compressão.....	27
2.7.2.1	Força axial resistente de cálculo	28
2.7.2.2	Análise da Estabilidade Global da peça.....	28
2.7.2.2.1	Análise da Estabilidade Local da peça.....	30
2.7.2.2.2	Fator de redução associado à resistência à compressão	32
2.7.3	Flexão.....	33
2.7.3.1	Deslocamento vertical.....	34
2.7.3.2	Esforço cortante	35
2.7.3.3	Flambagem local da mesa.....	36
3	EXEMPLO NUMÉRICO.....	40
3.1	CARGAS	41
3.1.1	Cargas permanentes.....	41
3.1.2	Cargas acidentais (Sobrecarga)	42
3.1.3	Cargas acidentais (Ventos)	42
3.2	DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS.....	49
3.2.1	Esforços solicitantes para as terças.....	51
3.2.2	Verificações de cálculos para as terças.....	53
3.3	DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO	57
3.3.1	Dimensionamento da tesoura	61
3.3.1.1	Esforços solicitantes para as tesouras	61
3.3.1.2	Verificações de cálculos para as tesouras	62
3.3.2	Dimensionamento dos pilares.....	66
3.3.2.1	Esforços solicitantes para os pilares	66
3.3.2.2	Verificações de cálculos para os pilares	66
3.3.2.2.1	Verificação de cálculos quanto à compressão nos pilares.....	66
3.3.2.2.2	Verificação de cálculos quanto à flexão nos pilares	68
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	74
	REFERÊNCIAS	75

1 INTRODUÇÃO

Nos dias atuais a construção civil tem um público cada vez mais exigente. As principais exigências são: agilidade no processo construtivo, economia e qualidade. No meio de tanta competição entram as construções que utilizam o aço como matéria prima.

Dentre os metais ferrosos mais utilizados estão o aço, o ferro forjado e o ferro fundido. O aço é consideravelmente o mais importante e o mais usado. (WALTER PFEIL; MICHÈLE PFEIL, 2014).

De acordo com Bellei (2010), o aço têm as seguintes vantagens para a construção:

- Alta resistência em relação a outros tipos de materiais, e mesmo com uma alta densidade (7.850 kg/m^3) é mais leve que as estruturas de concreto armado.
- O Aço fornece uma margem de segurança pelas propriedades bem definidas como limite de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade.
- Montagem bem mecanizada, permitindo diminuir prazos de construção.
- Facilidade de substituir elementos na estrutura.
- É possível aproveitamento de material.

A pequena desvantagem do aço carbono é que ele é suscetível à corrosão, portanto é necessário a aplicação de tinta ou algum método de proteção. Exceto alguns tipos como: USI-SAC 50 e 41, COS-AR-COR 500 e 400, e Niocor, que são resistentes à corrosão, chegando a dispensar qualquer tipo de proteção (BELLEI, 2010).

Entre as construções utilizando o aço, é estimado no Brasil que a maioria seja estruturas simples como galpões, coberturas e construções com um único pavimento. Entre elas os galpões lideram por necessitar de grandes vãos, sendo o aço o material mais apropriado.

A questão da diminuição do peso próprio das estruturas de aço em relação ao concreto armado favorece nos custos de fundações, já que será transmitido um valor muito menor de carga para a fundação.

A pesquisa bibliográfica foi realizada por meios de artigos, teses e livros da área de estruturas metálicas, além da atualizada norma ABNT NBR 8800:2008. O dimensionamento e os exemplos numéricos foram executados atendendo também a norma ABNT NBR8800:2008 e com ajudas de softwares. Portanto foram utilizadas fontes científicas e confiáveis.

O capítulo 2 apresenta toda a parte de fundamentação teórica, o capítulo 3 traz os exemplos numéricos e o capítulo 4 apresenta as considerações finais.

1.1 JUSTIFICATIVA

Mesmo com grande aumento do uso da estrutura metálica na construção civil, ainda é um método construtivo que necessita ser mais explorado e aproveitado. Além de ser um método muito eficiente e com grande aproveitamento, o aço é também um material muito resistente. (BELLEI, 2010)

A comparação entre a estrutura metálica com a estrutura de concreto armado não pode ser exata, pois para cada tipo de construção existem as vantagens e desvantagens de cada estrutura. Na verdade, não deveriam existir essas comparações que geram até certa competição entre esses dois métodos construtivos e sim aliar os dois para tirar melhor proveito de cada um. Hoje na área da construção civil, o uso de métodos com estrutura metálica vem crescendo ano a ano, apesar da cultura da construção no nosso país ser voltada mais para a área de concreto.

Portanto, neste trabalho propõe o dimensionamento de um galpão industrial, apontando as forças atuantes neste galpão e demonstrando os cálculos necessários.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral é calcular e dimensionar um galpão industrial usando aço laminado através da norma ABNT NBR8800:2008, com ajuda de softwares gratuitos e a construção de uma sequência manual de cálculos para facilitação do projeto em si e de projetos futuros.

1.2.2 Objetivos específicos

Projetar e dimensionar um galpão industrial de 630m^2 , com um vão livre de 15 metros por 42 metros de comprimento, situado na cidade de Anápolis, estado de Goiás.

Encontrar as cargas atuantes e consequentemente os esforços solicitantes com o auxílio do software gratuito Ftool. Após encontrar os esforços solicitantes, calcular e verificar se os esforços admissíveis são maiores do que os solicitantes e posteriormente apresentar os resultados.

2 FUNDAMENTAÇÕES TEÓRICAS

2.1 CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Um projeto estrutural de uma estrutura metálica envolve muitos detalhes. O projeto define as cargas, os tipos de perfis que serão utilizados, as dimensões dos perfis, os tipos de ligações, cálculo dos esforços nos pontos importantes, peso transferido para a fundação, consumo de aço, desenhos da estrutura a fim de facilitar a compreensão e vários outros detalhes.

Um galpão industrial pode ser construído usando vários tipos de materiais como concreto armado, madeira, alumínio e aço. O aço aponta inúmeras vantagens nesse tipo de construção.

Para confeccionar um projeto corretamente, deve-se atentar as normas vigentes.

2.2 DEFINIÇÃO DE AÇO

Aço é uma liga de ferro, carbono e outros elementos de liga, muito usado na construção civil pela sua grande resistência e pela possibilidade de construções mais limpas e mais rápidas, além do ganho de espaço no projeto por ser capaz de resistir grandes vãos e com seções menores de pilares e vigas comparando com o concreto armado.

Para se produzir o aço, de acordo com Ferraz (2005), primeiramente o minério (FeO) é aquecido em fornos da siderúrgica (altos fornos) com a presença de carbono e de fundentes. Essa etapa é essencial para reduzir o teor de Oxigênio da composição FeO. Depois disso, se obtém o chamado ferro-gusa, que já contém de 3,5 a 4,0% de carbono na estrutura. Após a segunda fusão, se obtém o ferro fundido, com 2,0 a 6,7% de teor de carbono. Após fazer uma análise química do elemento ferro, são obtidos os teores de carbono, silício, manganês, enxofre, fósforo entre outros. Após todo esse processo o mesmo é levado para a um local da siderúrgica com o nome de aciaria, onde finalmente é transformado em aço. Depois da descarbonetação do ferro-gusa o aço é produzido com um controle do teor do carbono variando de 0,008 a 2,11%.

O teor de carbono influencia na resistência do aço, quanto mais carbono maior a resistência, só que mais frágeis. Os aços com baixo teor de carbono têm pouca resistência à

tração, entretanto mais dúcteis (flexíveis). As resistências à ruptura são as mesmas para tração e compressão (WALTER PFEIL; MICHÈLE PFEIL, 2014).

2.3 AÇO ESTRUTURAL

2.3.1 Classificação

Segundo Pfeil; Pfeil (2014), os aços são divididos em dois grupos: os Aços-carbono e os aços de baixa liga. Os dois tipos podem receber tratamento térmico para modificar suas propriedades mecânicas.

2.3.2 Aços-carbono

O aço carbono é o mais utilizado. Aumentando o teor de carbono e uma pequena escala de manganês é obtida maior resistência, porém é imposto limites de adição desses e de outros elementos.

Limites de adição de elementos no aço-carbono:

- Carbono 2,00%
- Manganês 1,65%
- Silício 0,60%
- Cobre 0,35%

O teor de carbono acrescenta maior resistência, mas deixa o aço menos dúctil, o que leva a problemas na soldagem. Portanto os aços com menos teor de carbono pode ser soldados sem precauções especiais.

No quadro a seguir são apresentadas as propriedades mecânicas de Aços-carbono:

Quadro 1 - Propriedades Mecânicas de Aços-carbono

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

Fonte: Pfeil; Pfeil (2014).

2.3.3 Aços de baixa liga

Aços de baixa liga é também um aço-carbono, porém com adições de elementos de liga como Cobre, Manganês, Níquel, Cromo Colúmbio, Molibdênio, Vanádio, Fósforo e Zircônio.

Segundo Pfeil; Pfeil (2014), Esses elementos favorecem e melhoram algumas das propriedades mecânicas do aço. É muito utilizado no Brasil o aço de baixa liga de alta e de média resistência mecânica, que são aços com alto teor de carbono, mas que são soldáveis sem precauções especiais devido à modificação da microestrutura para grãos finos.

No quadro a seguir são apresentadas as propriedades mecânicas de Aços de baixa liga:

Quadro 2 - Propriedades Mecânicas de Aços de baixa liga

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

Fonte: Pfeil; Pfeil (2014).

2.3.4 Aços com tratamento térmico

Ambos os tipos de aços podem ter um aumento de resistência com um tratamento térmico, entretanto a soldagem é prejudicada tornando esse tipo de tratamento pouco usual.

O tratamento é mais usado em fabricação de parafusos que exigem alta resistência (especificação ASTM A490).

2.3.5 Propriedades mecânicas de aços estruturais

A norma brasileira ABNT NBR 8800: 2008 admite a utilização de normais internacionais como a AISC e outras, fornecendo vários tipos de aço para utilização estrutural e com diversas propriedades.

Os aços-carbono são mais usados nas estruturas em aço e é o que foi utilizado para o dimensionamento do galpão industrial.

No quadro 3, são apresentados os aços estruturais da ASTM (EUA):

Quadro 3 - Propriedades Mecânicas dos Aços Estruturais Padrão ASTM (NBR8800:2008)

Classificação	Denominação	Produto	Grupo/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	
Aços-carbono	A-36	Perfis	1, 2 e 3	250	400 a 550	
		Chapas e Barras	$t < 200$ mm			
	A-500	Perfis	Grupo 4	Grau A	230	310
				Grau B	290	400
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A-572	Perfis	Grupos 1, 2 e 3	Grau 42	290	415
				Grau 50	345	450
		Chapas e Barras	Grau 42 ($t \leq 150$ mm)	290	415	
			Grau 50 ($t \leq 100$ mm)	345	450	
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A-242	Perfis	Grupo 1	345	485	
			Grupo 2	315	460	
		Chapas e Barras	$t < 19$ mm	345	480	
			$19 \text{ mm} < t < 37,5$ mm	315	460	
		$37,5 \text{ mm} < t < 100$ mm	290	435		
	A-588	Perfis	Grupos 1 e 2	345	485	
		Chapas e Barras	$t \leq 100$ mm	345	480	

Fonte: Pfeil; Pfeil (2014).

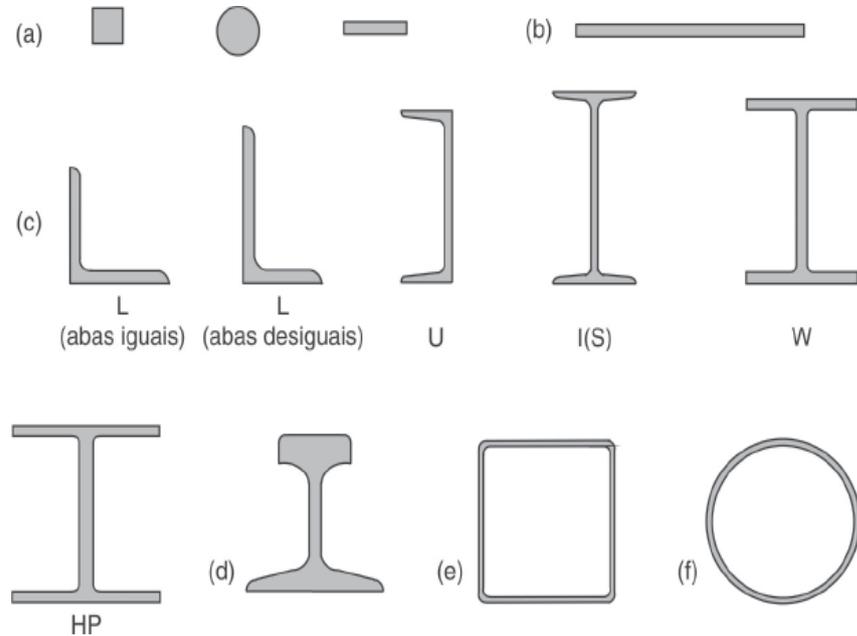
2.4 TIPOS DE PRODUTOS PRODUZIDOS PELA INDÚSTRIA SIDERÚRGICA

Os aços com funções estruturais são fabricados pelas usinas siderúrgicas em várias formas: chapas, perfis laminados, trefilados, barras, cabos, fios trefilados e cordoalha. (WALTER PFEIL; MICHÈLE PFEIL, 2014).

2.4.1 Laminados

Os aços laminados são fabricados em laminadores que dão forma ao aço preaquecido. Os perfis laminados são classificados como barra, perfis e chapas. Na figura abaixo (Fig.1) é demonstrado esses perfis.

Figura 1 - Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.



Fonte: Pfeil; Pfeil (2014).

2.4.1.1 Barras

Barras são produtos de aço laminado em que a largura e a espessura são muito menores do que o comprimento.

2.4.1.2 Chapas

Chapas são produtos de aço laminado em que a espessura é muito menor que a largura e o comprimento.

Segundo Pfeil; Pfeil (2014), as chapas são divididas em duas categorias, conforme mostrado no quadro abaixo:

Quadro 4 - Chapas Grossas e Chapas Finas

Chapas	Fabricação	Espessuras	Utilização em construção
Grossas	A quente	> 5,0 mm	Estruturas metálicas em geral
Finas	A quente	1,2–5,0 mm	Perfis de chapas dobradas (Fig. 3)
	A frio	0,3–2,65 mm	Acessórios de construção como calhas, rufos etc.

Fonte: Pfeil; Pfeil (2014).

2.4.1.3 Perfis Laminados

Os perfis laminados são originados através da laminação a quente. Por serem produtos que já recebem sua forma final na própria usina siderúrgica, dispensam usinagem.

Entre as seções nos perfis laminados, as seções I(S), W e U são as mais utilizadas, conforme figura 1c.

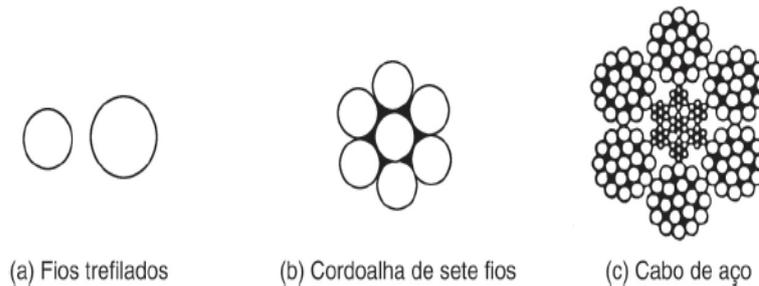
2.4.2 Fios, cordoalhas e cabos.

Os fios, coedoalhas e cabos são obtidos pelo processo chamado trefilação.

Trefilação é um processo que reduz a seção transversal e aumenta o seu comprimento puxando por tração (WALTER PFEIL; MICHÈLE PFEIL, 2014).

As diferenças entre fios, cordoalhas e cabos são representadas pela Figura 2.

Figura 2 - Produtos metálicos obtidos por trefilação.

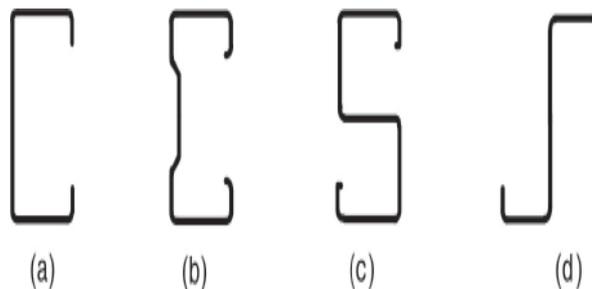


Fonte: Pfeil; Pfeil (2014)

2.4.3 Perfis de chapas dobradas

As chapas de aço são dobradas a frio em dobradeiras ou perfiladeiras, formando assim os perfis de chapas dobradas. Ou seja, são produtos que foram industrializados por metalúrgicas. Na figura abaixo tem alguns exemplos de perfis de chapa dobradas:

Figura 3 - Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z.



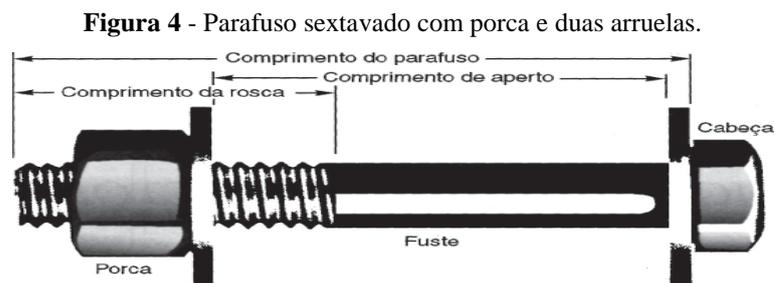
Fonte: Pfeil; Pfeil (2014).

Os perfis de chapas dobradas são muito usados, principalmente em galpões e em estruturas simples.

2.5 LIGAÇÕES DE PEÇAS METÁLICAS

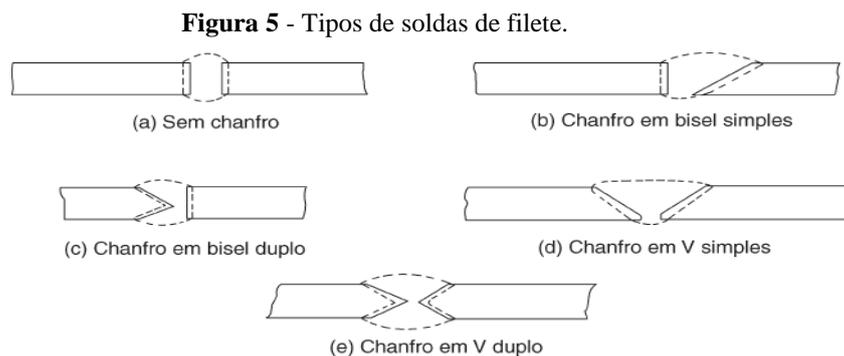
Para fazer estruturas de aço, é necessário que as peças sejam ligadas, já que as peças são fabricadas com limitações de tamanhos, principalmente por causa de limitação do transporte. As ligações de peças metálicas geralmente são feitas por soldas ou conectores.

Existem dois tipos de ligações por conectores, às ligações do tipo atrito, que impossibilita o movimento entre as peças e a ligação do tipo apoio, a qual transfere o esforço de tração entre as chapas conectadas. A ligação mais utilizada na área da construção civil é a ligação do tipo apoio, por meio de parafusos de alta resistência. Segue na figura 4, um parafuso sextavado:



Fonte: Pfeil; Pfeil (2014).

Já na ligação de peças metálicas por soldas existem vários tipos, como por exemplo: a solda de entalhe, de filete, solda em chanfro. A mais utilizada para dimensionamento de galpão é a solda de filete, que nada mais é que a aplicação do material de solda nas áreas laterais das peças metálicas a serem ligadas. Na figura 5, temos os tipos de soldas de filete:



Fonte: Pfeil; Pfeil (2014)

Segundo Pfeil; Pfeil (2014), as ligações podem ser rígidas ou flexíveis.

As ligações rígidas transmitem rotação da viga para o pilar, ou seja, o momento fletor. Já nas ligações flexíveis, o momento é desprezado e adotado como uma rótula. Na figura 6 temos um exemplo de ligação flexível entre vigas:

Figura 6 - Ligação flexível entre vigas.



Fonte: Próprio autor.

2.6 PARTES COMPONENTES DE UM GALPÃO

2.6.1 Pórticos transversais

Na grande maioria dos galpões, são compostos por pilares e tesouras que tem a finalidade de suprir e transferir as ações transversais para as fundações.

Podem ser de perfis treliçados ou de alma cheia.

2.6.2 Cobertura e fechamento lateral

São responsáveis pelo fechamento do galpão e pela proteção contra ventos, sol e chuva.

A cobertura geralmente é feita com telhas metálicas e o fechamento com telhas metálicas e/ou alvenaria.

2.6.3 Terças

Nas terças é apoiada a cobertura. As terças que fazem a transmissão da carga da cobertura e das ações do vento para os pórticos transversais.

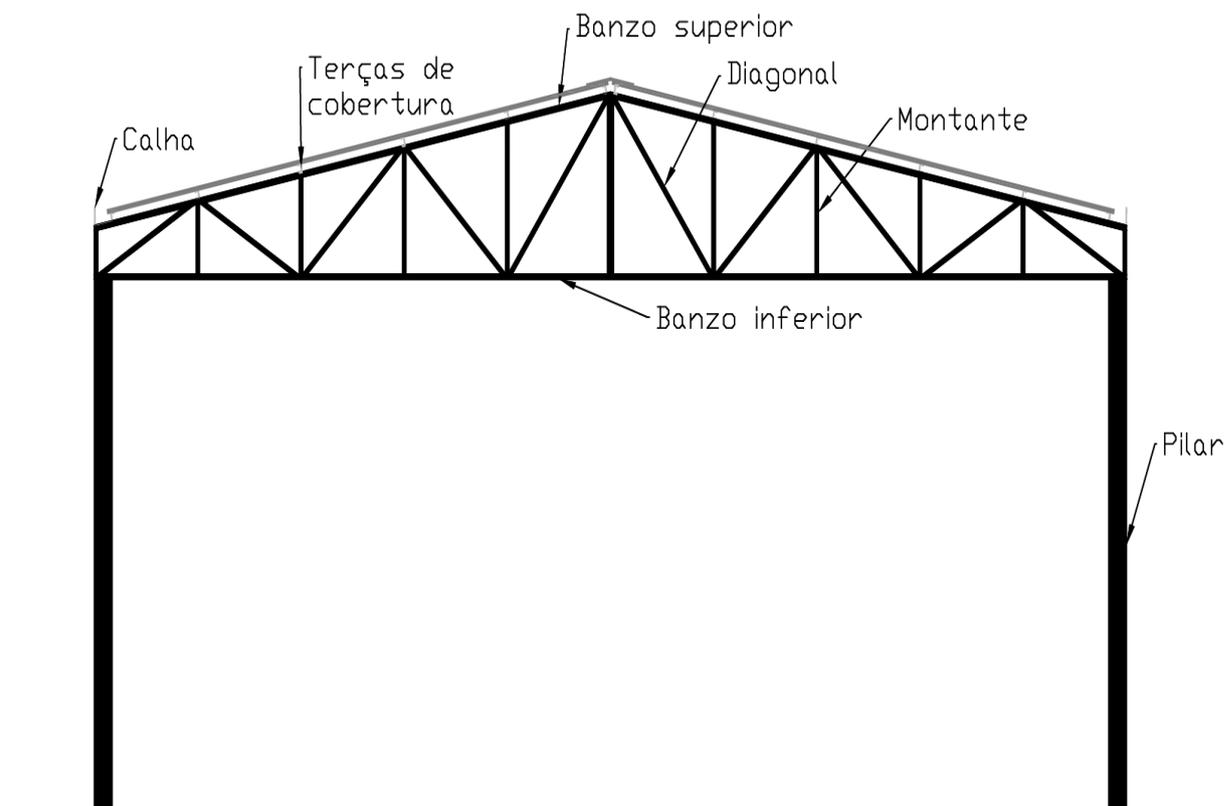
2.6.4 Contraventamentos

Os contraventamentos são feitos com barras de aço e tem a função de estabilizar a estrutura e transmitir os esforços para as fundações. São feitos na forma de “X” e nesses componentes pode-se desconsiderar a compressão, pois são quase nulas.

2.6.5 Tirantes

Os tirantes são compostos por barras de aço com seção circular, com a finalidade de reduzir os deslocamentos horizontais e o esforço de momento nos pilares.

Figura 7 - Pórtico transversal.



Fonte: Próprios autores.

2.7 DIMENSIONAMENTO

Para obter um bom dimensionamento, além da preocupação com o colapso da estrutura, também se preocupa com deslocamentos e danos não desejados.

O dimensionamento de um galpão industrial conta com algumas ações ou cargas externas que de acordo com as recomendações da ABNT NBR8800:2008, anexo B, são divididas em variáveis ou permanentes, além de ações do vento e sobrecargas. Essas ações são avaliadas isoladamente (pegando a mais crítica), ou em conjunto (analisando combinações simultâneas).

A partir da análise das ações externas é possível obter os esforços das seções de cada elemento estrutural e a partir daí fazer o devido dimensionamento, obedecendo aos critérios de resistência e desempenho.

Analisando as barras dos elementos estruturais, têm-se barras tracionadas, barras comprimidas e barras flexionadas.

Todos os itens a seguir desse capítulo estão baseados na ABNT NBR8800:2008.

2.7.1 Tração

A força de tração resistente é o menor valor encontrado entre o resultado da ruptura da seção líquida e o escoamento da seção bruta, dados pelas expressões I e II. A figura 8 apresenta um exemplo de uma haste tracionada:

Figura 8 - Haste tracionada.



Fonte: Pfeil; Pfeil (2014)

- I) Escoamento da seção bruta

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.1)$$

- II) Ruptura da seção líquida

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.2)$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal da barra;

A_e = área líquida da seção transversal da barra;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

f_u = resistência à ruptura do aço.

Para encontrar os valores dos coeficientes de ponderação γ_{a1} e γ_{a2} , a ABNT NBR8800:2008, item 4.8.2.3, fornece os valores das ponderações apresentadas no quadro 5.

Quadro 5 - Valores dos coeficientes de ponderação das resistências

Material	Combinações de Ações			
	γ_m	Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estados limites de escoamento e flambagem.	γ_{a1}	1,10	1,10	1,00
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estado limite de ruptura.	γ_{a2}	1,35	1,35	1,15
Concreto	γ_c	1,40	1,20	1,20
Aço de armadura de concreto armado	γ_s	1,15	1,15	1,00

Fonte: ABNT NBR8800:2008.

2.7.1.1 Área líquida da seção transversal

A área líquida efetiva da seção transversal em regiões de furos é a área bruta menos a soma das áreas dos furos.

A largura do diâmetro dos furos deve ser 2,0 mm maior que a largura dos parafusos e quando não se pode garantir que os furos serão feitos com broca a largura deverá ser 3,5mm maior que os parafusos.

No caso furos distribuídos transversalmente em ziguezague ao eixo da barra, é calculado a área líquida com a expressão a seguir:

$$A_n = \left[b + \sum \frac{s^2}{4g} - \sum (d + 0,35) \right] * t \quad (2.3)$$

Onde:

s = espaçamento longitudinal entre os furos;

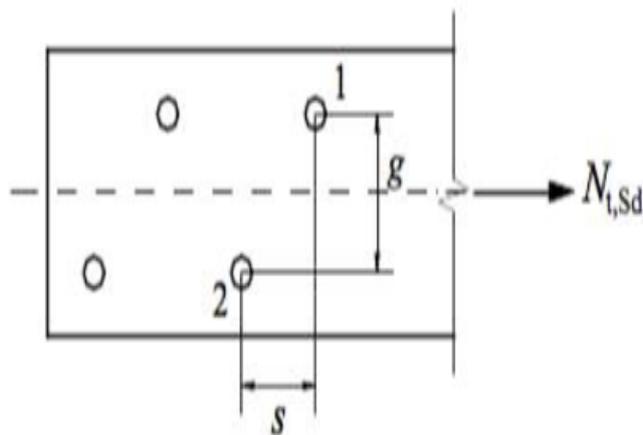
g = espaçamento transversal entre os furos;

d = diâmetro do parafuso;

t = espessura da chapa.

A figura 9 ilustra os espaçamentos s e g para substituição na equação 2.3

Figura 9 - Ilustração dos espaçamentos s e g entre os furos 1 e 2.



Fonte: ABNT NBR8800:2008

2.7.1.2 Força resistente de cálculo

A força resistente de cálculo tem que levar em conta além da força de tração resistida, a força resistida pelos parafusos, a pressão de contato em furos e a análise de possíveis rasgamentos, adotando a menor entre elas para determinar a força máxima resistente.

2.7.1.2.1 Pressão de contatos em furos e rasgamento

Em furos-padrão e em furos alargados, a força resistente à pressão de contato em furos, já levando em consideração o rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre o furo e a borda externa é dada pela equação abaixo:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 l_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,4 d_b t f_u}{\gamma_{a2}} \quad (2.4)$$

Onde:

l_f = distância, na direção da força, entre as bordas dos furos ou entre a borda do furo e a borda livre;

d_b = diâmetro do parafuso;

t = espessura da parte ligada;

t = espessura da chapa;

f_u = resistência à ruptura do aço da parede do furo.

2.7.1.2.2 *Cisalhamento do parafuso*

A força de cisalhamento resistente de um parafuso é igual a:

- I) Para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte passa pela rosca, temos:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (2.5)$$

- II) Para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte não passa pela rosca, temos:

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}} \quad (2.6)$$

Onde:

A_b = área bruta do parafuso ou da barra rosqueada;

f_{ub} = resistência à ruptura do parafuso;

$F_{v.Rd}$ = Força resistente do parafuso.

2.7.2 **Compressão**

Segundo o item 5.3 da NBR 8800:2008, o dimensionamento das barras que estão sujeitas a uma força axial de compressão deve seguir a seguinte condição:

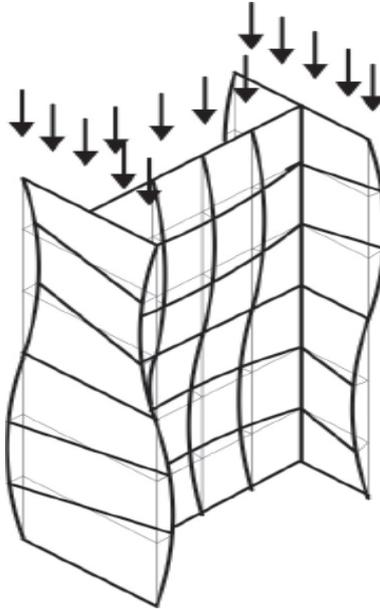
$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (2.7)$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ = força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ = força axial de compressão resistente de cálculo.

Figura 10 - Flambagem local em um pilar comprimido por flexão.



Fonte: ABNT NBR8800:2008

2.7.2.1 Força axial resistente de cálculo

A força axial de compressão resistente de cálculo é determinada pela seguinte equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.8)$$

Onde:

χ = fator de redução associado à resistência à compressão;

Q = fator de redução total associada à flambagem local;

A_g = a área bruta da seção transversal da barra;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação dado no Quadro 5.

A fim de encontrar todos os valores da equação e assim calcular o valor da força axial de compressão é necessário realizar algumas análises que serão listadas abaixo:

2.7.2.2 Análise da Estabilidade Global da peça

2.7.2.2.1 Análise da Estabilidade Local da peça

A análise da estabilidade local da peça é feita através da verificação dos elementos componentes nas seções transversais, esses elementos são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas – APOIADA/APOIADA) e AL (uma borda longitudinal vinculada – APOIADA/LIVRE).

Para elementos AL, laminados e de seções I, H e T:

$$Q_s = \frac{b}{t} = \frac{b_f}{2 t_f} \quad (2.10)$$

Onde:

b_f = largura da “mesa” da seção;

t_f = espessura da “mesa” da seção.

Para elementos AA, laminados e de seções I, H e T:

$$Q_a = \frac{b}{t} = \frac{d'}{tw} \quad (2.11)$$

Onde:

d' = altura livre da “alma”.

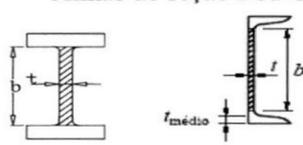
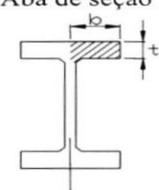
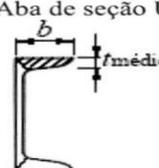
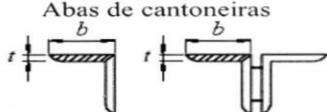
tw = espessura da “alma”.

Feito a análise dos dois tipos de elementos é necessário identificar no Quadro 7 se os valores de Q_a e Q_s atendem as condições para evitar a instabilidade local. Para isso precisamos verificar qual tipo de aço está sendo utilizado e assim conhecer o seu f_y .

Após verificar os valores de Q_a e Q_s , olhar se os mesmos não ultrapassam os valores limites dado no quadro. Se caso os valores não ultrapassarem o valor limite, a condição para o valor de Q será:

$$Q_a = Q_s = 1 \quad (2.12)$$

Quadro 7 - Valores máximos de Q_a e Q_s para evitar a instabilidade local.

	$(b/t)_{\text{máx}}$	$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$	$f_y = 30 \text{ kN/cm}^2$	ASTM A572Gr50 $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$
<p>Almas de seção I ou U</p> 	$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42	38	36
<p>Aba de seção I</p> 	<p>perfil laminado</p> $0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	14	13,5
	<p>perfil soldado</p> $0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y k_c}}$ $0,35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{b/t_w}} \leq 0,76$	11 a 16	10 a 14	9 a 13,4
<p>Aba de seção U</p> 	<p>perfil laminado</p> $0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	14	13,5
<p>Abas de cantoneiras</p> 	<p>perfil laminado</p> $0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	13	12	11

Fonte: Apostila – Professor Rogério Cardoso.

Caso um dos valores ultrapassar o valor limite ocorrerá uma instabilidade local e para que se resolva tal problema é necessário atender as seguintes condições:

- Para elementos AL, de mesas e seções I, H, T ou U laminados, comprimidos.

Têm-se a seguinte condição:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad \text{para: } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} < 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.13)$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{para: } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.14)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade.

- Para elementos AA comprimidos, temos a condição:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g} \quad (2.15)$$

Para:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef}) t \quad (2.16)$$

Onde:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left[1 - \frac{0,34}{\frac{b}{t}} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right] \leq b \quad (2.17)$$

Após verificar as condições e encontrar os valores para Q_a e Q_s , encontrar o valor do fator de redução total associado à flambagem local, Q .

$$Q = Q_a \times Q_s \quad (2.18)$$

2.7.2.2.2 Fator de redução associado à resistência à compressão

O cálculo do fator de redução associado à resistência à compressão, X , é feito através primeiramente da análise do tipo de aço que está sendo utilizado e também dos valores de λ encontrados na verificação da Estabilidade Global, onde utilizamos o valor mais crítico entre os eixos. Para isso devemos levar em conta o Quadro 8:

Quadro 8 - Valores de λ_0 para determinados tipos de aço.

Tipo do aço	Equação
ASTM A36	$\lambda_0 = 0,0113\lambda$
AR 350	$\lambda_0 = 0,0133\lambda$
A 572 GRAU 50	$\lambda_0 = 0,0132\lambda$

Fonte: Anotações realizadas em sala de aula, ministradas pelo professor Rogério Cardoso.

Após o cálculo de λ_0 , é considerado o mesmo como um parâmetro para analisar o quadro 9, que corresponde ao valor do fator de redução, X.

Quadro 9 - Valores de X em função de 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: ABNT NBR 8800:2008.

Com todos os valores das incógnitas da equação da força axial de compressão conhecidos, pode-se fazer o cálculo de $N_{c,Rd}$.

2.7.3 Flexão

No cálculo de barras que estão sujeitas a flexão é necessário levar em consideração: o deslocamento vertical máximo e o deslocamento vertical real calculado, o esforço cortante, a flambagem local na mesa (FLM), a flambagem local da alma (FLA) e a flambagem lateral por torção (FLT). Feito o cálculo de todos esses fatores se faz uma análise do resultado e

utiliza o pior caso, onde o mesmo será comparado com o Momento Resistente de cálculo da peça.

2.7.3.1 Deslocamento vertical

O deslocamento vertical máximo está limitado por norma e é relacionado ao tipo de viga e sua utilização conforme especificado em projeto. Esses limites estão no Quadro 10.

Quadro 10 - Deslocamentos Máximos.

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ¹⁾	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

^b Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

^g Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

^m Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Fonte: NBR 8800:2008

O deslocamento vertical real é relacionado à viga e ao tipo de apoio que a sustenta. Os deslocamentos reais calculados não poderão ultrapassar os deslocamentos limites.

2.7.3.2 Esforço cortante

O cálculo da força resistente de cálculo é diretamente ligado ao parâmetro de esbeltez da peça.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (2.19)$$

Onde:

h = altura útil da “mesa”.

t_w = espessura da “alma”.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (2.20)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (2.21)$$

Onde:

$k_v = 5,0$ para almas sem enrijecedores transversais

$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2}$ para todos os outros casos

Com os resultados dos índices de esbeltez é essencial a análise dos resultados para verificar as condições que condizem na norma.

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p \text{ : } V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.22)$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \text{ : } V_{rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.23)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r \text{ : } V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (2.24)$$

Onde:

$$V_{pl} = 0,6 \times d \times t_w \times f_y \quad (2.25)$$

Ao encontrar o valor da força resistente de cálculo (V_{rd}), faz-se a comparação com a força resistente real de projeto (V_s), Para que $V_{rd} > V_s$.

2.7.3.3 Flambagem local da mesa

Como a questão da força cortante, a FLM também está ligada a análise do índice de esbeltez da peça para o cálculo de seu momento fletor resistente. Com as seguintes equações é feita essa comparação:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} \quad (2.26)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.27)$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{0,7f_y}} \quad (2.28)$$

Onde:

b_f = largura da “mesa” da seção;

t_f = espessura da “mesa” da seção.

E = módulo de elasticidade.

Para o estado limite de flambagem local da mesa o momento fletor resistente é calculado por:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.29)$$

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.30)$$

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.31)$$

Onde:

$$M_{pl} = Z_x f_y \quad (2.32)$$

$$M_r = 0,7 f_y W_x \quad (2.33)$$

$$M_{cr} = \frac{0,69 E}{\lambda^2} W_c \quad (2.34)$$

Z_x = valor encontrado em catálogo de perfis;

W_x = módulo de resistência elástica da seção, relativo ao eixo de flexão;

W_c = módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção.

Ao encontrar o valor do momento fletor resistente de cálculo é feito um estudo onde o mesmo deve ser maior do que o valor do momento fletor real da peça.

2.7.3.4 Flambagem local da alma

Para análise da flambagem local da alma (FLA), também se faz necessário à comparação dos valores do índice de esbeltez da peça, onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (2.35)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.36)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.37)$$

Onde:

h = altura útil da “mesa”;

t_w = espessura da “alma”.

Como na FLM, para o estado limite da flambagem local da alma o momento resistente de cálculo é feito através das seguintes análises:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.38)$$

$$M_{rd} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.39)$$

Onde:

$$M_{pl} = Z_x f_y \quad (2.40)$$

$$M_r = f_y W_x \quad (2.41)$$

Ao encontrar o valor do momento fletor resistente de cálculo é feito um estudo onde o mesmo deve ser maior do que o valor do momento fletor real da peça.

2.7.3.5 Flambagem lateral por torção

O cálculo do momento fletor resistente na peça em seu estado-limite pela flambagem lateral por torção, deve ser feita a análise dos parâmetros de esbelteza a seguir, onde é definida a equação a ser utilizada.

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} \quad (2.42)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2.43)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (2.44)$$

$$(2.45)$$

$$\beta_1 = \frac{0,7f_y W_x}{EJ}$$

Onde:

L_b = comprimento destravado (lateralmente);

J = constante de torção;

C_w = constante de empenamento do perfil;

I_y = momento de inércia da seção em relação ao eixo.

Após encontrar os valores do parâmetro de esbeltez, verifica a análise para encontrar a equação ideal, logo:

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.46)$$

$$M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.47)$$

$$M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.48)$$

Onde:

$$M_{pl} = Z_x f_y \quad (2.49)$$

$$M_r = 0,7f_y W_x \quad (2.50)$$

$$M_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)} \quad (2.51)$$

Ao encontrar o valor do momento fletor resistente de cálculo, em todos os casos, é feito um estudo onde o mesmo deve ser maior do que o valor do momento fletor real da peça.

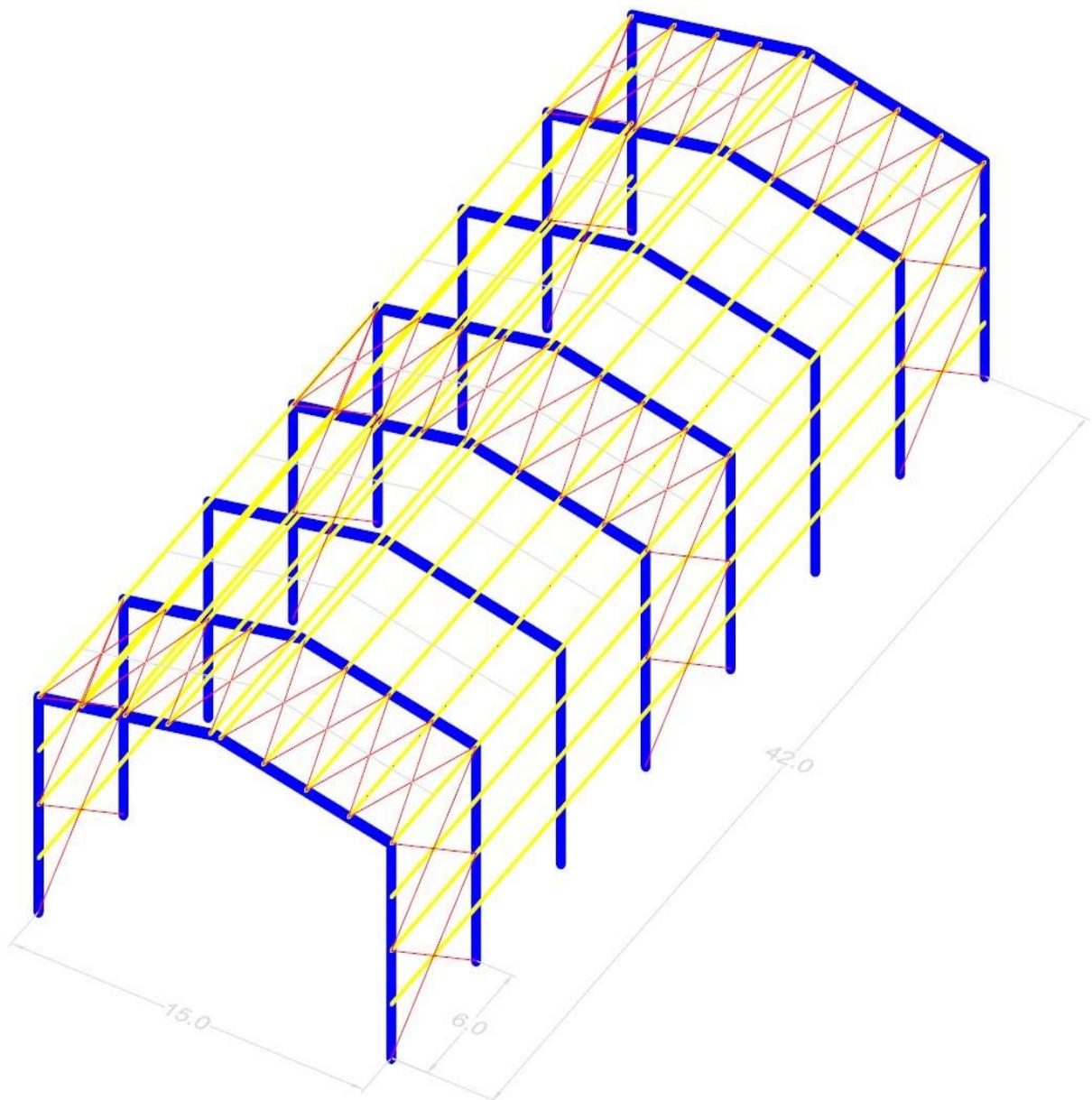
O menor momento será o menos desfavorável, conseqüentemente, utilizado para comparação junto ao momento real da peça e assim fazer a análise se o perfil utilizado irá estar conforme e suportará as cargas reais.

3 EXEMPLO NUMÉRICO

O presente capítulo tem o objetivo de apresentar o resultado de um dimensionamento real de um galpão metálico com base nas teorias apresentadas anteriormente, que foram baseadas na ABNT NBR8800:2008.

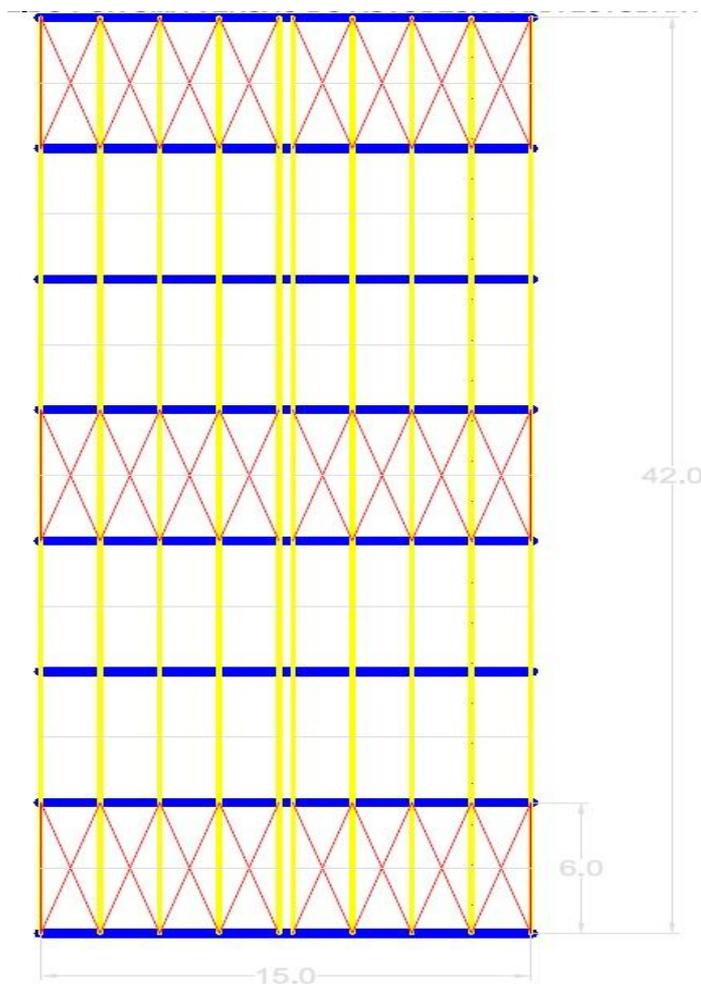
O galpão tem uma única abertural móvel na parte frontal, que no caso é um portão de 4 metros de altura por 5 metros de largura.

Figura 11 - Modelo unifilar do galpão



Fonte: Próprios autores.

Figura 12 - Vista superior do galpão



Fonte: Próprios autores.

3.1 CARGAS

As cargas são ações que causam efeitos na estrutura.

Segundo a ABNT NBR8800:2008, os valores de cálculos dessas cargas devem ser multiplicado pelos coeficientes de ponderação, apresentados no item 4.7.6 da mesma.

3.1.1 Cargas permanentes

As cargas permanentes nada mais são do que o peso próprio da estrutura.

Segundo a Literatura de Galpões para Usos Gerais (2010), as cargas permanentes são as seguintes:

- Telhas = $0,10 \text{ kN/m}^2$;
- Contraventamentos = $0,05 \text{ kN/m}^2$;

- Terças e Tirantes = $0,10 \text{ kN/m}^2$;
- Vigas e Colunas = $0,20 \text{ kN/m}^2$.

Totalizando $0,45 \text{ kN/m}^2$ de cargas permanentes.

Para encontrar a carga permanente total no pórtico é multiplicado esse total pela distância entre os pórticos, que é de 6 metros, e aplicado o resultado como uma carga distribuída.

Porém, por se tratar de uma estimativa que não é exata, foi adotado o peso próprio real da estrutura como carga permanente.

3.1.2 Cargas acidentais (Sobrecarga)

Segundo a norma ABNT NBR8800:2008, o valor mínimo de cargas acidentais na estrutura é de $0,25 \text{ kN/m}^2$, que para fins de cálculos também é multiplicado esse total pela distância entre os pórticos, que é de 6 metros, e aplicado o resultado como uma carga distribuída.

3.1.3 Cargas acidentais (Ventos)

Para auxiliar os cálculos de ventos, foi utilizado o software Visual Ventos que segue rigorosamente a norma ABNT NBR6123/88.

Segundo a Literatura de Galpões para Usos Gerais (2010), para definir as cargas provocadas pelos ventos é necessário fazer várias considerações e cálculos como segue abaixo.

- Região Centro Oeste do Brasil (Goiás): $V_0 = 35 \text{ m/s}$;
- Terreno plano ou fracamente ondulado: $S_1 = 1,00$;
- Fator de rugosidade: Área Industrial - Categoria IV, com maior dimensão de 42 metros – Classe B;

Segundo a ABNT NBR6123/88, os parâmetros para encontrar o Fator de rugosidade (S_2) são: $b=0,85$, $Fr=0,98$ e $p=0,13$. Foi considerada a maior altura (z) do galpão que é 8,75 metros.

$$S_2 = b Fr \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (3.1)$$

Substituindo:

$$S_2 = 0,85 * 0,98 \left(\frac{9,32}{10} \right)^{0,13} = 0,83$$

- Fator Estatístico: $S_3 = \text{Área Industrial com baixo teor de ocupação} - \text{Grupo III:}$
 $S_3=0,95;$

A velocidade característica do vento é calculada pela expressão:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3.2)$$

Onde:

$V_k =$ velocidade característica do vento.

Substituindo:

$$V_k = 35 * 1,00 * 0,83 * 0,95 = 27,46 \text{ m/s}$$

Assim a pressão dinâmica é a seguinte:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3.3)$$

Onde:

$q =$ pressão dinâmica.

Substituindo:

$$q = 0,613 * 27,46^2 = 0,46 \text{ kN/m}^2$$

Os coeficientes de pressão externos das paredes (C_{pe}) são encontrados através das seguintes relações:

Altura/largura:

$$\frac{h}{b} = \frac{8}{15} = 0,53 < \frac{1}{2} \quad (3.4)$$

Onde:

h = altura pé direito do galpão;

b = largura do galpão.

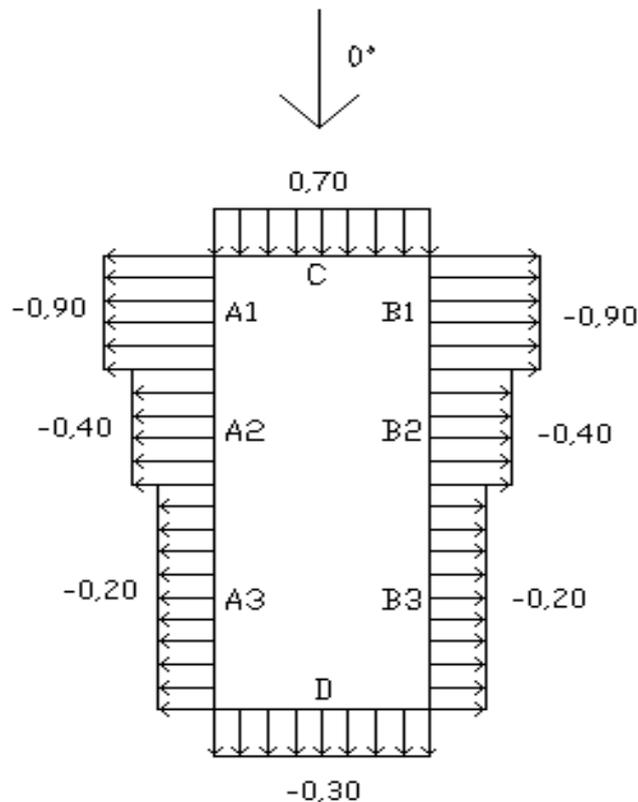
Comprimento/largura:

$$\frac{a}{b} = \frac{42}{15} = 2,80 \quad (3.5)$$

$$2 < 2,80 < 4 \quad (3.6)$$

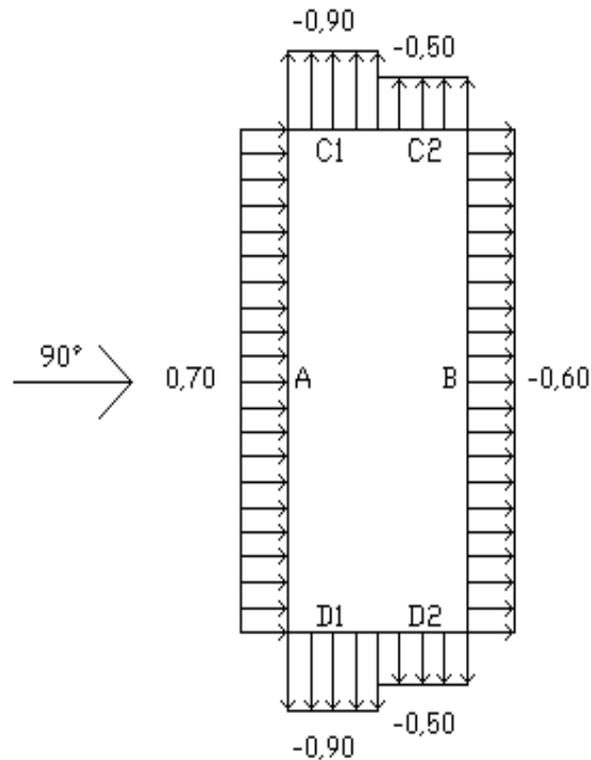
Analisando o quadro 4 (Página 14) da ABNT NBR6123/88, têm-se os seguintes coeficientes de pressão:

Figura 13 - Cpe das paredes para vento 0°



Fonte: Software Visual Ventos

Figura 14 - Cpe das paredes para vento 90°



Fonte: Software Visual Ventos

O comprimento de C1 e D1 é calculado com a seguinte condição:

$$2h = 2 * 8 = 16 \text{ metros} \quad (3.7)$$

$$\frac{b}{2} = \frac{15}{2} = 7,50 \text{ metros} \quad (3.8)$$

Utilizando o menor valor entre as condições acima se tem: C1 e D1 = 7,50 metros.

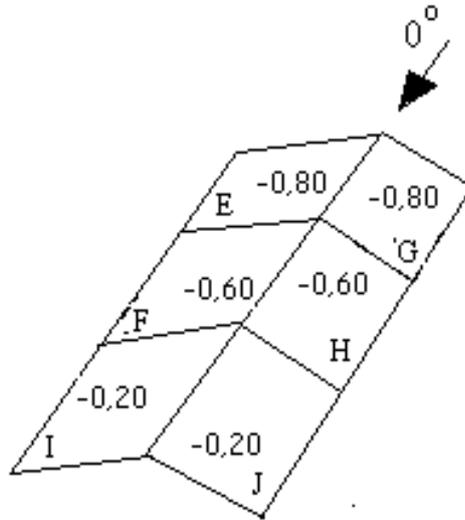
Os coeficientes médios de pressão externos é o menor valor entre as condições abaixo, onde h é 8 metros:

$$0,2 b = 0,2 * 15 = 3 \text{ metros} \quad (3.9)$$

Considerando o menor resultado das condições acima, temos 3 metros. O Cpe médio é -1,10.

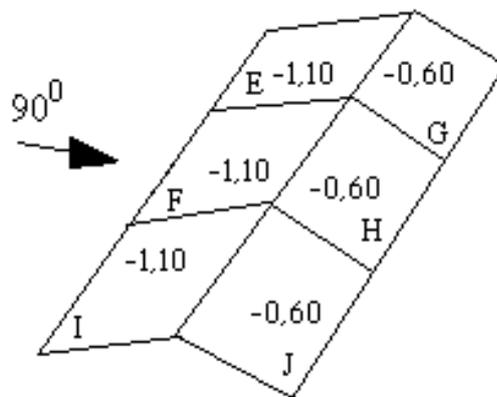
Os coeficientes de pressão externos do telhado (C_{pe}) sabendo que: $\frac{h}{b} = \frac{8}{15} < \frac{1}{2}$, e que o ângulo do telhado é de 10° , tem os seguintes coeficientes:

Figura 15 - C_{pe} do telhado para vento 0°

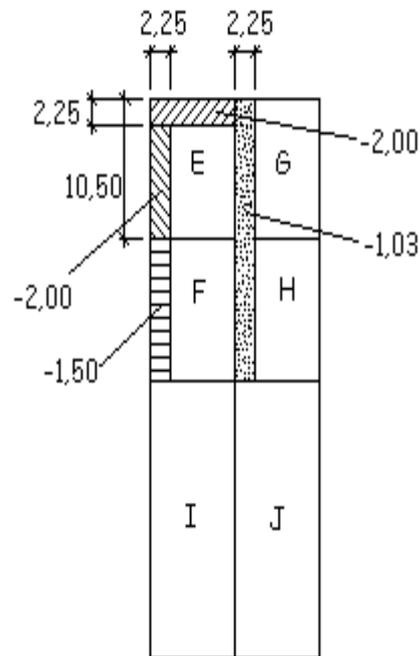


Fonte: Software Visual Ventos

Figura 16 - C_{pe} do telhado para vento 90°



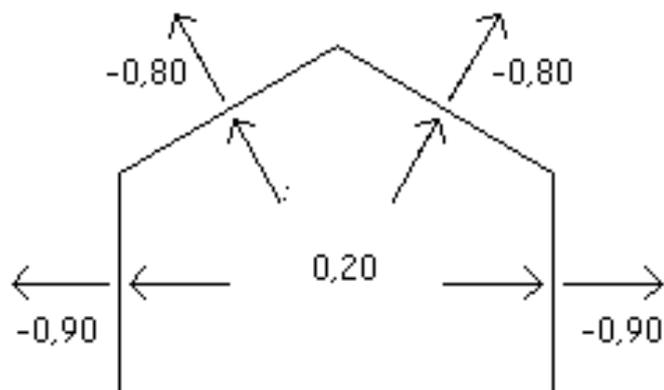
Fonte: Software Visual Ventos

Figura 17- Cpe médio

Fonte: Software Visual Ventos

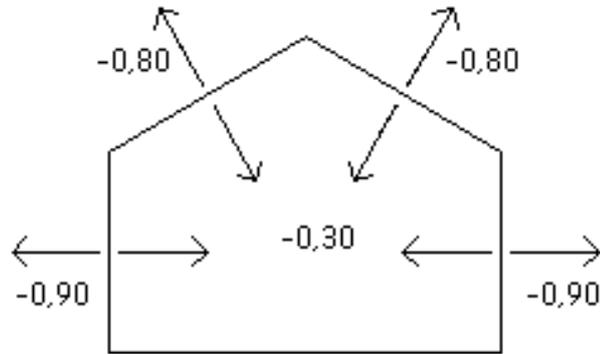
Com base no item 6.2 da ABNT NBR6123/88, já que o galpão não terá grandes aberturas, para efeitos de cálculos os Coeficientes de pressão interna serão de 0,2 ou -0,3, adotando então o mais nocivo.

As figuras 18, 19, 20 e 21 ilustram melhor as combinações dos coeficientes de pressão.

Figura 18 - Coeficientes de pressão para vento de 0° com $C_{pi} = 0,20$ 

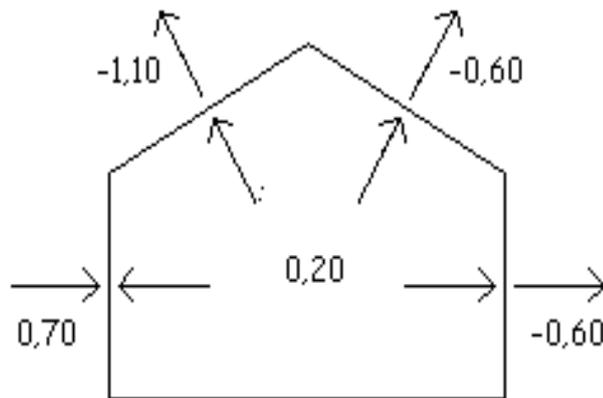
Fonte: Software Visual Ventos

Figura 19- Coeficientes de pressão para vento de 0° com $C_{pi} = -0,30$



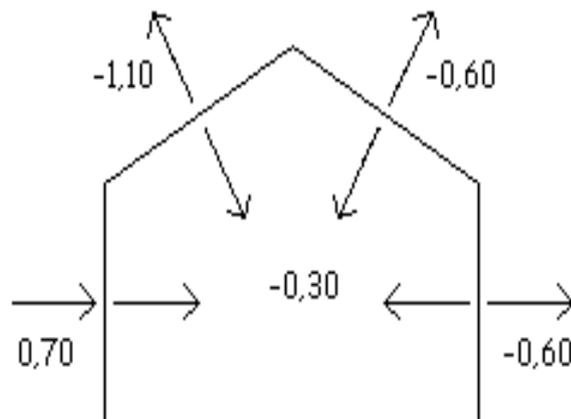
Fonte: Software Visual Ventos

Figura 20- Coeficientes de pressão para vento de 90° com $C_{pi} = 0,20$



Fonte: Software Visual Ventos

Figura 21 - Coeficientes de pressão para vento de 90° com $C_{pi} = -0,30$



Fonte: Software Visual Ventos

Para encontrar os esforços resultantes de ventos é multiplicado a soma de C_{pe} e C_{pi} , pela pressão dinâmica e pela distância entre os pórticos.

Serão adotadas somente as figuras 18 e 20 como condições, por serem mais desfavoráveis.

3.2 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS

O perfil adotado para as terças foi o W 200x15,0 - Altura(mm) x massa(kg/m).

Informações sobre o perfil:

- Massa Linear: 15 kg/m;
- Área: 19,5 cm²;
- Dimensões: $d = 200$ mm, $b_f = 100$ mm, $t_w = 4,3$ mm, $t_f = 5,2$ mm, $h = 190$ mm, $d' = 170$ mm;
- Eixo X - X: $I_x = 1305$ cm⁴, $W_x = 130,5$ cm³, $r_x = 8,20$ cm, $Z_x = 147,9$ cm⁴;
- Eixo Y - Y: $I_y = 87$ cm⁴, $W_y = 17$ cm³, $r_y = 2,12$ cm, $Z_y = 27$ cm⁴;
- Propriedade de torção: $I_t = 2,05$ cm⁴, $C_w = 8222$ cm⁶;
- Esbeltez local: $b_f/2t_f = 9,62$, $d'/t_w = 39,44$;
- $r_t = 2,55$ cm;
- $\lambda_r = 124$ cm;
- $f_y = 34,5$ kN/cm².

Para esse dimensionamento é importante e necessário analisar algumas combinações de cargas.

- Primeira combinação de carga em kN/m com os coeficientes de ponderação das ações:

$$1,25 PP + 1,5 Sob + 1,4 Vt(p) \quad (3.10)$$

Onde:

PP = Peso próprio do perfil somado com o peso da telha;

Sob = Sobrecarga;

$Vt(p)$ = Vento pressão;

Como não se tem vento resultante de pressão, foi adotado $0,30 \text{ kN/m}^2$ por motivo de segurança.

Substituindo:

$$\begin{aligned} & \left(1,25 * (0,15 + (0,0937 * 1,85)) \right) + (1,5 * (0,25 * 1,85)) \\ & + (1,4 * (0,30 * 1,85)) = 1,8749 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

➤ Segunda Combinação de carga em kN/m para vento de 0° com $C_{pi} = 0,20$:

$$1 PP + 0,5 Sob + 1,4 Vt(s) \quad (3.11)$$

Onde:

PP = Peso próprio do perfil somado com o peso da telha;

Sob = Sobrecarga;

$Vt(s)$ = Vento sucção para vento de 0° com $C_{pi} = 0,20$;

Substituindo:

$$\begin{aligned} & \left(1 * (0,15 + (0,0937 * 1,85)) \right) + (0,5 * (0,25 * 1,85)) + (1,4 \\ & * (-1,1 * 0,46 * 1,85)) = -0,7559 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

➤ Terceira Combinação de carga em kN/m para vento de 90° com $C_{pi} = 0,20$:

$$1 PP + 0,5 Sob + 1,4 Vt(s) \quad (3.12)$$

Onde:

PP = Peso próprio do perfil somado com o peso da telha;

Sob = Sobrecarga;

$Vt(s)$ = Vento sucção para vento de 90° com $C_{pi} = 0,20$;

Substituindo:

$$\begin{aligned} & \left(1 * (0,15 + (0,0937 * 1,85)) \right) + (0,5 * (0,25 * 1,85)) + \\ & (1,4 * (-1,3 * 0,46 * 1,85)) = -0,9942 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Para calcular o deslocamento da terça se utiliza exclusivamente outra combinação de carga.

➤ Quarta combinação de carga em kN/m:

$$1 \text{ PP} + 1 \text{ Sob} + 1 \text{ Vt}(p) \quad (3.13)$$

Onde:

PP = Peso próprio do perfil somado com o peso da telha;

Sob = Sobrecarga;

$Vt(p)$ = Vento pressão;

Como não se tem vento resultante de pressão, foi adotado $0,30 \text{ kN/m}^2$ por motivo de segurança.

Substituindo:

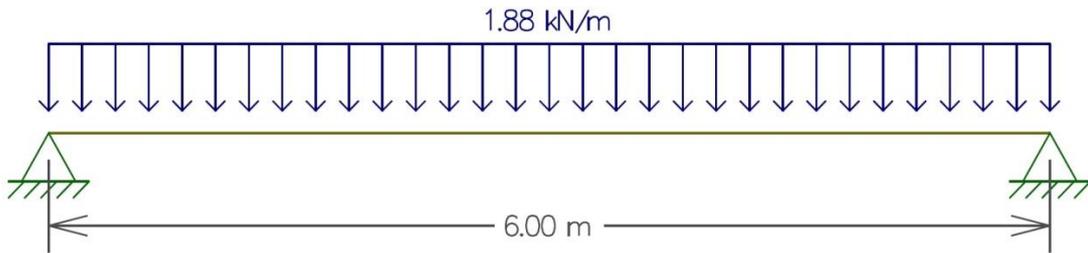
$$\begin{aligned} & \left(1 * (0,15 + (0,0937 * 1,85)) \right) + (1 * (0,25 * 1,85)) \\ & + ((1 * (0,30 * 1,85)) = 1,3408 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3.2.1 Esforços solicitantes para as terças

Com o auxílio do software gratuito Ftool e utilizando a primeira que é a pior combinação de carga tem-se:

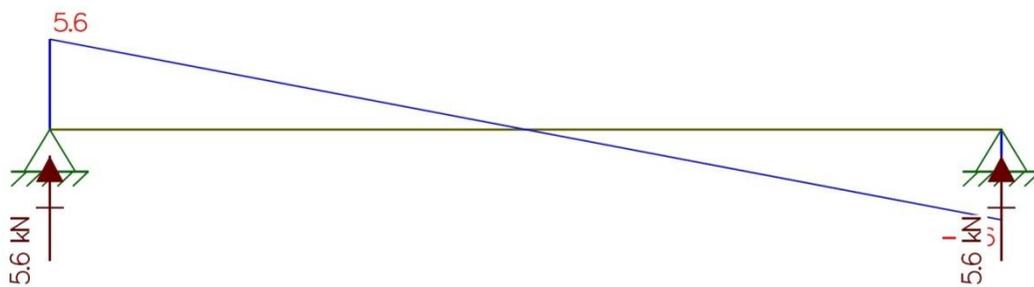
➤ Para o dimensionamento:

Figura 22 - Terça com carregamento para dimensionamento



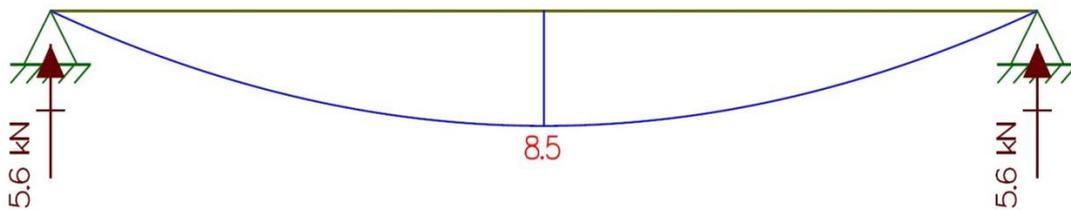
Fonte: Software Ftool

Figura 23 - Diagrama de esforço cortante da terça para dimensionamento



Fonte: Software Ftool

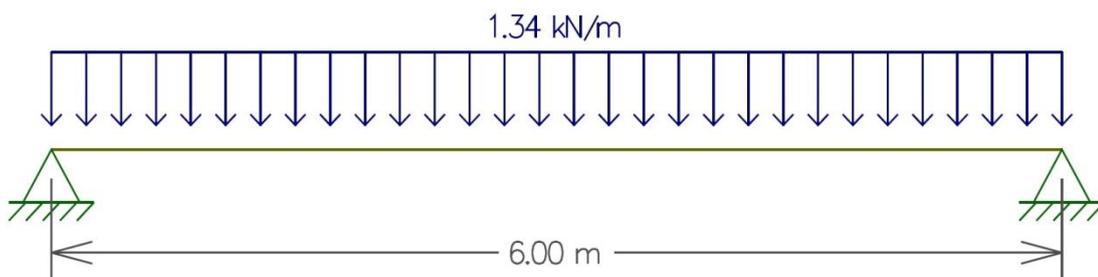
Figura 24 - Diagrama de momento fletor da terça para dimensionamento



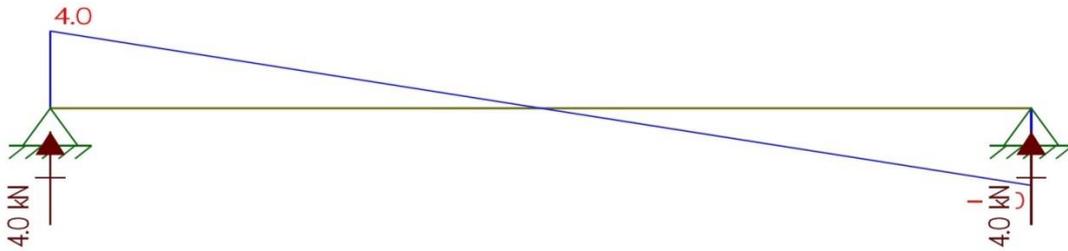
Fonte: Software Ftool

➤ Para o deslocamento:

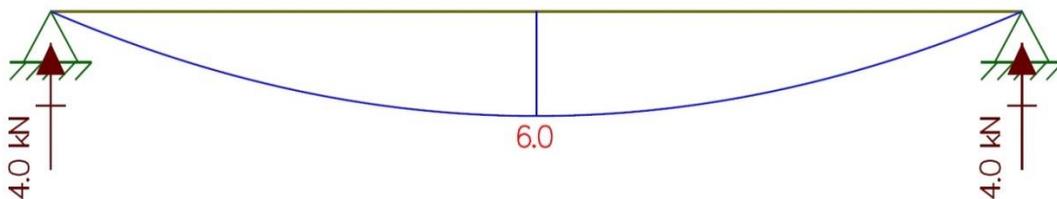
Figura 25 - Terça com carregamento para flecha



Fonte: Software Ftool

Figura 26 - Diagrama de esforço cortante da terça para flecha

Fonte: Software Ftool

Figura 27 - Diagrama de momento fletor da terça para flecha

Fonte: Software Ftool

Então se têm os seguintes esforços solicitantes:

- Cisalhamento dimensionamento = 5,6 kN;
- Momento dimensionamento = 8,5 kN;
- Cisalhamento deslocamento = 4 kN;
- Momento deslocamento = 6 kN.

3.2.2 Verificações de cálculos para as terças

Como é conhecida, a força atuante na terça será apenas a de flexão e para isso deve se usar o passo a passo descrito no item 2.7.3. De início será analisado o seu deslocamento máximo e o real calculado.

Deslocamento vertical admissível (Terças de cobertura):

$$\frac{600}{180} = 3,3334 \text{ cm} \quad (3.14)$$

Deslocamento vertical real:

$$\text{Deslocamento real} = \frac{5}{384} \frac{600^4 \times 1,34}{20000 \times 1305} = 0,866 \text{ cm} \quad (3.15)$$

Portanto, como se pode notar o deslocamento vertical real é bem menor que o deslocamento vertical admissível.

Análise do Esforço Cortante, para encontrar o seu esforço admissível:

$$\lambda = \frac{170}{4,3} = 39,535 \quad (3.16)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,222 \quad (3.17)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 73,758 \quad (3.18)$$

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (3.19)$$

$$V_{pl} = 0,6 \times 20 \times 0,43 \times 34,5 = 178,02 \text{ kN} \quad (3.20)$$

$$V_{rd} = \frac{178,02}{1,01} = 161,8364 \text{ kN} \quad (3.21)$$

$$V_s = 5,6 \text{ kN} \quad (3.22)$$

Como o esforço cortante real do projeto (V_s) é menor do que o admissível (V_{rd}) a terça está dentro dos padrões para o perfil adotado em relação ao esforço cortante.

Análise da Flambagem Local da Mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{100}{2 \times 5,2} = 9,615 \quad (3.23)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,149 \quad (3.24)$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \times 34,5}} = 23,885 \quad (3.25)$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad (3.26)$$

$$M_{pl} = 147,9 \times 34,5 = 5102,55 \text{ kN.cm} \quad (3.27)$$

$$M_r = 0,7 \times 34,5 \times 130,5 = 3151,575 \text{ kN.cm} \quad (3.28)$$

$$\begin{aligned} M_{rd} &= \frac{1}{1,10} \left[5102,55 - (5102,55 - 3151,575) \times \frac{9,615 - 9,149}{23,885 - 9,149} \right] \\ &= 4582,03 \text{ kN.cm} \end{aligned} \quad (3.29)$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 45,8203 \text{ kN.m} \quad (3.30)$$

$$M_s = 8,5 \text{ kN.m} \quad (3.31)$$

Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Local da Mesa está conforme.

Análise da Flambem Local da Alma (FLA):

$$\lambda = \frac{170}{4,3} = 39,53 \quad (3.32)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,530 \quad (3.33)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,240 \quad (3.34)$$

$$\lambda < \lambda_p \quad (3.35)$$

$$M_{pl} = 147,9 \times 34,5 = 5102,55 \text{ kN.cm} \quad (3.36)$$

$$M_{rd} = \frac{5102,55}{1,10} = 4638,682 \text{ kN.cm} \quad (3.37)$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 46,38682 \text{ kN.m} \quad (3.38)$$

$$M_s = 8,5 \text{ kN.m} \quad (3.39)$$

Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Local da Alma está conforme.

Análise da Flambagem Lateral por Torção (FLT):

$$\lambda = \frac{300}{2,12} = 141,509 \quad (3.40)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,376 \quad (3.41)$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 \times 34,5 \times 130}{20000 \times 2,05} = 0,0768 \quad (3.42)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{87 \times 2,05}}{2,12 \times 2,05 \times 0,0768} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 8222 \times 0,0768^2}{87}}} = 123,48 \quad (3.43)$$

$$\lambda > \lambda_r \quad (3.44)$$

$$M_{pl} = 147,9 \times 34,5 = 5102,55 \text{ kN.cm} \quad (3.45)$$

$$M_{cr} = \frac{1 \times \pi^2 \times 20000 \times 87}{300^2} \sqrt{\frac{8222}{87} \left(1 + 0,039 \frac{2,05 \times 300^2}{8222}\right)} \quad (3.46)$$

$$= 2540,12 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rd} = \frac{2540,12}{1,10} = 2309,20 \text{ kN.cm} \quad (3.47)$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 23,0920 \text{ kN.m} \quad (3.48)$$

$$M_s = 8,5 \text{ kN.m} \quad (3.49)$$

Analisando deslocamentos, análise do esforço cortante, análise da Flambagem Local da Mesa (FLM), análise da Flambagem Local da Alma (FLA) e análise da Flambagem Lateral por Torção (FLT), é notável que o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Lateral por Torção (FLT) está em conformidade.

Assim depois de realizados todas as verificações, conclui-se que o perfil adotado é ideal para suportar as cargas reais solicitantes.

3.3 DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO

O carregamento do pórtico é composto pelas reações das terças, peso próprio da tesoura distribuído, peso próprio do pilar distribuído e a pior combinação de ventos nos pilares, já que as reações das terças já incluem a pior combinação de vento da cobertura.

Para encontrar os esforços resultantes de ventos nos pilares é multiplicado a soma de C_{pe} e C_{pi} , pela pressão dinâmica e pela distância entre os pórticos.

Considerando o vento a 90° e adotando os coeficientes da página 47, têm se:

➤ Cargas de ventos no pilares com Coeficientes de pressão para vento de 90° com $C_{pi} = 0,20$:

- Lado esquerdo: $(0,70 - 0,20) * 0,46 * 6 = 1,39 \text{ kN/m};$ (3.50)

- Lado direito: $(0,60 + 0,20) * 0,46 * 6 = 2,22 \text{ kN/m}.$ (3.51)

➤ Cargas de ventos no pilares com Coeficientes de pressão para vento de 90° com $C_{pi} = -0,30$:

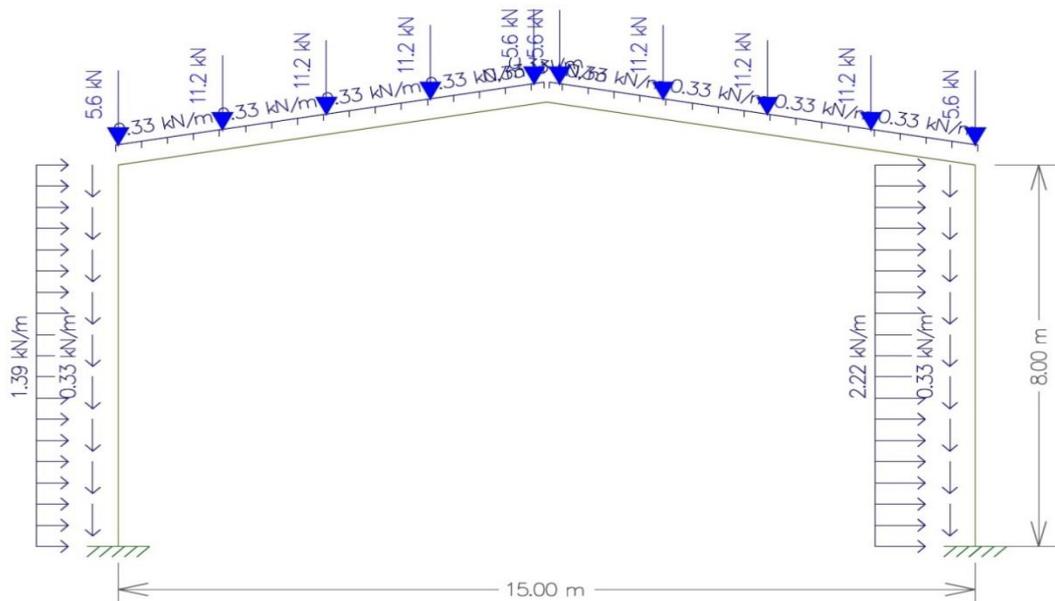
- Lado esquerdo: $(0,70 + 0,30) * 0,46 * 6 = 2,77 \text{ kN/m};$ (3.52)

- Lado direito: $(-0,30 + 0,60) * 0,46 * 6 = 0,83 \text{ kN/m}.$ (3.53)

Com o auxílio do software Ftool tem-se:

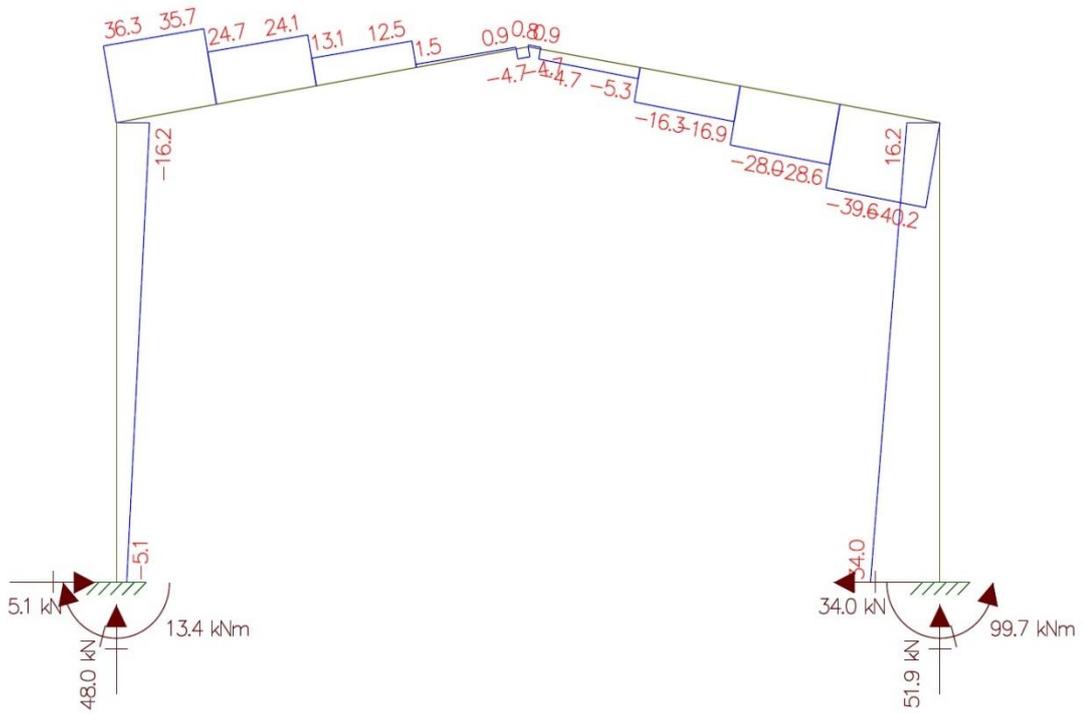
➤ Primeiro caso:

Figura 28 – Carregamento pórtico (caso 1)



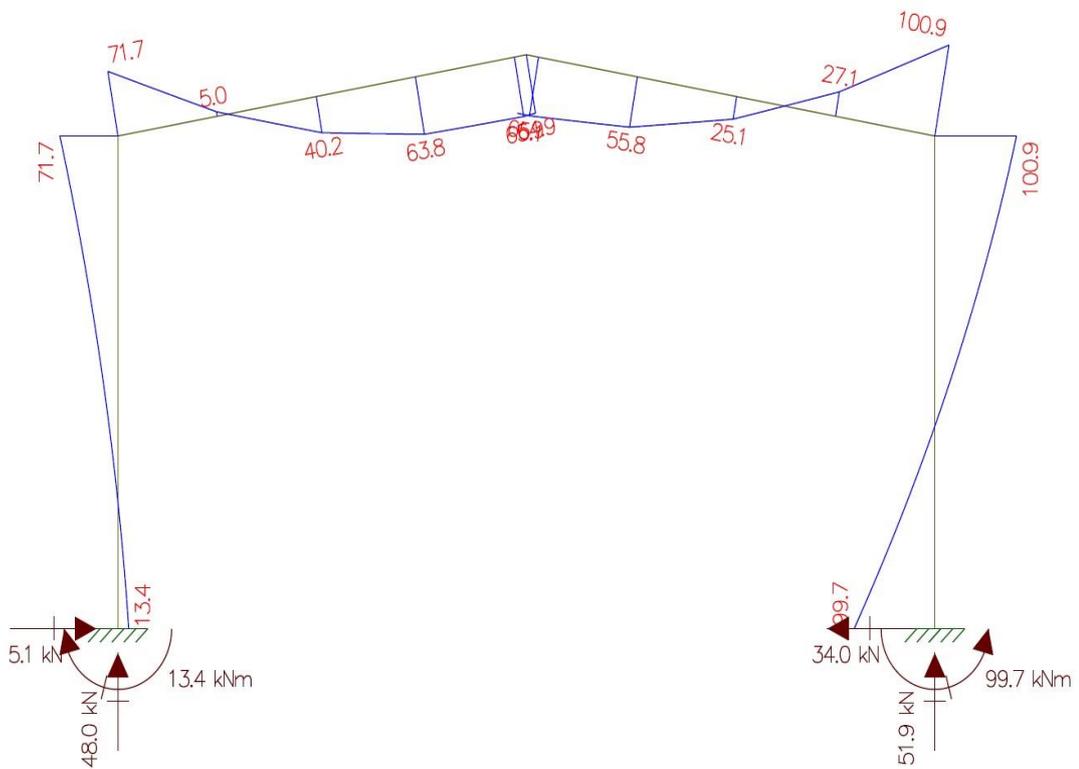
Fonte: Software Ftool

Figura 29 – Diagrama de esforço cortante do pórtico (caso 1)



Fonte: Software Ftool

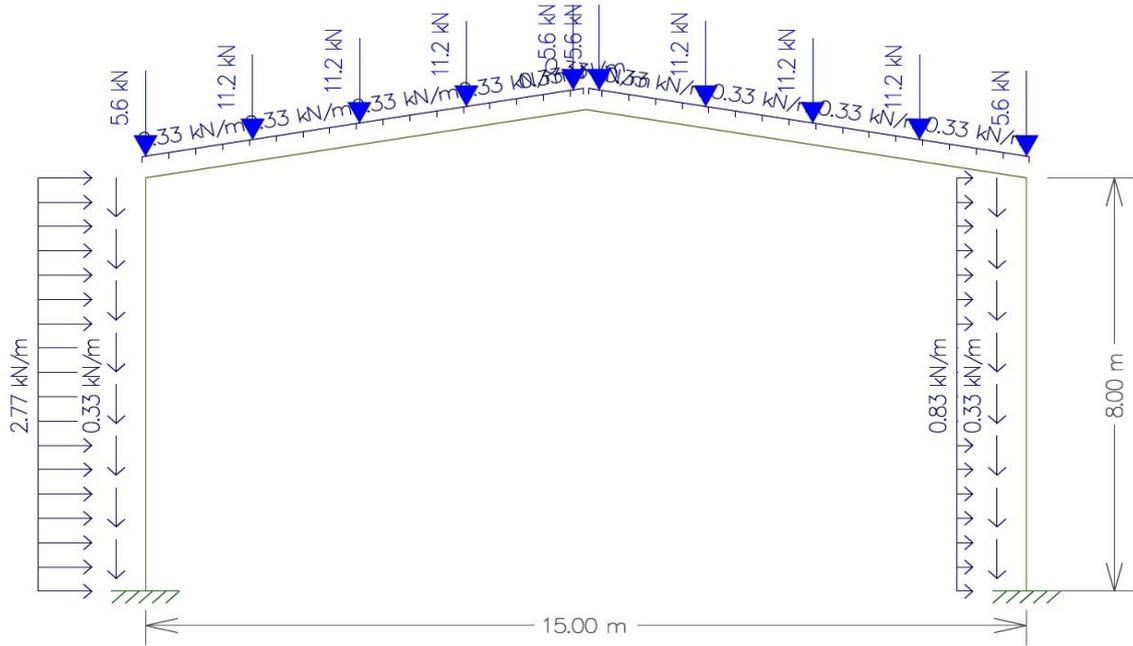
Figura 30 – Diagrama de momento fletor do pórtico (caso 1)



Fonte: Software Ftool

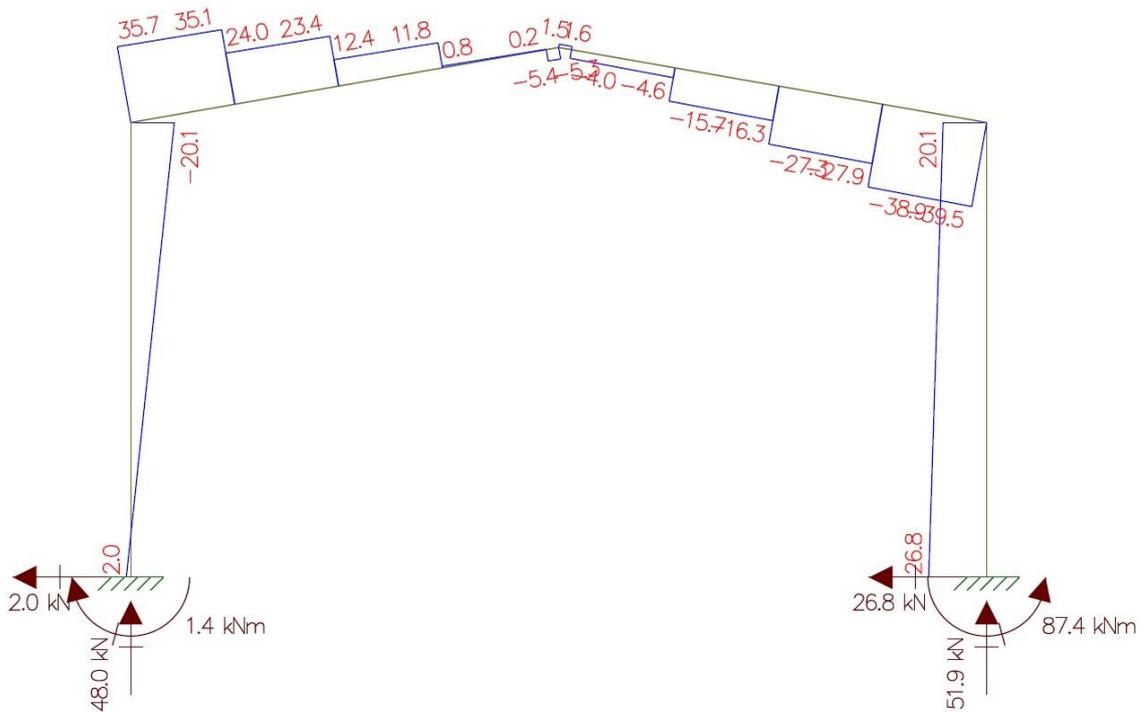
➤ Segundo caso:

Figura 31 – Carregamento p \acute{o} rtico (caso 2)



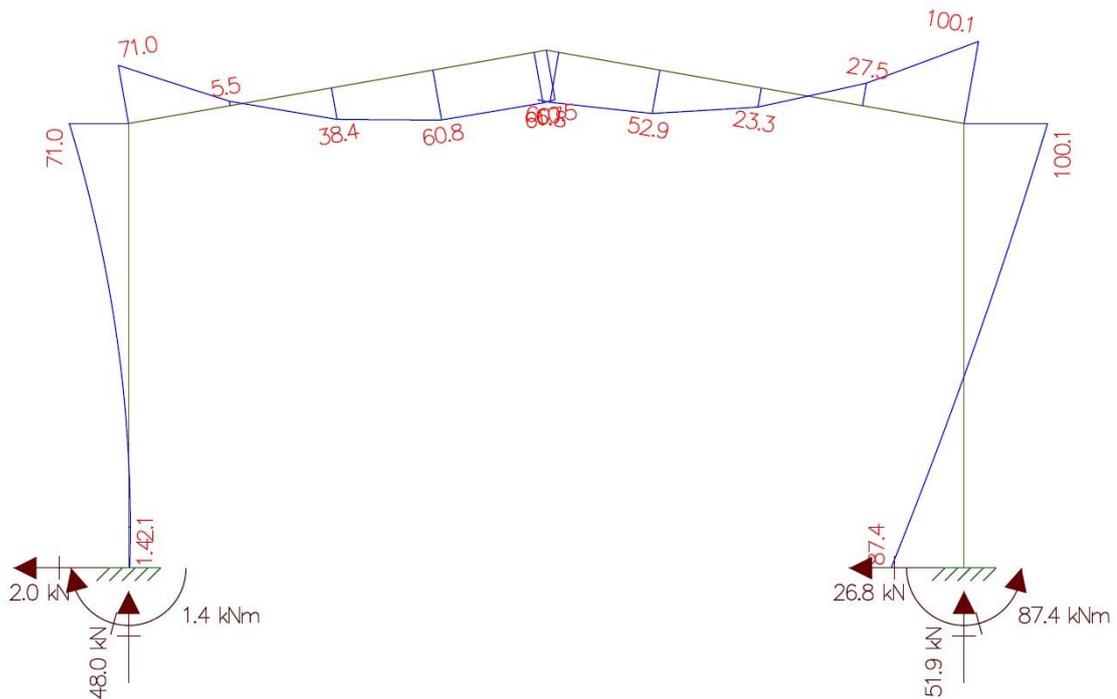
Fonte: Software Ftool

Figura 32 – Diagrama de esfor \acute{o} cortante do p \acute{o} rtico (caso 2)



Fonte: Software Ftool

Figura 33 – Diagrama de momento fletor do pórtico (caso 2)



Fonte: Software Ftool

3.3.1 Dimensionamento da tesoura

O perfil adotado para a tesoura foi o W 360x32,9 - Altura(mm) x massa(kg/m).

Informações sobre o perfil:

- Massa Linear: 32,9 kg/m;
- Área: 42,1 cm²;
- Dimensões: $d = 349$ mm, $b_f = 127$ mm, $t_w = 5,8$ mm, $t_f = 8,5$ mm, $h = 332$ mm, $d' = 308$ mm;
- Eixo X - X: $I_x = 8358$ cm⁴, $W_x = 479$ cm³, $r_x = 14,09$ cm, $Z_x = 547,6$ cm⁴;
- Eixo Y - Y: $I_y = 291$ cm⁴, $W_y = 45,9$ cm³, $r_y = 2,63$ cm, $Z_y = 72$ cm⁴;
- Propriedade de torção: $I_t = 9,15$ cm⁴, $C_w = 84111$ cm⁶;
- Esbeltez local: $b_f/2t_f = 7,47$, $d'/t_w = 53,10$;
- $r_t = 3,20$ cm;
- $\lambda_r = 121$ cm;
- $f_y = 34,5$ kN/cm².

3.3.1.1 Esforços solicitantes para as tesouras

Percebe-se que no caso 1 (fig. 28) encontra os maiores esforços:

- Cisalhamento máximo na tesoura = 40,2 kN;
- Momento máximo na tesoura = 100,9 kN.m;

3.3.1.2 Verificações de cálculos para as tesouras

Como na verificação das terças, a força atuante na tesoura será apenas de flexão e para isso deve se usar o passo a passo descrito no item 2.7.3.

Deslocamento vertical admissível (Vigas de cobertura):

$$\frac{1500}{250} = 6 \text{ cm} \quad (3.54)$$

Deslocamento real vertical (Dados pelo software Ftools):

Com base no software Ftools o deslocamento real vertical da peça é de 5,19 cm.

Como se pode analisar, o deslocamento real que a peça irá sofrer é menor que o deslocamento vertical admissível, logo esta análise está em conformidade.

Análise do Esforço Cortante, para conhecer o seu esforço admissível:

$$\lambda = \frac{308}{5,8} = 53,103 \quad (3.55)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,222 \quad (3.56)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 73,758 \quad (3.57)$$

$$\lambda < \lambda_p \quad (3.58)$$

$$V_{pl} = 0,6 \times 34,9 \times 0,58 \times 34,5 = 419,01 \text{ kN} \quad (3.59)$$

$$V_{rd} = \frac{419,01}{1,10} = 380,918 \text{ kN} \quad (3.60)$$

$$V_s = 40,2 \text{ kN} \quad (3.61)$$

Verifica-se que o esforço cortante admissível (V_{rd}) é superior ao esforço cortante real da peça (V_s), logo o perfil utilizado está dentro dos padrões.

Análise da Flambagem Local da Mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{127}{2 \times 5,8} = 7,470 \quad (3.62)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,149 \quad (3.63)$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \times 34,5}} = 23,885 \quad (3.64)$$

$$\lambda < \lambda_p \quad (3.65)$$

$$M_{pl} = 547,6 \times 34,5 = 18892,2 \text{ kN.cm} \quad (3.66)$$

$$M_{rd} = \frac{18892,2}{1,10} = 17174,727 \text{ kN.cm} \quad (3.67)$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 171,74727 \text{ kN.m} \quad (3.68)$$

$$M_s = 100,9 \text{ kN.m} \quad (3.69)$$

Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Local da Mesa está em conformidade.

Análise da Flambem Local da Alma (FLA):

$$\lambda = \frac{308}{5,8} = 53,103 \quad (3.70)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,530 \quad (3.71)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,240 \quad (3.72)$$

$$\lambda < \lambda_p \quad (3.73)$$

$$M_{pl} = 547,6 \times 34,5 = 18892,2 \text{ kN.cm} \quad (3.74)$$

$$M_{rd} = \frac{18892,2}{1,10} = 17174,727 \text{ kN.cm} \quad (3.75)$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 171,74727 \text{ kN.m} \quad (3.76)$$

$$M_s = 100,9 \text{ kN.m} \quad (3.77)$$

Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Local da Alma está em conformidade.

Análise da Flambagem Lateral por Torção:

$$\lambda = \frac{185}{2,63} = 70,342 \quad (3.78)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,376 \quad (3.79)$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 \times 34,5 \times 479}{20000 \times 9,15} = 0,06321 \quad (3.80)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{291 \times 9,15}}{2,63 \times 9,15 \times 0,06321} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 84111 \times 0,06321^2}{291}}} \quad (3.81)$$

$$= 120,93$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad (3.82)$$

$$M_{pl} = 547,6 \times 34,5 = 18892,2 \text{ kN.cm} \quad (3.83)$$

$$M_r = 0,7 \times 34,5 \times 479 = 11567,85 \text{ kN.cm} \quad (3.84)$$

$$M_{rd} = \frac{1}{1,10} \left[18892,2 - (18892,2 - 11567,85) \frac{70,342 - 42,376}{120,93 - 42,376} \right] \quad (3.85)$$

$$= 14804,09 \text{ kN.cm}$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 148,0409 \text{ kN.m} \quad (3.86)$$

$$M_s = 100,9 \text{ kN.m} \quad (3.87)$$

Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Lateral por Torção (FLT) está em conformidade.

Analisando deslocamentos, análise do esforço cortante, análise da Flambagem Local da Mesa (FLM), análise da Flambagem Local da Alma (FLA) e análise da Flambagem Lateral por Torção (FLT), é notável que depois de realizados todas as verificações o perfil adotado é ideal para suportar as cargas reais solicitantes das tesouras.

3.3.2 Dimensionamento dos pilares

O perfil adotado para os pilares foi o W 460x52,0 - Altura(mm) x massa(kg/m).

Informações sobre o perfil:

- Massa Linear: 52,0 kg/m;
- Área: 66,6 cm²;
- Dimensões: $d = 450$ mm, $b_f = 152$ mm, $t_w = 7,6$ mm, $t_f = 10,8$ mm, $h = 428$ mm, $d' = 404$ mm;
- Eixo X - X: $I_x = 21370$ cm⁴, $W_x = 949,8$ cm³, $r_x = 17,91$ cm, $Z_x = 1095,9$ cm⁴;
- Eixo Y - Y: $I_y = 634$ cm⁴, $W_y = 83,5$ cm³, $r_y = 3,09$ cm, $Z_y = 131,7$ cm⁴;
- Propriedade de torção: $I_t = 21,79$ cm⁴, $C_w = 304837$ cm⁶;
- Esbeltez local: $b_f/2t_f = 7,04$, $d'/t_w = 53,21$;
- $r_t = 3,79$ cm;
- $f_y = 34,5$ kN/cm².

3.3.2.1 Esforços solicitantes para os pilares

Percebe-se que no caso 1 encontra os maiores esforços:

- Cisalhamento máximo no pilar = 34 kN;
- Momento máximo no pilar = 100,9 kN;

3.3.2.2 Verificações de cálculos para os pilares

Para a verificação de cálculo dos pilares é necessário levar em conta não só a flexão, como foi mostrada nos casos da verificação da tesoura e das terças. Nos pilares também existe a força de compressão atuando significativamente na estrutura.

3.3.2.2.1 Verificação de cálculos quanto à compressão nos pilares

A verificação à compressão nos pilares é feita a partir do item 2.7.2, onde são mostrados detalhadamente os passos a serem verificados para a análise das forças que o perfil escolhido pode suportar.

Análise da Estabilidade Global da peça:

➤ X – X:

$$\lambda_x = \frac{2,1 \times 800}{17,91} = 93,802 \quad (3.88)$$

➤ Y – Y:

$$\lambda_y = \frac{0,8 \times 200}{3,09} = 51,780 \quad (3.89)$$

$$\lambda_y = \frac{1 \times 200}{3,09} = 64,725 \quad (3.90)$$

Análise da Estabilidade Local da peça:

➤ Mesa:

$$\frac{152}{2 \times 10,8} = 7,037 < 13,5 \quad (3.91)$$

$$Q_s = 1 \quad (3.92)$$

➤ Alma:

$$\frac{404}{7,6} = 53,158 > 36 \quad (3.93)$$

$$Q_a \neq 1 \quad (3.94)$$

Seção Semi Compactada

$$b_{ef} = 1,92 \times 0,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \times \left[1 - \frac{0,34}{53,158} \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \right] = 29,723 \quad (3.95)$$

$$A_{ef} = 66,6 - (30,8 - 29,723) \times 0,58 = 65,975 \quad (3.96)$$

$$Q_a = \frac{65,975}{66,6} = 0,990 \quad (3.97)$$

$$Q = Q_a \times Q_s = 1 \times 0,990 = 0,990 \quad (3.98)$$

Fator de redução associado à resistência à compressão (X):

$$\lambda_0 = 0,0132 \times 93,802 = 1,238 \quad (3.99)$$

$$X = 0,525 \quad (3.100)$$

Determinação da força resistente:

$$N_{c,Rd} = \frac{0,525 \times 0,990 \times 66,6 \times 34,5}{1,10} = 1085,663 \text{ kN} \quad (3.101)$$

Com base no software Ftools, a força axial de compressão real é:

$$N_{c,Sd} = 51,9 \text{ kN} \quad (3.102)$$

$$N_{c,Rd} > N_{c,Sd} \quad (3.103)$$

Portanto a força resistente é bem superior à força real de compressão que o pilar irá suportar logo este perfil está adequado em relação à compressão.

3.3.2.2.2 Verificação de cálculos quanto à flexão nos pilares

A verificação à flexão nos pilares é basicamente igual às verificações das tesouras e também das terças. O item 2.7.3 retrata os passos a serem verificados para a análise das forças que o perfil escolhido pode suportar.

Deslocamento vertical admissível (Vigas de cobertura):

$$\frac{800}{300} = 2,667 \text{ cm} \quad (3.104)$$

Deslocamento real vertical (Dados pelo software Ftools):

Com base no software Ftools o deslocamento real vertical da peça é de 2,254 cm.

Como se pode analisar, o deslocamento real que a peça irá sofrer é menor que o deslocamento vertical admissível e está em conformidade está análise.

Análise do Esforço Cortante, para conhecer o seu esforço admissível:

$$\lambda = \frac{404}{7,6} = 53,158 \quad (3.105)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,222 \quad (3.106)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 73,758 \quad (3.107)$$

$$\lambda < \lambda_p \quad (3.108)$$

$$V_{pl} = 0,6 \times 45 \times 0,76 \times 34,5 = 707,94 \text{ kN} \quad (3.109)$$

$$V_{rd} = \frac{707,94}{1,10} = 643,582 \text{ kN} \quad (3.110)$$

$$V_s = 34 \text{ kN} \quad (3.111)$$

Verifica-se que o esforço cortante admissível (V_{rd}) é superior ao esforço cortante real da peça (V_s), logo o perfil utilizado está dentro dos padrões.

Análise da Flambagem Local da Mesa (FLM):

$$\lambda = \frac{152}{2 \times 10,8} = 7,037 \quad (3.112)$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,149 \quad (3.113)$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \times 34,5}} = 23,885 \quad (3.114)$$

$$\lambda < \lambda_p \quad (3.115)$$

$$M_{pl} = 1095,9 \times 34,5 = 37808,55 \text{ kN.cm} \quad (3.116)$$

$$M_{rd} = \frac{37808,55}{1,10} = 34371,410 \text{ kN.cm} \quad (3.117)$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 343,71410 \text{ kN.m} \quad (3.118)$$

$$M_s = 100,9 \text{ kN.m} \quad (3.119)$$

Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Local da Mesa está conforme.

Análise da Flambem Local da Alma (FLA):

$$\lambda = \frac{404}{7,6} = 53,158 \quad (3.120)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,530 \quad (3.121)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 137,240 \quad (3.122)$$

$$\lambda < \lambda_p \quad (3.123)$$

$$M_{pl} = 1095,9 \times 34,5 = 37808,55 \text{ kN.cm} \quad (3.124)$$

$$M_{rd} = \frac{37808,55}{1,10} = 34371,410 \text{ kN.cm} \quad (3.125)$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 343,71410 \text{ kN.m} \quad (3.126)$$

$$M_s = 100,9 \text{ kN.m} \quad (3.127)$$

Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Local da Alma está em conformidade.

Análise da Flambagem Lateral por Torção:

$$\lambda = \frac{200}{3,09} = 64,725 \quad (3.128)$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,376 \quad (3.129)$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 \times 34,5 \times 949,8}{20000 \times 21,79} = 0,05263 \quad (3.130)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{634 \times 21,79}}{3,09 \times 21,79 \times 0,05263} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 304837 \times 0,05263^2}{634}}} \quad (3.131)$$

$$= 121,78$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \quad (3.132)$$

$$M_{pl} = 1095,9 \times 34,5 = 37808,55 \text{ kN.cm} \quad (3.133)$$

$$M_r = 0,7 \times 34,5 \times 949,8 = 22937,67 \text{ kN.cm} \quad (3.134)$$

$$M_{rd} = \frac{1}{1,10} \left[37808,55 - (37808,55 - 22937,67) \frac{64,725 - 42,376}{121,78 - 42,376} \right] \quad (3.135)$$

$$= 30566,48 \text{ kN.cm}$$

Convertendo para kN.m:

$$M_{rd} = 305,6648 \text{ kN.m} \quad (3.136)$$

$$M_s = 100,9 \text{ kN.m} \quad (3.137)$$

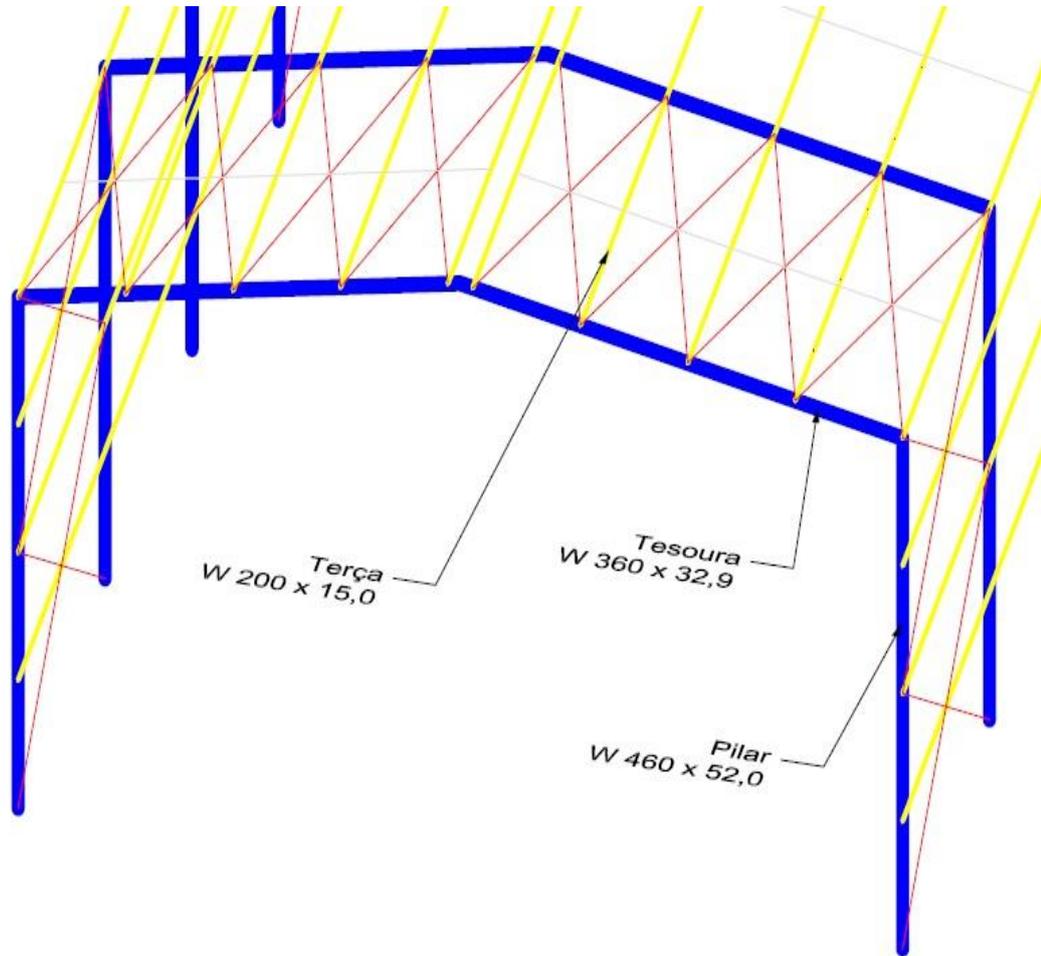
Portanto o momento máximo a ser resistido (M_{rd}) é superior ao real suportado (M_s), logo a Flambagem Lateral por Torção (FLT) está em conformidade.

Analisando deslocamentos, força de compressão, análise do esforço cortante, análise da Flambagem Local da Mesa (FLM), análise da Flambem Local da Alma (FLA) e análise da Flambagem Lateral por Torção (FLT), é notável que em todas as verificações o esforço solicitante foi menor do que o admissível, mostrando que o perfil adotado é ideal para suportar as cargas reais solicitantes dos pilares.

Como o galpão é totalmente simétrico, bastou calcular um único pórtico e um único vão de terça que o restante é um processo repetitivo.

Enfim, tivemos a seguinte composição da estrutura do galpão apresentado na figura 34:

Figura 34 - Demonstrativo de perfis utilizados



Fonte: Próprios autores.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com a elaboração desse trabalho de conclusão de curso, foi possível melhorar o nível de conhecimento sobre a engenharia, pois foram aplicados conhecimentos de toda a vida acadêmica e também conhecimentos adquiridos fora dela.

Com auxílio das normas ABNT NBR8800:2008 e ABNT NBR6123:1988, foi possível encontrar as cargas atuantes na estrutura e utilizando o software Ftool foi possível encontrar os esforços solicitantes da estrutura.

Aplicando o conhecimento adquirido na graduação e em pesquisas, foi possível fazer as verificações dos perfis adotados.

Após uma sequência de cálculos, seguindo rigorosamente a ABNT NBR8800:2008, foi observado que os deslocamentos horizontais e verticais da estrutura tinham valores altos mesmo considerando a base engastada. Porém os perfis adotados foram capazes de suprir e combater deslocamentos maiores do que os permitidos na norma vigente.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios – procedimento: NBR8800. 2008.**

Anotações em sala de aula da disciplina "Estruturas metálicas", para o curso de Engenharia Civil - UniEVANGÉLICA, no ano de 2018/2, ministrada pelo professor Rogério Santos Cardoso.

PFEIL, Walter; PFE, Michèle. **Estruturas de Aço – Dimensionamento prático de Acordo com a NBR8800:2008.** 8ª edição, Rio de Janeiro, 2014.

FERRAZ, Henrique. **O Aço na Construção Civil.** São Carlos, 2005.

BELLEI, I.H. **Edifícios industriais em aço.** 6.ed. São Paulo: PINI, 2010.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves.** Ouro Preto, 2007.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Galpões para Usos Gerais. Rio de Janeiro, 2010.**

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.**