

**UNIEVANGÉLICA**

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANNIE DOS REIS LIMÃO**

**LUANA LIMA PONTES**

**ESTUDO DE PROJETO E ORÇAMENTO DE EXECUÇÃO DE  
UMA EDIFICAÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA**

**ANÁPOLIS / GO**

**2019**

**ANNIE DOS REIS LIMÃO  
LUANA LIMA PONTES**

**ESTUDO DE PROJETO E ORÇAMENTO DE EXECUÇÃO DE  
UMA EDIFICAÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA**

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

**ORIENTADORA: WANESSA MESQUITA G. QUARESMA**

**ANÁPOLIS / GO: 2019**

## FICHA CATALOGRÁFICA

LIMÃO, ANNIE DOS REIS; PONTES, LUANA LIMA.

Estudo De Projeto E Orçamento De Execução De Uma Edificação Em Estrutura Metálica Sustentável [Goiás] 2019 (Título)

138 P, 297 mm (ENC/UNI, Bacharel, Engenharia Civil, 2007).

TCC - UniEvangélica

Curso de Engenharia Civil.

- |               |                    |
|---------------|--------------------|
| 1. Projeto    | 2. Orçamento       |
| 3. Estruturas | 4. Metálicas       |
| I. ENC/UNI    | II. Título (Série) |

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

LIMÃO, Annie Dos Reis; PONTES, Luana Lima. Estudo De Projeto E Orçamento De Execução De Uma Edificação Em Estrutura Metálica Sustentável. TCC, Curso de Engenharia Civil, UniEvangélica, Anápolis, GO, p 138 2019.

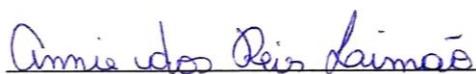
## CESSÃO DE DIREITOS

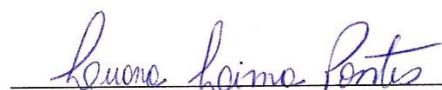
NOME DO AUTOR: ANNIE DOS REIS LIMÃO e LUANA LIMA PONTES

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO: Estudo de Projeto e Orçamento De Execução de uma Edificação em Estrutura Metálica Sustentável.

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.

  
Annie dos Reis Limão

  
Luana Lima Pontes

E-mail: annielimao@hotmail.com

E-mail: luana.llp@hotmail.com

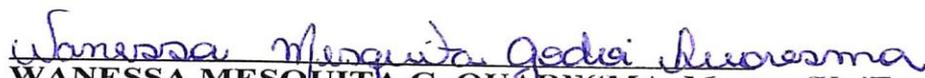
**ANNIE DOS REIS LIMÃO**

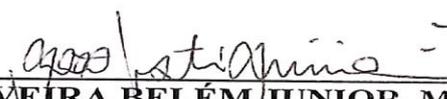
**LUANA LIMA PONTES**

**ESTUDO DE PROJETO E ORÇAMENTO DE EXECUÇÃO DE  
UMA EDIFICAÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA  
SUSTENTAVEL**

**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**

**APROVADO POR:**

  
WANESSA MESQUITA G. QUARESMA, Mestra (UniEvangélica)  
(ORIENTADORA)

  
JOÃO SILVEIRA BELÉM JUNIOR, Mestre (UniEvangélica)  
(EXAMINADOR INTERNO)

  
ROGÉRIO SANTOS CARDOSO, Mestre (UniEvangélica)  
(EXAMINADOR INTERNO)

**DATA: ANÁPOLIS/GO, 29 de MAIO de 2019**

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por ter me conduzido até aqui com fé, sabedoria e perseverança, para enfrentar todas as dificuldades encontradas pelo caminho.

A minha família por terem acreditado em meu potencial, por toda dedicação, paciência e por estarem sempre presentes nesta etapa decisiva em minha vida.

A minha orientadora Wanessa Mesquita sempre atenciosa e disposta a contribuir com seu amplo conhecimento, tornando possível a realização deste trabalho.

Annie dos Reis Limão

## **AGRADECIMENTOS**

Expresso minha gratidão...

A Deus, pois sem Ele nada seria possível. Agradeço pela coragem e fé dada, e por ser O motivo pelo qual nunca me deixei abater com os problemas do dia-a-dia, procurando sempre mais forças para continuar.

Aos meus pais, Célia e Sinésio, e ao meu irmão, Lucas, pelo apoio em todos os momentos durante a realização do curso e deste trabalho.

Ao meu marido e companheiro, Carlos, por todos os bons conselhos e compreensão quando não pude estar presente e todas as alegrias proporcionadas.

Ao meu filho, Carlos, por me fazer querer ser uma pessoa melhor, assim me dá força, luz e alegrias diárias.

A minha orientadora e professora Wanessa Mesquita pelo seu bom trabalho o qual nos inspira a sermos bons profissionais e a toda ajuda neste trabalho.

Luana Lima Pontes

## **RESUMO**

As estruturas metálicas vem ganhando um grande mercado, devido a sua rapidez na construção e o fato de ser uma obra limpa. O presente trabalho visa apresentar um projeto calculado em estrutura metálica, e o orçamento do mesmo para construção na cidade de Anápolis. A pesquisa será descritiva exploratória visto que, o projeto será apenas dimensionado e orçado. O projeto de estrutura metálica será calculado conforme normas NBR8800:1986 e NBR8800:2008 e com auxílio dos softwares Auto Cad , Tecnometal, Visual ventos, SAP2000, ambos os programas foram escolhidos visando a facilidade e agilidade no levantamento dos materiais. As considerações de projeto para a estrutura metálica serão apresentadas, quanto a custo e tempo de execução. Este trabalho fará um breve apanhado sobre diferentes tipos de galpões, não apresenta suas ligações entre as peças, visto que o objetivo foi de abordar um estudo geral, sobre galpões metálicos e seu papel sustentavel.

A primeira vez que se foi abordado o tema sobre sustentabilidade ligada a galpões metálicos foi na conferência da agenda 21, em novembro de 1994, assim foi efetuada a primeira conferência mundial sobre construção sustentável. Sustentabilidade na construção refere se as atividades construtivas, sendo definida como a criação e a instalação de uma gestão com responsabilidade do ambiente construtivo. Nesta conferência foram sugeridos seis princípios para a sustentabilidade na construção, os quais será mostrado que as construções em estrutura metálica se encaixa muito bem, reduzir o consumo de recurso , maximizar na reutilização, utilizar recursos renováveis e recicláveis, proteger o ambiente natural, criar um ambiente saudável e não toxico, fomentar a qualidade ao criar o ambiente construtivo.

### **PALAVRAS-CHAVE:**

Estruturas Metálicas. Dimensionamento. Execução.

## **ABSTRACT**

The metal structures have been gaining a great market, due to its speed in the construction and the fact of being a clean work. The present work intends to present a project calculated in, metallic structure, and the budget of the same one for construction in the city of Anapólis. The research will be descriptive exploratory since, the project will only be scaled and budgeted. The metal structure design will be calculated according to the NBR8800: 1986 and NBR8800: 2008 standards and with the help of the Auto Cad, Tecnometal, Visual Ventos, SAP2000 software, both programs were chosen for ease and agility in the lifting of the materials. The design considerations for the metal structure will be presented in terms of cost and execution time. This work will make a brief survey on different types of sheds, does not present their links between the pieces, since the objective was to address a general study on metal sheds and their sustentavel role.

The first time the issue of sustainability related to metal sheds was addressed at the Agenda 21 Conference in November 1994, the first World Conference on Sustainable Construction was held. Sustainability in construction refers to the constructive activities, being defined as the creation and installation of a management with responsibility of the constructive environment. In this conference, six principles for sustainability in construction were suggested, which will show that metal structure constructions fit very well, reduce resource consumption, maximize reuse, use renewable and recyclable resources, protect the natural environment, create a healthy and non-toxic environment, foster quality by creating the constructive environment.

### **KEY WORDS:**

Metallic structures. Sizing. Execution.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama de tensão e deformação de um aço.....	15
Figura 2 - Exemplo de perfis estruturais do tipo “U” .....	19
Figura 3 - Rolo, produto resultante do bobinamento e corte na seção longitudinal de bobinas de aço plano.....	19
Figura 4 - Chapa – Produto plano de aço com largura superior a 700mm, laminado a partir de placa, podendo ser obtido por corte de bobina. ....	19
Figura 5 - Tubo redondo, Produto siderúrgico de seção circular fechada, de formado geométrico cilíndrico, fabricado com solda. ....	20
Figura 6 - Tubo quadrado, Produto siderúrgico de seção quadrada fechada, de formado geométrico quadrado, fabricado com solda .....	20
Figura 7 - Tubo retangular, Produto siderúrgico de seção retangular fechada, de formado geométrico retangular, fabricado com solda. ....	20
Figura 8 - Perfis metálicos estruturais .....	21
Figura 9 - Soldagem.....	22
Figura 10 - Rebite. ....	23
Figura 11 - Parafuso.....	24
Figura 12 - Parafuso com porca sextavada e arruela .....	24
Figura 13 - Ligação com parafuso .....	25
Figura 14 - Ligação parafuso por contato (Tipo A).....	26
Figura 15 - Ligação parafuso por contato (Tipo X).....	26
Figura 16 - Parafusos auto atarraxante. ....	27
Figura 17 - Solda elétrica por eletrodo. ....	28
Figura 18 - Processo básico de soldagem MIG / MAG. ....	28
Figura 19 - Principais partes de um galpão em aço. ....	29
Figura 20 - Galpão com viga de ponte rolante. ....	30
Figura 21 - Galpão com coluna treliçada.....	30
Figura 22 - Germinado com quatro meias-águas e Germinado com duas meias-águas. ....	31
Figura 23 - Geminado com meias-águas no sentido transversal. ....	31
Figura 24 Galpão do tipo Shed com vigas mestras treliçadas e Galpão em Shed com pórticos em perfis I, vigas mestras e secundárias em treliças.....	32

Figura 25 - Galpão em arco .....	32
Figura 26 - Telha trapezoidal.....	34
Figura 27- Energia consumida por processo .....	36
Figura 28- Mostra a energia e emissão de CO2.....	36
Figura 29 - Modelagem Unifilar 3D. ....	43
Figura 30 - Ação acidental no telhado. ....	45
Figura 31 - Mapa de Isopletas . ....	46
Figura 32 - Determinação da Velocidade Básica do Vento.....	47
Figura 33 - Determinação do Fator Topográfico. ....	48
Figura 34 - Determinação do Fator de Rugosidade. ....	48
Figura 35 - Determinação do Fator Estatístico .....	49
Figura 36 - Coeficiente de Pressão Externa - Paredes. ....	51
Figura 37 - Coeficiente de Pressão Externa - Telhado .....	52
Figura 38 - Coeficiente de Pressão Externa - Telhado. ....	52
Figura 39 - Coeficiente de Pressão Externa - Telhado. ....	53
Figura 40 - Esforços Resultantes – $C_{pi} = 0,30$ . ....	53
Figura 41 - Esforços Resultantes – $C_{pi} = 0,00$ . ....	54
Figura 42 - Esforços Resultantes – $C_{pi} = 0,30$ .....	54
Figura 43 - Esforços Resultantes – $C_{pi} = 0,00$ . ....	55
Figura 44 - Diagrama de Numeração dos Elementos. ....	57
Figura 45 - Diagrama de Esforços Normais .....	58
Figura 46 - Diagrama de Esforços Cortantes.....	58
Figura 47 - Diagrama de Momento Fletor .....	59
Figura 48 - Diagrama de Esforços Normais. ....	60
Figura 49 - Diagrama de Esforços Cortantes.....	60
Figura 50 - Diagrama de Momento Fletor .....	61
Figura 51 - Diagrama de Esforços Normais. ....	62
Figura 52 - Diagrama de Esforços Cortantes.....	62
Figura 53 - Diagrama de Momento Fletor .....	63
Figura 54- Telha trapezoidal TP40 .....	64
Figura 55 - Inclinação das terças de cobertura. ....	66
Figura 56 - Exemplo de disposições das terças na cobertura .....	66

Figura 57 - Cargas nas terças de fechamento lateral .....	93
Figura 58 - Placa de base .....	105
Figura 59 - Corte AA- típico. ....	118
Figura 60 - Fachada Frontal do Galpão .....	118
Figura 61 - Corte Longitudinal do Galpão. ....	119
Figura 62 - Cobertura do Galpão. ....	120
Figura 63 - Planta de locação de pilares. ....	121

## **LISTA DE TABELAS:**

Tabela 1- Comparativo entre materiais de construção .....	39
Tabela 2 - Ações permanentes .....	56
Tabela 3 - Esforços para hipótese: PP + SC. ....	59
Tabela 4 - Esforços para hipótese: PP + V00. ....	61
Tabela 5 - Esforços para hipótese: PP + V90 .....	63
Tabela 6 - Telha trapezoidalTP40.....	65

## **LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS**

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BNH	Banco Nacional da Habitação
IBTL	Instituto Brasileiro de tela soldada
IBTS	Instituto Brasileiro de telas soldadas
NBR	Norma Brasileira
T500	Tempo para o concreto alcançar um diâmetro de 50 cm

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>10</b>
1.1 JUSTIFICATIVA.....	11
1.2 OBJETIVOS.....	11
<b>1.2.1 Objetivo geral.....</b>	<b>11</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>12</b>
1.3 METODOLOGIA .....	12
1.4 ESTRUTURA DA MONOGRAFIA .....	12
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>12</b>
2.1 ESTRUTURA DE METÁLICA .....	12
<b>2.1.1 Processo de fabricação .....</b>	<b>13</b>
<b>2.1.2 Propriedades mecânicas do aço.....</b>	<b>14</b>
2.1.2.1 Limite de escoamento .....	15
2.1.2.2 Elasticidade .....	16
2.1.2.3 Ductibilidade .....	16
2.1.2.4 Resiliência e Tenacidade .....	16
2.1.2.5 Fragilidade.....	17
2.1.2.6 Dureza .....	17
2.1.2.7 Tensões residuais.....	17
2.1.2.8 Corrosão .....	18
<b>2.1.3 Perfis .....</b>	<b>18</b>
2.1.3.1 Produtos metalúrgicos .....	20
2.1.3.2 Designação dos Perfis .....	21
2.1.3.2.1 Perfis laminados ou perfis conformados a quente .....	21
2.1.3.2.2 Perfis de chapa dobrados ou perfis de conformados a frio.....	22
2.1.3.2.3 Perfis Soldados .....	22
<b>2.1.4 Tipos de conectores e de ligações .....</b>	<b>22</b>
2.1.4.1 Rebites .....	23
2.1.4.2 Parafusos .....	24

2.1.4.2.1	Parafusos auto atarraxante .....	27
2.1.4.3	Conexões Soldadas .....	27
2.2	GALPÕES EM AÇO .....	29
<b>2.2.1</b>	<b>Documentos de projeto.....</b>	<b>33</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Memorial de Cálculo .....</b>	<b>33</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Aços Estruturais .....</b>	<b>33</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Parafusos, porcas e arruelas .....</b>	<b>33</b>
<b>2.2.5</b>	<b>Eletrodos para solda .....</b>	<b>34</b>
<b>2.2.6</b>	<b>Telhas .....</b>	<b>34</b>
2.3	MÉTODOS CONSTRUTIVOS EM RELAÇÃO A SUSTENTABILIDADE .....	35
<b>3</b>	<b>PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL .....</b>	<b>41</b>
3.1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO.....	41
3.2	DADOS PRELIMINARES DO PROJETO .....	42
<b>3.2.1</b>	<b>Croqui do galpão .....</b>	<b>43</b>
3.3	AÇÕES.....	43
<b>3.3.1</b>	<b>Ações Permanentes.....</b>	<b>44</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Ações Variáveis .....</b>	<b>44</b>
<b>3.3.3</b>	<b>Carga de Vento .....</b>	<b>45</b>
3.3.3.1	Coeficiente de pressão (Cpe) e de forma (Ce) .....	47
3.3.3.2	Coeficiente de pressão interna (Cpi) .....	47
3.4	SOFTWARES DE DIMENSIONAMENTO UTILIZADOS .....	49
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>51</b>
4.1	LEVANTAMENTO DAS AÇÕES .....	51
<b>4.1.1</b>	<b>Coeficientes de pressão.....</b>	<b>51</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Combinação de ações do galpão .....</b>	<b>55</b>
4.1.2.1	Cálculo das envoltórias .....	57
4.2	DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO METÁLICO.....	64
<b>4.2.1</b>	<b>Terças de cobertura.....</b>	<b>64</b>
4.2.1.1	Peso Próprio .....	65
4.2.1.2	Sobrecarga .....	65
4.2.1.3	Vento .....	65
4.2.1.4	Decomposição dos esforços segundo os eixos “X” e “Y” .....	66

4.2.1.4.1	Peso Próprio.....	67
4.2.1.4.2	Sobrecarga .....	67
4.2.1.5	Combinação das Ações .....	67
4.2.1.5.1	Hipótese de peso próprio + sobrecarga .....	67
4.2.1.5.2	Hipótese de peso próprio + vento 90° .....	67
4.2.1.6	Esforços.....	67
4.2.1.7	Hipótese de peso próprio + sobrecarga .....	68
4.2.1.7.1	Hipótese de peso próprio + vento 90° .....	68
4.2.1.8	Dimensionamento .....	68
4.2.1.9	Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga .....	69
4.2.1.9.1	Verificação hipótese de peso próprio + vento 90° .....	73
<b>4.2.2</b>	<b>Vigas de cobertura.....</b>	<b>76</b>
4.2.2.1	Dimensionamento .....	77
4.2.2.1.1	Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga.....	77
4.2.2.1.2	Verificação hipótese de peso próprio + vento 90° .....	82
<b>4.2.3</b>	<b>Pilares principais .....</b>	<b>84</b>
4.2.3.1	Dimensionamento.....	84
4.2.3.1.1	Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga.....	85
4.2.3.1.2	Verificação hipótese de peso próprio + vento 90° .....	89
4.2.3.1.3	Verificação da flecha .....	91
<b>4.2.4</b>	<b>Terças de fechamento lateral.....</b>	<b>91</b>
4.2.4.1	Carregamentos.....	92
4.2.4.1.1	Peso Próprio.....	92
4.2.4.1.2	Vento .....	92
4.2.4.2	Combinação das Ações .....	93
4.2.4.2.1	Hipótese de peso próprio + vento .....	93
4.2.4.3	Esforços .....	93
4.2.4.3.1	Hipótese de peso próprio + vento .....	93
4.2.4.4	Dimensionamento .....	94
4.2.4.4.1	Verificação hipótese de peso próprio + vento .....	95
4.2.4.4.2	Verificação da flecha .....	97
<b>4.2.5</b>	<b>Pilares de fechamento frontal.....</b>	<b>97</b>

4.2.5.1	Carregamentos .....	97
4.2.5.1.1	Peso Próprio .....	97
4.2.5.1.2	Vento .....	98
4.2.5.2	Combinação das Ações .....	99
4.2.5.2.1	Hipótese de peso próprio + vento 0° .....	99
4.2.5.3	Esforços .....	99
4.2.5.3.1	Hipótese de peso próprio + vento 0° .....	99
4.2.5.4	Dimensionamento .....	99
4.2.5.4.1	Verificação hipótese de peso próprio + vento 0° .....	99
4.2.5.5	Verificação da flecha .....	100
<b>4.2.6</b>	<b>Contraventos da cobertura .....</b>	<b>101</b>
4.2.6.1	Dimensionamento .....	101
4.2.6.1.1	Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga .....	102
<b>4.2.7</b>	<b>Contraventos verticais .....</b>	<b>102</b>
4.2.7.1	Dimensionamento .....	103
4.2.7.1.1	Verificação hipótese de peso próprio + vento 90° .....	103
<b>4.2.8</b>	<b>Placas de base .....</b>	<b>104</b>
4.2.8.1	Dimensionamento .....	104
4.2.8.1.1	Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga .....	105
4.2.8.1.2	Verificação hipótese de peso próprio + vento 90° .....	108
<b>4.2.9</b>	<b>Chumbadores .....</b>	<b>110</b>
4.2.9.1	Dimensionamento .....	110
4.2.9.1.1	Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga .....	111
4.2.9.1.2	Verificação hipótese de peso próprio + vento 90° .....	112
4.2.9.2	Esforços .....	113
4.2.9.2.1	Hipótese de peso próprio + vento 0° .....	113
4.2.9.3	Dimensionamento .....	113
4.2.9.4	Verificação hipótese de peso próprio + vento 0° .....	113
4.2.9.5	Verificação da flecha .....	115
<b>4.2.10</b>	<b>Tirantes da cobertura .....</b>	<b>115</b>
4.2.10.1	Dimensionamento .....	115
4.2.10.1.1	Verificação hipótese de peso próprio + vento 0° .....	116

<b>4.2.11 Tirantes do fechamento.....</b>	<b>116</b>
4.2.11.1 Dimensionamento.....	117
4.2.11.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90° .....	117
4.3 DETALHAMENTO.....	117
4.4 ORÇAMENTO DE CUSTO DE FABRICAÇÃO E EXECUÇÃO.....	122
<b>5 CONCLUSÃO .....</b>	<b>124</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A utilização de estruturas metálicas, em escala industrial data se a partir de 1750. No Brasil o início de sua fabricação foi no ano de 1812, sendo que o grande avanço em perfis de larga escala ocorreu com a implantação das grandes siderúrgicas. Como exemplo tem se a companhia Siderúrgica Nacional – CSN, que começou a operar em 1946 (PINHEIRO, 2005).

As estruturas em aço possuem várias vantagens como a fabricação das estruturas com precisão milimétrica, possibilitando um alto controle de qualidade do produto acabado, garantia das dimensões e propriedades dos materiais, material resistente a vibração e a choques, possibilidade de execução de obras mais rápidas e limpas, é possível a desmontagem das estruturas e sua posterior montagem em outro local, a alta resistência estrutural, possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos, e a possibilidade de reaproveitar os materiais em estoque, ou mesmo, obras de obras (PINHEIRO, 2005).

Atualmente cerca de cem países produzem aço e o Brasil, está entre os 10 produtores mundiais (SILVA E PANNONI, 2012), sendo assim o método construtivo em aço está sendo muito usado, por seus vários benefícios, limitado apenas pela sua necessidade de mão de obra e equipamentos especializados para sua fabricação e montagem. O uso do concreto armado é predominante no Brasil, pois a mão de obra é em sua maioria qualificada apenas para os métodos construtivos tradicionais como concreto armado e alvenaria.

O setor da construção civil é um setor de intensa geração de resíduos sólidos. Segundo Maydl (2004) na União Europeia um quarto de todos os resíduos produzidos são da construção civil. Vem aumentando a cada dia o interesse por construções sustentáveis que se refere a responsabilidade de gestão do ambiente construído (PIRES, 2008)

Em 1994, foi realizada Primeira Conferência Mundial sobre Construção Sustentável, e em 1999, o CIB publicou a Agenda 21 on Sustainable Construction que teve como objetivos sugerir propostas para construções sustentáveis entre elas se destacam: buscar soluções para o uso racional de energia, reuso de águas, captação e utilização de águas pluviais, tratamento de esgoto, utilização de materiais recicláveis, reduzir o uso de materiais com alto impacto ambiental, entre outras. (PIRES, 2008)

Devido a essa busca por processos produtivos sustentáveis o aço vem se destacando, pois é fundamental destacar uma característica importante do aço quando o relaciona com sustentabilidade, o aço é 100% reciclável. Essa capacidade de retorno permanente a cadeia

produtiva como matéria prima, sem perder a qualidade, faz dele um dos materiais mais reciclados do mundo (MAYDL, 2004).

Outro benefício importante é que as estruturas podem ser pré-fabricadas conduzindo desta forma a um processo de construção mais eficiente gerando menor impacto sobre o meio ambiente com fundações mais reduzidas preservando o solo. Os impactos no canteiro de obras em termos de resíduos, emissão de poeira, tráfego e ruídos sonoros também são menores. Com isso, há uma melhor organização do canteiro de obras e redução de desperdício de materiais. A cultura da industrialização na construção é uma tendência em todos os segmentos. O mercado busca soluções que gerem maior produtividade. (MATOS, F; 2013)

## 1.1 JUSTIFICATIVA

Este estudo justifica-se pela importância de apresentar um projeto passo a passo o qual tenha um dimensionamento seguro e econômico, expondo pontos importantes e de fácil entendimento, processos sustentáveis, a fim de apresentar o meio com um maior custo benefício para o cliente e menos impacto ambiental.

Além de trabalhar em cima da demanda de mercado a fim de acompanhar a crescente busca por projetos feitos com estrutura metálica, citando pontos positivos como, uma montagem rápida, e possibilidade de reuso, de montar e desmontar o galpão no lugar mais apropriado, ou apenas descartá-lo com a certeza que aquele material será reciclado, e negativa como a necessidade de mão de obra especializada e a emissão de gases na atmosfera.

## 1.2 OBJETIVOS

Neste tópico são apresentados os objetivos que conduzem esse trabalho.

### 1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem por objetivo geral realizar um estudo descritivo sobre dimensionamento de estrutura de aço direcionado a um galpão com aço, de acordo com as normas técnicas, a fim de apresentar as vantagens e desvantagens, e o impacto ambiental em relação a outros métodos construtivos.

## 1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos deste trabalho segue os seguintes tópicos:

- Dimensionar a estrutura de um galpão em aço;
- Revisar e detalhar o projeto de aço;
- Apresentar, por meio de projeto e pesquisa de mercado sobre o tempo, custo, técnicas e material.

## 1.3 METODOLOGIA

Os métodos usados para elaboração do presente foi feito de forma exploratória e descritiva, a fim de familiarizar com o tema e possibilitar uma melhor análise na hora da escolha da forma de dimensionamento.

A obra em questão não será construída, apenas “simulada”, usando programas específicos como SAP2000, AutoCAD, softwer TECNOMETAL, VISUAL VENTOS, E com esses resultados será possível levantar o custo de cada material, o tempo de cada mão de obra e seus custos. Assim será feito uma pesquisa de acordo com o mercado atual por meio de fonte secundárias como empresas prestadoras de serviço e comércio.

Por fim, apresentam-se dados de quantidade de materiais, o valor da mão de obra e tempo de execução, assim ao fim deste trabalho poderá apresentar a estrutura mais viável.

## 1.4 ESTRUTURA DA MONOGRAFIA

O presente estudo tem cinco capítulos em sua composição. O capítulo 1 contém a Introdução deste trabalho conforme mostrada acima, e no capítulo 2 encontra-se o referencial teórico, com todo o estado da arte sobre o tema, apresentando o aço e relacionando com os outros métodos construtivos. No capítulo 3 Procedimento experimental, com o processo de dimensionamento do projeto no capítulo 4, são apresentados as ações conforme MANUAL CBCA, o capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas no estudo.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Esta revisão busca explicar sobre as características, propriedades e escopo de projeto dos materiais e técnicas construtivas do aço.

### 2.1 ESTRUTURA DE METÁLICA

As formas mais usuais de metais ferrosos são o aço, o ferro fundido e o ferro forjado, sendo o aço o mais importante atualmente. O aço e o ferro fundido são ligas de ferro e carbono, com elementos residuais decorrentes do processo de fabricação, como, silício, manganês, fósforo e enxofre, e elementos adicionais que proporcionam melhorias nas características físicas e mecânicas do material denominado elemento de liga (PFEIL, 2009).

O aço é uma liga metálica constituída de ferro e carbono, obtido pelo refino do ferro gusa (ou apenas gusa é o produto da primeira fusão do minério ferro e contém cerca de 3,5 a 4,0% de carbono), contendo geralmente 0,008% até aproximadamente 2,11% de carbono, além de certos elementos residuais (MATOS DIAS, 1997).

O carbono aumenta a resistência do aço, porém o torna mais frágil. Os aços com baixo teor de carbono têm menor resistência à tração, porém é mais dúctil, é usinável e soldável, além de apresentar baixo custo de produção, é utilizado em perfis estruturais, pontes e muitos outros. Já as resistências a ruptura e tração dos aços usados em estruturas, são iguais variando entre 300 MPa e valores acima de 1200 MPa (PFEIL, 2009).

Sendo 0,008% o limite inferior que corresponde a máxima solubilidade do carbono no ferro a temperatura ambiente e 2,11% a máxima quantidade de carbono que se dissolve no ferro e que ocorre a 1148°C. Esse resultado depende da presença de elementos de ligas no aço e de elementos residuais.

Sendo assim classifica-se em dois tipos de aço, *aço carbono* ou *liga ferro carbono* contendo 0,008% a 2,11% de carbono, além de certos elementos residuais. E *aço liga* ou *aço carbono* que são acrescidos de elementos de liga ou apresenta os elementos residuais em teores acima do que é considerado normal. Adotando-se uma separação teórica entre os dois principais produtos siderúrgicos pode-se dizer que aços têm teor de carbono até 2,11% e ferro fundido tem teor de carbono acima de 2,11% (CHIAVENI, 2008).

Do ponto de vista de suas aplicações, os aços podem ser classificados em diversas categorias, cada qual com suas características.

Por exemplo, aços para estruturas, são necessárias propriedades de boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de uma elevada relação entre a tensão de escoamento e a tensão de resistência. Além de uma alta resistência a corrosão a qual se faz através da adição de cobre. Assim para atender a esses requisitos, utiliza-se em estruturas os aços carbonos e os aços em baixo teor de liga ou microligados, ambos com baixo e médio teor de carbono. A elevada resistência de alguns aços estruturais é obtida por processos de conformação ou tratamentos térmicos (CHIAVENI, 2008).

### **2.1.1 Processo de fabricação**

É o processo siderúrgico de obtenção do aço, desde a chegada do minério de ferro até a sua produção final, a ser utilizada no mercado, em diferentes setores (MATOS DIAS, 1997).

O processo siderúrgico trata-se da extração do ferro metálico existente no minério de ferro (em geral, a hematita), eliminando parte das suas impurezas. Existem dois processos siderúrgicos para obtenção do aço, a partir do minério de ferro, por transformação do gusa, ou semi-integrado, em que o aço é obtido a partir de sucata. Na forma líquida, já isento de impurezas do minério, o aço recebe adições que lhe dão características desejadas, sendo então solidificado e preparado na forma requerida (MATOS DIAS, 1997).

A minérios de ferros distribuídos por todo o planeta, e o Brasil é o seu maior produtor. O carvão mineral adequado ao uso nas siderúrgicas só é encontrado em certos países, o Brasil possui muitas reservas de carvão metalúrgico, porém para ser utilizado em grande escala em nossas usinas, é necessária uma redução do teor de enxofre e de cinzas. Por isso este insumo não tem sido usado, recorrendo-se à importação (SILVA E PANNONI, 2010).

A transformação do minério de ferro em aço é feita em quatro estágios:

- Estágio 1: Tratamento do minério de ferro e do carvão metalúrgico.
- Estágio 2: Obtenção do ferro gusa.
- Estágio 3: Obtenção do aço e seu enobrecimento.
- Estágio 4: Lingotamento e conformação do aço.

O aço líquido, antes de ser resfriado em forma de placas ou perfis laminados, é produzido através de finos de minério de ferro, chamados de sinter, que são aglutinados no coque siderúrgico que é um material carbonário sólido obtido a partir da destilação do carvão mineral em forno. Essa aglutinação é feita no alto forno onde uma injeção de ar causa uma

reação exotérmica que funde esses materiais produzindo o material metálico, a gusa líquida, e a escória de alto forno como subproduto (usada na fabricação de cimento).

Nesta fase o líquido metálico possui excesso de carbono e impurezas, então, ele é refinado na aciaria, unidade que possui equipamentos para a remoção desses elementos através de uma injeção de oxigênio puro na gusa. Também, no refinamento, há a adição de outros elementos como cobre, níquel, manganês, silício, titânio, vanádio, entre outros, para desenvolver características desejadas de resistência, ductilidade, soldabilidade e resistência à corrosão.

Após o processo completo da formação de aço líquido, este é resfriado no processo de lingotamento para a formação de blocos e placas e então, são feitos os perfis metálicos laminados, gerados no processo de laminação, os quais são perfis que saem da siderúrgica com uma seção transversal definida. Já os perfis soldados são formados a frio sendo dobrados ou cortados e soldados posteriormente por fabricas de perfis de aço soldados. A Figura 5 mostra um fluxograma simplificado da produção do aço (MATOS DIAS, 1997).

### **2.1.2 Propriedades mecânicas do aço**

As propriedades mecânicas dos materiais são muito importantes na arquitetura e na engenharia. Cada material apresenta diferentes propriedades. A resistência mecânica e o modulo de elasticidade caracterizam as deformações que o corpo sofre em função de uma determinada tensão aplicada sobre ele. Também tem outras propriedades mecânicas de grande interesse para a engenharia estrutural, como, dureza, tenacidade, dilatação, fluência e fadiga (SILVA E PANNONI, 2010).

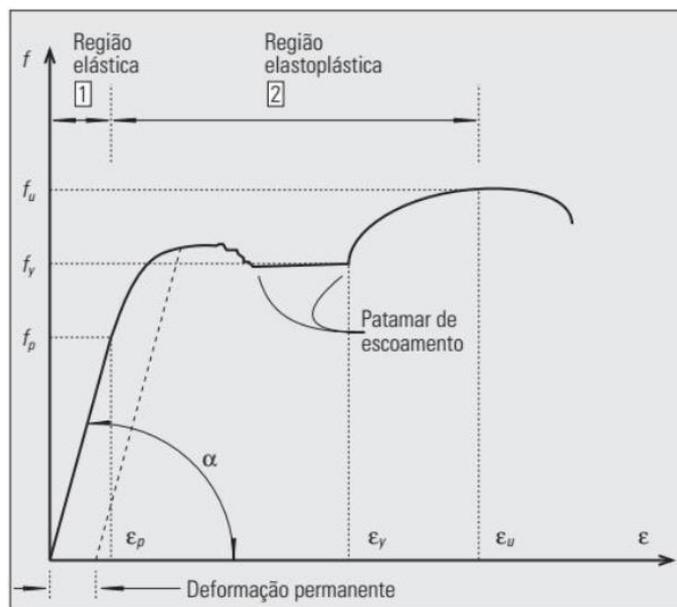
As seguintes características físicas podem ser adotadas em todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperatura atmosférica. De acordo com Pfeil (2009):

- Módulo de deformação longitudinal ou modulo de elasticidade  $E = 200000 \text{ MPa}$ ;
- Coeficiente de Poisson  $\nu=0,3$ ;
- Coeficiente de dilatação térmica  $\beta = 12.10^{-6} /^{\circ}\text{C}$ ;
- Massa específica  $\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$

### 2.1.2.1 Limite de escoamento

A relação entre tensão aplicada e a deformação resultante pode ser acompanhada pelo diagrama tensão deformação. Os valores para a construção deste diagrama são obtidos submetendo o material a um ensaio de tração, onde a deformação é medida com o auxílio de um aparelho acoplado à máquina de ensaio denominado extensômetro. Dentro de um certo limite (fase elástica), uma peça sofre deformação que obedece a lei de Hooke, ou seja, é proporcional ao esforço aplicado, onde é representado pelo trecho retilíneo do diagrama, constante essa denominada módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal. Após esse limite tem se início a fase plástica onde ocorre uma deformação crescente sem variação de tensão, sendo seu valor constante conhecido como limite de escoamento. Após o escoamento ainda na tensão plástica o aço sofre um rearranjo e o material passa pelo encruamento, onde a uma nova variação de tensão, seu valor máximo de tensão é chamado de limite de resistência do aço. Para encontrar seu limite de escoamento se faz necessário dividir o valor da carga máxima que ele suporta, antes de escoar, pela área de seção transversal inicial do corpo de prova (MATOS DIAS, 1997). Na figura 1 apresenta-se o digrama de tensão de deformação do aço ou seja a relação entra a tensão aplicada e deformação resultante.

**Figura 1 - Diagrama de tensão e deformação de um aço**



Fonte: MATOS DIAS, 1997.

### 2.1.2.2 Elasticidade

Para pequenos níveis de carregamentos, há uma pequena deformação, com a retirada da tensão a deformação cessa, esse fenômeno é denominado de comportamento elástico do material. A força que uni dois átomos (F) pode ser expressa por, função 1, onde U é a função de energia potencial entre dois átomos e r é a distância entre eles. Dependendo da força externa aplicada ao material, verifica se a intensidade da força de U que une os dois átomos.

Caso a força externa seja branda, ocorrerá apenas o afastamento entre os átomos, causando uma deformação reversível (os átomos retornaram a sua posição inicial). O comportamento do átomo sair de sua posição inicial e retornar para a mesma de  $r_0$  para uma distância r e retornar para  $r_0$ , é chamada de comportamento elástico do material. O módulo de elasticidade do aço se dá através da lei de Hooke, equação 1, onde E é a constante, módulo de elasticidade, onde esse valor dá a medida da rigidez do material, quanto maior o módulo, menos deformável é o material. Sendo o módulo de elasticidade do aço aproximadamente 20000 kN/cm<sup>2</sup> (SILVA E PANNONI, 2010).

$$\text{Função 1 : } F=dU/dr$$

$$\text{Equação 1 : } \sigma=E \cdot \varepsilon$$

### 2.1.2.3 Ductibilidade

É a capacidade do material de se deformar sob a ação das cargas. Os aços quando sujeitos a tensões locais elevadas, sofrem deformações plásticas capaz de redistribuir as tensões. Assim esse comportamento permite que se considere em uma ligação parafusada, com distribuição uniforme da carga entre os parafusos, por exemplo. Além desse efeito local a ductibilidade conduz a mecanismos de rupturas acompanhados de grandes deformações que funcionam como avisos de cargas elevadas (PFEIL, 2009).

### 2.1.2.4 Resiliência e Tenacidade

É a capacidade que o material tem de absorver energia quando submetido à carga de impacto. Resiliência é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico, ou a capacidade de restituir energia mecânica absorvida. (PFEIL, 2009).

Tenacidade, é a energia total, elástica e plástica, que um material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura (MATOS DIAS, 1997).

#### 2.1.2.5 Fragilidade

Os aços podem se tornar frágeis pela ação de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais, causados por solda, por exemplo. É de grande importância conhecer as condições em que os aços se tornam frágeis, uma vez que materiais frágeis se rompem bruscamente. Dezenas de acidentes já foram registrados, provocados pela fragilidade do aço, decorrente de procedimentos inadequado de solda. Esse comportamento frágil pode ser constatado sobre dois aspectos: iniciação da fratura e sua propagação. A iniciação ocorre quando uma tensão ou deformação unitária elevada se desenvolve num ponto onde o material perdeu ductibilidade. Uma vez iniciada, a fratura se propaga pelo material, mesmo em tensões moderadas (PFEIL, 2009).

#### 2.1.2.6 Dureza

É a resistência ao risco ou a abrasão. Pode ser observada pela resistência que a superfície do material oferece à penetração de uma peça de maior dureza (PFEIL, 2009).

#### 2.1.2.7 Tensões residuais

Pode ser desenvolvida pelo resfriamento após a laminação de chapas, cantoneiras, perfis etc. Levando ao desenvolvimento de tensões residuais ( $r$ ) no produto final. Usando chapas para exemplificar, nota-se o resfriamento mais rápido das extremidades e mais lento na região central da chapa, contraindo-se, quando a região central da chapa se resfria, as extremidades, já solidificadas, impedem a região central de se contrair livremente. Sendo assim, as tensões residuais são de tração na região central e de compressão nas bordas.

As tensões residuais são notadas na produção de estruturas metálicas envolvendo aquecimento e resfriamento (soldagem, corte com maçarico) promovendo o surgimento de novas tensões residuais. Esse é o caso de perfis soldados nos quais, nas regiões adjacentes aos cordões de solda, permanecem tensões longitudinais de tração após o resfriamento (SILVA E PANNONI, 2010).

#### 2.1.2.8 Corrosão

O processo de reação do aço com elementos presentes no ambiente em que se encontra exposto, sendo o produto desta reação muito similar ao minério de ferro, esse processo denomina se corrosão, essa reação promove a perda de seção da peça de aço.

A proteção a peças expostas ao ar é feita através de pinturas ou galvanização. O processo de pintura em geral consiste na limpeza das superfícies da peça, especificação de tinta e sua aplicação.

A galvanização é o processo de limpeza das superfícies das peças e logo após a adição, por imersão, de uma camada de zinco às superfícies de aço.

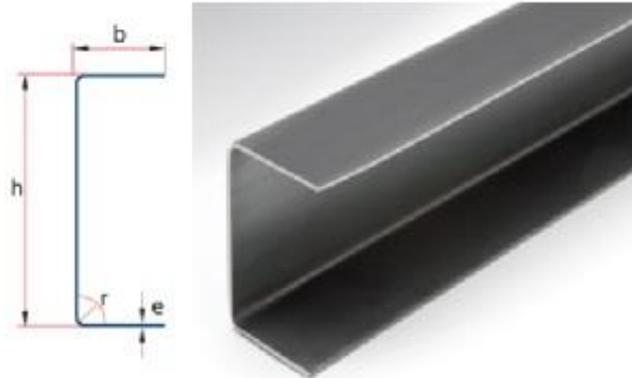
Tem se a adição de cobre na composição química do aço, aumentando sua resistência a corrosão atmosférica. Com essa adição extra de cobre, o aço quando exposto ao ar, desenvolve uma película (pátina) produzida pela própria corrosão, fruto esse que se transforma em uma barreira que reduz a evolução do processo.

Quanto ao projeto, as providências que podem ser tomadas na tentativa de aumentar a vida útil da estrutura de aço exposto ao ar, pode se evitar pontos de umidade e sujeiras, promover a drenagem e aeração e evitar pontos inacessíveis a manutenção e pintura. Deve se evitar o contato com metais diferentes (por exemplo, alumínio e aço), intercalando entre eles um isolante elétrico (PFEIL, 2009).

#### 2.1.3 Perfis

Os produtos siderúrgicos podem ser classificados em perfis, barras e chapas. As indústrias siderúrgicas produzem inúmeros produtos, sendo os mais usados, cantoneira em abas iguais e desiguais, perfil H, perfil I ou duplo Tê, perfil T, perfil U ou canal. Barras redondas, barras chata, tubo circular, tubo retangular ou quadrado, chapas em bobinas (medidas variáveis em comprimento e largura), chapas finas ou grossas (em formatos específicos) (PINHEIRO BRAGENÇA, 2005). As figuras 2, 3, 4, 5, 6 e 7, são exemplos de produtos siderúrgicos.

**Figura 2 - Exemplo de perfis estruturais do tipo “U”**



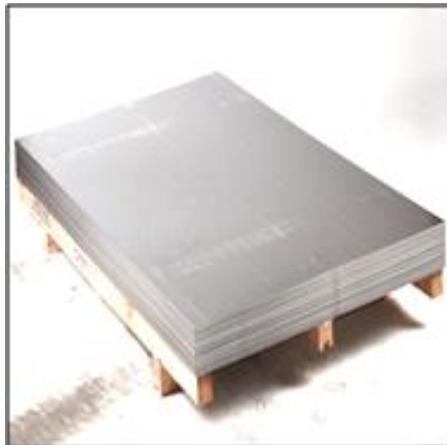
Fonte: CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), 2018.

**Figura 3 - Rolo, produto resultante do bobinamento e corte na seção longitudinal de bobinas de aço plano.**



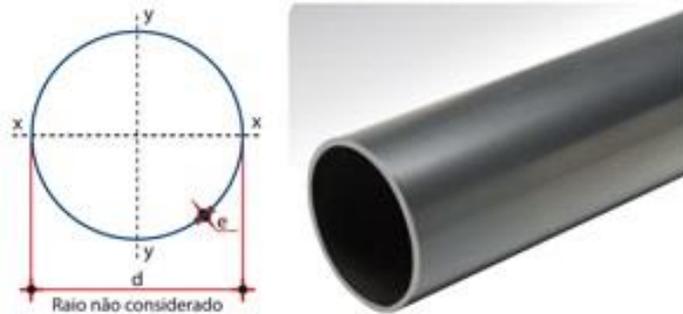
Fonte: CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), 2018

**Figura 4 - Chapa – Produto plano de aço com largura superior a 700mm, laminado a partir de placa, podendo ser obtido por corte de bobina.**



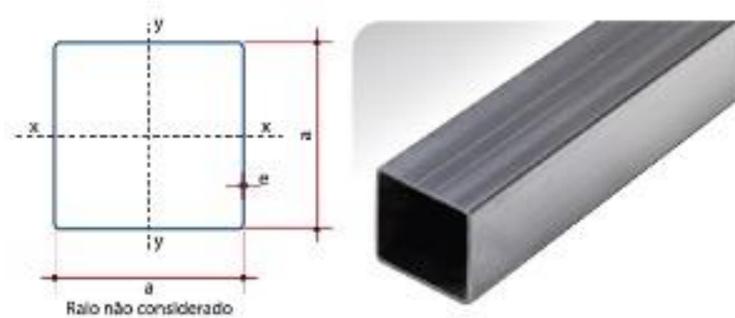
Fonte: CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), 2018.

**Figura 5 - Tubo redondo, Produto siderúrgico de seção circular fechada, de formado geométrico cilíndrico, fabricado com solda.**



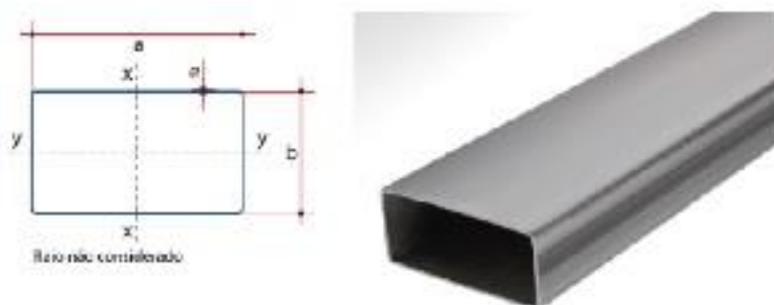
Fonte: CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), 2018.

**Figura 6 - Tubo quadrado, Produto siderúrgico de seção quadrada fechada, de formado geométrico quadrado, fabricado com solda**



Fonte: CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), 2018.

**Figura 7 - Tubo retangular, Produto siderúrgico de seção retangular fechada, de formado geométrico retangular, fabricado com solda.**



Fonte: CSN (Companhia Siderúrgica Nacional), 2018

### 2.1.3.1 Produtos metalúrgicos

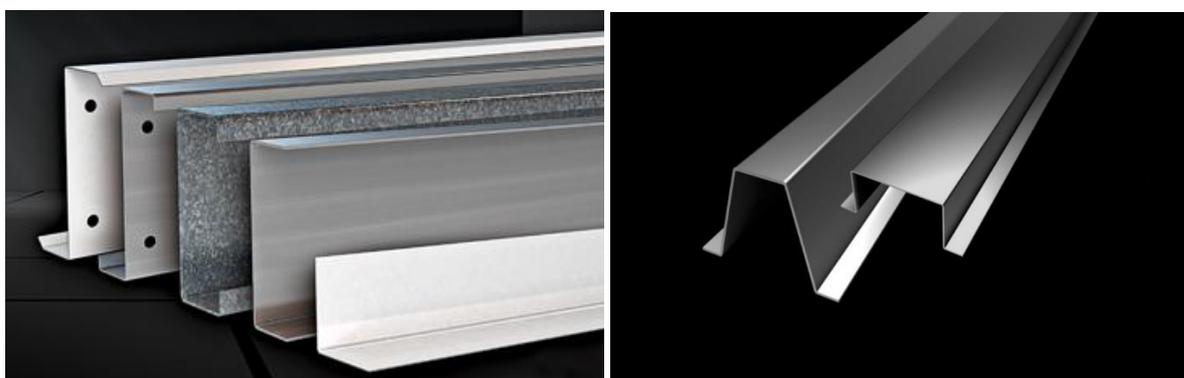
As empresas metalúrgicas produzem perfis através de chapas, podendo ser chapas dobradas ou chapas soldadas. Como por exemplo, perfil U, UE perfil U enrijecido, cantoneiras,

perfil cartola, perfil Z, chapas trapezoidais, Perfil Tê soldados, perfil duplo Tê soldado (PINHEIRO , 2005).

São perfis em sua maioria dobrados manualmente em prensas hidráulicas, com sua capacidade de dobra de 8mm, podendo ser feitos também em um sistema CNC que permite realizar diversas furações ao longo da alma e mesa do perfil, de acordo com projeto (ISOESTE METÁLICA, 2019).

Na Figura 8 apresenta-se exemplos de perfis metálicos estruturais.

**Figura 8 - Perfis metálicos estruturais**



Fonte: ISOESTE METÁLICA, 2018.

### 2.1.3.2 Designação dos Perfis

A confecção dos perfis é ferramenta fundamental na execução do projeto.

#### 2.1.3.2.1 Perfis laminados ou perfis conformados a quente

Perfis laminados *são* obtidos pela laminação de blocos ou tarugos provenientes do lingotamento contínuo. Os perfis são produzidos em ciclos de até três horas, desde a saída dos blocos do forno de reaquecimento até sua chegada ao setor de acabamento (MATOS DIAS, 1997). Os laminadores produzem perfis de grande eficiência estrutural, em forma de H, I, C, L, e são denominados de perfis laminados. Os perfis H, I e C são produzidos em grupo, os elementos do grupo têm uma altura  $h$  constante e largura das abas  $b$  variável. A variação da largura é possível aumentando o espaçamento entre os rolos laminadores de maneira que a espessura da alma tem variação igual à da largura das abas (PFEIL, 2009).

#### 2.1.3.2.2 Perfis de chapa dobrados ou perfis de conformados a frio

Conhecidos como “chapa dobrada” (PINHEIRO, 2005). A dobragem é feita em prensas, as quais têm gabaritos que limitam os raios internos de dobragem a certos valores mínimos, especificados para impedir a fissura do aço na dobra. O uso de chapas finas a baixo de 3mm não é aconselhável, pois conduz a problemas de instabilidade estrutural (PFEIL, 2009).

#### 2.1.3.2.3 Perfis Soldados

São perfis formados pela associação de chapas ou de perfis laminados simples, sendo que a ligação é feita por meio de solda (PFEIL, 2009). A fabricação de perfis estruturais de aço é feita por arco elétrico e obedece à NBR 5884:2013 e depende do tipo de equipamento de cada fabricante, podendo ser artesanal ou industrializada. Como mostra a Figura 9 .

**Figura 9 - Soldagem**



Fonte: PERFIMINAS, 2018

#### 2.1.4 Tipos de conectores e de ligações

Segundo o manual de ligações em aço o termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura entre si, ou a união com elementos externos a ela, como, as fundações. (CBCA, 2017)

A escolha do tipo de conexão influencia significativamente no custo da estrutura, por tanto o deve ser levado em consideração na hora de fazer o projeto e escolher a forma de ligação, o comportamento da conexão (rígida ou flexível, por contato ou por atrito), limitações construtiva, facilidade de fabricação (acesso para soldagem, uso de equipamentos automáticos,

repetição de detalhes padronizados) e montagem (acesso para parafusamento, suportes provisórios, simplicidade, repetição). As conexões são executadas mediante soldagem ou parafusamento (MATOS DIAS, 1997). Em estruturas fabricadas a partir de 1950, as ligações feitas com rebites foram substituídas por ligações parafusadas ou soldadas (PFEIL, 2009).

As ligações são compostas dos elementos de ligações e dos meios de ligação. Assim, elementos de ligação são todos os componentes incluídos no conjunto para permitir ou facilitar a transmissão dos esforços. Como: enrijecedores, chapas de ligação, placas de base, cantoneiras, consolos, talas de emenda, e parte das peças ligadas envolvidas localmente nas ligações.

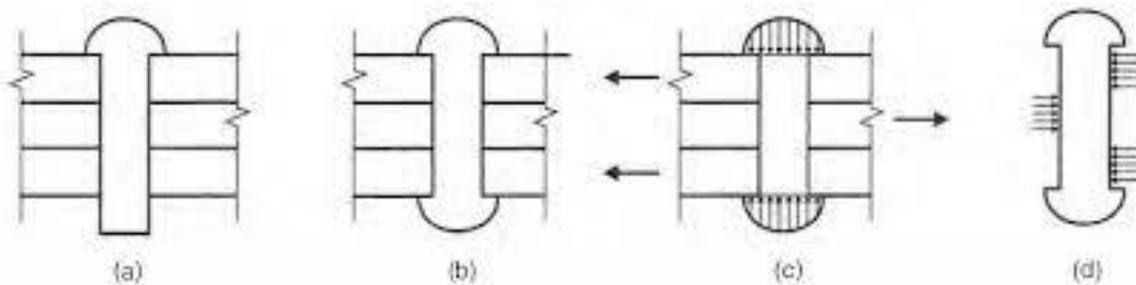
Os meios de ligação são os elementos que promovem a união entre as partes da estrutura para formar para formar as ligações. Como: soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos. (CBCA, 2017).

#### 2.1.4.1 Rebites

Os rebites são instalados a quente, e seu produto final apresenta duas cabeças. A medida que ia resfriando, o rebite aperta as chapas entre si. Não sendo uma forma confiável, por não ter um valor mínimo a ser considerado no cálculo (PFEIL – 2009).

Na Figura 10 apresenta-se as fases de colocação do rebite. Onde: (a) Colocação do rebite no furo após se aquecimento até uma temperatura de cerca de 1000°C. (b) Formação da cabeça arredondada por martelamento (em geral com ferramenta pneumática) e com escoamento do lado da cabeça pré-formada. (c) Com o resfriamento, o rebite encolhe apertando as chapas. (d) Rebite trabalhando a corte.

**Figura 10 - Rebite.**

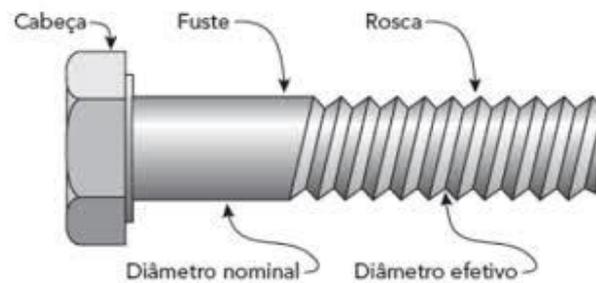


Fonte: Apostila UFPR, 2019.

#### 2.1.4.2 Parafusos

Os parafusos são formados por três partes, cabeça, fuste e rosca como ilustrado logo abaixo na Figura 11. São identificados pelo diâmetro nominal, porém sua resistência a tração é função do diâmetro efetivo, sendo a área efetiva a área da seção transversal que passa pela rosca, valendo 75% da área nominal. (MATOS DIAS, 1997).

**Figura 11 - Parafuso**



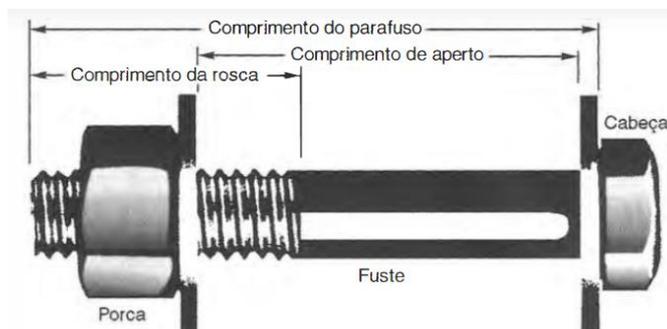
Fonte: EcivilUFES, 2013.

Os parafusos são divididos em dois, os comuns e os de alta resistência.

O parafuso comum tem baixa resistência mecânica, e é fabricado conforme especificação americana ASTM A 307, com  $41,5 \text{ KN/cm}^2$  de resistência a ruptura por tração. Sua instalação é feita por meio de chave manual simples, e sem controle de torque. Não se pode considerar sua resistência por atrito entre as chapas, permitindo a movimentação dos elementos conectados. Por esse motivo são utilizados em peças secundárias, como guarda corpo, corrimão, terças e elementos pouco solicitados. (MATOS DIAS, 1997).

Na Figura 12 apresenta-se um parafuso com porca sextavada e arruela

**Figura 12 - Parafuso com porca sextavada e arruela**



Fonte: PFEIL, 2009.

Já os parafusos de alta resistência são utilizados nas ligações principais, sendo utilizado o tipo fabricado conforme a especificação americana ASTM A 325, com  $82,5\text{KN}/\text{cm}^2$  para parafusos com diâmetro menor ou igual a 25,4 mm.

Para diâmetros maiores que 25,4mm, deve se usar parafusos com resistência à ruptura de  $72,5\text{ KN}/\text{cm}^2$ . Por ser mais resistente, usa se menos parafusos por ligações, assim exige chapas de ligação menores, usando menos aço e resultando em economia. Deve se ter um controle de torque, após o aperto inicial com chave comum. Esse controle pode ser feito por meio de chaves calibradas, permitindo considerar o atrito entre as chapas, proporcionando maior rigidez à ligação e impedindo a movimentação das partes conectadas (MATOS DIAS, 1997).

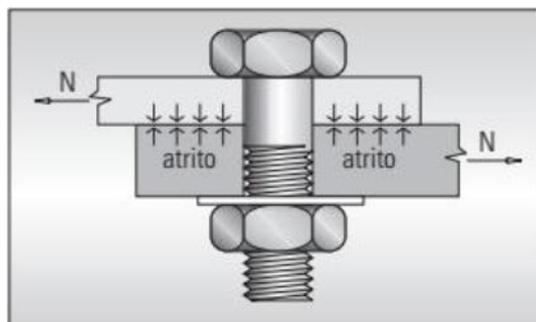
- Parafuso de alta resistência por atrito:

A325-F e A490-F (F- Friction)

Este tipo de parafuso (F) tem-se uma proteção no parafuso, que é medido pelo torque dado na porca. A protensão, faz com que as chapas ligadas pelos parafusos tenham uma grande resistência ao deslocamento relativo (PINHEIRO, 2005).

Na Figura 13 apresenta-se uma ilustração de uma ligação com parafuso de alta resistência por atrito.

**Figura 13 - Ligação com parafuso**



Fonte: PINHEIRO, 2005

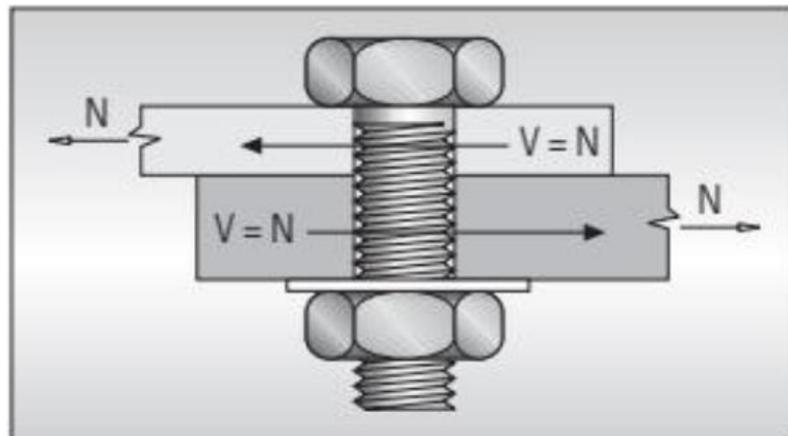
- Parafuso de alta resistência por contato:

A325-N e A490-N (Normal)

Este tipo de parafuso (N) a rosca do parafuso está no plano de corte, isto é, a rosca está no plano de cisalhamento do parafuso. Como a área da seção transversal do parafuso na região da rosca é menor que a área do corpo, sua resistência será menor que a do parafuso do tipo (X) (PINHEIRO, 2005).

Na Figura 14 apresenta-se uma ilustração de uma ligação com parafuso de alta resistência por contato.

**Figura 14 - Ligação parafuso por contato (Tipo A).**

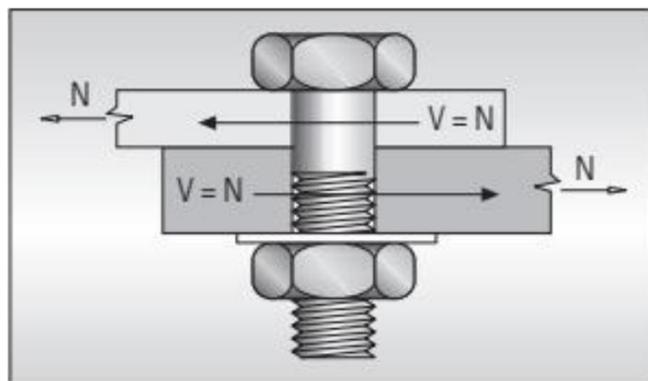


Fonte: PINHEIRO, 2005

A325-X e A490-X (X) a rosca do parafuso está fora do plano de cisalhamento do corpo do parafuso (PINHEIRO, 2005).

Na Figura 15 apresenta-se uma ilustração de uma ligação com parafuso de alta resistência por contato onde a rosca do parafuso está fora do plano de cisalhamento.

**Figura 15 - Ligação parafuso por contato (Tipo X).**



Fonte: PINHEIRO, 2005

#### 2.1.4.2.1 Parafusos auto atarraxante

O parafuso auto atarraxante com porca broca, cabeça com flange especial, arruela de vedação em EPDM, montada. Fixa com segurança e estabilidade, axial ou radialmente, mesmo em inclinações. Esse conjunto de parafuso também perfura, atarraxa e veda, tudo de uma só vez. A sua aplicação pode ser feita com o uso de soquetes magnéticos e parafusadeira com controle eletrônico de velocidade e limitador de profundidade.

Esse produto é feito com aço de baixo carbono cementado e temperado, é um material que evita a deformação. São resistentes ao calor (suportam até 250 °C), a corrosão e a produtos orgânicos como solventes e fluidos hidráulicos.

Na figura 16 apresenta-se um exemplo de parafuso auto atarraxante.

**Figura 16 - Parafusos auto atarraxante.**



Fonte: CiSER, 2019.

#### 2.1.4.3 Conexões Soldadas

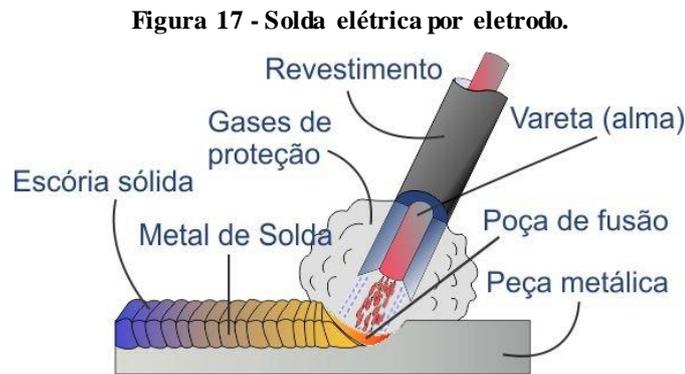
A ligação feita por meio da solda é uma união por coalescência do material, obtida por fusão das partes adjacentes, a energia que promove essa fusão pode ser de origem elétrica, química, óptica ou mecânica. De forma geral a fusão do aço é provocada pelo calor de um arco voltaico, este arco costuma se dar entre um eletrodo metálico e o aço a soldar, havendo deposição do material. O material fundido deve ser isolado da atmosfera para evitar a contaminação de impurezas na solda, e as maneiras mais comuns de ser feito esse isolamento são por, eletrodo manual revestido, nesse método tem-se o revestimento consumido juntamente com o eletrodo, transformando-se parte em gás inerte e parte em escórias.

Pode ser usado também o arco submerso em material granular fusível. O qual o eletrodo é um fio metálico sem revestimento, porém o arco voltaico e o metal fundido ficam isolados pelo material granular.

Também é muito usado o arco elétrico com proteção gasosa, o qual é conhecido como solda MIG (metal inert gás) e MAG (metal active gás). O eletrodo é um arame sem revestimento, e a proteção da poça de fusão é feita pelo fluxo de gás lançado pela tocha de soldagem.

E um material muito usado é o arco elétrico com fluxo no núcleo, o qual o eletrodo é um tubo fino preenchido com o material que protege a poça de fusão. (PFEIL, 2009).

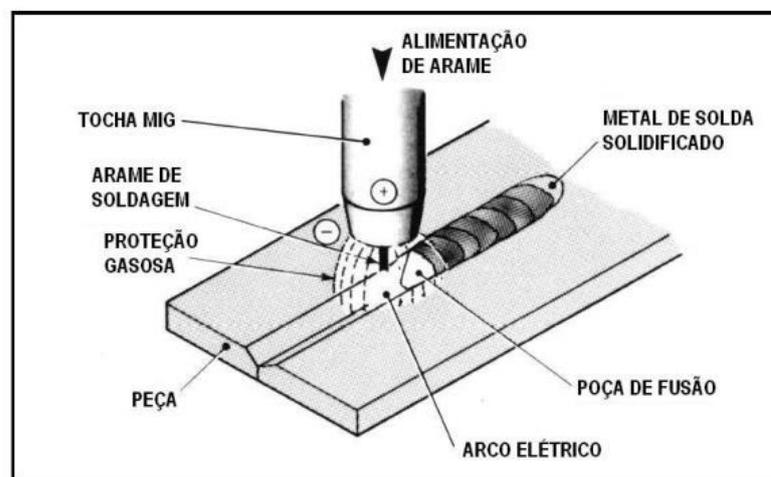
Na Figura 17 apresenta-se uma ilustração de solda por eletrodo.



Fonte: HEAVY DUTY, 2016.

Na Figura 18 apresenta-se uma ilustração do processo básico de soldagem

**Figura 18 - Processo básico de soldagem MIG / MAG.**



Fonte: Cláudio Turani Vaz, 2015

As posições de solda são, planas, horizontais e sobre a cabeça. (MATOS DIAS, 1997).

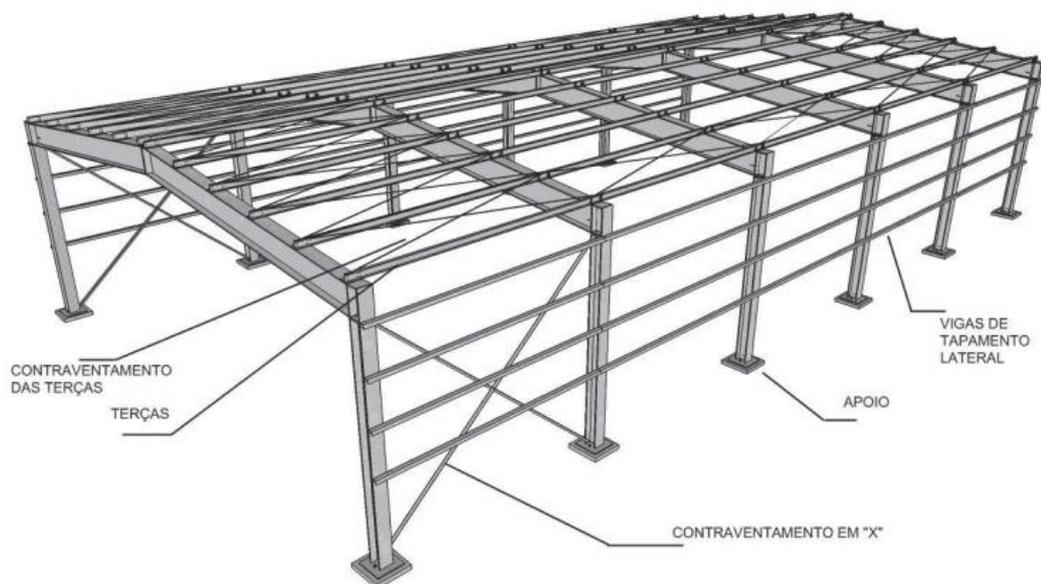
## 2.2 GALPÕES EM AÇO

O arranjo adequado e coerente dos diversos elementos estruturais constituem os sistemas estruturais ou as estruturas (SOUSA, 2008).

Galpões são construções cobertas, composta por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas geralmente destinadas para atividades industriais, agrícola, de depósito e outros fins. Geralmente construídos em um único pavimento.

A seguir na Figura 19 é ilustrado um galpão cujo travamento lateral é do tipo X. (CBCA, 2010).

**Figura 19 – Galpão com travamento lateral em X.**



Fonte: CBCA- manual galpões para usos gerais, 2010

Na figura 20 tem se um exemplo ilustrado de um galpão com viga de ponte rolante.

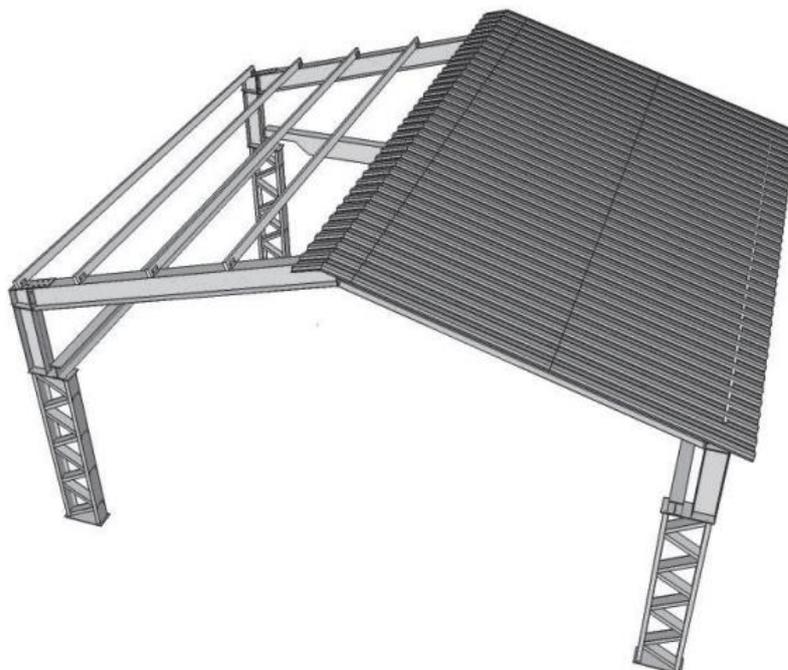
**Figura 20 - Galpão com viga de ponte rolante.**



Fonte: CBCA - manual galpões para usos gerais, 2010

Na figura 21 tem se um exemplo ilustrado de um galpão com coluna treliçada.

**Figura 21 - Galpão com coluna treliçada.**

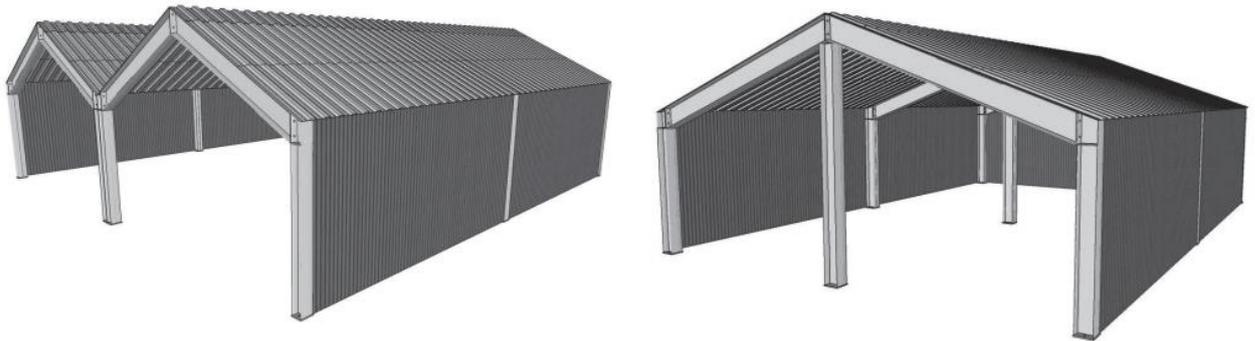


Fonte: CBCA - manual galpões para usos gerais, 2010

A cobertura metálica do tipo Shed ou dente de serra iniciou-se nas fábricas de tecidos da Inglaterra, esse tipo de construção possibilita a iluminação e ventilação natural. (PINHEIRO, 2005)

Na figura 22 tem-se um exemplo ilustrado de germinado com quatro meias-águas e germinado com duas meias-águas.

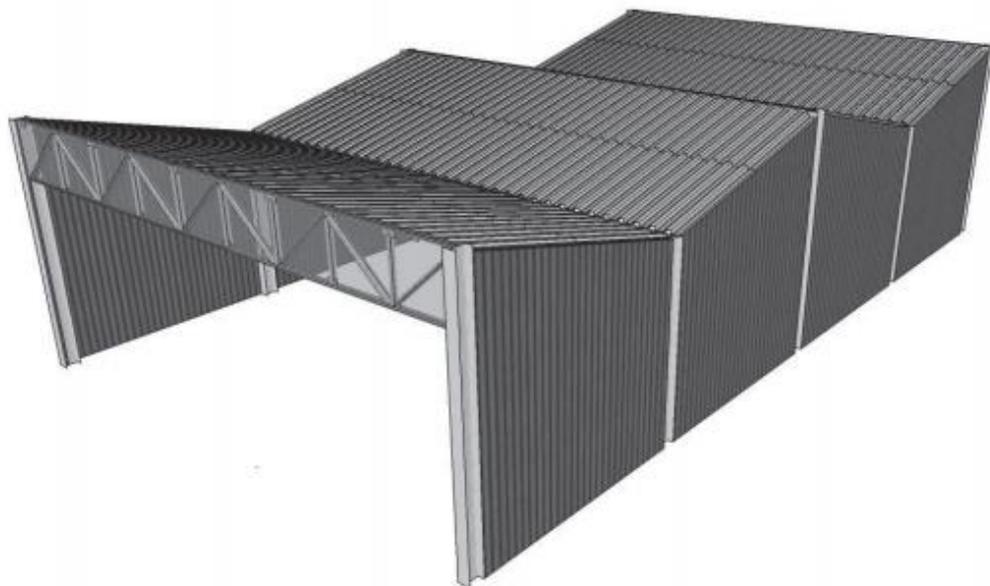
**Figura 22 - Germinado com quatro meias-águas e Germinado com duas meias-águas.**



Fonte: CBCA - manual galpões para usos gerais, 2010

Na figura 23 tem-se um exemplo ilustrado de geminado com meias-águas no sentido transversal.

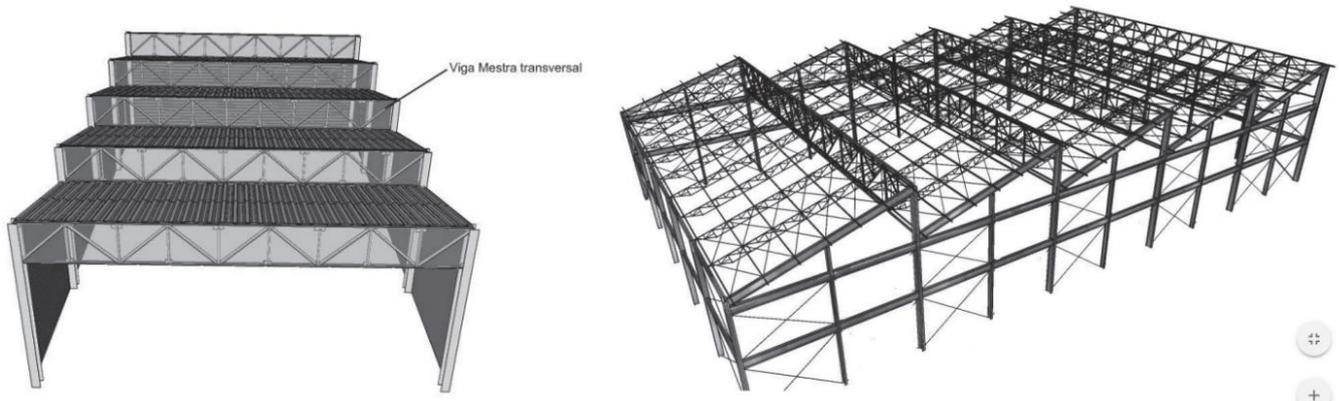
**Figura 23 - Geminado com meias-águas no sentido transversal.**



Fonte: CBCA - manual galpões para usos gerais, 2010

Na figura 24 tem se um exemplo ilustrado de galpão do tipo Shed com vigas mestras treliçadas e galpão em Shed com pórticos em perfis I, vigas mestras e secundárias em treliças.

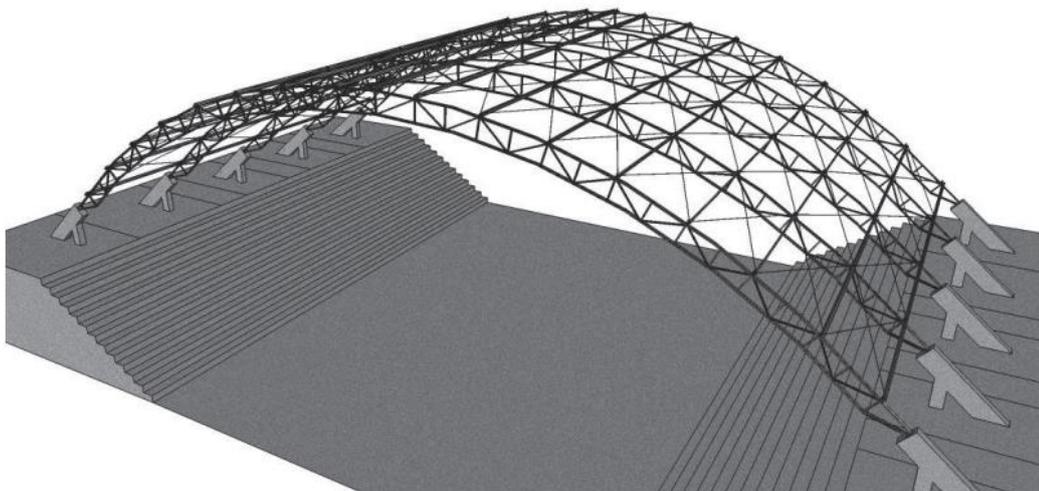
**Figura 24 Galpão do tipo Shed com vigas mestras treliçadas e Galpão em Shed com pórticos em perfis I, vigas mestras e secundárias em treliças**



Fonte: CBCA - manual galpões para usos gerais, 2010

Na Figura 25 apresenta-se um exemplo ilustrado de galpão em arco.

**Figura 25 - Galpão em arco**



Fonte: CBCA - manual galpões para usos gerais, 2010

### **2.2.1 Documentos de projeto**

Entende-se por projeto o conjunto de especificações, cálculos estruturais, desenhos para projeto de fabricação e montagem dos elementos de que compõem o galpão. Projeto de fabricação deve contar todos os elementos com nomes de posições, cada peça e suas especificações como, material, dimensões, furação, e solda de fábrica e de campo. Já o desenho de montagem se diferencia do de fabricação pois já temos conjuntos de peças como montantes e diagonais, banzos superiores e inferiores que compõem uma tesoura, por exemplo, e é o nome de conjunto que deve ir para o projeto de montagem, com detalhes de ligação e sua localização na obra. Além dos requerimentos de manejo e elevação das peças para manter a integridade estrutural dela. (CBCA, 2010)

### **2.2.2 Memorial de Cálculo**

O memorial de cálculo envolve o conjunto de especificações e os cálculos estruturais, esta etapa é elaborada por um engenheiro calculista e deverá conter as informações pertinentes para o desenvolvimento e elaboração dos desenhos. Como, normas, qual sistema computacional foi utilizado para análise da estrutura e seu dimensionamento, dimensões do galpão, cargas atuantes no galpão, croquis explicativos dos detalhes especificados (CBCA, 2010).

### **2.2.3 Aços Estruturais**

- Perfis laminados, perfis soldados e chapas em geral: ASTM A-36;
- Perfis de chapa dobrada a frio: ASTM A-570 grau C ou SAE 1010/1020;
- Barras redondas rosqueadas: ASTM A-36 e SAE 1010/1020;

### **2.2.4 Parafusos, porcas e arruelas**

- Parafusos comuns: ASTM A307;
- Parafusos de alta resistência: ASTM A-325.

Dados destes também são encontrados no Anexo A da ABNT NBR 8800.

### 2.2.5 Eletrodos para solda

Em geral, para este tipo de construções pode-se especificar E70XX da AWS. De acordo com a Tabela 7 da NBR 8800 de compatibilidade do metal-base com o metal solda, devem ser usadas para Arco elétrico com eletrodo revestido (CBCA , 2010).

### 2.2.6 Telhas

Existem diversos fabricantes de telhas de aço revestidas. A fabricação é baseada nas normas ABNT NBR 14513 e ABNT NBR 14514. Os materiais aplicados na cobertura e no fechamento do galpão devem ser leves, garantido praticidade e economia. Devem ser resistentes a corrosão e intempéries, impermeáveis e não conduzir quantidades elevadas de ondas de calor, boa resistência mecânica. Sua função é separar o ambiente de serviço do meio externo, protegendo da chuva, vento, sol, poeira e temperaturas indesejáveis (CBCA , 2004).

Na Figura 26 apresenta-se um exemplo ilustrativo de uma telha trapezoidal.

**Figura 26 - Telha trapezoidal.**



Fonte: CBCA, 2010.

## 2.3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS EM RELAÇÃO A SUSTENTABILIDADE

“Sustentabilidade é um conjunto de ações e atividades humanas que visam atender as necessidades atuais dos seres humanos, sem comprometer o futuro das próximas gerações.” (VALENTINI, 2015)

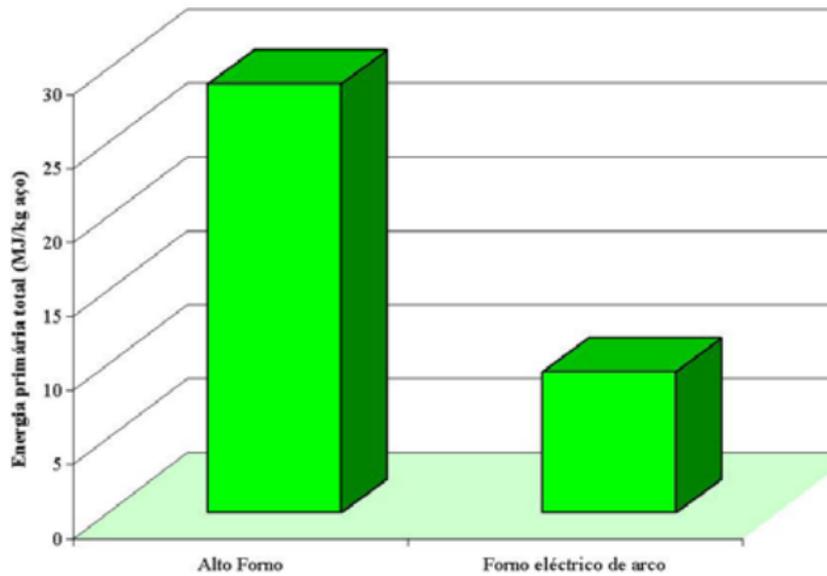
### **AÇO X SUSTENTABILIDADE**

Segundo Helena M. Gervásio (2008) um dos principais benefícios do aço quanto ao meio ambiente é reconhecido pelo seu alto poder de reciclagem, no entanto a porcentagem de material reciclável no aço depende da sua forma de produção. Hoje temos duas formas de produção comumente utilizada pelas siderúrgicas: a produção em alto forno (Basic Oxygen Furnace) e a produção em forno de arco elétrico (Electric Arc Furnace).

A produção do aço consiste em duas formas, apartir de materia prima (minerio de ferro, calcario e coque), esse método ocupa 60% da produção do aço atualmente, ou apartir de sucata em forno eletrico de arco esse resulta em 95%, ou em alto forno o qual utiliza entre 25% à 35% de aço reciclado. Pontos negativos na produção do aço se referem as emissão de gases para a atmosfera, como o gás CO<sub>2</sub> e outros gases de efeito estufa, as emissões destes gases são inferiores para o forno de arco eletrico, tornando esse processo de produção mais eficiente em termos ambientais. Para cada tonelada de aço reciclável são poupados 1.25toneladas de minerios de ferro, 630 kg de carvão e 54 kg de calcário. No mais o processo de reciclagem gasta menos energia, gera menos residuos e provoca a emissão de menos quantidades de particulas poluente em comparação com a produção apartir da materia prima. (Helena M. Gervásio, 2008).

A figura a seguir é um grafico de consumo de energia empregado na produção de secções laminadas, o consumo de ensergia na produção do alto forno é aproximadamente 29 GJ por tonelada de aço, enquanto a produção de laminados em arco eletrico corresponde a 10GJ. (Helena M. Gervásio 2008).

**Figura 27- Energia consumida por processo**

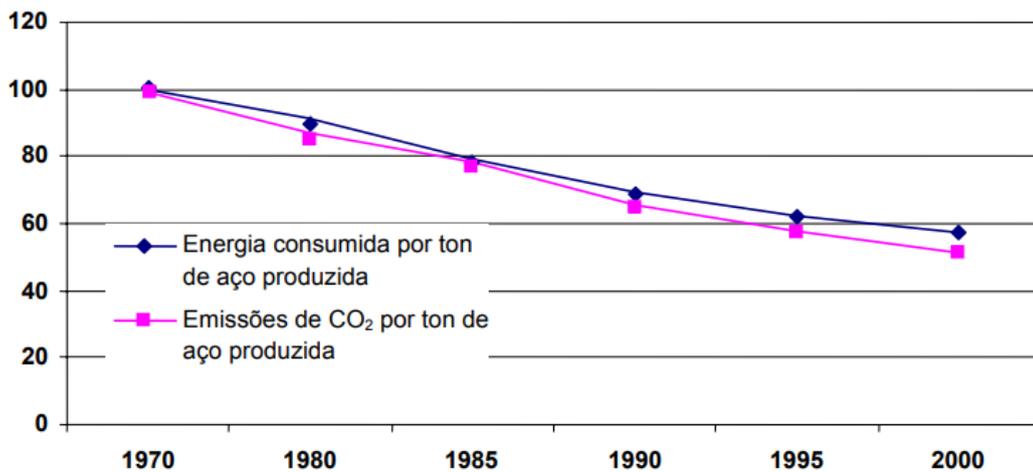


Fonte: Helena M. Gervásio, 2008.

A figura a seguir demonstra as emissões de partículas de gás poluentes, a qual destaca se a emissão de gás CO<sub>2</sub>, a produção de 1kg de aço em forno de arco elétrico produz 462gr de equivalentes de CO<sub>2</sub>, já em alto forno a produção de 1kg de aço gera 2494gr de CO<sub>2</sub>.

Na Figura 28 apresenta-se um gráfico com a relação da energia consumida por tonelada de aço e a emissão de CO<sub>2</sub> por tonelada de aço produzida.

**Figura 28- Mostra a energia e emissão de CO<sub>2</sub>**



Fonte: Eurofer, Eurostat

## CONCRETO ARMADO X SUSTENTABILIDADE

Segundo Pensando verde (2014) estima-se que até 10% de todo o material usado no canteiro de obras é desperdiçado devido a imprecisões ou omissões na elaboração e execução dos projetos, perdas no transporte e armazenamento. Enquanto mais de 90% desses resíduos podem ser reciclados e reutilizados. Apenas os concretos com substâncias contaminantes, como sulfato de cálcio, cloretos e óleos podem trazer prejuízo às propriedades do concreto no estado endurecido, e não devem ser utilizados no processo de reciclagem. É possível obter agregados com características semelhantes ao produto inicial. Quanto a sua “reutilização” é comumente usado para camadas de base para projetos de construção, como calçadas. O concreto de material reciclável é mais leve e forte, que o agregado virgem, ajudando a minimizar custo, na obra e a reduzir o impacto ambiental da construção.

Olhando para o aço como um material mais ecológico, as grandes siderúrgicas mundiais tem implementado várias medidas no sentido de preservação ambiental, a maior preocupação são a diminuição do consumo de energia e a redução da emissão de gases com efeito de estufa, nomeadamente de dióxido de carbono. Sendo este último o mais preocupante, assim as grandes siderúrgicas vem investindo em pesquisas e desenvolveram o programa europeu ULCOS (Ultra Low CO<sub>2</sub> Steelmaking), que tem como principal objectivo a redução de emissões de gases de efeito estufa através de novas formas de produção de aço. E outros recursos como a energias alternativas tais como gás natural, hidrogénio, biomassa e electricidade. (Helena M. Gervásio, 2008).

Analisando o ciclo de vida de uma estrutura metálica, identificamos traços de sustentabilidade com grande facilidade, de forma geral as estruturas são pré fabricadas, conduzindo a um processo mais eficiente, garantindo uma maior rapidez na de construção, são estruturas relativamente leves, assim conduzindo a fundações mais reduzidas, permitindo a preservação do solo de fundação e a redução da movimentação de terras. Quanto a sua resistência e ductibilidade, esse método construtivo permite a construção de superfícies com grandes vãos livres, pilares mais esbeltos e fachadas mais leves. Cria assim espaços amplos, livres de obstáculos interiores, facilita a ampliação da edificação de modo adaptar-se a novos requisitos funcionais ou estilos de vida.

A utilização de grandes superfícies envidraçadas, permite a entrada de luz e favorece a utilização de luz solar. Na fase final da vida útil das estruturas metálicas, é possível fazer o

seu desmonte, para montadas em outros locais. Além disso, se não for mais utilizada como edificação, pode-se proceder à reciclagem do aço.

O aço pode ser reciclado várias vezes, sem perder as suas qualidades, contribuindo para um menor uso de recursos naturais.

## **MADEIRA X SUSTENTABILIDADE**

Segundo PFEIL (2003), a madeira é o material utilizado na construção civil mais antigo, devido ao seu fácil manuseio e sua disponibilidade. Entre suas principais características encontramos o bom isolamento térmico e uma ótima relação resistência/peso. Já seus pontos negativos são relacionados à sua natureza, por ser um material natural ele está sujeito a defeitos de crescimento e sem tratamento químico, está sujeito à degradação biológica e ação do fogo. Se trata de um material versátil, na construção civil ela é muito utilizada em coberturas, pontes, passarelas, formas e escoramentos para elementos de concreto armado, esquadrias, paredes divisorias, forros, pisos, e estruturas de edificação.

Do ponto de vista ambiental, quando explorada conforme práticas de manejo florestal ou reflorestamento, é considerada um material sustentável.

A resistência apresentada na Tabela 1 leva em consideração as propriedades de cada material.

- Para concreto a resistência apresentada se refere à compressão.
- Para o aço se refere à tensão de escoamento do aço ASTM A36, equivalente ao aço NR250
- Para madeira são valores de resistência à compressão, paralelas às fibras, com umidade de 12%.

Segundo Pfeil (2003) madeiras de cotilidônias são provenientes de árvores frondosas de classe Angiosperma, como peroba, carvalho e ipê, essas são classificadas como madeiras duras ou madeiras de lei.

Já as coníferas são madeiras macias e são originárias de árvores da classe Gimnosperma, como o pinheiro-do-paraná e o pinus.

Na Tabela 1 apresenta-se um comparativo entre os materiais de construção.

**Tabela 1- Comparativo entre materiais de construção**

Material	Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	Energia consumida na produção (MJ/m <sup>3</sup> )	Resistência (MPa)
Concreto	2,4	1,920	20
Aço	7,8	234,000	250
Madeira conífera	0,6	600	50
Madeira dicotiledônia	0,9	630	75

Fonte: Tabela – Comparativo entre materiais de construção. [adaptado de CALIL JUNIOR. et al. (2003)]

## **EMPRESA COM RECONHECIMENTO, SELO ECOLÓGICO PARA PRODUTOS DESTINADOS A CONSTRUÇÃO CIVIL**

Selos ecológicos foram criados para certificar produtos e serviços que levam em conta a preservação do meio ambiente.

Assim, afim de reduzir impactos ligados a sua atividade industrial a Gerdau tem adotado procedimentos de gestão ambiental. Atualmente a empresa é a maior recicladora da América Latina e, no mundo, transformando milhões de sucatas em aço. (Gerdau-2014).

Abandonando um sistema de economia linear e adotando economia circular em razão da reciclagem infinita do aço e sua durabilidade, possibilitando que ele seja reciclado, reusado e remanufaturado, no modelo circular os produtos ou parte deles são reutilizados, reparados e reciclados. Esse modelo substitui o modelo linear o qual os produtos são fabricados a partir de matérias-primas e depois descartados no final de suas vidas úteis. (GERDAU-2019).

Selo de ecologia, foi concedido pelo instituto Falcão Bauer de qualidade, abrange os vergalhões (GG50, CA-60, ca25) e vergalhões cortados e dobrados, as telas (para concreto, coluna), as treliças e malhas pop da Gerdau.

O selo além de garantir o cumprimento dos pré requisitos, por meio de avaliação de todas as usinas, unidades de transformação, corte e dobra, que fabricam os produtos certificados, o selo facilita a obtenção de certificações ambientais para empreendimentos de construtoras. Destaca-se entre suas ações, a redução de CO<sub>2</sub>, que se tornou possível através da substituição do óleo por gás natural nos altos fornos de aquecimento, e o uso de sucata de ferro como principal matéria-prima do processo produtivo, contribuindo para a redução de recursos naturais. Além de coprodutos, decorrentes do processo de produção do aço, são matérias-primas

não absorvidas de imediato na produção do aço, esses coprodutos tem características similares a outros recursos naturais, na construção civil são usados na fabricação de cerâmicas, cimentos e concretos, na pavimentação, através de processos de drenagens, construção de rip-rap e gabiões, produção de artefatos de concreto e misturas asfálticas, e como combustível.(GERDAU-2019).

Em 2018, 73% do aço produzido pela empresa foi feito utilizando a sucata como principal matéria-prima, cerca de 12 milhões de toneladas de sucatas foram tiradas do meio ambiente. (GERDAU – 2019).

Em 2013 em parceria com o setor público a gerdau fez coletas para promover a destinação correta de automóveis, caminhões e ônibus fora de circulação que se encontram no patios do DETRAN, em diversos estados do país através de leilões. (DCI – 2015)

### 3 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

Neste capítulo será apresentado a discretização do galpão de aço proposto.

#### 3.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO

O galpão a ser calculado será calculado para as condições da cidade de Anápolis, estado de Goiás. Será projetado para armazenamento de materiais.

É de extrema importância conhecer as condições de vento da região a ser construído o galpão, pois afetara o comportamento da estrutura. As condições de vento e sua determinação de forças e aplicações, são descritas na norma ABNT NBR 6123/1988.

Uma das inúmeras vantagens ao escolher estrutura metálica é um menor número de operários, menor prazo de obra e uma redução dos gastos com limpeza da obra (menor retirada de entulhos), edificação leve a qual proporciona economia nas fundações (o esqueleto metálico pesa em média dez vezes menos que o de concreto), possibilitando uma redução do número de estacas por base e/ou do número de bases com o emprego de vãos maiores. Devido a uma alta precisão de fabricação das estruturas metálicas (milímetros), proporcionará uma redução significativa nas espessuras dos revestimentos (emboço e reboco). Rapidez de execução. E uma maior lucratividade do investimento, devido à velocidade de giro do capital investido e à maior área útil com elementos estruturais de menores dimensões (BELLEI, 2010).

O projeto será elaborado com duas meia águas, com tesouras em perfil soldado, dispostas em vão de 15 metros. As tesouras serão apoiadas nos pilares, também em perfil soldado, espaçamento no sentido longitudinal será de 6m.

Em planta, o galpão terá forma retangular com dimensões de 15m x 42m, e uma área de 230m<sup>2</sup>. Será utilizado um sistema de pórticos com ligações rotuladas e engastadas, e contraventos verticais em “X”, entre colunas de alguns vãos.

Será utilizado um aço-carbono de média resistência e sem tratamento especial contra corrosão atmosférica, o aço ASTM A36, sendo o aço mais comum encontrado no mercado e aprovado pela norma brasileira ABNT NBR 8800/2008, apresentando 250 MPa para limite de escoamento e 400 MPa para limite de ruptura.

Será utilizado perfis dobrados a frio o qual será utilizado a norma brasileira que cobre o dimensionamento dos perfis de chapa dobrada a frio é a ABNT NBR 14762/2010. Também

utilizara perfis soldados adotando se o método da norma ABNT NBR 8800/2008, ambas considerando para os cálculos, o método dos estados limites.

Os perfis de chapa dobrados a frio são facilmente encontrados no mercado, também se consegue um menor custo que os perfis laminados. A uma maior disponibilidade no mercado devido a sua produção por metalúrgicas de pequeno e médio porte, já os perfis laminados devem ser pedidos direto da siderúrgica, a qual se torna viável apenas em grandes quantidades.

Com a intenção de economizar nas fundações, foram consideradas rotulas nas bases das colunas, isto garante fundações menores e de fácil execução, visto que elas não absorverão efeitos de momento fletor. Segundo (BELLEI, 2010).

Será utiliza na cobertura e fechamento do galpão, telhas com chapas de aço galvalume (tratamento contra corrosão com recobrimento de zinco e alumínio) com espessura mínima de 0,50 mm. Essas são materiais leves e fáceis de se encontrar no mercado.

A fim de simplificar os cálculos, não será utilizado sistema de ventilação natural, lanternim e aberturas laterais, nem calhas para captação de águas pluviais de cobertura.

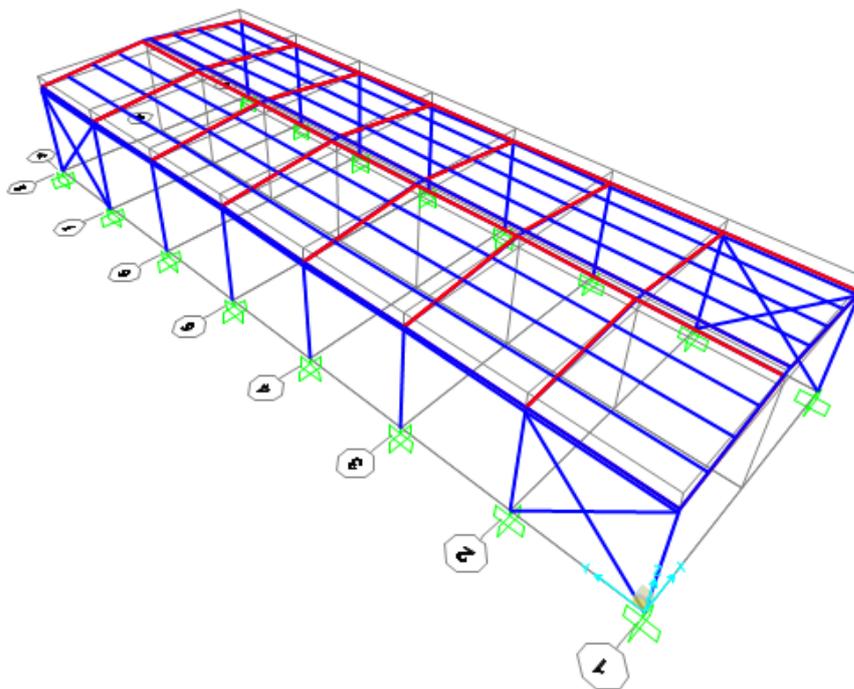
### 3.2 DADOS PRELIMINARES DO PROJETO

- Cobertura em duas águas com tesouras em estrutura metálica;
- A cobertura será em telhas para fechamentos laterais e cobertura: trapezoidal, espessura de 0,50 mm, altura da onda de 40 mm;
- Declividade da cobertura 10%;
- As colunas e pórticos serão compostas com perfis metálicos em alma cheia, colunas com as bases rotuladas nas fundações;
- Os fechamentos das faces transversais são de telhas de aço
- Vão transversal de 15 m;
- Vão longitudinal de 6 m;
- Pé-direito de 6 m;
- Galpão sem ponte rolante e sem lanternim;
- Comprimento total da edificação de 42 m;
- Aço estrutural ASTM A-36;
- Tirantes de barra redonda ASTM A-36.

### 3.2.1 Croqui do galpão

Na Figura 29 apresenta-se a modelagem unifilar em 3D para lançamento no programa SAP 2000.

Figura 29 - Modelagem Unifilar 3D.



Fonte: SAP 2000 (Universidade Avenue Berkeley, Calif6mia, USA, 1995)

### 3.3 AÇÕES

“Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados-limites 6ltimos e de serviço”. (ABNT NBR 8800/2008, p. 15).

Estados-limites, o m6todo de c6lculo onde a sollicitaço de projeto, obtida a partir de uma combinaço de aço es, cada uma majorada por um coeficiente, 6 menor que a resist6ncia de projeto, obtida atrav6s da resist6ncia caracter6stica do material minorada por um coeficiente. (PFEIL, 2009)

As aço es a considerar no projeto s6o classificadas em, cargas permanentes – CP, cargas acidentais – CA, cargas de vento – CV.

### **3.3.1 Ações Permanentes**

É formado pelo peso próprio de todos os elementos constituintes da estrutura, incluindo o peso de equipamentos e instalações permanentes, devem ser calculadas através da ABNT NBR 6120 (CBCA 2010).

São consideradas cargas permanentes:

- Peso próprio da estrutura e elementos construtivos;
- Peso próprio das instalações permanentes;
- Empuxos permanentes causados por movimento de terra.

Seus valores característicos são encontrados em catálogos de fornecedores, na ABNT NBR 8800/2008 e em Normas Brasileiras específicas, como a ABNT NBR 6120/1980.

### **3.3.2 Ações Variáveis**

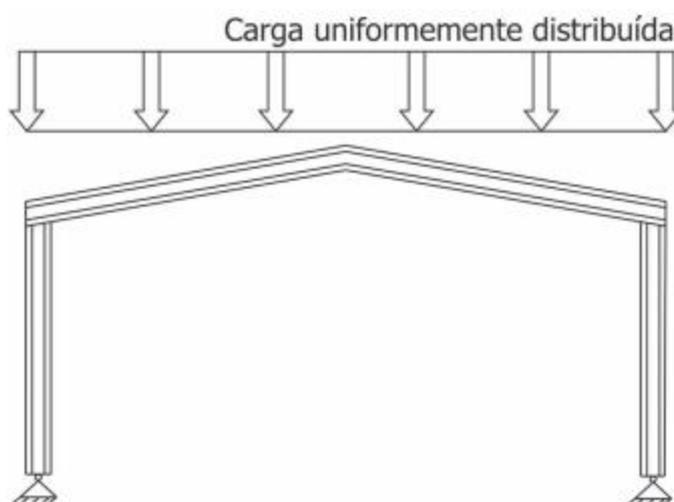
Cargas variáveis são as que possuem variações significativas no período de uso da edificação. Segundo o item B.5.1 do Anexo B da ABNT NBR 8800/2008, para sobrecargas em coberturas, admite-se que a ação variável accidental englobe as cargas resultantes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamento térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura, até um limite superior de 0,05 kN/m<sup>2</sup>.

Seus valores característicos são estabelecidos por consenso e indicados nas normas Brasileiras específicas, como a ABNT NBR 8800/2008, ABNT NBR 6120/1980 e ABNT NBR 6123/1988. Esta ação será considerada como carga uniformemente distribuída a qual atua sobre a projeção horizontal do telhado (CBCA 2010).

Neste trabalho, serão consideradas como cargas variáveis, a sobrecarga e o vento.

Na Figura 30 apresenta-se a carga de ação accidental uniformemente distribuída no telhado.

**Figura 30 - Ação acidental no telhado.**



Fonte: CBCA, 2010.

A sobrecarga de cobertura deve ser especificada de acordo com a sua finalidade, como valor mínimo de 0,25 kn/m<sup>2</sup>. A sobrecarga utilizada na cobertura deste projeto será de 25 Kgf/m<sup>2</sup>, por não possui nenhum equipamento ou elemento especial que ultrapasse o valor de 5 Kgf/m<sup>2</sup>.

### 3.3.3 Carga de Vento

As cargas de vento e sua forma de aplicação são determinadas de acordo com a ABNT NBR 6123/1988 – Forças devidas aos ventos em edificações.

Velocidade básica do vento: é a rajada de vento de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada em média, uma vez em cada 50 anos. Os parâmetros e equações para determinação dos coeficientes e cargas devidas aos ventos serão baseadas de acordo com a ABNT NBR 6123/1988. Posteriormente, será utilizado o programa Visual Ventos (desenvolvido na Universidade de Passo Fundo, 2005) para facilitar a obtenção dos esforços e memorial de cálculo conforme .

- 1) Cálculo da velocidade característica:

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

Onde:

- (S1) Leva em consideração as grandes variações da superfície do terreno, em caso de terreno plano, tem se  $S1=1$ .

- (S2) Fator de Rugosidade. Considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

-(S3) Considera o grau de segurança e de vida útil requerido pela edificação, com base em um período de recorrência de 50 anos, considerando um galpão para depósito, com baixo fator de ocupação, tem se  $S3= 0.95$ .

$V_0$  – Velocidade básica do vento. Segundo a NBR 6123, “é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano”.

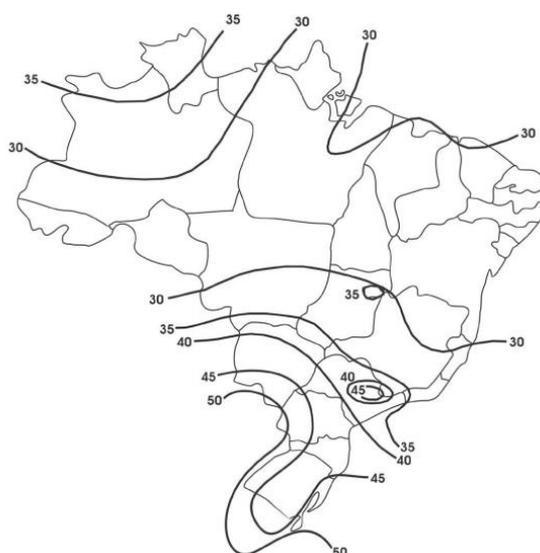
- S1 – Fato topográfico. Levam em consideração as variações do relevo do terreno.

2) Cálculo da pressão dinâmica:

$$q_k = \frac{V_k^2}{1,63}$$

Na Figura 31 apresenta-se o mapa de Isopletas que mostra as linhas de velocidade básica do vento (m/s).

**Figura 31 - Mapa de Isopletas .**



Fonte: CBCA, 2010.

### 3.3.3.1 Coeficiente de pressão (Cpe) e de forma (Ce)

Os valores dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para diversos tipos de edificações, são apresentados nas Tabelas 4 a 8 e em Figuras e Tabelas dos Anexos E e F, ambos presentes na ABNT NBR 6123/1988.

### 3.3.3.2 Coeficiente de pressão interna (Cpi)

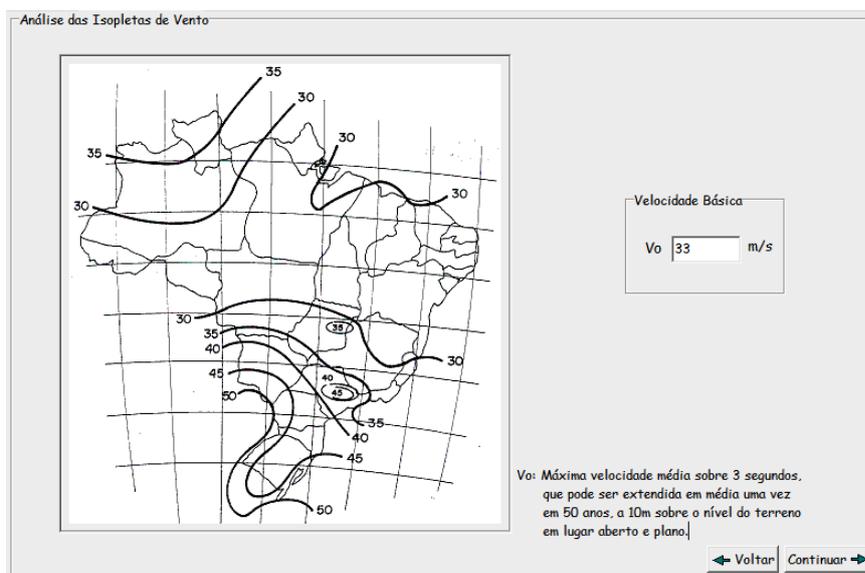
Coeficientes de pressão interna (Cpi): O cálculo dos coeficientes de pressão interna é feito de acordo com as indicações do item 6.2 da ABNT NBR 6123/1988. Se a edificação for totalmente impermeável ao ar, a pressão no interior da mesma será invariável no tempo e independe da corrente de ar externa.

Para o galpão, como os tapamentos laterais, frontais e de cobertura são igualmente permeáveis, devido os fechamentos serem em telhas (chapas trapezoidal), será considerado o mais nocivo dos valores apresentados nesta mesma Norma o  $C_{pi} = -0,3$  ou 0

Para combinações e esforços para carga dos ventos, foram inseridos os seguintes dados no programa Visual Ventos:

Na Figura 32 apresenta-se a determinação da velocidade básica do vento sendo a análise do mapa das Isopletas.

**Figura 32 - Determinação da Velocidade Básica do Vento.**



Fonte: Visual Ventos, 2019.

Na Figura 33 apresenta-se a determinação do fator topográfico considerando um terreno plano ou fracamente acidentado.

Figura 33 - Determinação do Fator Topográfico.

Fator Topográfico

Pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na figura.  
Nos pontos A e C (Taludes) e no ponto A (Morros):  $S_1=1.00$

Fator  $S_1$

Terreno plano ou fracamente acidentado

Talude e Morros

Vales profundos, protegidos de vento de qual quer direção

Taludes e Morros

$\phi$   °

$z$   m

$d$   m

Calcular

$S_1$

Fonte: Visual Ventos, 2019.

Na Figura 34 apresenta-se a determinação do fator de rugosidade levando em consideração a categoria do terreno.

Figura 34 - Determinação do Fator de Rugosidade.

Fator de Rugosidade

Categoria do terreno	
Categoria	Descrição do ambiente
<input type="radio"/> I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo; lagos e rios; pântanos sem vegetação.
<input type="radio"/> II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1m. Exemplos: zonas costeiras planas; pântanos com vegetação rala; campos de aviação; pradarias e charnecas; fazendas sem sebes ou muros.
<input type="radio"/> III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3m. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
<input checked="" type="radio"/> IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10m. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores; cidades pequenas e seus arredores; subúrbios densamente construídos de grandes cidades; áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
<input type="radio"/> V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25m. Exemplos: florestas com árvores altas de copas isoladas; centros de grandes cidade; complexo industriais bem desenvolvidos.

Classe de edificação

Classe	Descrição
<input type="radio"/> A	Maior dimensão menor ou igual a 20m
<input checked="" type="radio"/> B	Maior dimensão entre 20 e 50m
<input type="radio"/> C	Maior dimensão maior ou igual 50m

Maior dimensão  m

Fator  $S_2$

$S_2$

Calcular

Fonte: Visual Ventos, 2019.

Na Figura 35 apresenta-se a determinação do fator estatístico classificando a estrutura no grupo 3 como edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação.

Figura 35 - Determinação do Fator Estatístico

Fator Estatístico

Fator S3

Grupo	Descrição
<input type="radio"/> 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, centrais de comunicação, etc)
<input type="radio"/> 2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação
<input checked="" type="radio"/> 3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc)
<input type="radio"/> 4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc)
<input type="radio"/> 5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção

S3 0.95

Fonte: Visual Ventos, 2019.

- Cpi = -0,3 ou 0

### 3.4 SOFTWARES DE DIMENSIONAMENTO UTILIZADOS

**SAP2000:** software de Análise Estrutural e Dinâmica, Linear e Não-Linear para Elementos Finitos, analisa catenária de cabos, não-linearidade física com rótulas, apresenta resultados para elementos de casca não-linear de múltiplas camadas, flambagem, colapso progressivo, amortecedores dependentes de velocidade, análise não-linear de construção segmentada e plasticidade de apoio.

**SOFTWARE VISUAL VENTOS:** tem como objetivo principal do programa servir de ferramenta computacional de apoio ao ensino de estruturas de madeira e aço no cálculo das forças devidas ao vento de caráter fundamental neste tipo de estruturas.

**AutoCAD:** é um software do tipo CAD — computer aided design ou desenho auxiliado por computador - criado e comercializado pela Autodesk, utilizado principalmente para a

elaboração de peças de desenho técnico em duas dimensões e para criação de modelos tridimensionais.

**SOFTWARE TECNOMETAL:** é uma aplicação para projetos de estruturas metálicas que dispensa comentários. Tradicionalmente rodou somente na plataforma AutoCAD e desde 2015 roda sobre BricsCAD um software para estrutura metálica.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Serão apresentadas as formulações e os resultados através dos carregamentos e esforços obtidos nos capítulos anteriores.

### 4.1 LEVANTAMENTO DAS AÇÕES

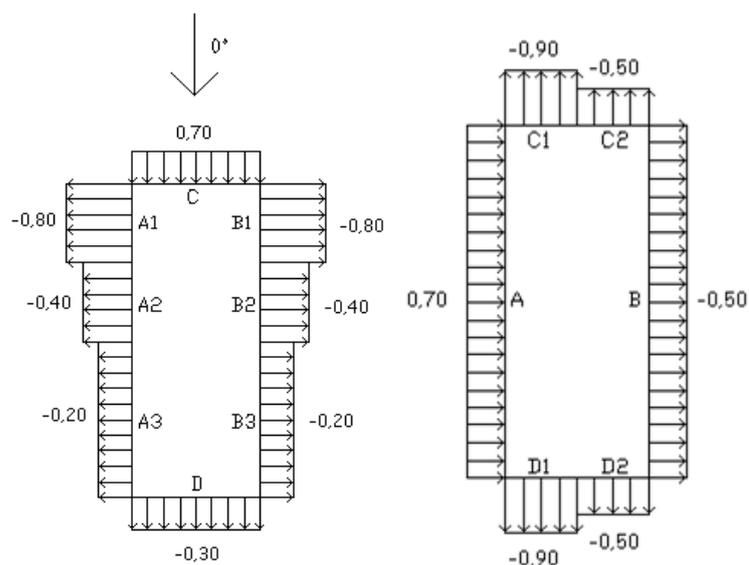
Serão apresentados os resultados das cargas de vento obtidas no programa visual ventos.

#### 4.1.1 Coeficientes de pressão

##### I. Coeficiente de pressão externa – paredes

Na Figura 36 apresenta-se o resultado do coeficiente de pressão externa nas paredes do galpão.

Figura 36 - Coeficiente de Pressão Externa - Paredes.

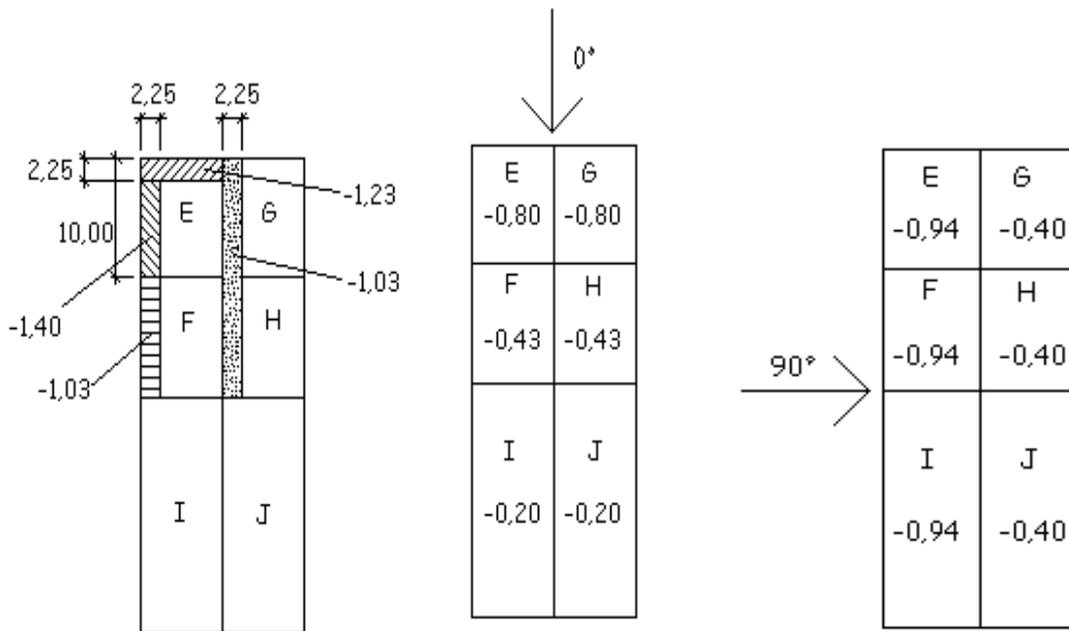


Fonte: Visual Ventos, 2019

##### II. Coeficiente de pressão externa – telhado

Na Figura 37 apresenta-se os resultados do coeficiente de pressão externa no telhado do galpão.

**Figura 37 - Coeficiente de Pressão Externa - Telhado**

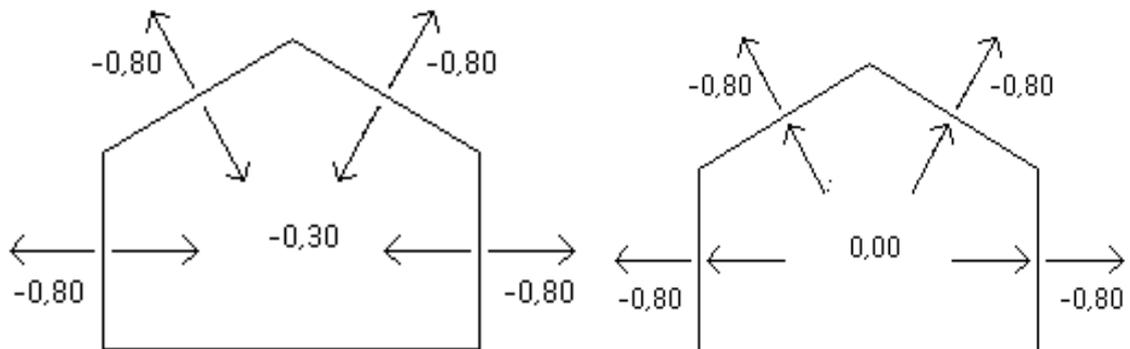


Fonte: Visual Ventos, 2019

**III. Combinação dos coeficientes de pressão – Vento 0° (Frontal)**

Na Figura 38 apresenta-se os resultados da combinação dos coeficiente de pressão externa atuantes no telhadado galpão considerando vento 0° (frontal).

**Figura 38 - Coeficiente de Pressão Externa - Telhado.**

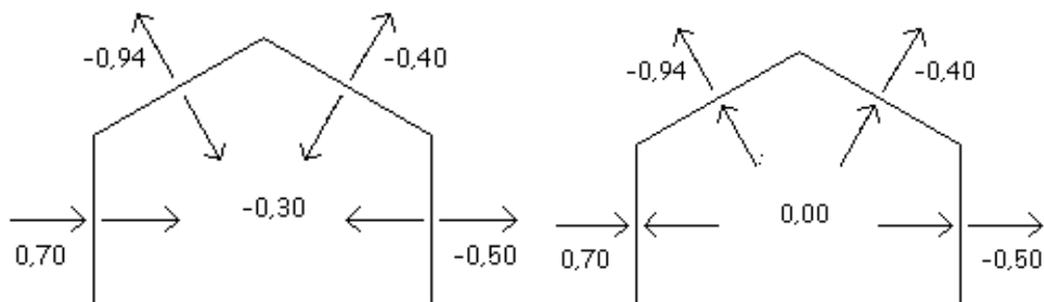


Fonte: Visual Ventos, 2019.

#### IV. Combinação dos coeficientes de pressão – Vento 90° (Lateral)

Na Figura 39 apresenta-se os resultados da combinação dos coeficiente de pressão externa atuantes no telhadodo galpão considerando vento 90° (lateral).

**Figura 39 - Coeficiente de Pressão Externa - Telhado.**

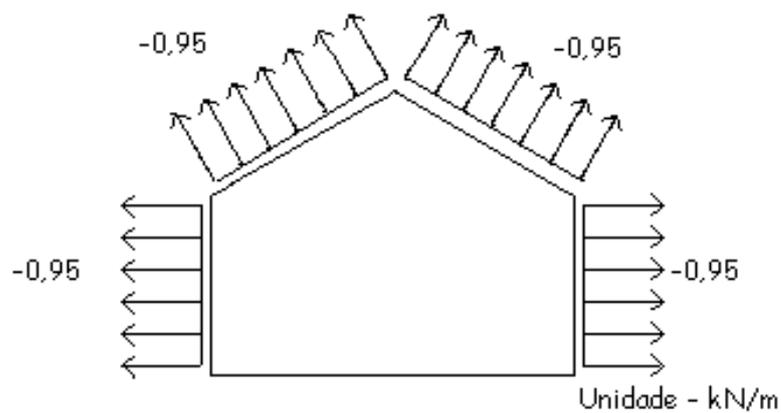


Fonte: Visual Ventos, 2019.

#### V. Esforços resultantes – Vento 0° (Frontal)

Na Figura 40 apresenta-se o resultado dos esforços resultantes considerando vento 0° (frontal) e o coeficiente de pressão interna igual a 0,30.

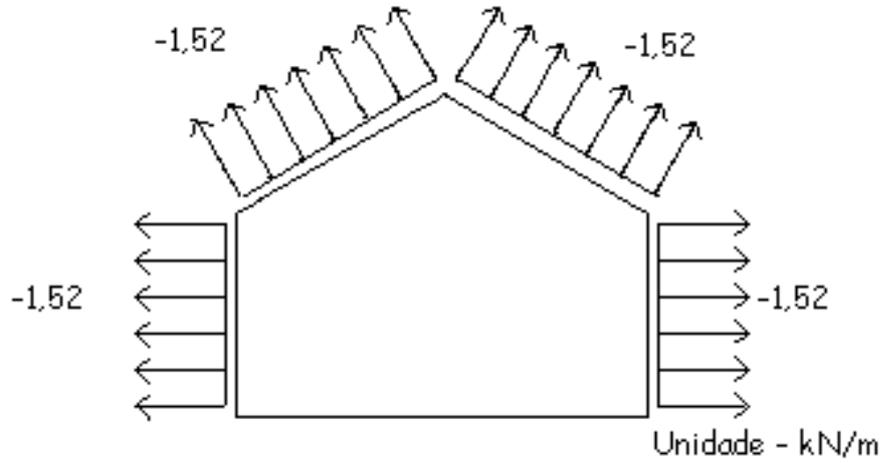
**Figura 40 - Esforços Resultantes – C<sub>pi</sub> = 0,30.**



Fonte: Visual Ventos, 2019.

Na Figura 41 apresenta-se o resultado dos esforços resultantes considerando vento 0° (frontal) e o coeficiente de pressão interna igual a 0.

**Figura 41 - Esforços Resultantes – C<sub>pi</sub> = 0,00.**

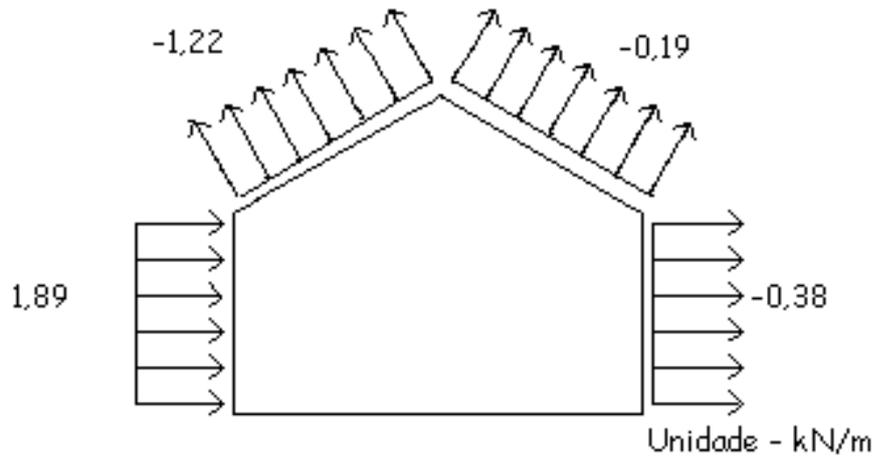


Fonte: Visual Ventos, 2019.

## VI. Esforços resultantes – Vento 90° (Lateral)

Na Figura 42 apresenta-se o resultado dos esforços resultantes considerando vento 90° (lateral) e o coeficiente de pressão interna igual a 0,30.

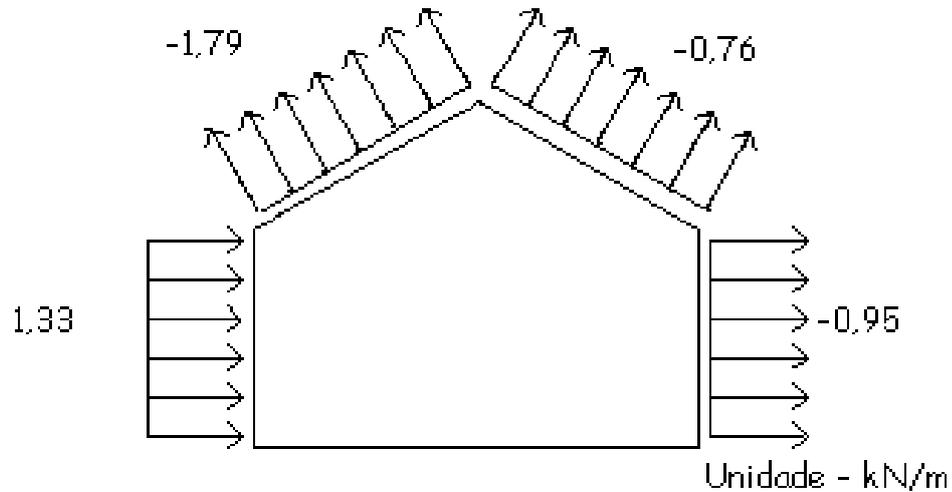
**Figura 42 - Esforços Resultantes – C<sub>pi</sub> = 0,30**



Fonte: Visual Ventos, 2019

Na Figura 43 apresenta-se o resultado dos esforços resultantes considerando vento 90° (lateral) e o coeficiente de pressão interna igual a 0.

Figura 43 - Esforços Resultantes – Cpi = 0,00.



Fonte: Visual Ventos, 2019.

#### 4.1.2 Combinação de ações do galpão

Após a determinação dos valores das cargas atuantes na estrutura, obtêm-se os carregamentos originados pelas combinações das ações aplicadas aos elementos estruturais.

Desta forma, são determinados quatro hipóteses para as cargas (Peso Próprio, Sobrecarga, Vento a 0° e Vento a 90°) que são combinadas de acordo com a probabilidade de ocorrerem simultaneamente, durante um período estabelecido, para verificação das condições mais desfavoráveis para a estrutura.

As envoltórias, ou seja, as combinações últimas de ações em condições normais são calculadas a partir da expressão:

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

Onde:

$F_{Gi}$  = ações permanentes, as quais são consideradas as seguintes ações:

**Tabela 2 - Ações permanentes**

Telhas	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Contraventamentos	0,05 kN/m <sup>2</sup>
Terças e Tirantes	0,10 kN/m <sup>2</sup>
Vigas e Colunas	0,20 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total permanente</b>	<b>0,45 kN/m<sup>2</sup></b>

Fonte: CBCA, 2010.

$F_{Qi,K}$  = Ação Acidental ( $F_{Qi,K}$ ) Segundo o Anexo “B” da NBR 8800, a ação acidental em telhados não deve ser menor que 0,25kN/m<sup>2</sup>. Neste caso o carregamento linearmente distribuído sobre o pórtico é 0,25kN/ m<sup>2</sup> x 6m = 1,5kN/m.

$F_{Q1}$  = ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj}$  = demais ações variáveis que atuam simultaneamente com a ação principal;

$\gamma_{gi}$  = coeficiente de majoração das ações permanentes;

$\gamma_{q1}$  = coeficiente de majoração da ação variável principal;

$\gamma_{qj}$  = coeficiente de majoração das demais ações variáveis;

$\psi_{gi}$  = fator de combinação;

Para obtenção dos esforços, usa se o programa SAP 2000 (Universidade *Avenue Berkeley*, Califórnia, USA, 1995), desenvolvido para análise estrutural e obtenção de esforços nas barras que representam cada peça da estrutura.

Já os valores dos coeficientes para obtenção das envoltórias são determinados de acordo com a Tabela 1 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações (NBR 8800, 2008, p. 18) e Tabela 2 – Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis (NBR 8800, 2008, p. 19).

Para este projeto, os valores dos coeficientes foram considerados conforme explicitados abaixo:

$\gamma_{gi} = 1,25$  (Peso próprio de estruturas metálicas);

$\gamma_{q1} = 1,50$  (Sobrecarga de uso da edificação);

$\gamma_{qj} = 1,40$  (Demais cargas);

$\psi_{gi} = 0,75$  (Fator de combinação);

As envoltórias possíveis, consideradas na cobertura são:

- PP (Peso próprio)

- PP + V (Peso próprio + Vento)
- PP + SC (Peso próprio + Sobrecarga)

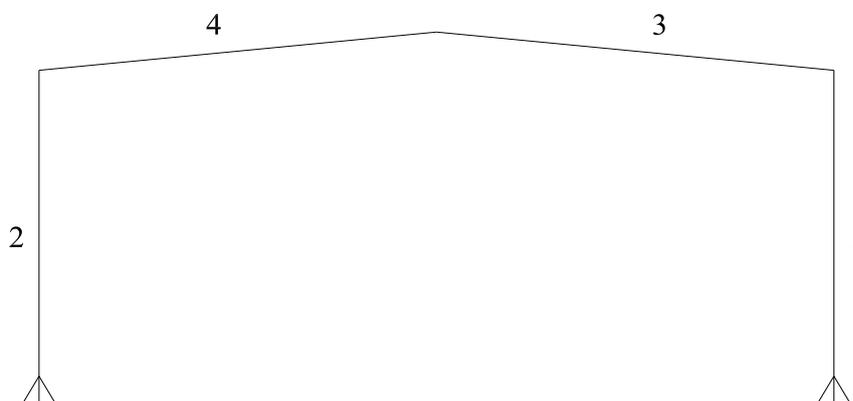
#### 4.1.2.1 Cálculo das envoltórias

Os valores das cargas atuantes na estrutura são:

- Peso próprio das terças: 3,86 Kgf/m
- Peso próprio dos pilares e vigas de cobertura: 36,38 Kgf/m
- Peso próprio das linhas de corrente: 1,75 Kgf/m
- Peso da telha: 4,81 Kgf/m<sup>2</sup> (conforme catálogo do fornecedor ISOESTE)
- Sobrecarga de Cobertura: 25 Kgf/m<sup>2</sup>
- Força de vento: (conforme capítulo 6)

O pórtico a seguir, mostrara as peças principais da estrutura nomeadas como barras onde cada uma terá sua numeração como apresentado na Figura 44.

**Figura 44 - Diagrama de Numeração dos Elementos.**



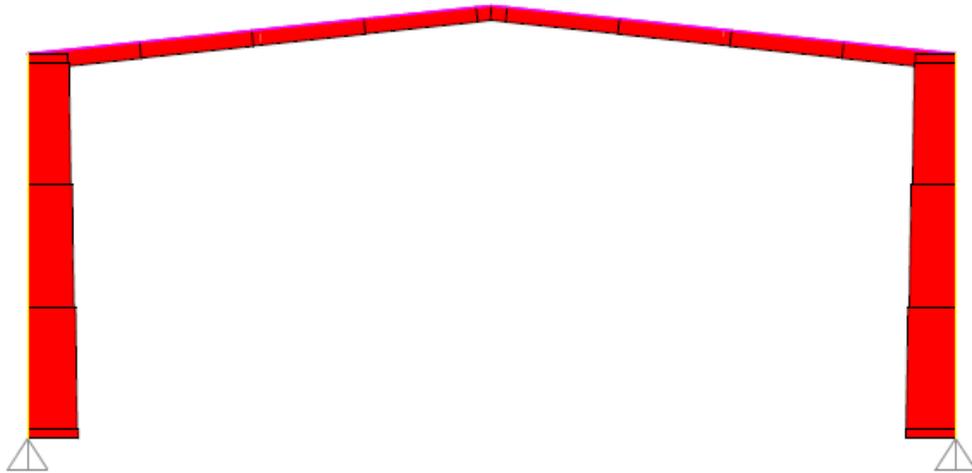
Fonte: Elaborado pelo próprio autor, 2019.

Considerando as cargas gravitacionais, como os esforços provenientes da hipótese que considera apenas o Peso Próprio serão obviamente menores que os da hipótese que combina Peso Próprio + Sobrecarga, não serão avaliados seus diagramas visto que as peças serão dimensionadas pela situação mais desfavorável.

#### I. HIPÓTESE: Peso Próprio + Sobrecarga

Na Figura 45 apresenta-se o digrama de esforços normais resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + sobrecarga, obtido através do programa SAP 2000.

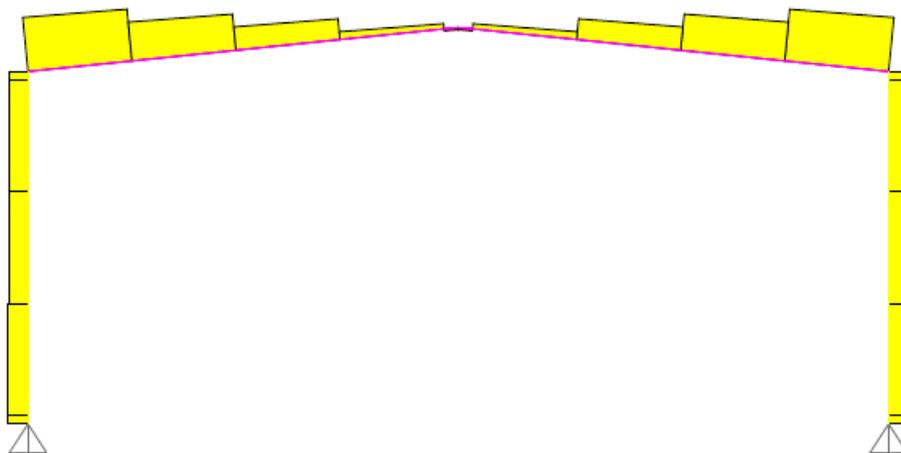
**Figura 45 - Diagrama de Esforços Normais**



Fonte: SAP 2000.

Na Figura 46 apresenta-se o digrama de esforços cortantes resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + sobrecarga, obtido através do programa SAP 2000.

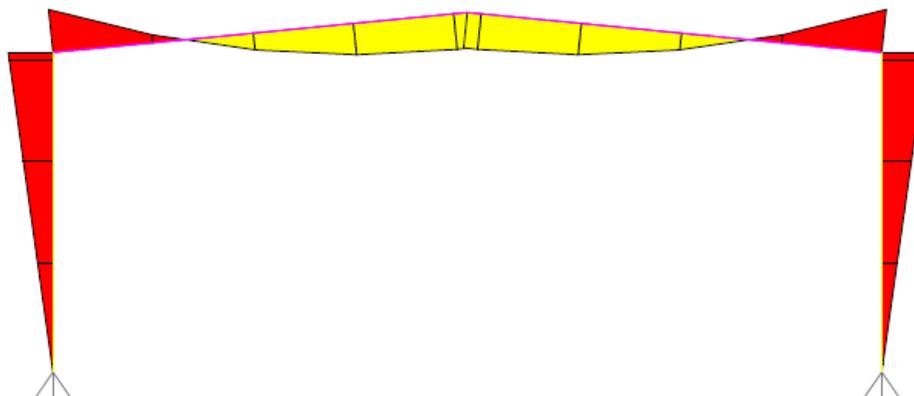
**Figura 46 - Diagrama de Esforços Cortantes.**



Fonte: SAP 2000.

Na Figura 47 apresenta-se o digrama de momento fletor resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + sobrecarga, obtido através do programa SAP 2000.

**Figura 47 - Diagrama de Momento Fletor**



Fonte: SAP 2000.

Na tabela 3 apresenta-se os esforços nas seções resultantes da atuação das cargas peso próprio + sobrecarga, obtidos através do programa SAP 2000.

**Tabela 3 - Esforços para hipótese: PP + SC.**

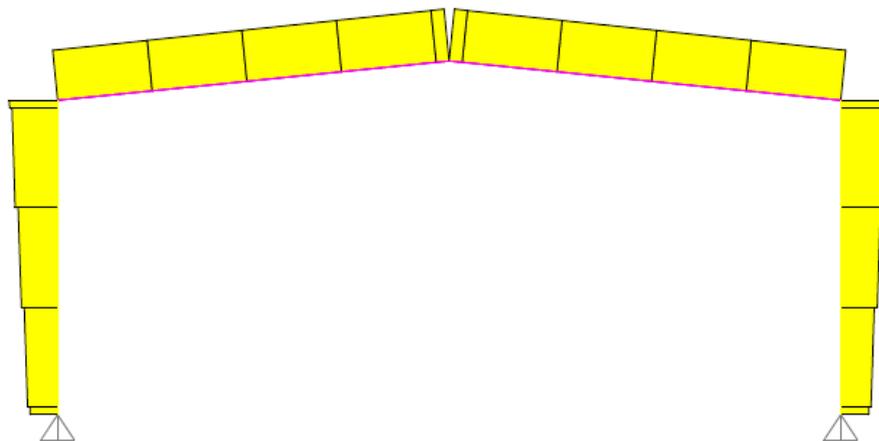
<b>Envoltória PP + SC</b>					
<b>Barra</b>	<b>Seção</b>	<b>Combinação</b>	<b>Normal</b>	<b>Cortante</b>	<b>Momento</b>
	m		KN	KN	KN.m
1	0,000	PP+SC	-26,246	6,584	0,000
	3,000	PP+SC	-23,592	6,540	-20,000
	6,000	PP+SC	-20,936	6,454	-39,000
2	0,000	PP+SC	-26,373	6,584	0,000
	3,000	PP+SC	-23,649	6,540	-20,000
	6,000	PP+SC	-20,936	6,454	-39,000
3	0,000	PP+SC	-7,408	-0,741	32,000
	3,769	PP+SC	-7,864	7,621	16,000
	7,537	PP+SC	-8,397	17,916	-39,000
4	0,000	PP+SC	-7,408	-0,741	32,000
	3,769	PP+SC	-7,864	7,621	16,000
	7,537	PP+SC	-8,397	17,916	-39,000

Fonte: Elaborada pelo próprio autor, 2019.

a) HIPÓTESE: Peso Próprio + Vento 0°

Na Figura 48 apresenta-se o digrama de esforços normais resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + vento 0°, obtido através do programa SAP 2000.

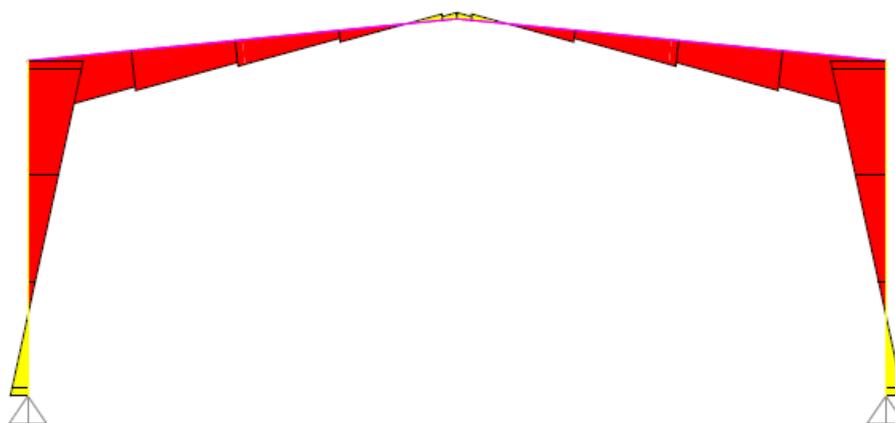
**Figura 48 - Diagrama de Esforços Normais.**



Fonte: SAP 2000.

Na Figura 49 apresenta-se o digrama de esforços cortantes resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + vento 0°, obtido através do programa SAP 2000.

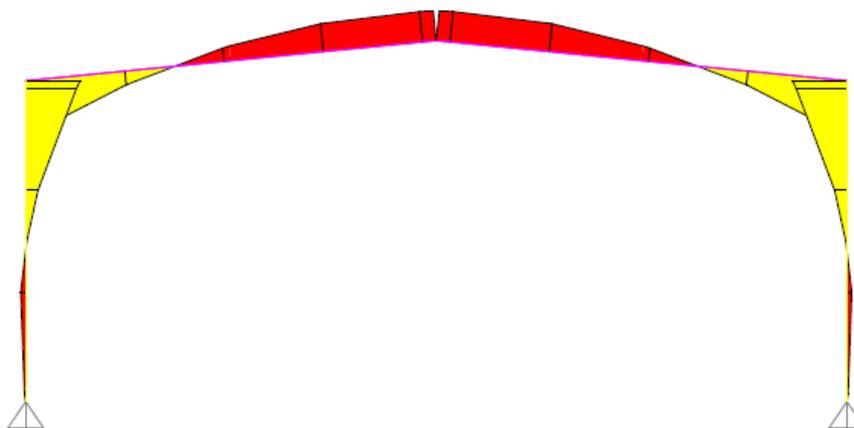
**Figura 49 - Diagrama de Esforços Cortantes.**



Fonte: SAP 2000.

Na Figura 50 apresenta-se o digrama de momento fletor resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + vento 0°, obtido através do programa SAP 2000.

**Figura 50 - Diagrama de Momento Fletor**



Fonte: SAP 2000.

Na tabela 4 apresenta-se os esforços nas seções resultantes da atuação das cargas peso próprio + vento 0°, obtidos através do programa SAP 2000.

**Tabela 4 - Esforços para hipótese: PP + V00.**

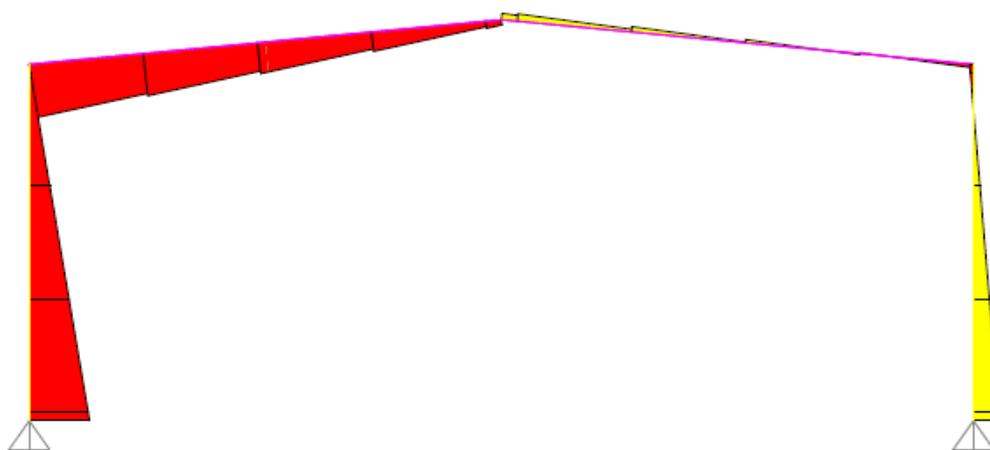
Barra	Seção m	Envoltória PP + V00			
		Combinação	Normal KN	Cortante KN	Momento KN.m
1	0,000	PP+V00	5,834	3,001	0,000
	3,000	PP+V00	7,958	-3,250	0,377
	6,000	PP+V00	10,082	-9,488	19,000
2	0,000	PP+V00	5,733	3,001	0,000
	3,000	PP+V00	7,906	-3,250	0,377
	6,000	PP+V00	10,082	-9,488	19,000
3	0,000	PP+V00	10,833	1,083	-11,000
	3,769	PP+V00	10,651	-4,326	-5,000
	7,537	PP+V00	10,463	-9,517	19,000
4	0,000	PP+V00	10,833	1,083	-11,000
	3,769	PP+V00	10,651	-4,326	-5,000
	7,537	PP+V00	10,463	-9,517	19,000

Fonte: Elaborada pelo próprio autor, 2019.

b) HIPÓTESE: Peso Próprio + Vento 90°

Na Figura 51 apresenta-se o digrama de esforços normais resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + vento 90°, obtido através do programa SAP 2000.

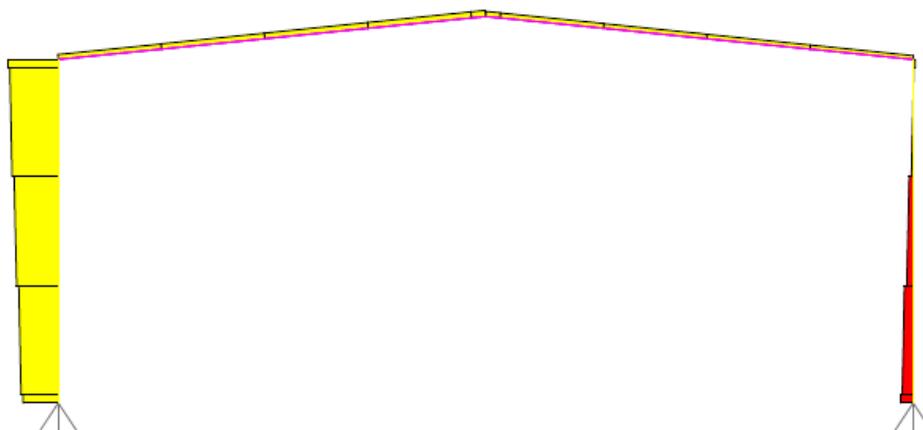
**Figura 51 - Diagrama de Esforços Normais.**



Fonte: SAP 2000.

Na Figura 52 apresenta-se o digrama de esforços cortantes resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + vento 90°, obtido através do programa SAP 2000.

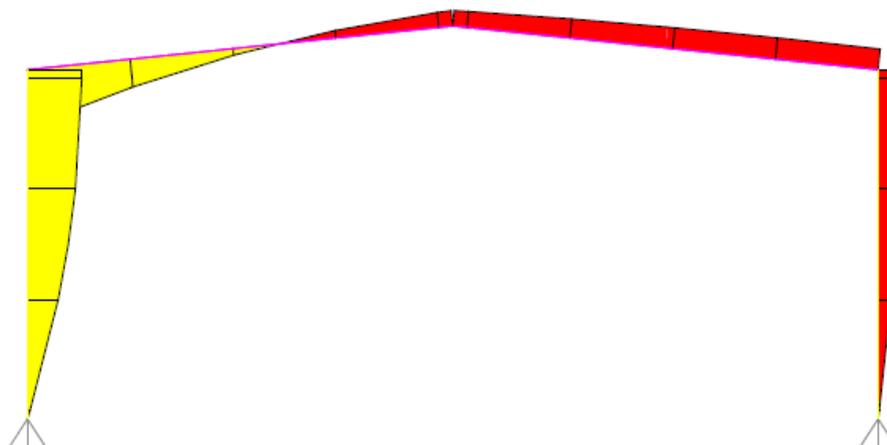
**Figura 52 - Diagrama de Esforços Cortantes**



Fonte: SAP 2000.

Na Figura 53 apresenta-se o digrama de momento fletor resultante da atuação das cargas hipotéticas peso próprio + vento 90°, obtido através do programa SAP 2000.

**Figura 53 - Diagrama de Momento Fletor**



Fonte: SAP 2000.

Na tabela 5 apresenta-se os esforços nas seções resultantes da atuação das cargas peso próprio + vento 90°, obtidos através do programa SAP 2000.

**Tabela 5 - Esforços para hipótese: PP + V90**

Barra	Seção m	Envoltória PP + V90			
		Combinação	Normal KN	Cortante KN	Momento KN.m
1	0,000	PP+V90	-3,610	6,828	0,000
	3,000	PP+V90	-1,486	2,921	-15,000
	6,000	PP+V90	0,638	-1,011	-18,000
2	0,000	PP+V90	10,131	-15,650	0,000
	3,000	PP+V90	12,303	-7,831	35,000
	6,000	PP+V90	14,480	0,049	47,000
3	0,000	PP+V90	1,461	1,772	-13,000
	3,769	PP+V90	1,280	0,295	-18,000
	7,537	PP+V90	1,090	-0,963	-18,000
4	0,000	PP+V90	1,783	-1,448	-13,000
	3,769	PP+V90	1,602	-8,254	5,000
	7,537	PP+V90	1,412	-14,842	47,000

Fonte: Elaborada pelo próprio autor, 2019.

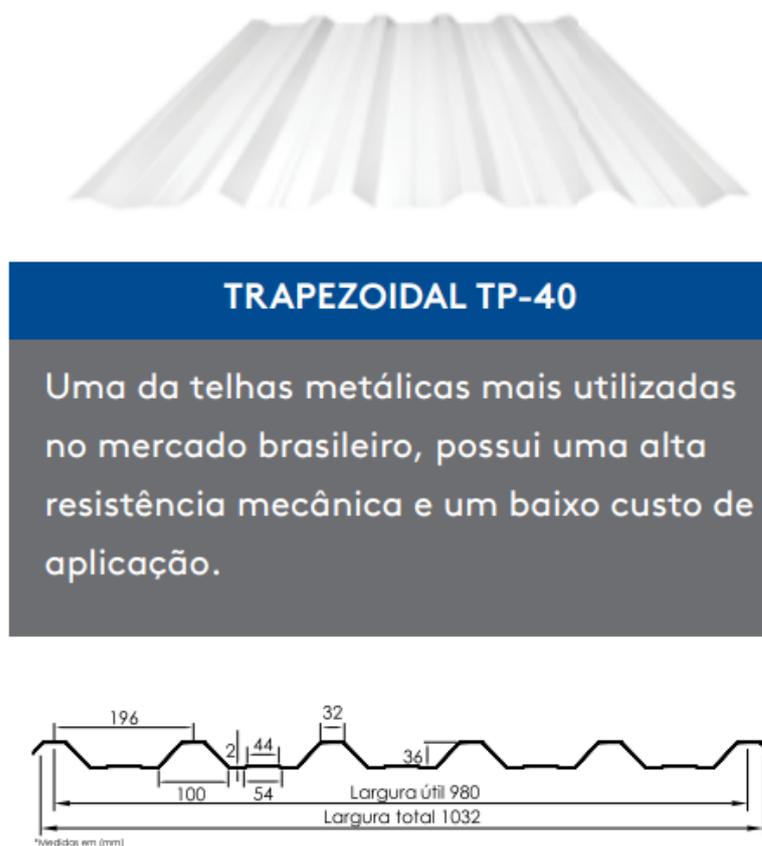
## 4.2 DIMENSIONAMENTO DO GALPÃO METÁLICO

Neste tópico apresenta-se o dimensionamento do galpão proposto e são apresentadas as formulações e os resultados através dos carregamentos e esforços obtidos no procedimento experimental. Serão apresentados o dimensionamento de terças de coberturas, vigas de cobertura, pilares principais, terças de fechamento lateral, pilar de fechamento frontal, contraventos verticais, contraventos da cobertura, placas base, chumbadores, tirantes da cobertura, tirantes do fechamento.

### 4.2.1 TERÇAS DE COBERTURA

O vão suportado pelas telhas é o que determina o espaçamento entre as terças. Neste projeto será adotada uma telha trapezoidal com altura de 40 mm e espessura de 0,50 mm, do fornecedor ISOESTE, espaçadas em vãos de 1,856 m metros e peso próprio de 4,81 Kg/m<sup>2</sup>.

Figura 54- Telha trapezoidal TP40



Fonte: ISOESTE, 2019.

Tabela 6 - Telha trapezoidal TP40

Detalhes Técnicos

TRAPEZOIDAL TP-40																				
Nº de Apoios	Espes. Aço (mm)	Peso Kg/m²	Distância entre apoios ou vãos																	
			1,80		2,00		2,20		2,40		2,60		2,80		3,00		3,20		3,40	
			COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC	COB	FEC
▲	0,43	4,13	142	142	114	106	94	78	78											
	0,50	4,81	168	168	135	125	111	93	92	70	78									
	0,65	6,25	223	223	180	167	147	124	123	94	104	73	89		76					
▲▲	0,43	4,13	142	142	114	106	94	78	78											
	0,50	4,81	168	168	135	125	111	93	92	70	78									
	0,65	6,25	223	223	180	167	147	124	123	94	104	73	89		76					
▲▲▲	0,43	4,13	226	226	169	169	138	137	113	115	95	97	82	82						
	0,50	4,81	264	264	195	195	162	161	133	133	113	112	96	96	83	83				
	0,65	6,25	292	292	256	256	210	210	178	176	149	149	127	127	110	110	96	96		

Fonte: ISOESTE, 2019.

4.2.1.1 Peso Próprio

Encontramos os carregamento proveniente do peso próprio das telhas:

I. Peso próprio das telhas:

$$PP_{telha} = 4,81 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1,856 \text{ m} = 89,27 \text{ N/m}$$

II. Peso próprio da terça, perfil “U” enrijecido 127 x 50 x 17 # 2,00 mm

$$PP_{terça} = 3,86 \text{ Kg/m} = 38,6 \text{ N/m}$$

Portanto:

$$q_{pp} = 89,27 \text{ N/m} + 38,6 \text{ N/m} = 127,87 \text{ N/m}$$

4.2.1.2 Sobrecarga

$$q_{sc} = 25 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1,856 \text{ m} = 464 \text{ N/m}$$

4.2.1.3 Vento

$$q_k = 38 \text{ Kg/m}^2 = 380 \text{ N/m}^2$$

A situação mais desfavorável acontece na água do barlavento, com influência do vento perpendicular ao comprimento do galpão (vento à 90°).

Assim:

- I. Coeficiente de Pressão Externa ( $C_{pe}$ ) = 0,94
- II. Coeficiente de Pressão Interna ( $C_{pi}$ ) = 0,0

$$P_b = C_{pe} \cdot q_k$$

$$P_b = -0,94 \cdot 38 = -35,72 \text{ Kgf/m}^2 = -357,2 \text{ N/m}^2$$

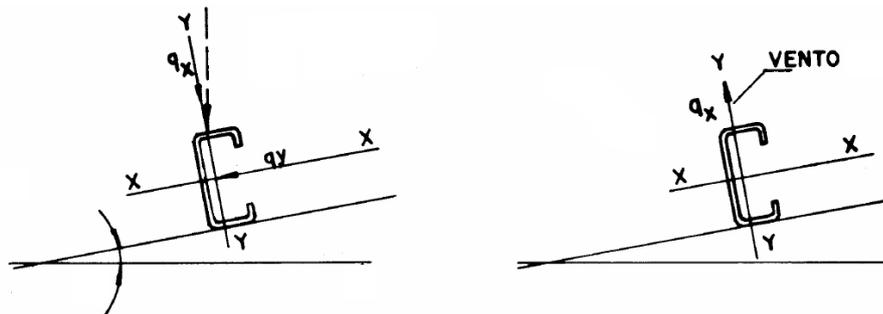
$$q_v = -37,72 \text{ Kgf/m}^2 \cdot 1,856 \text{ m} = -700 \text{ N/m} \text{ (o sinal negativo indica sucção)}$$

#### 4.2.1.4 Decomposição dos esforços segundo os eixos “X” e “Y”

Devido à queda do telhado, as terças estão inclinadas 5,71°.

Na Figura 55 ilustra-se a inclinação das terças de cobertura

**Figura 55 - Inclinação das terças de cobertura.**



Fonte: CBCA, 2010.

Na Figura 56 ilustra-se o exemplo de disposição das terças na cobertura.

**Figura 56 - Exemplo de disposições das terças na cobertura**



Fonte: CBCA, 2010.

#### 4.2.1.4.1 *Peso Próprio*

$$q_x = 0,128 \cdot \cos 5,71^\circ = 0,127 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0,128 \cdot \text{sen } 5,71^\circ = 0,013 \text{ KN/m}$$

#### 4.2.1.4.2 *Sobrecarga*

$$q_x = 0,464 \cdot \cos 5,71^\circ = 0,462 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 0,464 \cdot \text{sen } 5,71^\circ = 0,046 \text{ KN/m}$$

#### 4.2.1.5 *Combinação das Ações*

##### 4.2.1.5.1 *Hipótese de peso próprio + sobrecarga*

$$q_x = 1,25 \cdot 0,127 + 1,5 \cdot 0,462 = 0,852 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 1,25 \cdot 0,013 + 1,5 \cdot 0,046 = 0,085 \text{ KN/m}$$

##### 4.2.1.5.2 *Hipótese de peso próprio + vento 90°*

$$q_x = 1,00 \cdot 0,127 + 1,4 \cdot (-0,70) = -0,853 \text{ KN/m (o sinal negativo indica sucção)}$$

$$q_y = 1,25 \cdot 0,013 = 0,016 \text{ KN/m}$$

#### 4.2.1.6 *Esforços*

Às terças de cobertura serão consideradas bi-apoiadas, para que seja obtido o maior valor de momento fletor (situação mais desfavorável), e dimensionadas a flexão oblíqua.

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ (Equação para momento máximo em peças bi-apoiadas)}$$

#### 4.2.1.7 Hipótese de peso próprio + sobrecarga

$$M_x = \frac{0,852 \cdot 5^2}{8} = 2,66 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{0,085 \cdot 2,5^2}{8} = 0,07 \text{ KN.m}$$

$$V_x = 0,21 \text{ KN}$$

$$M_x = 2,66 \text{ KN.m} = 266 \text{ KN.cm}$$

$$V_y = 2,13 \text{ KN}$$

$$M_y = 0,07 \text{ KN.m} = 7 \text{ KN.cm}$$

#### 4.2.1.7.1 Hipótese de peso próprio + vento 90°

$$M_x = \frac{0,853 \cdot 5^2}{8} = 2,67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{0,016 \cdot 2,5^2}{8} = 0,01 \text{ KN.m}$$

$$V_x = 0,04 \text{ KN}$$

$$M_x = 2,67 \text{ KN.m} = 267 \text{ KN.cm}$$

$$V_y = 2,13 \text{ KN}$$

$$M_y = 0,01 \text{ KN.m} = 1 \text{ KN.cm}$$

#### 4.2.1.8 Dimensionamento

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para as terças, o perfil “U” enrijecido 127 x 50 x 17 # 2,00 mm, perfilado com o aço ASTM A-36 e apresentando as seguintes propriedades:

$$A = 4,90 \text{ cm}^2$$

$$h = 127,00 \text{ mm}$$

$$t_w = 2,00 \text{ mm}$$

$$t_f = 2,00 \text{ mm}$$

$$W_x = 18,98 \text{ cm}^3$$

$$W_Y = 4,93 \text{ cm}^3$$

$$I_X = 120,50 \text{ cm}^4$$

$$I_Y = 16,81 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 614,05 \text{ cm}^6$$

$$x_o = 3,836 \text{ cm}$$

$$y_o = 0 \text{ cm}$$

$$r_x = 4,959 \text{ cm}$$

$$r_y = 1,852 \text{ cm}$$

Onde:

W = Módulo de resistência elástica;

A = Área da seção transversal do perfil;

h = Altura do perfil;

t<sub>w</sub> = Espessura da alma do perfil;

t<sub>f</sub> = Espessura da mesa do perfil;

I = Inércia do perfil;

C<sub>w</sub> = Constante de empenamento da seção;

x<sub>o</sub> = Distância do centro de torção ao centroide na direção X;

y<sub>o</sub> = Distância do centro de torção ao centroide na direção Y;

r<sub>x</sub> = raio de giração em relação ao eixo X;

r<sub>y</sub> = raio de giração em relação ao eixo Y.

#### 4.2.1.9 Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X**

**- Cálculo do momento resistente devido ao início do escoamento efetivo**

$$MR_{dx} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 431,30 \text{ KN.cm (Resistência de cálculo à flexão)}$$

**- Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral com Torção**

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 95,15 \text{ KN}$$

$N_{ex}$  = (Força axial de flambagem por flexão em relação a X)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 53,10 \text{ KN}$$

$N_{ey}$  = (Força axial de flambagem por flexão em relação a Y)

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 57,53 \text{ KN}$$

$N_{ez}$  = (Força axial de flambagem por torção)

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} = 6,54$$

$r_o$  = (Raio de giração polar em relação ao centro de torção)

$$M_e = C_b \cdot r_o \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} \text{ (Momento fletor de flambagem lateral com torção)}$$

$$M_e = 360,56 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 1,15$$

$$0,6 < \lambda_o < 1,336 \text{ então } X_{FLT} = 1,11 \cdot (1 - 0,278 \cdot \lambda_o^2)$$

$$X_{FLT} = 0,70 \text{ (Fator de redução associado à flambagem lateral com torção)}$$

$$M_{Rdx} = \frac{X_{FLT} \cdot W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 303,62 \text{ KN.cm}$$

$M_{Rdx}$  = (Resistência de cálculo à flexão para FLT)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{266}{303,62} = 0,88 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

- **Cálculo da Resistência à Flexão – eixo Y**

- **Cálculo do momento resistente devido ao início de escoamento efetivo**

$$MR_{dy} = \frac{W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 112,03 \text{ KN.cm (Resistência de cálculo à flexão)}$$

- **Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral com Torção**

$$C_s = -1,00$$

$$C_m = 1,00$$

$j = 6,97 \text{ cm}$  - Parâmetro da seção transversal conforme Anexo

$$M_e = \frac{C_s \cdot N_{ex}}{C_m} \cdot \left[ j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_o^2} \cdot \left( \frac{N_{ez}}{N_{ex}} \right) \right] = 156,95 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 0,89$$

$$0,6 < \lambda_o < 1,336 \text{ então } X_{FLT} = 1,11 \cdot (1 - 0,278 \cdot \lambda_o^2)$$

$$X_{FLT} = 0,87 \quad (\text{Fator de redução associado à flambagem lateral com torção})$$

$$MR_{dy} = \frac{X_{FLT} \cdot W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 97,21 \text{ KN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão para FLT)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{7}{97,21} = 0,07 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo X**

$$\lambda = \frac{h}{t} = 21,00 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$K_v = 5,00$  (Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 68,31 \text{ (Parâmetro de esbeltez limite para plastificação)}$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 88,54 \text{ (Parâmetro de esbeltez limite para início de escoamento)}$$

Como  $\lambda \leq \lambda_p$ , então:

$$VR_{dx} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10} = 22,91 \text{ KN}$$

$VR_{dx}$  = (Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo X)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{0,21}{22,91} = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$\lambda = \frac{h}{t} = 59,50 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$K_v = 5,00$  (Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 68,31 \text{ (Parâmetro de esbeltez limite para plastificação)}$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 88,54 \text{ (Parâmetro de esbelte limite para início de escoamento)}$$

Como  $\lambda \leq \lambda_p$ , então:

$$VR_{dy} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10} = 32,45 \text{ KN}$$

$VR_{dy}$  = (Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{2,13}{32,45} = 0,07 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### - Equações de interação dos esforços

$$\frac{N_c S_d}{N_c R_d} + \frac{M S_{dx}}{M R_{dx}} + \frac{M S_{dy}}{M R_{dy}} = 0,95 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\left(\frac{M S_{dx}}{M R_{dx}}\right)^2 + \left(\frac{V S_{dx}}{V R_{dx}}\right)^2 = 0,77 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\left(\frac{M S_{dy}}{M R_{dy}}\right)^2 + \left(\frac{V S_{dy}}{V R_{dy}}\right)^2 = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.1.9.1 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90°

##### - Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X

##### - Cálculo do momento resistente devido ao início do escoamento efetivo

$$MR_{dx} = \frac{W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 431,30 \text{ KN.cm (Resistência de cálculo à flexão)}$$

**- Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral com Torção**

$$MR_{dx} = \frac{X_{FLT} \cdot W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 303,62 \text{ KN.cm}$$

$MR_{dx}$  = (Resistência de cálculo à flexão para FLT)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{266}{303,62} = 0,88 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo Y**

**- Cálculo do momento resistente devido ao início de escoamento efetivo**

$$MR_{dy} = \frac{W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 112,03 \text{ KN.cm (Resistência de cálculo à flexão)}$$

**- Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral com Torção**

$$MR_{dy} = \frac{X_{FLT} \cdot W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 97,21 \text{ KN.cm}$$

$MR_{dy}$  = (Resistência de cálculo à flexão para FLT)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{7}{97,21} = 0,07 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo X**

$$VR_{dx} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10} = 22,91 \text{ KN}$$

$VR_{dx}$  = (Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo X)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{0,04}{22,91} = 0,00 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$VR_{dy} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10} = 32,45 \text{ KN}$$

$VR_{dy}$  = (Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{2,13}{32,45} = 0,07 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Equações de interação dos esforços**

$$\frac{N_c S_d}{N_c R_d} + \frac{M S_{dx}}{M R_{dx}} + \frac{M S_{dy}}{M R_{dy}} = 0,89 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\left(\frac{M S_{dx}}{M R_{dx}}\right)^2 + \left(\frac{V S_{dx}}{V R_{dx}}\right)^2 = 0,77 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\left(\frac{M S_{dy}}{M R_{dy}}\right)^2 + \left(\frac{V S_{dy}}{V R_{dy}}\right)^2 = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Verificação da flecha**

**- Hipótese de peso próprio + sobrecarga (Estados-limites de serviço)**

$$q_x = 1,00 \cdot 0,127 + 1,00 \cdot 0,462 = 0,589 \text{ KN/m}$$

$$q_y = 1,00 \cdot 0,013 + 1,00 \cdot 0,046 = 0,059 \text{ KN/m}$$

$$\delta_x = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 1,99 \text{ cm} \leq \frac{L}{180} = 2,78 \text{ cm (OK)}$$

$$\delta_y = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,09 \text{ cm} \leq \frac{L}{180} = 1,39 \text{ cm (OK)}$$

**- Hipótese de peso próprio + vento 90° (Estados-limites de serviço)**

$$q_x = 1,00 \cdot 0,127 + 1,00 \cdot (-0,70) = -0,573 \text{ KN/m (o sinal negativo indica sucção)}$$

$$q_y = 1,00 \cdot 0,013 = 0,013 \text{ KN/m}$$

$$\delta_x = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 1,93 \text{ cm} \leq \frac{L}{180} = 2,78 \text{ cm (OK)}$$

$$\delta_y = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,02 \text{ cm} \leq \frac{L}{180} = 1,39 \text{ cm (OK)}$$

Com os resultados encontrados acima, confirma-se que o perfil adotado no pré-lançamento da estrutura atende as solicitações de cálculo.

#### 4.2.2 Vigas de cobertura

As vigas de cobertura estão submetidas a cargas gravitacionais (PP + SC) e cargas de vento. Como estão inclinadas em relação ao plano horizontal, as peças possuem esforços axiais (compressão) e transversais (cortante) em relação ao seu eixo principal. Portanto serão verificados, também, os esforços de flexo-compressão.

Hipótese peso próprio + sobrecarga

$$N = -8,397 \text{ KN (compressão)}$$

$$V = 17,916 \text{ KN}$$

$$M = -39,000 \text{ KN.m} = -3900 \text{ KN.cm}$$

Hipótese peso próprio + vento 90°

$$N = 1,783 \text{ KN (tração)}$$

$$V = -14,842 \text{ KN}$$

$$M = 47,000 \text{ KN.m} = 4700 \text{ KN.cm}$$

#### 4.2.2.1 Dimensionamento

O perfil ‘I’ soldado com dimensões 300 x 150 mm, fabricado com o aço ASTM A-36 e apresentando as seguintes propriedades:

$$A = 46,34 \text{ cm}^2$$

$$t_w = 4,75 \text{ mm}$$

$$t_f = 9,5 \text{ mm}$$

$$I_X = 7189,07 \text{ cm}^4$$

$$W_X = 479,27 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 12,45 \text{ cm}$$

$$Z_X = 539,31 \text{ cm}^3$$

$$I_Y = 534,97 \text{ cm}^4$$

$$W_Y = 71,33 \text{ cm}^3$$

$$r_y = 3,40 \text{ cm}$$

$$Z_Y = 109,71 \text{ cm}^3$$

$$M = 36,38 \text{ Kg/m}$$

Onde:

Z: Módulo de resistência plástica;

W: Módulo de resistência elástica;

A = Área da seção transversal do perfil;

h = Altura do perfil;

b = Largura do perfil;

$t_w$  = Espessura da alma do perfil;

$t_f$  = Espessura da mesa do perfil;

I = Inércia do perfil;

r = raio de giração;

M = peso do perfil.

##### 4.2.2.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga

#### - Cálculo da Compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 2497,81 \text{ KN}$$

$N_{ex}$  = (Força axial de flambagem por flexão em relação a X)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 3065,77 \text{ KN}$$

$N_{ey}$  = (Força axial de flambagem por flexão em relação a Y)

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 4382,99 \text{ KN}$$

$N_{et}$  = (Força axial de flambagem por torção)

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot [1 - (x_o/r_o)^2]} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot [1 - (x_o/r_o)^2]}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = 2497,81 \text{ KN}$$

$N_{ext}$  = (Força axial de flambagem por flexo-torção)

$N_e = 2497,81 \text{ KN}$  (Força axial de flambagem global elástica)

$Q = 0,98$  (Fator de redução associado à instabilidade local)

$N_{pl} = A \cdot f_y = 1158,59$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 0,68$$

Como  $\lambda_o \leq 1,5$  então:  $x = 0,658^{(\lambda_o)^2} = 0,83$

$$N_{cRd} = \frac{x \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 855,38 \text{ KN (Resistência a compressão)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{8,397}{855,38} = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

### - Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X

$$\sigma_r = 1150,00 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ (Tensão residual)}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 13482,83 \text{ KN.cm (Momento fletor de plastificação da seção)}$$

### - FLT – Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 54,62 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,78 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\beta_1 = 87912136,73$$

$$\beta_2 = 22816,65$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot I_t}}{r_y \cdot I_t \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_2^2}{I_y}}} = 178,12$$

$\lambda_r$  = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W = 6470,16$$

$M_r$  = (Momento fletor correspondente ao início do escoamento)

$C_b = 1,00$  (Fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme)

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \left[ \beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \cdot \left( 1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L_b^2}{C_w} \right)} \right] \leq M_{pl} = 47324,31 \text{ KN.cm}$$

$M_{cr}$  = (Momento fletor de flambagem elástica)

Como  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$  então:

$$MRk = C_b \cdot \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$MRk = 13218,11 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLT)

### - FLM – Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 7,56 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,75 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$K_c = \sqrt{\frac{4}{\sqrt{h/t_w}}} = 0,60$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/K_c}} = 28,35$$

$\lambda_r =$  (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_{cr} = \frac{0,90 \cdot E \cdot K_c}{\lambda^2} \cdot W_c = 90749,31 \text{ KN.cm (Momento fletor de flambagem elástica)}$$

Como  $\lambda \leq \lambda_p$  então:

$MRk = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLM)

### - FLA – Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 44,25 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106,35 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161,22$$

$\lambda_r$  = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_r = W \cdot f_y = 11981,78 \text{ KN.cm}$$

$M_r$  = (Momento fletor correspondente ao início do escoamento)

Como  $\lambda \leq \lambda_p$  então:

$$M_{Rk} = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLA)}$$

$$M_{xRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 12016,47 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{3900}{12016,47} = 0,32 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### **- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 44,25 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$K_v = 5,00$  (Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,57 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 86,65$$

$\lambda_r$  = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$A_w$  = 19,05 (Área efetiva de cisalhamento)

$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 28575,00$  KN (Força cortante correspondente à plastificação)

Como  $\lambda \leq \lambda_p$  então:  $V_{Rk} = V_{pl}$

$V_{yRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 259,77$  KN.cm (Resistência ao esforço cortante em relação a Y)

$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{17,916}{259,77} = 0,07 < 1,0$  (OK!)

**- Equações de interação dos esforços**

$\frac{N_t S_d}{2 \cdot N_{tRd}} + \left( \frac{M_x S_d}{M_{xRd}} + \frac{M_y S_d}{M_{yRd}} \right) = 0,32 < 1,0$  (OK!)

$\frac{N_c S_d}{2 \cdot N_{cRd}} + \left( \frac{M_x S_d}{M_{xRd}} + \frac{M_y S_d}{M_{yRd}} \right) = 0,33 < 1,0$  (OK!)

#### 4.2.2.1.2 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90°

**- Cálculo da Compressão**

$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{8,397}{855,38} = 0,01 < 1,0$  (OK!)

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X**

**- FLT – Flambagem Lateral com Torção**

$M_{Rk} = 13218,11$  KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLT)

**- FLM – Flambagem Local da Mesa**

$MRk = Mpl = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLM)

**- FLA – Flambagem Local da Alma**

$MRk = Mpl = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLA)

$$MxRd = \frac{MRk}{1,10} = 12016,47 \text{ KN.cm} \text{ (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{4700}{12016,47} = 0,39 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{14,842}{259,77} = 0,06 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Equações de interação dos esforços**

$$\frac{NtSd}{2 \cdot NtRd} + \left( \frac{MxSd}{MxRd} + \frac{MySd}{MyRd} \right) = 0,39 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\frac{NcSd}{2 \cdot NcRd} + \left( \frac{MxSd}{MxRd} + \frac{MySd}{MyRd} \right) = 0,39 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Verificação da flecha**

Os deslocamentos máximos das vigas foram retirados do programa SAP 2000 (Universidade Avenue Berkeley, Califórnia, USA, 1995).

**- Hipótese de peso próprio + sobrecarga (Estados-limites de serviço)**

$$\delta_{\text{máx}} = 2,98 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 3,0 \text{ cm (OK)}$$

**- Hipótese de peso próprio + vento 90° (Estados-limites de serviço)**

$$\delta_{\text{máx}} = 0,8 \text{ cm} \leq \frac{L}{250} = 3,0 \text{ cm (OK)}$$

Através dos resultados encontrados acima, confirma-se que o perfil adotado no pré-lançamento da estrutura atende as solicitações de cálculo.

### **4.2.3 Pilares principais**

Os pilares principais, de acordo com os projetos ilustrados no capítulo 4.2, são aqueles responsáveis pela sustentação de toda a estrutura da cobertura. Os pilares estão submetidos a cargas gravitacionais e cargas de vento simultaneamente. Portanto estão sofrendo flexo-compressão.

Os esforços seccionais máximos devidos aos carregamentos foram retirados das tabelas do capítulo 8.

a) Hipótese peso próprio + sobrecarga

$$N = -26,373 \text{ KN (compressão)}$$

$$V = 6,584 \text{ KN}$$

$$M = -39,000 \text{ KN.m} = -3900 \text{ KN.cm}$$

b) Hipótese peso próprio + vento 90°

$$N = 14,480 \text{ KN (tração)}$$

$$V = -15,650 \text{ KN}$$

$$M = 47,000 \text{ KN.m} = 4700 \text{ KN.cm}$$

#### **4.2.3.1 Dimensionamento**

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para os pilares principais, o perfil ‘I’ soldado com dimensões 300 x 150 mm, fabricado com o aço ASTM A-36 e com as mesmas propriedades geométricas das vigas de cobertura.

#### 4.2.3.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga

##### - Cálculo da Compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 3941,85 \text{ KN}$$

$N_{ex}$  = (Força axial de flambagem por flexão em relação a X)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 2680,25 \text{ KN}$$

$N_{ey}$  = (Força axial de flambagem por flexão em relação a Y)

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2} \cdot \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = 3895,57 \text{ KN}$$

$N_{et}$  = (Força axial de flambagem por torção)

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot [1 - (x_o/r_o)^2]} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot [1 - (x_o/r_o)^2]}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = 3895,57 \text{ KN}$$

$N_{ext}$  = (Força axial de flambagem por flexo-torção)

$N_e = 2680,25 \text{ KN}$  (Força axial de flambagem global elástica)

$Q = 0,98$  (Fator de redução associado à instabilidade local)

$N_{pl} = A \cdot f_y = 1158,59$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot N_{pl}}{N_e}} = 0,65$$

Como  $\lambda_0 \leq 1,5$  então:  $x = 0,658^{(\lambda_0)^2} = 0,84$

$$N_{cRd} = \frac{x \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{1,10} = 866,57 \text{ KN (Resistência a compressão)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{26,373}{866,57} = 0,03 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

### - Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X

$\sigma_r = 1150,00 \text{ Kgf/cm}^2$  (Tensão residual)

$M_{pl} = Z \cdot f_y = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor de plastificação da seção)

### - FLT – Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 58,42 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 49,78 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\beta_1 = 87912136,73$$

$$\beta_2 = 22816,65$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot It}}{r_y \cdot It \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_2^2}{I_y}}} = 178,12$$

$\lambda_r$  = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W = 6470,16$$

$M_r$  = (Momento fletor correspondente ao início do escoamento)

$C_b = 1,00$  (Fator de modificação para o diagrama de momento fletor não-uniforme)

$$M_{cr} = \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L b^2} \cdot \left[ \beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y} \cdot \left( 1 + 0,039 \cdot \frac{I_t \cdot L b^2}{C_w} \right)} \right] \leq M_{pl} = 41715,91 \text{ KN.cm}$$

$M_{cr}$  = (Momento fletor de flambagem elástica)

Como  $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$  então:

$$M_{Rk} = C_b \cdot \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$M_{Rk} = 13010,65 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLT)

#### - FLM – Flambagem Local da Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 7,56 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,75 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$K_c = \sqrt{\frac{4}{\sqrt{h}/t_w}} = 0,60$$

$$\lambda_r = 0,95 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/K_c}} = 28,35$$

$\lambda_r$  = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_{cr} = \frac{0,90 \cdot E \cdot K_c}{\lambda^2} \cdot W_c = 90749,31 \text{ KN.cm (Momento fletor de flambagem elástica)}$$

Como  $\lambda \leq \lambda_p$  então:

$M_{Rk} = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLM)

### - FLA – Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 44,25 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106,35 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 161,22$$

$\lambda_r$  = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$$M_r = W \cdot f_y = 11981,78 \text{ KN.cm}$$

$M_r$  = (Momento fletor correspondente ao início do escoamento)

Como  $\lambda \leq \lambda_p$  então:

$$M_{Rk} = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLA)}$$

$$M_{xRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 11827,87 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{3900}{11827,87} = 0,33 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

### - Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 44,25 \text{ (Parâmetro de esbeltez)}$$

$$K_v = 5,00 \text{ (Coeficiente de flambagem local por cisalhamento)}$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,57 \text{ (Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação)}$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 86,65$$

$\lambda_r$  = (Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento)

$A_w$  = 19,05 (Área efetiva de cisalhamento)

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 28575,00 \text{ KN (Força cortante correspondente à plastificação)}$$

Como  $\lambda \leq \lambda_p$  então:  $V_{Rk} = V_{pl}$

$$V_{yRd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = 259,77 \text{ KN.cm (Resistência ao esforço cortante em relação a Y)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{6,584}{259,77} = 0,03 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### - Equações de interação dos esforços

$$\frac{N_{tSd}}{2 \cdot N_{tRd}} + \left( \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0,33 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\frac{N_{cSd}}{2 \cdot N_{cRd}} + \left( \frac{M_{xSd}}{M_{xRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} \right) = 0,34 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.3.1.2 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90°

##### - Cálculo da Tração

$C_t$  = 1,00 (Coeficiente de redução da área líquida)

$A_n$  = 46,34 cm<sup>2</sup> (Área líquida da seção transversal)

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 1053,26 \text{ KN (Resistência de escoamento)}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A \cdot f_u}{1,35} = 1373,14 \text{ KN (Resistência à ruptura)}$$

$N_{tRd} = 1053,26 \text{ KN}$  (Força normal resistente de cálculo à tração)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{14,480}{1053,26} = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X**

**- FLT – Flambagem Lateral com Torção**

$M_{Rk} = 13010,65 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLT)

**- FLM – Flambagem Local da Mesa**

$M_{Rk} = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLM)

**- FLA – Flambagem Local da Alma**

$M_{Rk} = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLA)

$$M_{xRd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = 11827,87 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{4700}{11827,87} = 0,40 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{15,650}{259,77} = 0,06 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Equações de interação dos esforços**

$$\frac{N_t S_d}{2 \cdot N_t R_d} + \left( \frac{M_x S_d}{M_x R_d} + \frac{M_y S_d}{M_y R_d} \right) = 0,40 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\frac{N_c S_d}{2 \cdot N_c R_d} + \left( \frac{M_x S_d}{M_x R_d} + \frac{M_y S_d}{M_y R_d} \right) = 0,40 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**4.2.3.1.3 Verificação da flecha**

Os deslocamentos máximos dos pilares principais foram retirados do programa SAP 2000 (Universidade Avenue Berkeley, Califórnia, USA, 1995).

**- Hipótese de peso próprio + sobrecarga (Estados-limites de serviço)**

$$\delta_{\text{máx}} = 0,63 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = 2,0 \text{ cm (OK)}$$

**- Hipótese de peso próprio + vento 90° (Estados-limites de serviço)**

$$\delta_{\text{máx}} = 1,30 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = 2,0 \text{ cm (OK)}$$

Com os resultados encontrados acima, confirma-se que o perfil adotado no pré-lançamento da estrutura atende as solicitações de cálculo.

**4.2.4 Terças de fechamento lateral**

O processo de dimensionamento das vigas de tapamento lateral é semelhante ao dimensionamento das terças da cobertura, neste caso utilizando-se os coeficientes CPe médios para as paredes. As telhas de fechamento lateral são as mesmas utilizadas na cobertura e o

espaçamento entre terças é de 1,985 m. Assim como as terças de cobertura, as terças de fechamento serão consideradas bi-apoiadas, para que seja obtido o maior valor de momento fletor (situação mais desfavorável), e dimensionadas a flexão oblíqua.

#### 4.2.4.1 Carregamentos

##### 4.2.4.1.1 *Peso Próprio*

Pela área de influência encontramos o carregamento proveniente do peso próprio das telhas e tirantes:

a) Peso próprio das telhas:

$$PP_{\text{telha}} = 4,81 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1,985 \text{ m} = 95,48 \text{ N/m}$$

b) Peso próprio da terça, perfil “U” enrijecido 150 x 60 x 20 # 2,00 mm:

$$PP_{\text{terça}} = 4,63 \text{ Kg/m} = 46,3 \text{ N/m}$$

c) Peso próprio considerado (estimado) para os tirantes e linhas de corrente:

$$PP_{\text{tirantes}} = 0,5 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1,985 \text{ m} = 9,93 \text{ N/m}$$

Portanto:

$$q_{pp} = 95,48 \text{ N/m} + 46,3 \text{ N/m} + 9,93 \text{ N/m} = 151,71 \text{ N/m}$$

##### 4.2.4.1.2 *Vento*

As forças devidas ao vento são calculas detalhadamente no Anexo I deste trabalho.

$$q_k = 38 \text{ Kg/m}^2 = 380 \text{ N/m}^2$$

As situações mais desfavoráveis acontecem na fachada frontal do galpão, com influência do vento paralelo ao seu comprimento (vento à 0°), e na lateral com influência do vento perpendicular (vento à 90°).

Assim:

- a) Coeficiente de Pressão Externa ( $C_{pe}$ ) = 0,70
- b) Coeficiente de Pressão Interna ( $C_{pi}$ ) = 0,3

$$P = C_{pe} \cdot q_k$$

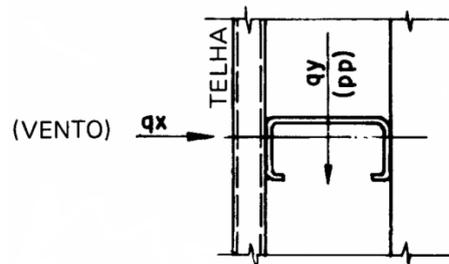
$$P = 1,00 \cdot 38 = 38 \text{ Kgf/m}^2 = 380 \text{ N/m}^2$$

$$q_v = 38 \text{ Kgf/m}^2 \cdot 1,985 \text{ m} = 754,3 \text{ N/m}$$

#### 4.2.4.2 Combinação das Ações

##### 4.2.4.2.1 Hipótese de peso próprio + vento

Figura 57 - Cargas nas terças de fechamento lateral



Fonte: IBS/CBCA, 2004.

$$q_y = 1,25 \cdot 151,71 \text{ N/m} = 0,190 \text{ KN/m}$$

$$q_x = 1,4 \cdot 754,3 \text{ N/m} = 1,056 \text{ KN/m}$$

#### 4.2.4.3 Esforços

##### 4.2.4.3.1 Hipótese de peso próprio + vento

$$M_x = \frac{1,056 \cdot 5^2}{8} = 3,3 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \frac{0,190 \cdot 2,5^2}{8} = 0,15 \text{ KN.m}$$

$$V_x = 0,45 \text{ KN}$$

$$M_x = 3,3 \text{ KN.m} = 330 \text{ KN.cm}$$

$$V_y = 2,64 \text{ KN}$$

$$M_y = 0,15 \text{ KN.m} = 15 \text{ KN.cm}$$

#### 4.2.4.4 Dimensionamento

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para as terças de fechamento lateral, o perfil “U” enrijecido 150 x 60 x 20 # 2,00 mm, perfilado com o aço ASTM A-36 e apresentando as propriedades geométricas a seguir:

$$A = 5,90 \text{ cm}^2$$

$$h = 150,00 \text{ mm}$$

$$t_w = 2,00 \text{ mm}$$

$$t_f = 2,00 \text{ mm}$$

$$W_x = 27,37 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 7,27 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 205,39 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 29,68 \text{ cm}^4$$

$$C_w = 1474,84 \text{ cm}^6$$

$$x_o = -4,76 \text{ cm}$$

$$y_o = 0 \text{ cm}$$

$$r_x = 5,90 \text{ cm}$$

$$r_y = 2,24 \text{ cm}$$

Onde:

$W$  = Módulo de resistência elástica;

$A$  = Área da seção transversal do perfil;

$h$  = Altura do perfil;

$t_w$  = Espessura da alma do perfil;

$t_f$  = Espessura da mesa do perfil;

$I$  = Inércia do perfil;

$C_w$  = Constante de empenamento da seção;

$x_o$  = Distância do centro de torção ao centroide na direção X;

$y_o$  = Distância do centro de torção ao centroide na direção Y;

$r_x$  = raio de giração em relação ao eixo X;

$r_y$  = raio de giração em relação ao eixo Y.

#### 4.2.4.4.1 Verificação hipótese de peso próprio + vento

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X**

**- Cálculo do momento resistente devido ao início do escoamento efetivo**

$$MR_{dx} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 618,86 \text{ KN.cm (Resistência de cálculo à flexão)}$$

**- Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral com Torção**

$$MR_{dx} = \frac{X_{FLT} \cdot W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 502,85 \text{ KN.cm}$$

(Resistência de cálculo à flexão para FLT)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{330}{502,85} = 0,66 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo Y**

**- Cálculo do momento resistente devido ao início de escoamento efetivo**

$$MR_{dy} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 164,44 \text{ KN.cm (Resistência de cálculo à flexão)}$$

**- Cálculo do momento resistente devido ao estado limite de Flambagem Lateral com Torção**

$$MR_{dy} = \frac{X_{FLT} \cdot W_{ef} \cdot f_y^2}{1,10} = 150,99 \text{ KN.cm (Resistência de cálculo à flexão para FLT)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{15}{150,99} = 0,10 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo X**

$$VR_{dx} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10} = 28,36 \text{ KN (Resistência ao esforço cortante em relação a X)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{0,45}{28,36} = 0,02 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$VR_{dy} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10} = 37,37 \text{ KN (Resistência ao esforço cortante em relação a Y)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{2,64}{37,37} = 0,07 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Equações de interação dos esforços**

$$\frac{N_c S_d}{N_c R_d} + \frac{M S_{dx}}{M R_{dx}} + \frac{M S_{dy}}{M R_{dy}} = 0,75 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\left(\frac{M S_{dx}}{M R_{dx}}\right)^2 + \left(\frac{V S_{dx}}{V R_{dx}}\right)^2 = 0,43 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\left(\frac{M S_{dy}}{M R_{dy}}\right)^2 + \left(\frac{V S_{dy}}{V R_{dy}}\right)^2 = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.4.4.2 Verificação da flecha

**- Hipótese de peso próprio + vento 90° (Estados-limites de serviço)**

$$q_y = 1,00 \cdot 151,71 = -0,152 \text{ KN/m (o sinal negativo indica sucção)}$$

$$q_x = 1,00 \cdot 754,3 = 0,754 \text{ KN/m}$$

$$\delta_x = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 1,49 \text{ cm} \leq \frac{L}{120} = 4,16 \text{ cm (OK)}$$

$$\delta_y = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,13 \text{ cm} \leq \frac{L}{180} = 1,39 \text{ cm (OK)}$$

Com os resultados encontrados acima, confirma-se que o perfil adotado no pré-lançamento da estrutura atende as solicitações de cálculo.

#### 4.2.5 Pilares de fechamento frontal

Os pilares do fechamento frontal (P10, P11, P12 e P13), de acordo com os projetos ilustrados no capítulo 4.2, são responsáveis pela sustentação apenas da estrutura de fechamento. Os pilares estão submetidos a cargas gravitacionais e cargas de vento simultaneamente. Portanto estão sofrendo flexo-compressão.

##### 4.2.5.1 Carregamentos

###### 4.2.5.1.1 Peso Próprio

Pela área de influência encontramos o carregamento proveniente do peso próprio das telhas, tirantes e terças:

a) Peso próprio das telhas:

$$PP_{\text{telha}} = 4,81 \text{ Kg/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 240,5 \text{ N/m}$$

$$PP_{\text{telha}} = 240,5 \text{ N/m} \cdot 6,5 \text{ m} = 1,56 \text{ KN}$$

b) Peso próprio das terças, perfil “U” enrijecido 127 x 50 x 17 # 2,00 mm:

$$PP_{\text{terça}} = 3,86 \text{ Kg/m} \div 1,985 = 19,45 \text{ N/m}^2$$

$$PP_{\text{terça}} = 19,45 \text{ N/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 97,25 \text{ N/m}$$

$$PP_{\text{terça}} = 97,25 \text{ N/m} \cdot 6,5 \text{ m} = 0,63 \text{ KN}$$

c) Peso próprio considerado (estimado) para os tirantes e linhas de corrente:

$$PP_{\text{tirantes}} = 0,5 \text{ Kg/m}^2 \cdot 5 \text{ m} = 2,5 \text{ N/m}$$

$$PP_{\text{tirantes}} = 2,5 \text{ N/m} \cdot 6,5 \text{ m} = 0,02 \text{ KN}$$

d) Peso próprio do pilar, perfil “I” soldado 300 x 150 x 6,35 x 9,5 mm:

$$PP_{\text{pilar}} = 36,38 \text{ Kg/m} \cdot 6,5 \text{ m} = 2,36 \text{ KN}$$

Portanto:

$$q_{pp} = 1,56 \text{ KN} + 0,63 \text{ KN} + 0,02 \text{ KN} + 2,36 \text{ KN} = 4,57 \text{ KN}$$

#### 4.2.5.1.2 Vento

As forças devidas ao vento são calculas detalhadamente no Anexo I deste trabalho.

$$q_k = 38 \text{ Kg/m}^2 = 380 \text{ N/m}^2$$

A situação mais desfavorável para o fechamento frontal acontece com a influência do vento paralelo ao seu comprimento (vento à 0°).

Assim:

a) Coeficiente de Pressão Externa ( $C_{pe}$ ) = 0,70

b) Coeficiente de Pressão Interna ( $C_{pi}$ ) = 0,3

$$P = C_{pe} \cdot q_k$$

$$P = 1,00 \cdot 38 = 38 \text{ Kg/m}^2 = 380 \text{ N/m}^2$$

$$q_v = 38,0 \text{ Kg/m}^2 \cdot 5,0 \text{ m} = 1,9 \text{ KN/m}$$

#### 4.2.5.2 Combinação das Ações

##### 4.2.5.2.1 Hipótese de peso próprio + vento 0°

$$q_{pp} = 1,25 \cdot 4,57 \text{ KN} = 5,71 \text{ KN}$$

$$q_v = 1,4 \cdot 1,9 \text{ KN/m} = 2,66 \text{ KN/m}$$

##### 4.2.5.3 Esforços

Os pilares do fechamento frontal estão bi-apoiados. Possuem uma ligação rotulada na fundação e outra nas vigas de cobertura, portanto seus esforços seccionais máximos são:

##### 4.2.5.3.1 Hipótese de peso próprio + vento 0°

$$M = \frac{2,66 \cdot 6,5^2}{8} = 14,05 \text{ KN.m}$$

$$N = -5,71 \text{ KN (compressão)}$$

$$V = 8,65 \text{ KN}$$

$$M = 14,05 \text{ KN.m} = 1405 \text{ KN.cm}$$

##### 4.2.5.4 Dimensionamento

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para os pilares do fechamento frontal, o perfil “I” soldado com dimensões 300 x 150 mm, fabricado com o aço ASTM A-36 e com as mesmas propriedades geométricas dos pilares principais.

##### 4.2.5.4.1 Verificação hipótese de peso próprio + vento 0°

#### - Cálculo da Compressão

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{5,71}{866,57} = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X**

**- FLT – Flambagem Lateral com Torção**

$MR_k = 13010,65 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLT)

**- FLM – Flambagem Local da Mesa**

$MR_k = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLM)

**- FLA – Flambagem Local da Alma**

$MR_k = M_{pl} = 13482,83 \text{ KN.cm}$  (Momento fletor resistente característico para FLA)

$$M_{xRd} = \frac{MR_k}{1,10} = 11827,87 \text{ KN.cm} \text{ (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{1405}{11827,87} = 0,12 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{8,65}{259,77} = 0,03 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Equações de interação dos esforços**

$$\frac{N_t S_d}{2 \cdot N_t R_d} + \left( \frac{M_x S_d}{M_x R_d} + \frac{M_y S_d}{M_y R_d} \right) = 0,12 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\frac{N_c S_d}{2 \cdot N_c R_d} + \left( \frac{M_x S_d}{M_x R_d} + \frac{M_y S_d}{M_y R_d} \right) = 0,12 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

4.2.5.5 Verificação da flecha

#### **- Hipótese de peso próprio + vento 0° (Estados-limites de serviço)**

$$q = 1,00 \cdot 1,9 = 1,9 \text{ KN/m}$$

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,31 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = 2,17 \text{ cm (OK)}$$

Com os resultados encontrados acima, confirma-se que o perfil adotado no pré-lançamento da estrutura atende as solicitações de cálculo.

#### **4.2.6 Contraventos da cobertura**

Os contraventos da cobertura serão locados nos vãos extremos, entre os eixos 1 e 2 e 8 e 9, de forma que possam resistir diretamente as cargas de vento incidentes no fechamento frontal. A rigidez do contraventamento é obtida por diagonais instaladas e “X”. Quando estes elementos são solicitados, metade trabalha tracionada e a outra comprimida.

Usualmente, para simplificar o dimensionamento, desconsidera-se a existência das diagonais comprimidas de forma a obter a forma de uma treliça isostática de fácil solução. Os esforços destes elementos também serão obtidos no programa SAP 2000.

O esforço seccional máximo é:

a) Hipótese peso próprio + vento 0°

$$N = 11,171 \text{ KN (tração)}$$

##### **4.2.6.1 Dimensionamento**

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para os contraventos da cobertura, a barra redonda Ø 16 mm, produzida com o aço ASTM A-36 e com as propriedades geométricas a seguir:

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ KN/cm}^2$$

Onde:

A = Área da seção transversal do perfil;

$f_y$  = Tensão de escoamento;

$f_u$  = Tensão de ruptura.

#### 4.2.6.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga

##### - Cálculo da Tração

$C_t = 1,00$  (Coeficiente de redução da área líquida)

$A_n = 2,01 \text{ cm}^2$  (Área líquida da seção transversal)

$A_e = C_t \cdot A_n = 2,01 \text{ cm}^2$  (Área líquida efetiva da seção transversal)

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 45,70 \text{ KN (Resistência de escoamento)}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A \cdot f_u}{1,35} = 59,56 \text{ KN (Resistência à ruptura)}$$

$N_{tRd} = 45,70 \text{ KN}$  (Força normal resistente de cálculo à tração)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{11,171}{45,70} = 0,24 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.7 Contraventos verticais

Os contraventos verticais também serão locados nos vãos extremos, entre os eixos 1 e 2 e 8 e 9, de forma que recebam as reações de apoio dos contraventos da cobertura. A rigidez do contraventamento é obtida por diagonais instaladas e “X”. Quando estes elementos são solicitados, metade trabalha tracionada e a outra comprimida.

Da mesma forma que nos contraventos da cobertura, para simplificar o dimensionamento, desconsidera-se a existência das diagonais comprimidas e verificam-se apenas as diagonais tracionadas. Os esforços destes elementos também serão obtidos no programa SAP 2000.

O esforço seccional máximo é:

a) Hipótese peso próprio + vento 0°

$N = 8,606 \text{ KN}$  (tração)

#### 4.2.7.1 Dimensionamento

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para os contraventos verticais, a barra redonda  $\varnothing 16 \text{ mm}$ , produzida com o aço ASTM A-36 e com as mesmas propriedades dos contraventos de cobertura.

$A = 2,01 \text{ cm}^2$

$f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ KN/cm}^2$

$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ KN/cm}^2$

Onde:

$A$  = Área da seção transversal do perfil;

$f_y$  = Tensão de escoamento;

$f_u$  = Tensão de ruptura.

##### 4.2.7.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90°

#### - Cálculo da Tração

$C_t = 1,00$  (Coeficiente de redução da área líquida)

$A_n = 2,01 \text{ cm}^2$  (Área líquida da seção transversal)

$A_e = C_T \cdot A_n = 2,01 \text{ cm}^2$  (Área líquida efetiva da seção transversal)

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 45,70 \text{ KN (Resistência de escoamento)}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A \cdot f_u}{1,35} = 59,56 \text{ KN (Resistência à ruptura)}$$

$$N_{tRd} = 45,70 \text{ KN (Força normal resistente de cálculo à tração)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{8,606}{45,70} = 0,19 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.8 Placas de base

A placa de base está rotulada na fundação, portanto transmitirá apenas esforços de compressão ou tração (arrancamento) e cortante.

Os esforços transmitidos para a fundação serão obtidos no programa SAP 2000.

O esforço seccional máximo é:

a) Hipótese peso próprio + sobrecarga

$$N = 26,987 \text{ KN (compressão)}$$

$$V = 6,622 \text{ KN}$$

b) Hipótese peso próprio + vento 90°

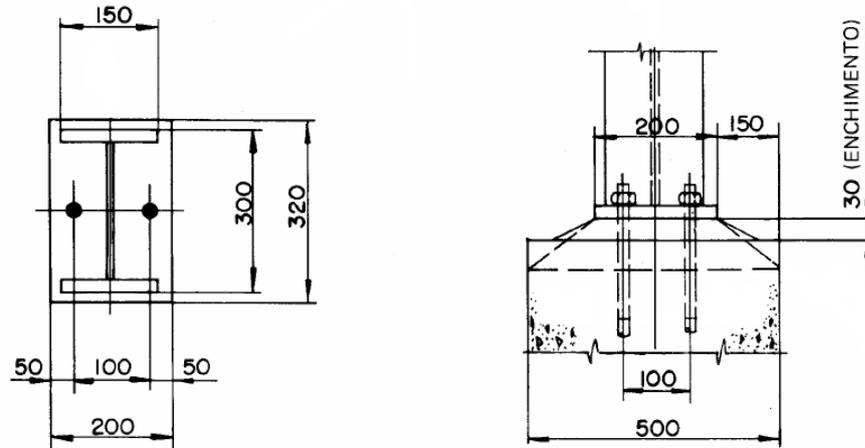
$$N = 14,785 \text{ KN (tração)}$$

$$V = 16,874 \text{ KN}$$

##### 4.2.8.1 Dimensionamento

Será adotado para as placas de base, uma chapa metálica com dimensões de 320 x 200 # 12,5 mm, produzida com o aço ASTM A-36 e cortada com maçarico.

Figura 58 - Placa de base



Fonte: IBS/CBCA, 2004.

#### 4.2.8.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga

- Cálculo das barras de cisalhamento

- Pressão da barra sobre o concreto

$t_a = 3$  cm (Espaço de enchimento)

$h = 8$  cm (Altura da barra de cisalhamento)

$$P_d = \frac{V_{sd}}{B \cdot (h - t_a)} = 0,066 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{RR_{knc}}{\gamma} = \frac{0,7 \cdot f_{ck}}{1,40} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1,803 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Resistência do concreto)}$$

$$P_d \leq \frac{RR_{knc}}{\gamma} \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{P_d}{RR_{knc}/\gamma} = 0,037 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

- Cisalhamento da barra

$t_b = 1,2 \text{ cm}$  (Espessura da barra de cisalhamento)

$$F_v = \frac{V_{sd}}{t_b \cdot B} = 0,276 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{RR_{k_{nv}}}{\gamma} = \frac{0,6 \cdot f_y}{1,10} = 13,636 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Resistência da barra)}$$

$$F_v \leq \frac{RR_{k_{nv}}}{\gamma} \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{F_v}{RR_{k_{nv}}/\gamma} = 0,02 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### - Flexão da barra de cisalhamento

$$M_d = V_{sd} \cdot \left( \frac{h + t_a}{2} \right) = 36,421 \text{ KN.cm}$$

$$\frac{MR_{k_{nb1}}}{\gamma} = \frac{f_y \cdot B \cdot t_b^2 / 4}{1,10} = 163,636 \text{ KN.cm}$$

$$\frac{MR_{k_{nb2}}}{\gamma} = \frac{1,25 \cdot f_y \cdot B \cdot t_b^2 / 6}{1,10} = 136,364 \text{ KN.cm}$$

$$\frac{MR_{k_{nb}}}{\gamma} = 136,364 \text{ KN.cm}$$

$$M_d \leq \frac{MR_{k_{nb}}}{\gamma} \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{M_d}{MR_{k_{nb}}/\gamma} = 0,267 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

### - Resistência do concreto

$A1 = 640 \text{ cm}^2$  (É a área carregada sob a placa de apoio)

$A2 = 2080 \text{ cm}^2$  (É a área da superfície de concreto)

$$\frac{RRknc}{\gamma} = \frac{0,70 \cdot fck \cdot \sqrt{\frac{A2}{A1}}}{1,40} \leq 1,40 \cdot fck = 1,803 \text{ KN/cm}^2$$

### - Verificação das dimensões da placa de base

$$fc = \frac{Nsd}{H \cdot B} = 0,042 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Pressão na placa de base)}$$

$$fc \leq \frac{RRknc}{\gamma} \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{fc}{RRknc/\gamma} = 0,023 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

### - Cálculo dos balanços

$$m = \frac{H - 0,95 \cdot d}{2} = 1,75 \text{ cm}$$

$$n = \frac{B - 0,80 \cdot bf}{2} = 4 \text{ cm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d \cdot bf}}{4} = 5,303 \text{ cm}$$

### - Cálculo da espessura mínima da placa de base

$z = 5,303 \text{ cm}$  (Parâmetro para cálculo da espessura mínima da placa de base)

$t_p = 1,2$  cm (Espessura da placa de base)

$$t_{pmin} = 1,49 \cdot z \cdot \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = 0,325 \text{ cm}$$

$t_p \leq t_{pmin}$  (OK!)

Recomenda-se utilizar uma placa de espessura 12 mm.

#### 4.2.8.1.2 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90°

**- Cálculo das barras de cisalhamento**

**- Pressão da barra sobre o concreto**

$t_a = 3$  cm (Espaço de enchimento)

$h = 8$  cm (Altura da barra de cisalhamento)

$$P_d = \frac{V_{sd}}{B \cdot (h - t_a)} = 0,169 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{RR_{knc}}{\gamma} = \frac{0,7 \cdot f_{ck}}{1,40} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 1,803 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Resistência do concreto)}$$

$$P_d \leq \frac{RR_{knc}}{\gamma} \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{P_d}{RR_{knc}/\gamma} = 0,094 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cisalhamento da barra**

$t_b = 1,2$  cm (Espessura da barra de cisalhamento)

$$F_v = \frac{V_{sd}}{t_b \cdot B} = 0,703 \text{ KN/cm}^2$$

$$F_v \leq \frac{RR_{k_{nv}}}{\gamma} \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{F_v}{RR_{k_{nv}}/\gamma} = 0,052 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### - Flexão da barra de cisalhamento

$$M_d = V_{sd} \cdot \left( \frac{h + t_a}{2} \right) = 92,807 \text{ KN.cm}$$

$$\frac{MR_{k_{nb}}}{\gamma} = 136,364 \text{ KN.cm}$$

$$M_d \leq \frac{MR_{k_{nb}}}{\gamma} \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{M_d}{MR_{k_{nb}}/\gamma} = 0,681 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### - Verificação da espessura da placa de base

#### - Cálculo do momento resistente

$W = 0,24 \text{ cm}^3$  (Módulo de resistência elástico)

$Z_p = 0,36 \text{ cm}^3$  (Módulo de resistência plástico)

$b = 1 \text{ cm}^3$  (Largura tomada para análise da espessura da placa de base)

$$\frac{M_n}{\gamma} = \frac{1,25 \cdot W \cdot f_y}{1,10} = 8,182 \text{ KN.cm}$$

#### - Cálculo do momento fletor de cálculo

#### - Verificação das dimensões da placa de base

$c = 3,2$  cm (Distância entre a alma e centro do furo)

$a = 28,10$  cm (Altura da alma do pilar)

$$T_o = \frac{N_{sd}}{2} = 7,392 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Força de arrancamento e cada chumbador)}$$

$$K_m = 0,151 \text{ (Obtido por interpolação)}$$

$$M_d = T_o \cdot K_m = 1,118 \text{ KN.cm}$$

$$\frac{M_n}{\gamma} \geq M_d \text{ (A espessura da placa de base pode ser mantida!)}$$

#### 4.2.9 Chumbadores

Para verificação dos chumbadores serão analisados os mesmos esforços considerados para dimensionamento das placas de base.

##### 4.2.9.1 Dimensionamento

Será adotada para os chumbadores, a barra redonda  $\varnothing 16$  mm, produzida com o aço ASTM A-36 e com as seguintes propriedades:

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ KN/cm}^2$$

Onde:

$A$  = Área da seção transversal do perfil;

$f_y$  = Tensão de escoamento;

$f_u$  = Tensão de ruptura.

#### 4.2.9.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + sobrecarga

##### - Cálculo do comprimento mínimo de ancoragem dos chumbadores de acordo com a NBR 6118/2003

$f_{ck} = 2 \text{ KN/cm}^2$  (Resistência característica do concreto)

$f_{yd} = 13,2 \text{ KN/cm}^2$  (Resistência do chumbador à tração)

$\eta_1 = 1,00$  (Parâmetro considerado para barras lisas)

$\eta_2 = 1,00$  (Parâmetro associado à boa aderência entre concreto e chumbador)

$$F_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,221 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Resistência média à tração)}$$

$$F_{ct,d} = \frac{0,7 \cdot F_{ct,m}}{1,40} = 0,111 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Resistência à tração direta)}$$

$$F_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ct,d} = 0,111 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Resistência de aderência de cálculo)}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = 47,774 \text{ cm (Comprimento básico, reto, de ancoragem)}$$

##### - Verificação dos chumbadores

$A_{ch} = 2,011 \text{ cm}^2$  (Área de um chumbador)

$V_o = 3,311 \text{ KN}$  (Esforço cisalhante nos chumbadores)

$$\frac{RR_{knch}}{\gamma} = 0,60 \cdot 0,42 \cdot A_{ch} \cdot f_{uch} = 20,267 \text{ KN (Resistência ao cisalhamento)}$$

$$\frac{RR_{knch}}{\gamma} \geq V_o \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{V_o}{RR_{knch}/\gamma} = 0,163 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.9.1.2 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90°

Ach = 2,011 cm<sup>2</sup> (Área de um chumbador)

V<sub>o</sub> = 3,311 KN (Esforço cisalhante nos chumbadores)

To = 7,392 KN (Esforço de tração nos chumbadores)

##### - Verificação do cisalhamento

$$\frac{RR_{knch}}{\gamma} = 0,60 \cdot 0,42 \cdot Ach \cdot f_{uch} = 20,267 \text{ KN (Resistência ao cisalhamento)}$$

$$\frac{RR_{knch}}{\gamma} \geq V_o \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{V_o}{RR_{knch}/\gamma} = 0,416 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

##### - Resistência de cálculo dos chumbadores

$$\frac{RR_{knch1}}{\gamma} = \frac{Ach \cdot f_{ych}}{1,10} = 45,696 \text{ KN (Resistência ao escoamento da seção bruta)}$$

$$\frac{RR_{knch2}}{\gamma} = \frac{0,65 \cdot Ach \cdot f_{uch}}{1,35} = 38,723 \text{ KN (Resistência à ruptura da parte rosqueada)}$$

$$\frac{RR_{knch}}{\gamma} = 38,723 \text{ KN (Resistência à tração)}$$

$$\frac{RR_{knch}}{\gamma} \geq T_o \text{ (OK!)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{T_o}{RR_{knch}/\gamma} = 0,191 \leq 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### - Interação tração + cisalhamento

$$\frac{\text{Ach} \cdot \text{fuch}}{1,35} - 1,90 \cdot \text{Fsdv} = 42,68 \text{ KN}$$

$$\text{Fsd} \leq \frac{\text{Ach} \cdot \text{fuch}}{1,35} - 1,90 \cdot \text{Fsdv} \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.9.2 Esforços

Os pilares do fechamento frontal estão bi-apoiados. Possuem uma ligação rotulada na fundação e outra nas vigas de cobertura, portanto seus esforços seccionais máximos são:

##### 4.2.9.2.1 Hipótese de peso próprio + vento 0°

$$M = \frac{2,66 \cdot 6,5^2}{8} = 14,05 \text{ KN.m}$$

$$N = -5,71 \text{ KN (compressão)}$$

$$V = 8,65 \text{ KN}$$

$$M = 14,05 \text{ KN.m} = 1405 \text{ KN.cm}$$

#### 4.2.9.3 Dimensionamento

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para os pilares do fechamento frontal, o perfil "I" soldado com dimensões 300 x 150 mm, fabricado com o aço ASTM A-36 e com as mesmas propriedades geométricas dos pilares principais.

#### 4.2.9.4 Verificação hipótese de peso próprio + vento 0°

**- Cálculo da Compressão**

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{5,71}{866,57} = 0,01 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência à Flexão – eixo X**

**- FLT – Flambagem Lateral com Torção**

MRk = 13010,65 KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLT)

**- FLM – Flambagem Local da Mesa**

MRk = Mpl = 13482,83 KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLM)

**- FLA – Flambagem Local da Alma**

MRk = Mpl = 13482,83 KN.cm (Momento fletor resistente característico para FLA)

$$M_{xRd} = \frac{MRk}{1,10} = 11827,87 \text{ KN.cm (Momento fletor resistente de cálculo)}$$

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{1405}{11827,87} = 0,12 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Cálculo da Resistência ao Cortante – eixo Y**

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{8,65}{259,77} = 0,03 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

**- Equações de interação dos esforços**

$$\frac{NtSd}{2 \cdot NtRd} + \left( \frac{MxSd}{MxRd} + \frac{MySd}{MyRd} \right) = 0,12 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

$$\frac{NcSd}{2 \cdot NcRd} + \left( \frac{MxSd}{MxRd} + \frac{MySd}{MyRd} \right) = 0,12 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.9.5 Verificação da flecha

**- Hipótese de peso próprio + vento 0° (Estados-limites de serviço)**

$$q = 1,00 \cdot 1,9 = 1,9 \text{ KN/m}$$

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 0,31 \text{ cm} \leq \frac{L}{300} = 2,17 \text{ cm (OK)}$$

Com os resultados encontrados acima, confirma-se que o perfil adotado no pré-lançamento da estrutura atende as solicitações de cálculo.

#### 4.2.10 Tirantes da cobertura

Os tirantes da cobertura tem a função de diminuir o comprimento de flambagem das terças e diminuir a flexão das mesmas em direção a sua menor inércia. Para facilitar e reduzir o memorial de cálculo, os esforços destes elementos serão retirados do programa SAP 2000 (Universidade Avenue Berkeley, Califórnia, USA, 1995) onde foram lançados todos os elementos componentes da estrutura.

Estes elementos são verificados apenas a tração. O esforço seccional máximo é:

a) Hipótese peso próprio + vento 0°

$$N = 11,836 \text{ KN (tração)}$$

##### 4.2.10.1 Dimensionamento

No pré-lançamento da estrutura adotou-se para os tirantes da cobertura, o perfil “L” dobrado com dimensões 40 x 40 # 3,00 mm, fabricado com o aço ASTM A-36 e com as propriedades geométricas a seguir:

$$A = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ KN/cm}^2$$

Onde:

A = Área da seção transversal do perfil;

$f_y$  = Tensão de escoamento;

$f_u$  = Tensão de ruptura.

#### 4.2.10.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + vento 0°

##### - Cálculo da Tração

$C_t = 1,00$  (Coeficiente de redução da área líquida)

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 50,45 \text{ KN (Resistência de escoamento)}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A \cdot f_u}{1,35} = 65,78 \text{ KN (Resistência à ruptura)}$$

$N_{tRd} = 50,45 \text{ KN}$  (Força normal resistente de cálculo à tração)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{11,836}{50,45} = 0,23 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

#### 4.2.11 Tirantes do fechamento

Assim como os tirantes da cobertura, os de fechamento lateral tem a função de diminuir o comprimento de flambagem das terças e diminuir a flexão das mesmas em direção a sua menor inércia. Os esforços destes elementos também serão obtidos no programa SAP 2000.

Estes elementos também são verificados apenas a tração. O esforço seccional máximo é:

- a) Hipótese peso próprio + vento 90°  
N = 2,318 KN (tração)

#### 4.2.11.1 Dimensionamento

No pré-lançamento da estrutura adotou-se o mesmo perfil dos tirantes de cobertura.

##### 4.2.11.1.1 Verificação hipótese de peso próprio + vento 90°

#### - Cálculo da Tração

Ct = 1,00 (Coeficiente de redução da área líquida)

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 50,45 \text{ KN (Resistência de escoamento)}$$

$$N_{tRd2} = \frac{A \cdot f_u}{1,35} = 65,78 \text{ KN (Resistência à ruptura)}$$

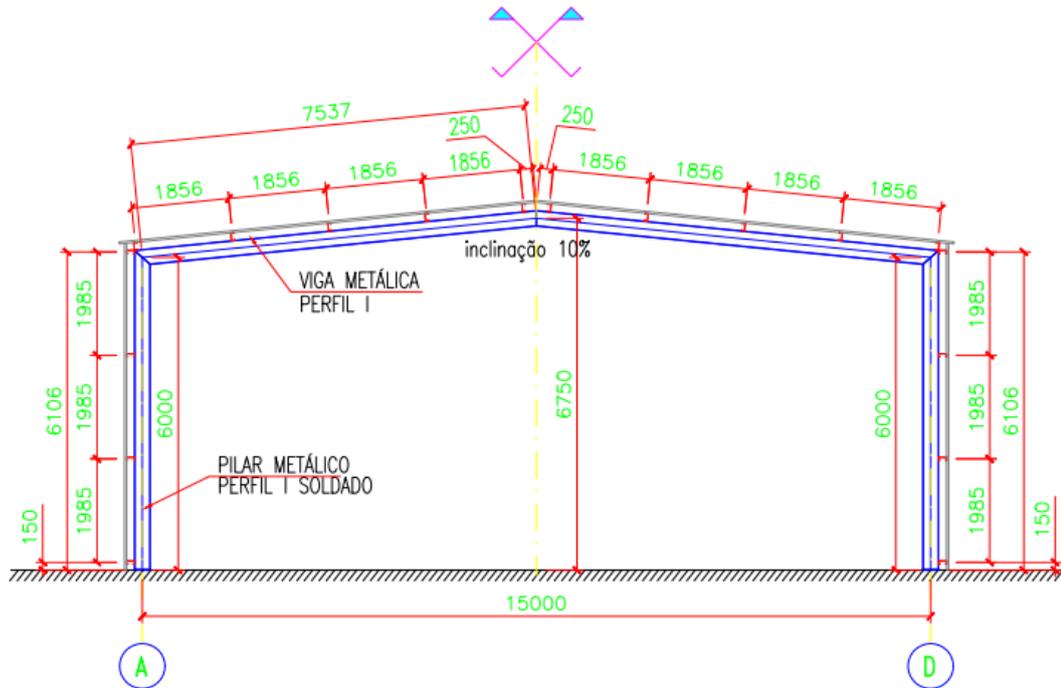
NtRd = 50,45 KN (Força normal resistente de cálculo à tração)

$$\frac{\text{SOLICITANTE}}{\text{RESISTENTE}} = \frac{2,318}{50,45} = 0,05 < 1,0 \text{ (OK!)}$$

### 4.3 DETALHAMENTO

Na Figura 59 apresenta-se o detalhamento do Corte AA- Típico,

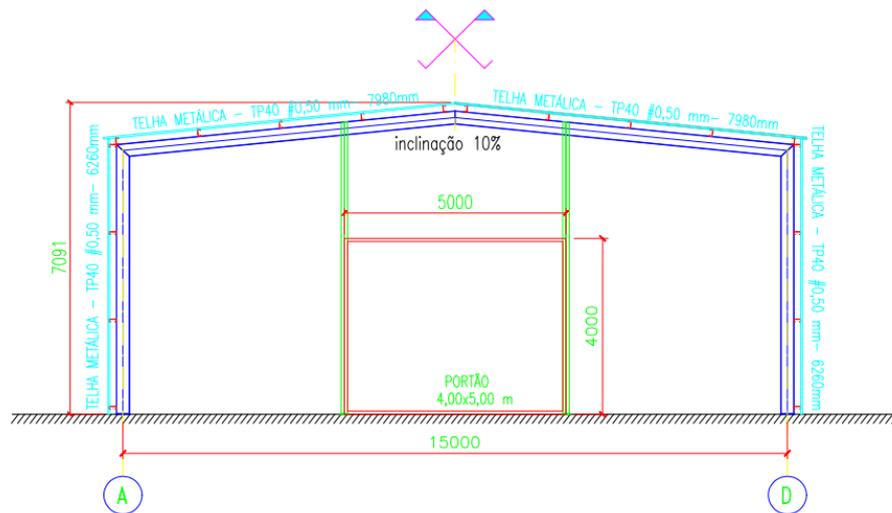
Figura 59 - Corte AA- típico.



Fonte: Elaborado pelo próprio autor, Auto cad, 2019.

Na Figura 60 apresenta-se o detalhamento elaborado no Auto cad da fachada frontal do galpão.

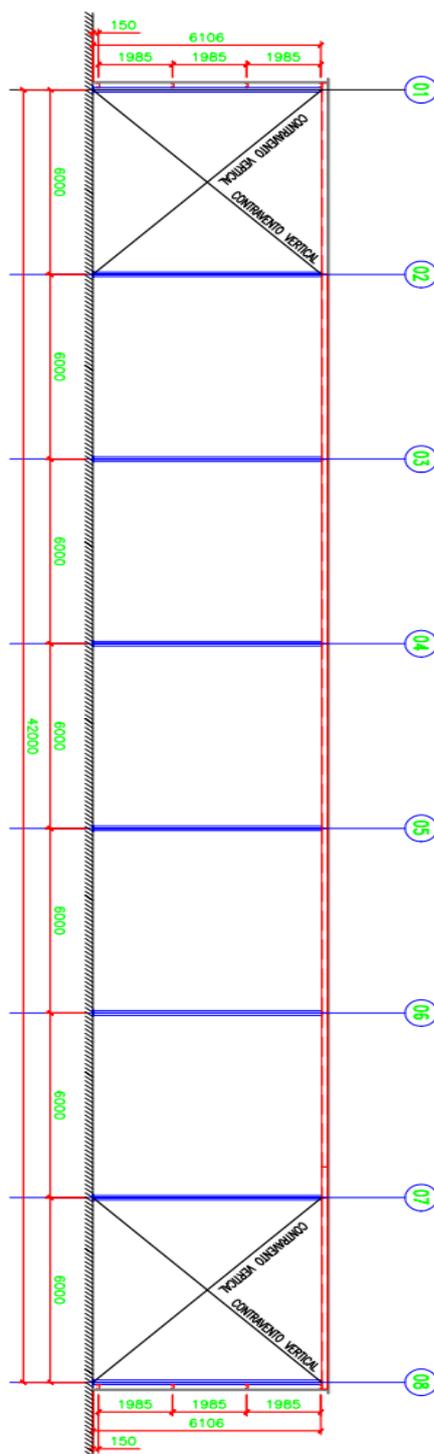
Figura 60 - Fachada Frontal do Galpão



Fonte: Elaborado pelo próprio autor, Auto CAD, 2019.

Na Figura 61 apresenta-se o detalhamento elaborado no Auto cad.do corte longitudinal do galpão.

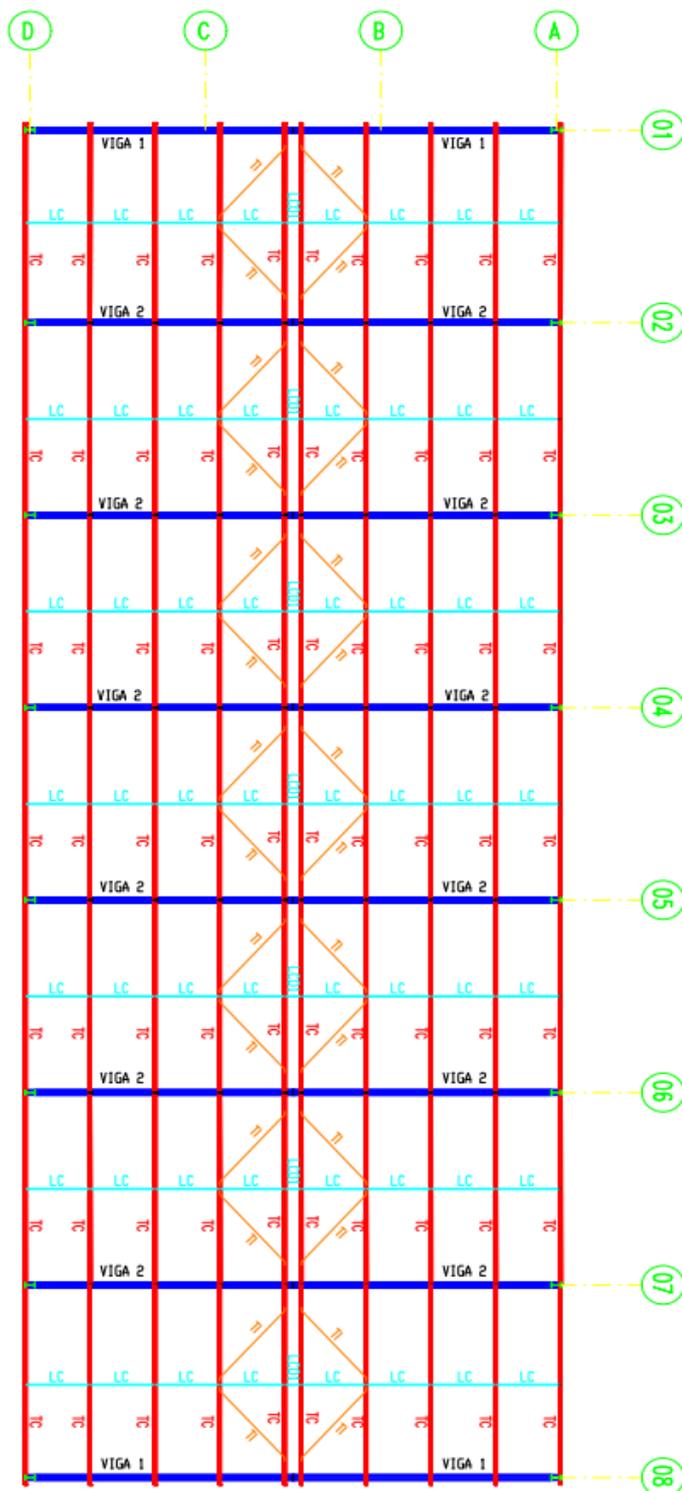
**Figura 61 - Corte Longitudinal do Galpão.**



Fonte: Elaborado pelo próprio autor, Auto CAD, 2019.

Na Figura 62 apresenta-se o detalhamento elaborado no Auto cad da cobertura do galpão.

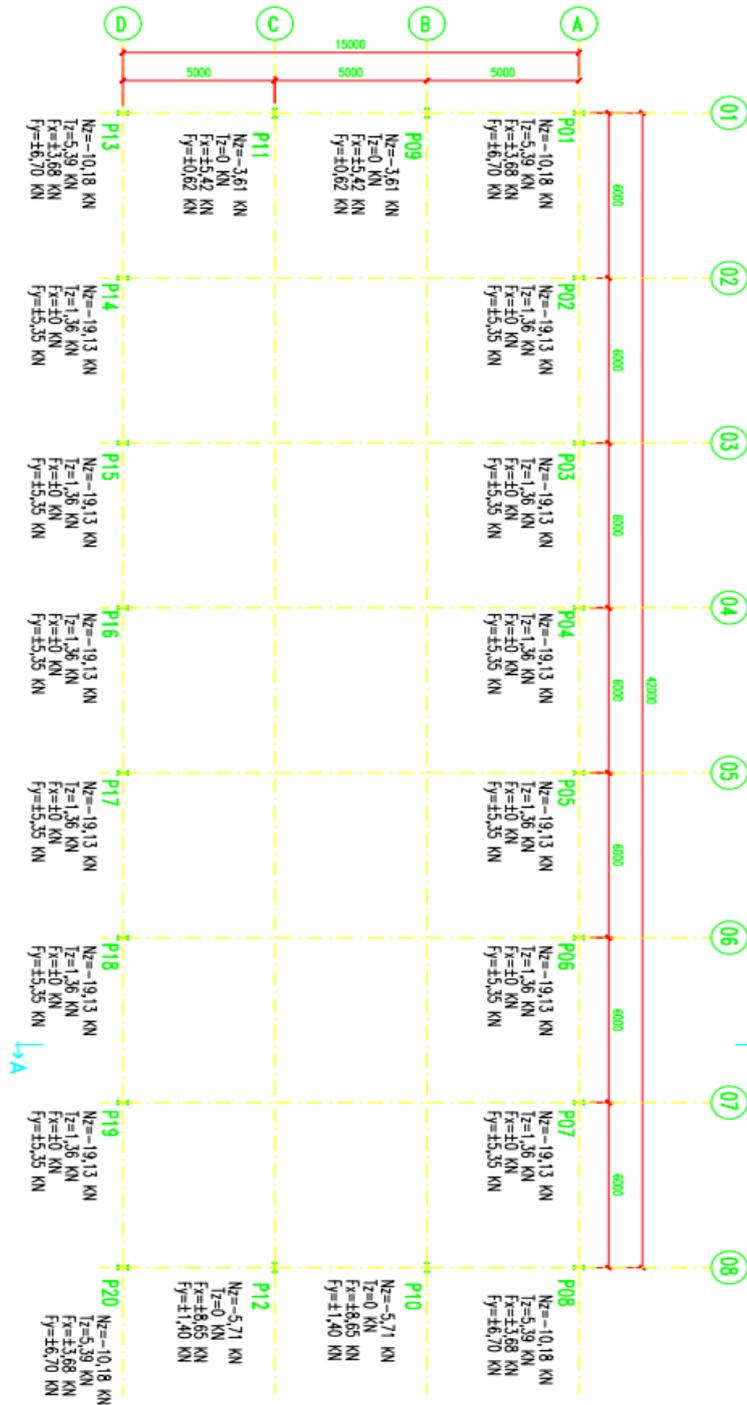
Figura 62 - Cobertura do Galpão.



Fonte: Elaborado pelo próprio autor, Auto CAD, 2019.

Na Figura 63 apresenta-se a planta de locação dos pilares desenvolvida no Auto Cad da estrutura que compoe o galpão.

Figura 63 - Planta de locação de pilares.



Fonte: Elaborado pelo próprio autor, Auto CAD, 2019.

#### 4.4 ORÇAMENTO DE CUSTO DE FABRICAÇÃO E EXECUÇÃO

##### DADOS PARA O ORÇAMENTO ESTIMATIVO:

DESCRIÇÃO		VALOR
Galpão metálico Dimensões: 15x42 Area: 630 m <sup>2</sup>	Material orçado	R\$ 66.000,00
	Mão de obra : 5 pessoas (soldador e montador) PORTÃO, CAMINHÃO MUNCK, MATERIAL PARA SOLDA, GÁS PARA SOLDA MIG, ALMOÇO...	R\$ 52.800,00
	<b>TOTAL:</b>	<b>R\$ 118.800,00</b>

- Sendo seis dias para a fabricação e vinte e cinco dias para a montagem

##### Especificações Técnicas :

###### 1- Características do projeto :

- comprimento transversal de 15 m;
- comprimento longitudinal de 42 m;
- espaçamento entre as colunas de 6,00 m; (colunas laterais), 5,00m(frontais);

###### 2-Normas:

- ASTM A307 4- Normas:
- NBR8800/86- Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios;
- NBR6120/80- Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR6123/88- Forças devidas ao vento em edificações;

POSIÇÃO	DIMENSÕES	QUANT	Peso UND	Peso total
TERÇA	UE150X60X20 X2.00X6000mm	70	27.8	1946.0
VIGA	I 300X150 X9.5x7688mm	16	282.3	4517.3
PILARES (P)	I 300X150 X9. X 6000mm	20	282.3	5646.6

Linha de Corrente (LC)	1854 mm	56	4.3	241.9
Linha de Corrente (LC01)	538 mm	7	1.3	8.8
Tirante (TI)	2995mm	28	3.0	83.4
<b>Peso total do galpão: 12444.0 kg</b>				

## 5 CONCLUSÃO

O trabalho apresentado cumpriu o objetivos de descrever sobre o dimensionamento de um galpão em aço. Apresentando um projeto detalhado com os cálculos gerados por software. O trabalho não abordou apenas o dimensionamento de um estruturas metálica mas também o impacto do aço no meio ambiente abordando pontos positivos e negativos e comparando com cada meio construtivo.

O galpão dimensionado neste trabalho foi calculado para o armazenamento de materiais com forma retangular com dimensões de 15m x 42m, e uma área de 230m<sup>2</sup>

Foram consideradas as ações cargas permanentes, cargas acidentais, cargas de vento no projeto. Todo o dimensionamento foi realizado utilizado os softwers SAP2000, SOFTWARE VISUAL VENTOS, AutoCAD e SOFTWARE TECNOMETAL.

Apresentou o cálculo detalhado do dimensionamento das terças de coberturas, vigas de cobertura, pilares principais, terças de fechamento lateral, pilar de fechamento frontal, contraventos verticais, contraventos da cobertura, placas base, chumbadores, tirantes da cobertura, tirantes do fechamento.

A construção civil possui uma grande responsabilidade no setor de construções pois possui grande impacto econômico e o impacto ambiental. Cinquenta por cento dos resíduos sólidos provém desse setor, pesquisas indicam que esse desperdício de material e criação de rejeitos que impactam diretamente no meio ambiente acontece em todos os países.

Já que a industria da construção é responsável significativamente direta e indiretamente por impactos ambientais, portanto deve-se atodar como prioridade desenvolver e fornecer soluções inovadoras com vista a minimizar impactos ambientais.

As estruturas metálicas podem ser consideradas construções sustentaveis como foi abordado no trabalho que refere-se a aplicação da sustentabilidade tendo em vista a boa gestão do ambiente construtivo com base nos principios ecologicos e no uso eficiente de recursos, Segundo a Agenda 21 para construção civil a aqual aconteceu em novembro de 1994 sustentabilidade é: reduzir o consumo de recursos, maximizar a reutilização dos recursos, utilizar recursos renovaveis e reciclaveis, proteger o amebiente natural, criar um ambiente saudável e não tóxico, fomentar a qualidade ao criar o ambiente construido. Logo o aço permite a otimização dos recursos naturais e a obtenção de um ambiente construtivo mais racional e eficaz devido as carazterísticas naturais do aço.

## REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifício - Procedimento: NBR 8800/2008.**

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças ao ventos em edificações. – Procedimento: NBR 6123/ 1988.**

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. – Procedimento: NBR 6120/1980.**

BELLEI, H. **Edifícios industriais em aço. Projeto e calculo.** Editora: Pini; Edição: 6ª (13 de agosto de 2010).

CARMO, L. **Elementos Estruturais.** Pontífica Universidade Católica de Goiás, 2014. Disponível em: [http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/01\\_01%20-%20Elementos%20Estruturais.pdf](http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/14280/material/01_01%20-%20Elementos%20Estruturais.pdf). Acesso em: 05 de abril de 2019, às 14:18 h.

**CATÁLOGO, CSN (Companhia Siderúrgica Nacional).** Disponível em: [http://www.csn.com.br/conteudo\\_pti.asp?idioma=0&tipo=60997&conta=45&prSv=1](http://www.csn.com.br/conteudo_pti.asp?idioma=0&tipo=60997&conta=45&prSv=1). Acesso em: 5 de dezembro de 2018, às 00:47 h

**CATÁLOGO ISOESTE METALICA, perfis metálicos estruturais,** 2019 Disponível em: <http://www.isoestemetalica.com.br/perfis-metalicos-estruturais/>. Acesso em: 5 de dezembro de 2018, às 01:19h.

**CATÁLOGO HEAVY DUTY, soldas,** 2016. Dinponível em: <http://www.heavyduty.com.br/catalogos>. Acesso em: 03 de maio de 2019, às 12:55.

CALIL JUNIOR, **Dimensionamento de elementos estruturais de madeira.** Editora: Manole (1 de janeiro de 2003)

CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço. Manual: **Ligações em Estrutura Metálicas,** 2017. Acesso em: 04 de abril de 2019, às 01:06h.

CBCA, Centro Brasileiro da Construção em Aço. Manual: **galpões para usos gerais** 2010. Acesso em: 04 de MAIO de 2019, às 11:06h.

CHIAVERINI, VICENTE. **Aços e ferros fundidos.** Abm Editora, Rio de Janeiro, 2008.

CISER parafusos e porcas, **Fixadores para telhados em estruturas metálicas,** 2019. Disponível em: <http://www.ciser.com.br/destaques/fixadores-para-telhado-em-estruturas-metalicas>. Acesso em: 28 de abril de 2019, às 4:06h.

GERALFIX. **Tipos de rebites**, em 31 de julho de 2018. Disponível em: <http://blog.geralfix.com.br/tipos-de-rebites-conheca-os-principais-tipos-e-suas-aplicacoes/>. Acesso em: 28 de abril de 2019, às 03:39h.

GERVÁSIO, Helena Maria. **A sustentabilidade do aço e das estruturas metálicas**. 2008

EcivilUFES. **Ligações parafusadas**, 15 de fevereiro de 2013. Disponível em: <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2013/02/02-ligac3a7c3b5es-parafusadas.pdf>. Acesso em: 28 de abril de 2019, às 4:25h.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA, **Galpões para usos gerais**, 3ª edição, Rio de Janeiro, 2004. Disponível em: [http://engmarcoantonio.com.br/cariboost\\_files/Galp\\_C3\\_B5es\\_20para\\_20Usos\\_20Gerais\\_CD.pdf](http://engmarcoantonio.com.br/cariboost_files/Galp_C3_B5es_20para_20Usos_20Gerais_CD.pdf). Acesso em: 04 de abril de 2019, às 01:06h.

MATOS DIAS. **Estrutura de aço**, 8ª edição, Zigurate Editora Ltda., São Paulo, 1997

MATOS, F . REVISTA: CONSTRUIR, **Construção do começo ao fim**, casa dois editora, 2013, pagina 90, entrevista com, gerente executivo do Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA).

MAYDL P., 2004. “**Sustainable Engineering: State-of-the-art and Prospects**”, Structural Engineering International, Volume 14, 3, p. 176-180.

PFEIL, W. **Estrutura de aço**, 8ª edição, Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., Rio, 2009.

**PERFIMINAS**. Disponível em: <http://www.perfiminhas.com.br/processos/soldagem-de-perfil-metalico/>. Acesso em: 5 de dezembro de 2018, às 03:03h.

PINHEIRO, L; MUZARDO, C; SANTOS, S. **Estruturas de Concreto**. Capítulo 2, 2004. Disponível em: <http://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec702/EESC/Concreto.pdf>. Acesso em: 04 de novembro de 2018, às 17:30 h.

PINHEIRO BRAGENÇA. **Estruturas metálicas**. 2ª edição, Blucher Editora, São Paulo, 2005.

PIRES, Fernanda Maria. **Análise do comportamento sustentável das empresas do setor da construção civil da Grande Florianópolis**. 2008. 73 p. Monografia (Graduação em Ciências Econômicas), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

**Redação pensando verde**, 10 de julho de 2014. Disponível em: <https://www.pensamentoverde.com.br/reciclagem/voce-sabe-como-e-realizada-reciclagem-concreto/> Acesso em: 20 de novembro de 2018, às 1:16h.

SILVA PIGNATTA E PANNONI D. **Estruturas de aço para edifícios**, Blucher Editora, São Paulo, 2010.

SOUSA, M; RODRIGUES, R. **Sistemas estruturais de edificações e exemplos**, Universidade Federal de Campinas, 2008. Disponível em: [http://www.fec.unicamp.br/~nilson/apostilas/sistemas\\_estruturais\\_grad.pdf](http://www.fec.unicamp.br/~nilson/apostilas/sistemas_estruturais_grad.pdf). Acesso em: 10 de abril de 2019, às 13:52 h.

VALENTINI, F. **Sustentabilidade na construção civil: vantagens da ecoeficiência**, 2015.

VAZ, C. **Apostila de Soldagem MIG/MAG**, 2015. Disponível em: [https://www.esab.com.br/br/pt/education/apostilas/upload/1901104rev0\\_apostilasoldagemmigmag\\_low.pdf](https://www.esab.com.br/br/pt/education/apostilas/upload/1901104rev0_apostilasoldagemmigmag_low.pdf). Acesso em: 05 de abril de 2019, às 18:39.

## APÊNDICE A – PROJETOS DETALHADOS