

**CENTRO UNIVERSITARIO DO SUL DE MINAS  
ENGENHARIA MECANICA  
ALEXANDRE ASSIS RIBEIRO**

**ANALISE COMPARATIVA DO PESO TOTAL DA ESTRUTURA DE UM  
GALPÃO METALICO EM PORTICO DE PERFIL DOBRADO E EM PORTICO DE  
PERFIL LAMINADO DIMENSIONADOS NO CYPE3D®.**

**Varginha**

**2021**

**ALEXANDRE ASSIS RIBEIRO**

**ANALISE COMPARATIVA DO PESO TOTAL DA ESTRUTURA DE UM  
GALPÃO METALICO EM PORTICO DE PERFIL DOBRADO E EM PORTICO DE  
PERFIL LAMINADO DIMENSIONADOS NO CYPE3D®.**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Mecânica do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel, sob orientação do Prof. Matheus Henrique Pereira.

**Varginha**

**2021**

**ALEXANDRE ASSIS RIBEIRO**

**ANALISE COMPARATIVA DO PESO TOTAL DA ESTRUTURA DE UM  
GALPÃO METALICO EM PORTICO DE PERFIL DOBRADO E EM PORTICO DE  
PERFIL LAMINADO DIMENSIONADOS NO CYPE3D®.**

Trabalho de Conclusão de curso  
apresentado ao curso de Engenharia Mecânica  
do Centro Universitário do Sul de Minas como  
pré-requisito para obtenção do grau de  
bacharel pela banca examinadora composta  
pelos membros:

Aprovado em: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

**X**

---

Matheus Henrique Pereira  
Orientador

**X**

---

Professor 1

**X**

---

Professor 2

**Obs:**

## RESUMO

Galpões são edificações constituídas por sistemas estruturais de pórticos espaçados paralelamente, podendo ser construídas em aço ou em concreto armado pré-fabricado, são projetados para diversos fins: esportivo, industrial, agrícola e etc. Galpões metálicos podem possuir vários layouts diferentes: duas águas, uma água, geminado de 2 meias-águas, geminado de 4 meias-águas e etc. Os galpões metálicos são amplamente construídos devido a vantagens do uso do aço que é um dos materiais mais utilizados em estruturas devido a suas excelentes propriedades e vantagens como a alta resistência, baixo peso, quase nenhuma geração de perdas de material, agilidade na montagem e desmontagens das estruturas, pouca mão de obra e etc. Galpões metálicos utilizam se de pórticos metálicos que possuem diversos modelos diferentes, sendo os mais utilizados: treliçado e de perfis de alma cheia. O objetivo do presente trabalho é comparar o peso de aço necessários para construção de um galpão metálico hipotético considerando dois tipos de pórticos distintos: pórtico treliçado estilo Howe de perfil dobrado e pórtico de tesoura estilo Pratt com pilar de perfil de seção cheia. Para a análise foram desenvolvidos dois projetos de galpão, sendo inicialmente definidos as dimensões dos galpões que terem as mesmas dimensões, o layout do galpão, o aço a ser utilizado, tipo de pórtico, a definição de ocupação da edificação. Para o pórtico treliçado de perfil U, optou-se por aço dobrado A-36 e para pórtico treliçado de perfil U com dupla cantoneira e com pilar de perfil HP o aço adotado foi o A-36 laminado. Posteriormente, foram definidas as cargas fixas e as cargas variáveis de sobrecarga e ventos que atuam na estrutura durante a sua vida útil. Para o carregamento de ventos foi utilizado o software VisualVentos®. As estruturas dos galpões para garantir a exatidão dos resultados foram dimensionados e modelados os dois galpões no *software* CYPE3D®, onde foram verificados pelo software se a estrutura atende os Estados Limites Últimos (ELU) e os deslocamentos adotados para os projetos seguindo as diretrizes das normas NBR 8800:2008 para aço laminado e NBR 14762:2014 para aço dobrado.

**Palavras-chave:** galpão, pórtico e aço.

## ABSTRACT

*Sheds are buildings consisting of structural systems of parallel spaced frames, and can be built in steel or in precast reinforced concrete, and are designed for various purposes: sports, industrial, agricultural, etc. Metal sheds can have several different layouts: double-water, single-water, twinned with 2 half-waters, twinned with 4 half-waters, etc. The steel is one of the most used materials in structures due to its excellent properties and advantages such as high strength, low weight, almost no generation of material losses, agility in the assembly and disassembly of structures, low labor and other advantages. Metallic sheds are made of metallic frames that have several different models, being the most used: trusses and full-span profiles. The objective of the present work is to compare the weight of steel necessary for the construction of a hypothetical metallic shed considering two different types of frames: Howe style trussed frame with folded profile and Pratt style shear frame with full section profile column. For the analysis two shed projects were developed, being initially defined the shed dimensions that have the same dimensions, the shed layout, the steel to be used, the type of frame, the building occupation definition. For the U profile lattice frame, the choice was for folded steel A-36 and for the U profile lattice frame with double cantilever and HP profile column the steel adopted was rolled A-36. Subsequently, the fixed loads and the variable overload and wind loads that act on the structure during its service life were defined. For wind loading the VisualVentos® software was used. The structures of the sheds to ensure the accuracy of the results were dimensioned and modeled the two sheds in the CYPE3D® software, where they were verified by the software if the structure meets the Ultimate Limit States (ELU) and displacements adopted for the projects following the guidelines of the standards NBR 8800:2008 for folded steel and NBR 14762:2014 for rolled steel.*

**Keywords:** *shed, frame and steel.*

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Desenho esquemático do processo de produção do aço e seus subprodutos.....	13
Figura 2 - Exemplo esquemático do ensaio de tração.....	14
Figura 3 - Curva de tensão versus deformação após a normalização de acordo com a geometria do corpo de prova .....	15
Figura 4 - Determinação do limite de escoamento na curva tensão versus deformação .....	16
Figura 5 - Tipos de perfis laminados.....	21
Figura 6 -Tipos de tubos estruturais encontrados para venda. ....	21
Figura 7 - Desenho esquemático de perfil I soldado. ....	22
Figura 8 - Desenho esquemático de perfis de chapas dobradas .....	22
Figura 9 - Componentes que constituem uma estrutura metálica.....	24
Figura 10 - Tipos de treliça .....	25
Figura 11 - Ponte de estaiada com arco de São José dos Campos - SP.....	25
Figura 12 - Pórtico coluna simples e tesoura.....	26
Figura 13 - Pórtico com coluna simples e treliça .....	27
Figura 14 - Pórtico em alma cheia.....	27
Figura 15 - Isopletas da velocidade (m/s).....	35
Figura 16 - Coluna de seção simples e de seção múltipla .....	40
Figura 17 - Elementos tracionados em estruturas.....	42
Figura 18 - Ilustração dos espaçamentos S e g entre os furos .....	44
Figura 19 - Ilustração dos valores em seção abertas .....	45
Figura 20 - Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal.....	46
Figura 21 - Pórtico pilar e tesoura .....	54
Figura 22 - Pórtico treliçado.....	54
Figura 23 - Velocidade básica no VisualVentos .....	55
Figura 24 - Fator topográfico no VisualVentos.....	56
Figura 25 - Fator rugosidade .....	56
Figura 26 - Fator Estatístico .....	57
Figura 27 - Coeficiente de Pressão Externa - Paredes.....	58
Figura 28 - Coeficiente de Pressão Externa - Telhado .....	59
Figura 29 - Coeficiente de pressão interna .....	59
Figura 30 - Combinações dos coeficientes de pressão .....	60
Figura 31 - Esforços resultantes .....	60
Figura 32 - Dados gerais do software Cype3D® .....	62
Figura 33 - Hipóteses de vento .....	63
Figura 34 - Imagem do pórtico Pratt. ....	64
Figura 35 - Imagem do pórtico treliçado Howe. ....	64
Figura 36 - Definição do perfil para projeto 1 .....	65
Figura 37 - Definição do perfil para projeto 2.....	65
Figura 38 - Vista 3D do projeto 2.....	66
Figura 39 - Vista 3D do projeto 1 .....	67
Figura 40 - Vinculação Interna das barras da treliça. ....	67
Figura 41 – Vinculação com exterior dos pilares com a fundação.....	68
Figura 42 - Atribuir comprimento de flambagem nas barras .....	69
Figura 43 - Flecha limite das terças.....	69
Figura 44 - Peso Próprio.....	70
Figura 45 - Carga do telhado sobre as terças dos projetos 1 e 2.....	71
Figura 46 - Sobrecarga normativa lançada sobre as terças dos projetos 1 e 2. ....	71
Figura 47- Sobrecarga de Segurança lançadas sobre as terças do projeto 1 e 2.....	72
Figura 48 - Lançamento da carga de vento a 0° nas terças .....	73
Figura 49 - Lançamento da carga de vento 90° 1 .....	73

Figura 50 - Lançamento do vento a 90° 2.....	74
Figura 51 - Projeto 1 e 2 após a verificação. ....	75
Figura 52 - Verificação E.L.U de uma barra do projeto 2.....	77
Figura 53 - Deslocamento do projeto 1 .....	78
Figura 54 -Deslocamento do projeto 2 .....	78
Figura 55 -Dimensionamento das ligações.....	79
Figura 56 - Opções de dimensionamento das ligações.....	79
Figura 57- Placa base passou em todas as verificações.....	80
Figura 58 - Tabela resumo projeto 1. ....	81
Figura 59 - Tabela resumo projeto 2. ....	81

### LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características, resistência e aplicações dos aços de baixo, médio e alto carbono .	17
Tabela 2 - Tipos de aços carbono e suas resistências ao escoamento e ruptura. ....	17
Tabela 3 - Custo geral em porcentagem da construção de uma estrutura metálica. ....	19
Tabela 4 - Valores dos coeficientes de ponderação das ações. ....	38
Tabela 5 - Valores dos fatores de combinação e redução para as ações variáveis. ....	39
Tabela 6 - Classificação dos galpões. ....	82

## LISTA DE SIMBOLOS

- $\sigma$  – Tensão;  
 $\varepsilon$  – Deformação;  
 $E$  – Modulo de Elasticidade;  
 $f_y$  - Resistencia do aço ao escoamento;  
 $f_u$  – Resistencia do aço a ruptura;  
 $R_d$  - Esforços resistentes;  
 $S_d$  - Esforços atuantes;  
 $S_{ser}$  - Ações de Serviço;  
 $S_{lim}$  - Valores Limites Adotados;  
 $C_{pe}$  – Coeficiente de Pressão Externa;  
 $C_{pi}$  - Coeficiente de Pressão Interna;  
 $q$  – Pressão dinâmica;  
 $A$  - Área perpendicular à atuação do vento;  
 $V_0$  - velocidade básica do vento;  
 $V_K$  - Velocidade característica do vento;  
 $S_1$  - Fator topográfico;  
 $S_2$  - Fator rugosidade do terreno;  
 $S_3$  - Conceitos estatístico;  
 $F_{G1,K}$  - Valores característicos das ações permanentes;  
 $F_{Q1,k}$  - Valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;  
 $F_{QJ,K}$  -Valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;  
 $F_{Q1}$  - Valor característico da ação variável especial;  
 $\Psi_{0j,ef}$  Representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis;  
 $F_{Q,exe}$  - Valor da ação transitória excepcional;  
 $N_{c,sd}$  - Força axial de compressão solicitante de cálculo;  
 $N_{c,Rd}$  - Força axial de compressão resistente de cálculo;  
 $X$  - Fator de redução associado à resistência à compressão;  
 $Q$  - Fator de redução total associado à flambagem local;  
 $A_g$  - Área bruta da seção transversal da barra;  
 $Nt_{,sd}$  - Força axial de tração solicitante de cálculo;  
 $Nt_{,rd}$  - Força axial cálculo resistente de cálculo;  
 $Nt_{,sd}$  - Força axial de tração solicitante de cálculo;  
 $Nt_{,rd}$  - Força axial cálculo resistente de cálculo.  
 $\lambda_0$  - Índice de esbeltz reduzido;  
 $A_e$  - Área líquida efetiva da seção transversal da barra  
 $Y_{a1}$  - Coeficiente de ponderação relacionado com o escoamento, flambagem e instabilidade;  
 $Y_{a2}$  - Coeficiente de ponderação relacionado à ruptura  
 $A_n$  - Área líquida da barra;  
 $C_t$  - Coeficiente de redução da área líquida  
 $L_w$  - Comprimento dos cordões de solda;  
 $M_{Sd}$  - Momento fletor solicitante de cálculo;  
 $M_{Rd}$  -Momento fletor resistente de cálculo;  
 $M_{pl}$  - Momento fletor de plastificação da seção transversal;  
 $Y_{a1}$  - Coeficiente de ponderação relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade;



- $\lambda$  - Esbeltez da seção transversal;
- $\lambda_p$  - Esbeltez correspondente à plastificação;
- $\lambda_r$  - Esbeltez correspondente ao início do escoamento;
- $f_y$  - Resistência ao escoamento do aço;
- $Z$  - Modulo de resistência plástico;
- $V_{pl}$  - Força cortante que corresponde à plastificação da alma.

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIACÕES

EUA - Estados Unidos da América;  
AISC/LRFD – *American of Institute of Steel Construction /Load and Resistance Factor Design*;  
AISI – American Iron and Steel Institute;  
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;  
PMSJC – Prefeitura Municipal de São Jose dos Campos;  
NBR – Norma Brasileira;  
ASTM – *American Society for testing and Materials*;  
SAE – Society of automotive Enginneers;  
ELU- Estado Limite Último;  
ELS – Estado de Limite de serviço;  
FLA – Flambagem Local da Alma;  
FLM – Flambagem Local da Mesa;  
FLT – Flambagem Lateral por Torção.

## Sumário

1 INTRODUÇÃO.....	11
2 REFERENCIAL TEORICO.....	12
2.1 Considerações iniciais .....	12
2.2 Propriedades mecânicas.....	13
2.3 Diagrama tensão x deformação .....	14
2.3 Aços Estruturais.....	16
2.4 Estruturas Metálicas .....	18
2.4.1 Vantagens e desvantagens de estrutura de aço. ....	18
2.4.2 Fatores que influenciam o custo de uma estrutura .....	19
2.4.3. Principais componentes estruturais .....	20
2.4.4 Elementos estruturais.....	23
2.4.5 Tipos de estruturas.....	24
2.4.6 Tipos de pórticos de vão simples.....	26
2.5 Tipos de ligações .....	28
2.5.1 Ligação parafusadas .....	28
2.5.1.1 Tipos de parafusos.....	28
2.5.1.2 Vantagens e Desvantagens .....	29
2.5.2 Ligações Soldadas .....	29
2.5.2.1 Posições e tipos de soldagem .....	30
2.5.2.2 Vantagens e Desvantagens .....	30
2.6 Projeto Estrutural.....	31
2.6 Segurança e Estados Limites .....	32
2.6.1 Condições usuais relativas aos Estados Limites Últimos (ELU) .....	32
2.6.2 Condições usuais relativas aos Estados Limites de Serviço (ELS).....	32
2.7 Ações atuantes na Estrutura.....	32
2.7.2 Ações excepcionais.....	33
2.7.3 Ações variáveis.....	33
2.7.3.1 Forças devido ao vento em edificações .....	33
2.7.3.2 Pressão Dinâmica .....	34
2.7.3.3 Velocidade característica.....	34
2.7.4 Combinações das ações .....	35
2.7.4.1 Combinações ultimas.....	35
2.7.4.2 Combinação de serviço.....	37
2.8 Dimensionamento dos elementos estruturais .....	39
2.8.1 Compressão – Critérios de dimensionamento .....	41
2.8.2 Tração.....	42
2.8.2.1 Área líquida efetiva .....	43
2.8.2.2 Área líquida .....	44
2.8.2.3 Coeficiente de redução .....	44
2.8.3 Flexão.....	46
2.8.3.1 Momento fletor resistente de cálculo para vigas de alma não- esbelta. ....	47
2.9 Força cortante resistente de calculo.....	49
2.9 Flexão composta.....	50
2.10 Ligações soldadas .....	52
2.10.1 Soldas de filete .....	52
3 METODOLOGIA.....	53
4 RESULTADOS E DISCUSÕES .....	55
4.1 Cálculo dos esforços de vento .....	55
4.1.2 Coeficientes de pressão externa.....	57

4.1.3 Coeficiente de pressão interna.....	59
4.1.4 Combinações dos coeficientes de pressão.....	60
4.1.5 Esforços provenientes do vento.....	60
4.2 Projeto Estrutural no Cype3D® .....	61
4.2.6 Flambagem das barras .....	68
4.2.7 Flechas Limites.....	69
4.2.8 Carregamento na estrutura.....	70
4.2.9 Cargas devido ao Vento.....	72
4.2.10 Dimensionamento.....	74
4.2.12 Ligações.....	79
4.2.13 Consumo de aço por projeto.....	80
CONCLUSÃO.....	84
APENDICE A .....	89

## 1 INTRODUÇÃO

Segundo Bellei (1998) depois que aço começou a ser produzido industrialmente surgiram as primeiras obras em aço em 1750. Seu emprego estrutural datam de 1757, na Inglaterra onde se fez uma ponte de ferro fundido, a utilização em edifícios deu-se em Chicago, EUA, em 1880. No Brasil há relatos que a primeira grande obra construída em ferro fundido, foi a ponte Paraíba do Sul, no Rio de Janeiro, construído em meados de 1857 estando em uso até os dias atuais. O primeiro edifício construído no Brasil foi o Teatro Santa Izabel, em Recife que utilizou aço importado para sua concepção pois nesta época o Brasil era um grande importador de aço e apenas depois da década de 70 o Brasil passou a ser exportador. Como o Brasil é um país em desenvolvimento, a utilização de estruturas metálicas é utilizada em praticamente todos os setores construtivos, sendo que o setor industrial o principal. Segundo Chaves (2007) devido as várias vantagens da utilização de estruturas metálicas, como por exemplo: resistência, peso, custo, rapidez de construção, entre outras, a procura aumentou por construções em estrutura de aço no Brasil, especialmente de galpões.

Segundo PRAVIA; DREHMER; MESACASA JUNIOR (2010) os galpões são obras que comumente são feitas de aço ou concreto pré-fabricado sobre um único pavimento, compostos de sistemas estruturais de pórticos espaçados paralelamente, com cobertura superior apoiada entre terças e vigas, ou tesouras e treliças. Essas edificações normalmente abrangem grandes áreas cobertas e são projetadas para uso comercial, industrial, agrícola ou esportivo, sendo que os tipos mais comuns de galpões são: Galpão de duas águas, geminado de quatro meias-águas, geminado com duas meias-águas, em arco e galpão do tipo Shed.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) os galpões sem ponte de rolamento são considerados simples, caracterizado por seus elementos lineares e seus sistemas planos.

O projeto estrutural de um galpão segundo Chaves (2007), engloba diversos processos, por exemplo: definir o projeto estrutural, escolher o material a ser empregado, analisar a estrutura, definir as dimensões, definir as cargas que atuaram na estrutura, entre outros.

Neste contexto, o objetivo geral do trabalho é comparar o peso de dois galpões hipotéticos, considerando layouts de pórticos distintos para cada galpão: treliça de perfil dobrado e tesoura com pilar de perfil alma cheia laminado. Entende-se que o peso total da estrutura está atrelado com o custo para a construção.

Segundo Nogueira (2009) na área de estruturas metálicas o custo de uma edificação é um parâmetro que é de suma importância, devido a competitividade do mercado. Os projetos estruturais para que sejam competitivos no mercado devem sempre procurar a segurança, durabilidade e economia de material.

## **2 REFERENCIAL TEORICO**

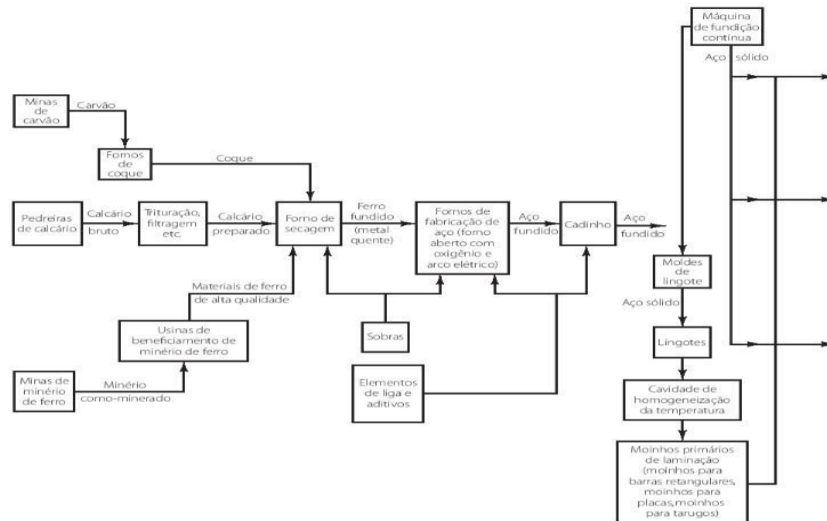
### **2.1 Considerações iniciais**

Segundo Callister (1999) os materiais metálicos são constituídos através das combinações de elementos metálicos, eles possuem em sua estrutura atômica elétrons não localizados, ou seja, não estão ligados a nenhum átomo específico. Muitas propriedades dos metais são atribuídas a estes átomos, dependendo do seu arranjo atômico. Os metais são conhecidos por serem bons condutores de calor e eletricidade, além disso, são muito resistentes e deformáveis, devido a isso são altamente utilizados em aplicações estruturais.

Segundo Pavanati (2015) os materiais metálicos são amplamente utilizados nos mais diversos ramos da engenharia, sendo o aço estrutural o material com ampla aplicação em engenharia e um dos principais metais estruturais. O aço segundo Dias (2005) pode ser definido como uma liga metálica denominada de ferro-carbono, composta principalmente de ferro e de 0,002% até 2% de carbono e nos aços utilizados na construção civil, o teor de carbono é de 0,18% até 0,25% de carbono, para se alcançar estas propriedades especiais, sobretudo de resistência e de ductilidade, são adicionados na liga ferro-carbono outros materiais ferrosos como cromo, manganês, níquel e etc.

O aço segundo Dias (2005) é obtido pelo refino do ferro-gusa em equipamentos apropriados para estes fins, sendo o ferro-gusa o produto da primeira fusão do minério de ferro e contém cerca de 3,5 a 4,0 % de carbono. O resumo esquemático a seguir demonstra o processo de produção de aço e a produção de subproduto.

Figura 1: Desenho esquemático do processo de produção do aço e seus subprodutos.



Fonte: Pavanati (2015, pág. 62.).

## 2.2 Propriedades mecânicas

Segundo Dias (2005) as diferentes propriedades mecânicas dos aços são determinadas através dos comportamentos quando submetidos a esforços sobre os mesmos, determinando a sua capacidade de resistir e transmitir os esforços aplicados sem que haja a ruptura ou deformação. A seguir são listadas as principais propriedades dos aços:

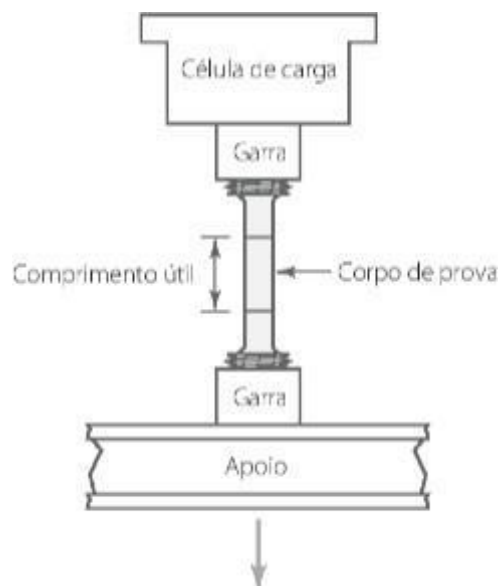
- Elasticidade - Segundo Dias (2015) Elasticidade de um material é a capacidade de voltar a sua forma original após sucessivas aplicações de forças e retirada dessas forças. A deformação elástica é reversível, pois ela desaparece quando a tensão é removida sobre a mesma;
- Ductilidade - Segundo Pavanati (2015) é a capacidade de o material em ser deformado plasticamente sem entrar em colapso, ou seja, sem se romper ou quebrar;
- Tenacidade - Segundo Pavanati (2015) é a capacidade dos materiais em absorver energia no regime elástico e plástico quando submetidos a uma carga de impacto;
- Resiliência - Segundo Pfeil e Pfeil (2009) é a capacidade dos materiais em absorver energia no regime elástico;
- Fragilidade - Segundo Pfeil e Pfeil (2009) é o antônimo de ductilidade;
- Dureza - Segundo Pfeil e Pfeil (2009) é a capacidade do material em não ser riscado ou ser abrasivo;
- Fadiga - Segundo Pfeil e Pfeil (2009) é o efeito decorrente de repetitivos esforços,

podendo causar o colapso do material em níveis de tensões bem menores que o material normalmente suporta.

### 2.3 Diagrama tensão x deformação

Segundo Pavanati (2015) uma maneira de se saber se um material é realmente forte e observar o quanto ele se deforma quando é aplicada sobre o mesmo uma carga conhecida, através do ensaio de resistência à tração, onde se monitora a carga necessária para ocasionar um determinado alongamento enquanto que o corpo de prova é tracionado a uma velocidade constante, conforme podemos verificar na imagem abaixo.

Figura 2: Exemplo esquemático do ensaio de tração.



Fonte: Shackelford (2008, p. 122.).

Ainda segundo Pavanati (2015) a curva resultante gerada no teste nos possibilita o cálculo de algumas propriedades do material analisado, como a tensão e a deformação. A tensão é dada pela equação abaixo, onde  $P$  é a carga utilizada na amostra em uma seção correspondente a metade da peça e  $A$  é a área de sua seção transversal medida na metade do corpo de prova.

$$\sigma = P/A \quad (2.1)$$



A deformação pode ser calculada pela equação abaixo, onde  $L$  é o tamanho final da amostra e  $L_0$  o tamanho original da amostra:

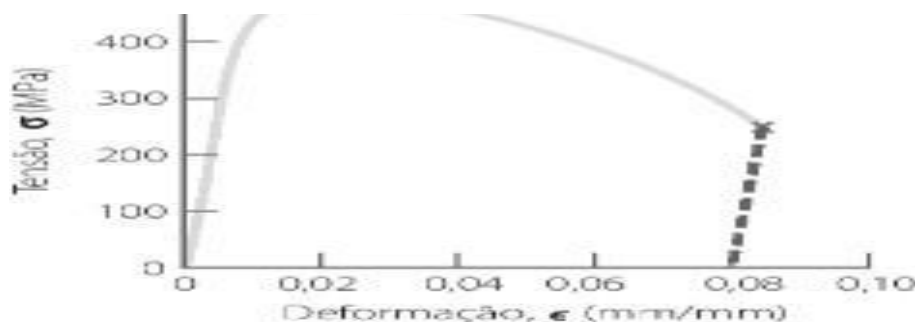
$$\varepsilon = \frac{L-L_0}{L_0} \quad (2.2)$$

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) dentro do regime elástico de uma curva tensão versus deformação, as tensões  $\alpha$  são proporcionais à deformação  $\varepsilon$ , sendo esta relação denominada de lei de Hooke. O coeficiente de proporcionalidade ou módulo de elasticidade denominado de módulo de Young é comumente representado pela letra  $E$  e dado pela equação abaixo. O módulo de elasticidade  $E$  é praticamente igual a todos os aços, variando entre  $200 < E < 210$  Mpa.

$$\alpha = E \times \varepsilon \quad (2.3)$$

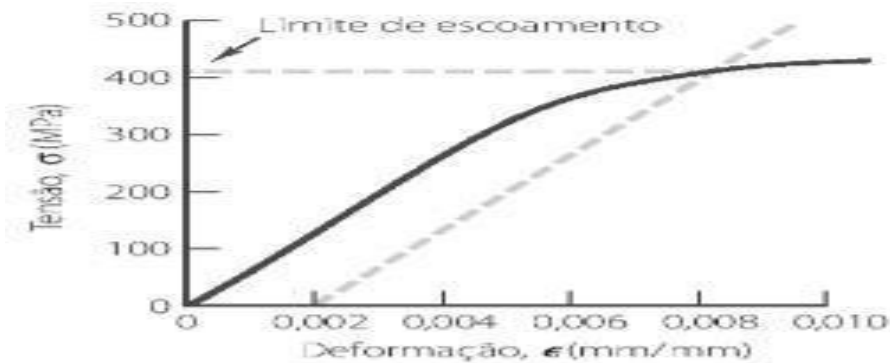
Segundo Pavanati (2015) um exemplo de curva tensão versus deformação obtida, em um corpo de prova de aço após um tratamento de normalização, podemos verificar que a curva representa duas regiões diferentes: uma a deformação elástica e a outra a deformação plástica. A deformação elástica é a representada pela parte linear do gráfico que se refere a uma deformação temporária, ou seja, após retirado a carga ela consegue voltar ao seu tamanho original. A deformação plástica é representada pela parte em que se vê uma curva, quando material chega nessa parte do gráfico mesmo que retirado a carga sobre ele não voltará ao seu tamanho original. O ponto entre essas deformações é denominado como Limite de Escoamento, que pode ser medido traçando uma linha imaginária paralela a deformação elástica a 0,2% de deformação, como podemos verificar nas imagens abaixo:

Figura 3: Curva de tensão versus deformação após a normalização de acordo com a geometria do corpo de prova.



Fonte: Shackelford (2008, p. 122.).

Figura 4: Determinação do limite de escoamento na curva tensão versus deformação.



Fonte: Shackelford (2008, p. 123.).

### 2.3 Aços Estruturais

De acordo com Dias (2015) existem várias formas e tipos de aços disponíveis no mercado que atendem as mais diversas aplicações e fins, seja pelo controle da composição química, seja pela garantia das propriedades requeridas mecanicamente ou por sua forma final como barras, perfis, tubos, chapas, etc. Para a utilização dos aços na construção civil, o interesse maior é sobre os denominados aços estruturais, termo utilizados para todos os aços que devido às suas propriedades mecânicas como resistência, ductilidade, dureza, entre outras propriedades, são mais adequadas para utilização em elementos que suportam cargas. A seguir segundo Dias (2015) alguns tipos de aços estruturais comumente utilizados em função do teor de carbono presente no aço se dividem em três classes:

- a) Baixo Carbono: Aços com menor ou igual a 0,30% de Carbono em sua composição química;
- b) Médio Carbono: Aços com mais de 0,30 % de carbono e menos de 0,50% de Carbono;
- c) Alto Carbono: Aços com mais de 0,50 % de carbono em sua composição química.

Quanto maior teor de carbono um aço-carbono apresenta menor é sua ductilidade e maior a sua dureza, trazendo problemas de soldagem. Porém os aços com 0,30% de carbono classificados como sendo de baixo carbono podem ser soldados sem precauções especiais, sendo os mais adequados para a construção civil.

Tabela 1:Características, resistência e aplicações dos aços de baixo, médio e alto carbono.

Classe	Limite de Resistência	Características	Principais aplicações
Baixo carbono	<440 MPa	Boa tenacidade, boa confiabilidade e boa soldabilidade.	Pontes, edifícios, navios, caldeiras, tubos, estruturas mecânicas e etc.
Médio carbono	440 a 590 Mpa	Média conformabilidade e soldabilidade	Estruturas parafusadas de navios e vagões, tubos, estruturas mecânicas, implementos agrícolas, e etc.
Alto Carbono	590 a 780 Mpa	Má conformabilidade e soldabilidade e alta resistência ao desgaste.	Peças mecânicas, implementos agrícolas, trilhos e rodas ferroviárias e etc.

Fonte: Dias (2015, pág. 31).

Segundo Dias (2015) às normas NBR 8800:2008, AISC/LRFD e AISI/LRFD nos oferecem vários tipos de aços e suas respectivas nomenclaturas comerciais, estes aços podem ser utilizados em projetos estruturais. A tabela abaixo traz alguns exemplos desses aços com suas respectivas nomenclaturas e resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e ruptura ( $f_u$ ).

Tabela 2:Tipos de aços carbono e suas resistências ao escoamento e ruptura.

Tipo de aço	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
ASTM A-36	250	400
ASTM A570 (grau 40)	275	380
NBR 6648/CG-26	245*	410*
	255**	410*
NBR 6650/CF-26	260	410

NBR 7007/MR-250	250	400
-----------------	-----	-----

*\*Válido para espessuras  $e < 16$  mm*

*\*\*Válido para espessuras  $16 < e < 40$  mm*

Fonte: Dias (2015, pág. 31).

## 2.4 Estruturas Metálicas

Segundo Chaves (2001) as estruturas metálicas se tornaram bastante utilizadas para construção de pavilhões industriais por todo território nacional, fazendo concorrência direta com projetos de estruturas pré-moldadas de concreto, devido às vantagens da utilização desse tipo de estruturas feitas em aço.

Os pavilhões metálicos podem ser construídos de outros materiais utilizados usualmente na construção civil como concreto armado, por exemplo, mas devido a velocidade de execução de uma obra em estrutura metálica ela ganha espaço cada vez maior no mercado de construção de pavilhões industriais de um pavimento, constituído de pórticos planos espaçados com fechamento lateral e superior.

### 2.4.1 Vantagens e desvantagens de estrutura de aço.

De acordo com Bellei (1998) as principais vantagens do uso de estruturas metálicas são:

- a) Alta resistência do material aos esforços de tensão como tração, compressão, flexão, cisalhamento e etc, permitindo as estruturas metálicas suportarem grandes carregamentos e terem uma área de seção transversal relativamente pequena em comparação aos outros tipos de materiais utilizados na construção civil, permitindo estruturas mais leves mesmo tendo uma grande densidade ( $7.850\text{kg/m}^3$ );
- b) Os aços por terem suas propriedades mecânicas bem definidas e pelo fato de ser um material único e homogêneo oferecem uma grande margem de segurança no trabalho;
- c) Os elementos de aço têm uma montagem bem mecanizada permitindo um curto prazo de construção;
- d) Os elementos de aço possibilitam reforçar, desmontar ou substituir elementos da estrutura já montada de maneira rápida;
- e) Possibilita o reaproveitamento do material excedente na construção.

A desvantagem da utilização de estruturas de aço é que nem todos os tipos de aço são resistentes à corrosão, necessitando de uma camada de tinta ou empregado outro tipo de proteção. Outra desvantagem é que uma estrutura metálica quando exposta a temperaturas altas perde-se bastante resistência mecânica.

#### 2.4.2 Fatores que influenciam o custo de uma estrutura

Segundo Bellei (1998) em um projeto de estrutura metálica os fatores a seguir influenciam o custo de uma estrutura:

- a) Seleção do sistema estrutural;
- b) Projeto dos elementos estruturais individuais;
- c) Projeto e detalhe das conexões;
- d) Processo a ser usado na fabricação;
- e) Especificações para fabricação e montagem;
- f) Sistema de proteção à corrosão;
- g) Sistema a ser usado na montagem;
- h) Sistema de proteção contrafogo.

De acordo com Bellei (1998) a melhor seleção do sistema estrutural é possível com conexões bem elaboradas na fase de detalhamento, sendo a especificação a maior influência nos custos de fabricação e montagem da estrutura metálica onde se obtém a qualidade do material e as tolerâncias exigidas. Outro fator importante é a proteção a ser utilizada contra a corrosão, que pode em alguns casos chegar a 25% do valor da estrutura. Caso o projeto e o detalhamento não sejam informados pelo fabricante é necessário deixar opções no projeto para uso de conexões soldadas ou parafusadas ou propor soluções alternativas de acordo com a sua fabricação. A tabela 3 a seguir demonstra uma estimativa de custo de uma estrutura metálica.

Tabela 3: Custo geral em porcentagem da construção de uma estrutura metálica.

Processo da montagem da estrutura	Porcentagem do valor total (%)
Projeto Estrutural	1 a 3%
Detalhamento	2 a 6%

Material e insumos	20 a 50%
Fabricação	20 a 40%
Limpeza e Pintura	10 a 25%
Transporte	1 a 3%
Montagem	20 a 35%

Fonte: Bellei (1998, pág. 3).

#### 2.4.3. Principais componentes estruturais

Segundo Bellei (1998) os componentes estruturais utilizados na construção civil são:

- a) Chapas finas a frio: São produtos com espessuras padronizadas de 0,30 mm a 2,65 mm, com larguras padronizadas de 1.000 mm, 1.200 mm e comprimentos padronizados de 2.000 mm e 3.000 mm e também em bobinas;
- b) Chapas finas a quente: São produtos com espessuras padronizadas mais grossas que a frio tendo e 1,20 mm a 5 mm, com larguras padronizadas de 1.000 mm, 1.100 mm, 1.500 mm e 1.800 mm, com comprimentos padronizados de 2.000 mm, 3.000 mm e também em bobinas;
- c) Chapas Zincadas: São produtos com espessuras padronizadas mais finas que as chapas finas a frio tendo de 0,25 mm a 1,95 mm, com larguras padronizadas de 1.000 mm e nos comprimentos padronizados de 2.000 mm e 3.000 mm e também em bobinas;
- d) Chapas grossas: Produtos com espessuras padronizadas de 6,3 mm a 102 mm, sendo mais grossas que as citadas anteriormente, com larguras padronizadas de 1.000 mm a 3.800 mm e nos comprimentos padronizados de 6.000 mm a 12.000 mm;
- e) Perfis laminados estruturais: Os perfis laminados a quente, mais comumente utilizados para construção civil de estruturas metálicas são os tipos: Perfil H, perfil U, perfil I, cantoneiras de abas iguais e cantoneiras de abas desiguais, como demonstrado na imagem abaixo:

Figura 5: Tipos de perfis laminados.

		Dimensões	Designação (exemplo)
	Perfil H	d = 152 mm	H de 152 x 37,1 Perfil H com d = 152 mm e 37,10 kg/m
	Perfil I	d = 76 a 305 mm	I de 152 x 18,5 Perfil I com d = 152 mm e 18,50 kg/m
	Perfil U	d = 76 a 381 mm	U de 203 x 17,1 Perfil U com d = 203 mm e 17,10 kg/m
	Cantoneira de abas iguais	a = 25 a 203 mm t = 3 a 25 mm	L de 50 x 6,3 Cantoneira de abas iguais com a = 50 mm e t = 6,3 mm
	Cantoneira de abas desiguais	a x b = 89 x 64 a 203 x 102 mm t = 6 a 25 mm	L de 102 x 76 x 7,9 Cantoneira de abas desiguais com a = 102 mm b = 76 mm e t = 7,9 mm

Fonte: Bellei (1998, pág. 16).

- f) Barras redondas: Possui um vasto número de bitolas, são geralmente utilizadas na produção de chumbadores, parafusos e tirantes;
- g) Barras chatas: São produtos encontrados em dimensões 38 x 4,8 mm a 304,8 x 50,8 mm fabricados com aço 1010 a 1020 e A36;
- h) Barras quadradas: São produtos encontrados nas dimensões básicas 50,8 mm a 152 mm nos aços 1010, 1020 e A36;
- i) Tubos estruturais de aço: São produtos que possuem uma grande variedade nas dimensões dos tubos encontrados no mercado com comprimento padronizado de 6.000 mm. Utilizados geralmente como elementos estruturais, principalmente na produção de treliças espaciais, corrimões e etc. Com formatos circulares, quadrados e retangulares. A imagem abaixo mostra alguns exemplos:

Figura 6 -Tipos de tubos estruturais encontrados para venda.

Tubos	Sem costura		Com costura	
	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)
	a x b de 50 x 30 a 120 x 80 t = 2,0 a 5,3	a x b x t 50 x 30 x 2,0	a x b de 25 x 19 a 200 x 80 t = 1,00 a 7,11	a x b x t 25 x 19 x 3,00
	a x a de 40 x 40 a 216 x 216 t = 2,0 a 5,3	a x a x t 40 x 40 x 3,0	a x a de 16 x 16 a 140 x 140 t = 1,00 a 7,11	a x a x t 140 x 140 x 7,11
	D = de 25 a 150 t = 1,5 a 9,0	D x t 25 x 2,0	d = 9 a 254 t = 1,00 a 7,11	D x t 150 x 5,00

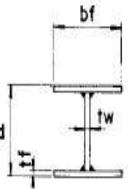
Fonte: Bellei (1998, pág. 18).

j) Produtos estruturais derivados dos aços planos: São encontrados de dois tipos: Perfis soldado e perfis em chapas dobradas, fornecidos com comprimentos menores que 12.000 mm, devido à dificuldade no transporte;

k) Perfis soldados: Com este produto o projetista tem uma vasta gama de opções variadas, grande liberdade por se tratar de composição e amplamente utilizada nas estruturas metálicas. Perfis estes que são compostos a partir de três chapas. Com objetivo de facilitar para os projetistas e calculistas, a ABNT (NBR 8800:2008) padronizou três séries, sendo:

- Série CS para colunas;
- Série VS para vigas;
- Série CVS para colunas e vigas.


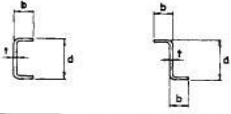
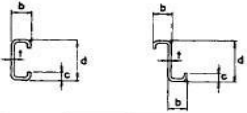
Figura 7: Desenho esquemático de perfil I soldado.

Tipo	Altura (mm)	Designação (exemplo)
	CS de 200 a 650 CVS de 200 a 650 VS de 200 a 1.500 PS não-padrão	VS 900 x 124 VS com $d = 900$ mm e 124 kg/m (PS 400 x 200)*

Fonte: Bellei (1998, pág. 18.)

l) Perfis de chapas dobradas: São produtos conformados a frio que apresentam uma crescente utilização na execução de estruturas leves, terças e vigas de tapamento. A imagem a seguir mostra alguns exemplos de perfis de chapas dobradas.

Figura 8 - Desenho esquemático de perfis de chapas dobradas

Tipo	Dimensões (mm)	Designação (exemplo)
	$a = 50$ a 100 $t = 1,5$ a 5,0	$a \times t$ L 50 x 2,25
	$d = 50$ a 200 $t = 1,5$ a 5,0	$d \times b \times t$ U 100 x 50 x 3,0
	$d = 50$ a 300 $t = 1,5$ a 5,0	$d \times b \times c \times t$ Z 100 x 50 x 20 x 2,0

Fonte: Bellei (1998 pág. 19).



#### 2.4.4 Elementos estruturais

Segundo Hibbeler (2011) é de suma importância o engenheiro que trabalha com estruturas metálicas ter conhecimento sobre os elementos que constituem uma estrutura e ser capaz de classificar a estrutura quanto a sua forma e função. Abaixo alguns dos elementos mais comumente utilizados:

a) Tirantes: é também conhecido como barra de contraventamento sendo um membro estrutural sujeito a tensões axiais de tração, são geralmente constituídos de hastes, cantoneiras ou canais;

b) Correntes ou Agulhas: São membros que são passados no meio das terças com intuito de travar o deslocamento lateral das terças;

c) Vigas: São membros horizontais, retilíneos e curtas utilizadas para suportar cargas verticais, as vigas podem possuir a seção transversal variável e são denominadas como viga de inércia variável. As vigas são projetadas para resistir a momentos fletores, porém podem sustentar grandes cargas cisalhantes que podem chegar a influenciar no projeto. Sua classificação é de acordo com a maneira que são apoiadas, como por exemplo: vigas bi engastadas, vigas engastada e livre, vigas simplesmente apoiadas, etc.;

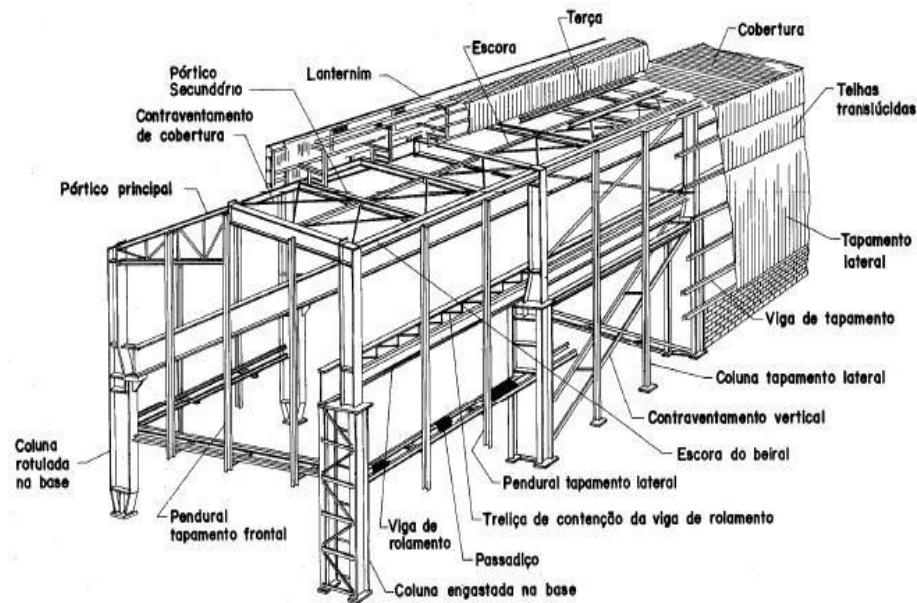
d) Colunas: São membros verticais que são projetadas para resistir cargas axiais de compressão e também a momentos fletores, nesse caso são denominadas de vigas-colunas. Quando são constituídas de aço são comumente constituídas de tubos e de seções transversais de abas largas;

e) Cobertura e tapamento lateral: São elementos que fazem o fechamento da construção com o objetivo de proteger contra intempéries do tempo como chuva e o vento, por exemplo. São utilizados para esse fim telhas feitas de materiais distintos como o aço, zinco, alumínio ou plástico;

f) Terças: É o elemento onde as telhas são fixadas e transmitem a sobrecarga da cobertura e as ações do vento, tendo a função de montante de contraventamento. São feitas por conformação a frio ou laminação;

g) Travessas e longarinas: É o elemento estrutural que é tipo uma viga lateral com a função de transmitir as cargas para as colunas e apoiar o tapamento lateral. Podendo ser feitas por conformação a frio ou laminação.

Figura 9: Componentes que constituem uma estrutura metálica.



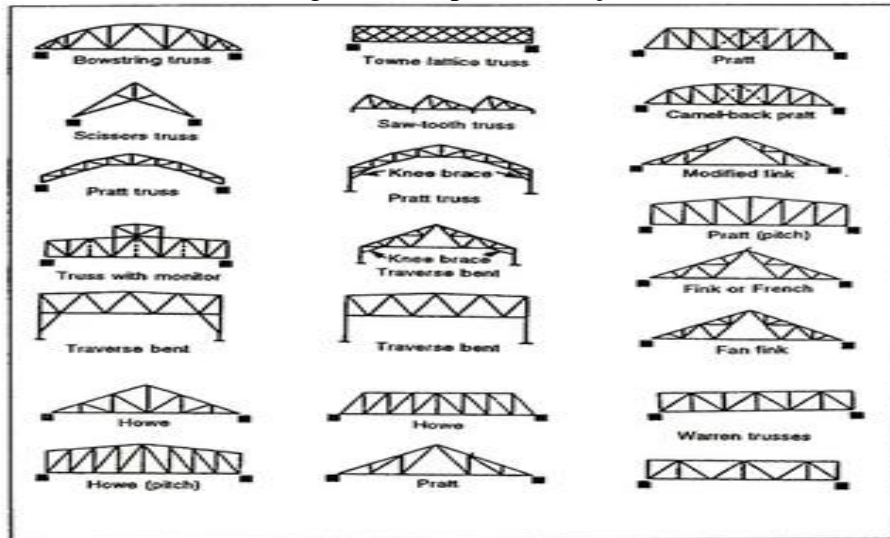
Fonte: Bellei (1998, pág. 125).

#### 2.4.5 Tipos de estruturas

Segundo Hibbeler (2011) um sistema estrutural é a combinação de elementos estruturais e os materiais dos quais eles são compostos, podem ser constituídos de um ou mais tipos básicos de estrutura. Sendo eles:

a) **Treliças:** São constituídas por elementos delgados, dispostos geralmente em formato triangular, são utilizadas para vencer grandes vãos. São classificadas de duas formas: treliças planas e treliças espaciais. Devido ao seu arranjo estrutural ao ser flexionada ela transfere esses esforços aos elementos estruturais em esforços de tração e compressão, as treliças são constituídas de banzos superiores e inferiores, diagonais e montantes.

Figura 10: Tipos de treliça.



Fonte: estruturasdemadeira.blogspot.com

b) Cabos e arcos: São estruturas utilizadas para vencer grandes vãos. O cabo é um elemento estrutural que suporta grandes forças axiais de tração, o arco é capaz de resistir a grandes forças de compressão. Ambos juntos são comumente utilizados para construção de pontes. Como podemos ver na figura abaixo:

Figura 11: Ponte de estaiada com arco de São José dos Campos – SP.



Fonte: Google/imagens (Foto: Cláudio Vieira/PMSJC).

c) Pórticos: São estruturas constituídas por vigas e pilares que se estendem em 2 ou 3 dimensões, com ligações fixas ou por intermédio de pinos. Quando adicionado carregamento sobre ela os elementos tendem a se curvarem. Pórticos são amplamente utilizados para construção de edifícios;

d) Estrutura de superfície: São estruturas feitas a partir de um material com uma espessura bem menor que o restante de suas outras dimensões, sendo em algumas ocasiões o material utilizado é bem flexível, como uma tenda, por exemplo, agindo como se fosse uma

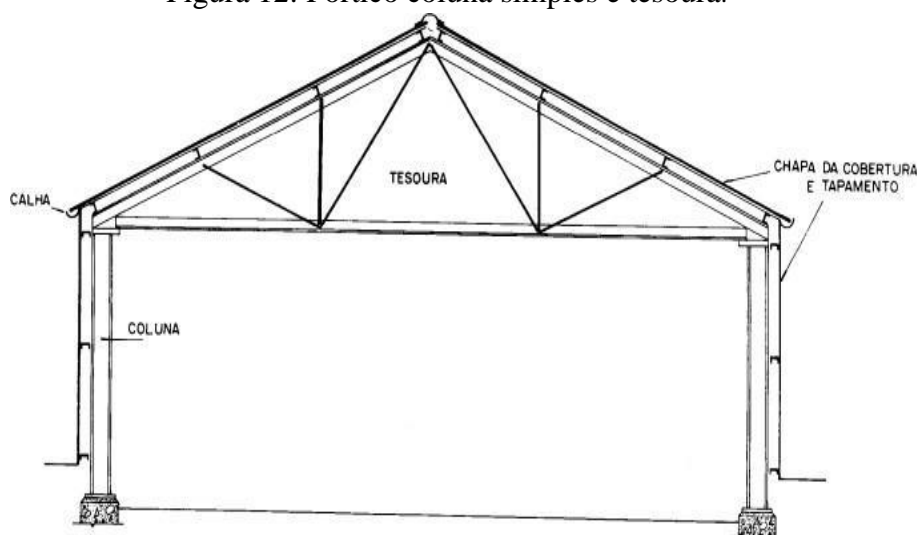
membrana sujeita a tração. Em alguns casos podem ser feitas de materiais mais rígidos como o concreto sendo produzidos na forma de chapas dobradas, cilindros ou paraboloides hiperbólicos, conhecidos como chapas finas ou cascas, que geralmente são muito difíceis de serem analisadas devido a geometria tridimensional. Estruturas estas que suportam cargas de tração e compressão, dependendo do emprego delas em uma estrutura.

#### 2.4.6 Tipos de pórticos de vão simples.

Segundo Bellei (1998) edificações podem ser construídas com pórticos de vão simples para pequenos ou múltiplos para grandes vãos a serem vencidos. Serão apresentados a seguir alguns tipos de pórticos, não serão demonstrados todos, pois existe uma grande variedade de opções que já foram utilizadas e que ainda serão utilizadas:

a) Pórtico com coluna simples e tesoura: é um dos mais antigos layouts de pórticos utilizados, necessitam geralmente de baixo orçamento para serem construídos pois apresentam um peso total da estrutura muito baixa. Seu fechamento lateral pode ser feito com folhas translúcidas para permitir a iluminação natural. A utilização de calhas simples e tubos permitem uma boa drenagem ao telhado. A figura a seguir mostra um exemplo que é próprio para vão de até 15 metros:

Figura 12: Pórtico coluna simples e tesoura.

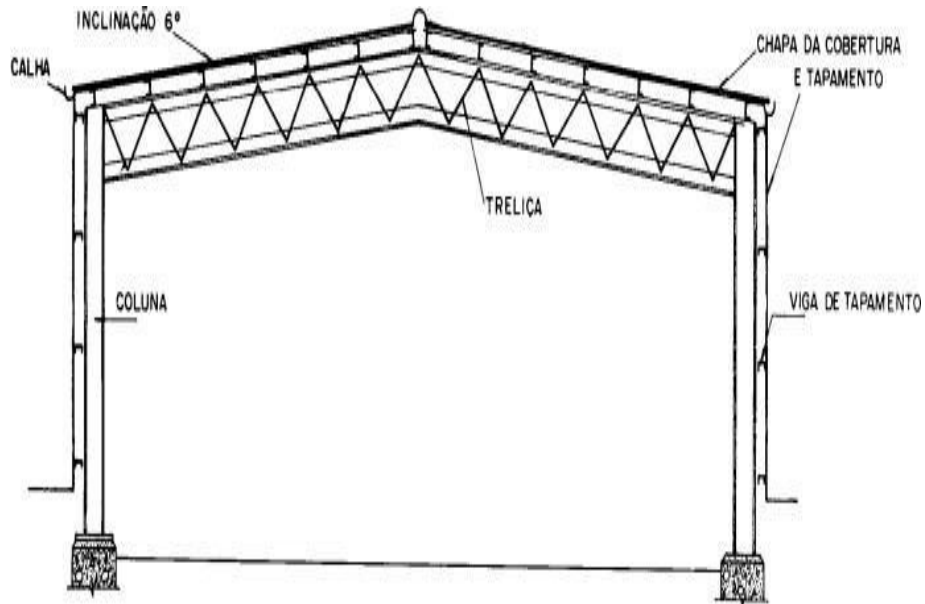


Fonte: Bellei (1998 pág. 112).

b) Pórtico com coluna simples e treliça: É utilizado para quando se deseja vencer grandes vãos, com vantagens na utilização quando se necessita de uma cobertura com uma

inclinação baixa. As vigas treliçadas podem ser construídas com perfis ocós feitos a partir de chapas dobradas a frio, sendo a melhor opção para coluna perfil I de fabricação laminada ou soldada;

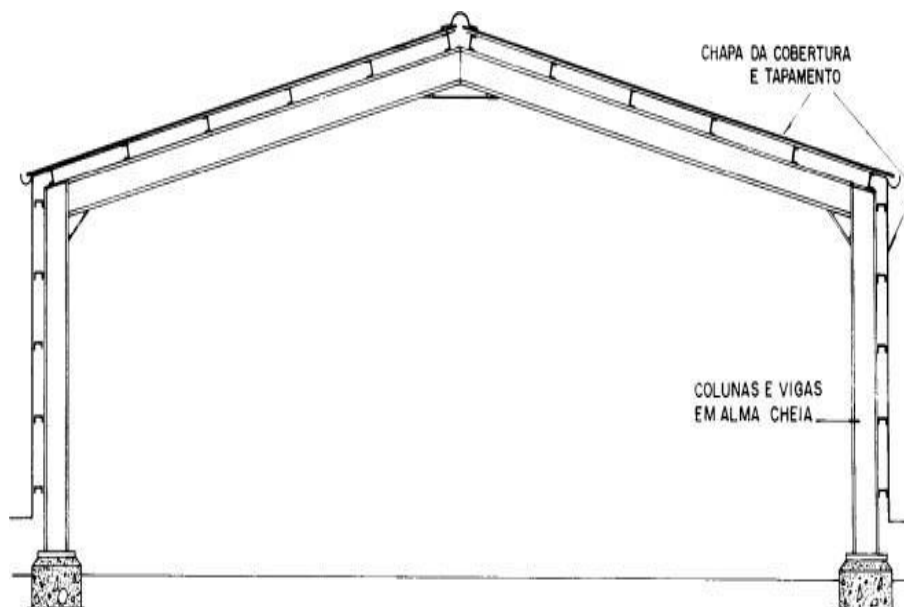
Figura 13: Pórtico com coluna simples e treliça.



Fonte: Bellei (1998 pág. 112).

c) Pórtico em alma cheia: São bastante utilizados em uma grande parte de edifícios industriais substituindo em várias ocasiões os pórticos de coluna simples e tesoura. Tal pórtico mencionado pode ser feito com bases rotuladas, que resultam em fundações mais simples, bases engastadas são mais caras, que para grandes e médios vãos implicam em poucas vantagens na sua utilização. O espaçamento dos pórticos são fatores que devem ser criteriosamente analisados, pois refletem diretamente no custo total da estrutura metálica.

Figura 14: Pórtico em alma cheia.



Fonte: Bellei (1998 pág. 115).

d) **Pórtico treliçado:** Este tipo de pórtico é utilizado para se vencer grandes vãos através de pórticos mais leves e podem ser construídas à partir de perfis laminados e de perfis dobrados.

## **2.5 Tipos de ligações**

### **2.5.1 Ligação parafusadas**

Segundo Bellei (1998) as ligações soldadas ou parafusadas são amplamente utilizadas nas ligações de partes de estruturas nas montagens realizadas em campo ou nas fábricas.

#### **2.5.1.1 Tipos de parafusos**

Segundo Bellei (1998) alguns dos tipos de parafusos empregados nas ligações parafusadas são:

a) **Parafusos torneados:** São empregados quando se necessita um elevado grau de ajustagem, são raramente utilizados por serem mais caros, com uma diferença do diâmetro dos parafusos e do furo de 0,4 mm, e utilizam aços tipo SAE 1010 E 1020 para sua fabricação;

b) **Parafusos comuns ASTM A307:** São geralmente utilizados em estruturas leves, terças, treliças, vigas de tapamento e etc. Estes parafusos podem ser utilizados como temporários durante a fase de montagem de uma estrutura parafusada. São de ampla utilização por serem mais baratos e são feitos de aço carbono, mas possuem baixa resistência;

c) **Parafusos de alta resistência:** Os parafusos de alta resistência possuem uma resistência mais elevada do que os citados anteriormente e também mais resistentes que os rebites. São utilizados quando se necessita de grande resistência nas ligações como em emendas de pilares por exemplo. São feitos de aço de baixo e médio carbono e são tratados termicamente.

### 2.5.1.2 Vantagens e Desvantagens

As vantagens da utilização de ligações parafusadas segundo Bellei (1998, pág. 53) são:

- a) Rapidez nas ligações de campo;
- b) Economia em relação ao consumo de energia, podendo ser empregadas em locais onde há pouca energia disponível;
- c) Uso de poucas pessoas (duas), não muito qualificadas;
- d) Melhor resposta às tensões de fadiga.

As desvantagens segundo Bellei (1998, pág. 53) são:

- a) Necessidade de verificação de áreas líquidas e esmagamentos das peças, o que muitas vezes exige reforços dessa área;
- b) Necessidade de previsão de quantidade de parafusos a serem utilizados em uma obra;
- c) Necessidade, em alguns casos, de se realizar uma pré-montagem de fábrica para casamento perfeito dos furos.

### 2.5.2 Ligações Soldadas

Segundo Bellei (1998) a soldagem é uma técnica de se unir uma ou mais peças, mantendo as unidas. Existem vários tipos e processos de soldagem entre os mais comuns processos de soldagem são:

- a) Eletrodo revestido;
- b) Arco submerso;
- c) Mig-mag;
- d) Tig;
- e) Plasma;
- f) Laser.

### 2.5.2.1 Posições e tipos de soldagem

Segundo Bellei (1998) em relação a posição que uma solda pode ser realizada classificam em:

- a) Planas;
- b) Horizontais;
- c) Verticais;
- d) Sobre a cabeça.

Em relação ao tipo de soldagem podem ser segundo Bellei (1998):

- a) Filete;
- b) Tampão;
- c) Entalhe ou chanfro;
- d) Ranhura.

Segundo Bellei (1998) o tipo mais utilizado é a solda de filete para cargas de pouca intensidade e sendo a mais econômica. Para soldas que necessitam de maior intensidade de resistência as soldas de penetração e entalhe são as mais indicadas devido ao material de adição ter uma boa resistência e desde que seja com o metal soldado. A utilização da solda de ranhura ou a de tampão é utilizada em casos em que a solda de filete não pode ser utilizada.

### 2.5.2.2 Vantagens e Desvantagens

Segundo Bellei (1998) as vantagens da utilização de solda são:

- a) Economia de material, pois estruturas soldadas permitem eliminar um grande número de chapas de ligação;
- b) Dão às estruturas metálicas soldadas mais rigidez;
- c) Facilidade em se realizar alterações nas geometrias das peças e corrigir erros da montagem;
- d) Uso de menor quantidade de peças, dando maior tempo de execução das ligações.

Segundo Bellei (1998) as desvantagens são:

- a) Devido aos efeitos cumulativos de retração do material em estruturas de



grandes proporções sofrem redução no comprimento;

b) Necessidade de energia no local onde se vai realizar a solda suficiente para as máquinas de soldas elétricas;

c) Necessidade de uma maior análise de fadiga podendo em alguns casos diminuir as tensões admissíveis a níveis extremamente baixos.

## **2.6 Projeto Estrutural**

Pfeil e Pfeil (2009) dizem que o maior objetivo de um projeto estrutural é garantir a segurança, garantindo um bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações, danos locais ou até mesmo um colapso.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) as etapas de um projeto estrutural podem ser reunidas em três fases, sendo:

- a) Anteprojeto ou projeto básico;
- b) Dimensionamento;
- c) Detalhamento.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) a fases de dimensionamentos e detalhamento, utiliza além dos conhecimentos de resistência dos materiais e análise estrutural, grande número de regras e recomendações:

- a) Critério de garantia de segurança;
- b) Padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores das características mecânicas;
- c) Definição de níveis de carga que representam a situações mais desfavoráveis;
- d) Limites de tolerância para imperfeições na execução;
- e) Regras construtivas etc.

## 2.6 Segurança e Estados Limites

### 2.6.1 Condições usuais relativas aos Estados Limites Últimos (ELU)

Segundo a NBR 8800:2008 para se verificar a segurança isoladamente é necessário ter os valores de cálculo correspondente dos esforços resistentes ( $R_d$ ) deve ser maior ou igual aos valores dos esforços atuantes ( $S_d$ ).

$$R_d \geq S_d \quad (2.3)$$

### 2.6.2 Condições usuais relativas aos Estados Limites de Serviço (ELS)

Segundo a NBR 8800:2008, os valores dos efeitos estruturais de interesse obtidos com base de serviço de ações ( $S_{ser}$ ) deve ser maior ou igual aos valores limites adotados ( $S_{lim}$ ) para esses efeitos como deslocamentos máximos por exemplo, condições usuais referentes aos estados limites de serviço são expressas por:

$$S_{ser} \geq S_{lim} \quad (2.4)$$

## 2.7 Ações atuantes na Estrutura

Durante a toda vida útil de uma estrutura ela estará sujeita a ações que podem ocorrer ao mesmo tempo, causando esforços combinados desfavoráveis a estrutura. E de acordo com NBR 8681:2003 as ações atuantes em uma estrutura são classificadas como permanentes, variáveis e excepcionais.

### 2.7.1 Ações permanentes

Segundo a NBR 8800:2008 as ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da edificação, essas ações podem ser denominadas de:

- a) Ações permanentes diretas: são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos elementos construtivos fixos;
- b) Ações permanentes indiretas: são constituídas pelas deformações impostas por retração do concreto, deslocamento de apoio e imperfeições geométricas.

### 2.7.2 Ações excepcionais

Em relação às ações excepcionais, a NBR 8800:2008 descreve como ações de duração extremamente curta e probabilidade de acontecer muito remotas durante a vida da construção, como por exemplo terremotos e furacões.

### 2.7.3 Ações variáveis

De acordo com a NBR 8800:2008, define as ações variáveis como aquelas que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção como por exemplo os efeitos do vento na estrutura.

#### 2.7.3.1 Forças devido ao vento em edificações

Em estruturas metálicas é de suma importância se conhecer as forças causadas pelo vento nas estruturas, o vento causa uma sobre pressão na estrutura quando o vento atinge a estrutura diretamente e causa sucção nas superfícies quando o vento não atinge diretamente, causando esforços que podem levar a estrutura ao colapso. Através da norma NBR 6123:1988 são consideradas todas as ações que o vento causa em uma estrutura. Para se conhecer as forças causadas pelo vento em uma edificação e utilizado a formula a seguir:

$$F = (C_{pe} - C_{pi})qA \quad (2.5)$$

Onde:

$C_{pe}$  e  $C_{pi}$  = Coeficientes de pressão externos e internos obtidos de acordo com a NBR 6123:1988;

$q$  = pressão dinâmica;  
 $A$  = área perpendicular à atuação do vento.

### 2.7.3.2 Pressão Dinâmica

De acordo com a NBR 6123:1988 para se determinar a pressão dinâmica como apresenta a equação a seguir é necessário a velocidade característica do vento:

$$q = 0,613v_k^2 \quad (2.6)$$

### 2.7.3.3 Velocidade característica

Para obter a velocidade característica do vento de acordo com a NBR 6123:1988, devemos multiplicar a velocidade básica pelos fatores através da seguinte fórmula:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2.7)$$

Esses fatores podem ser determinados de acordo com a NBR 6123:1988.

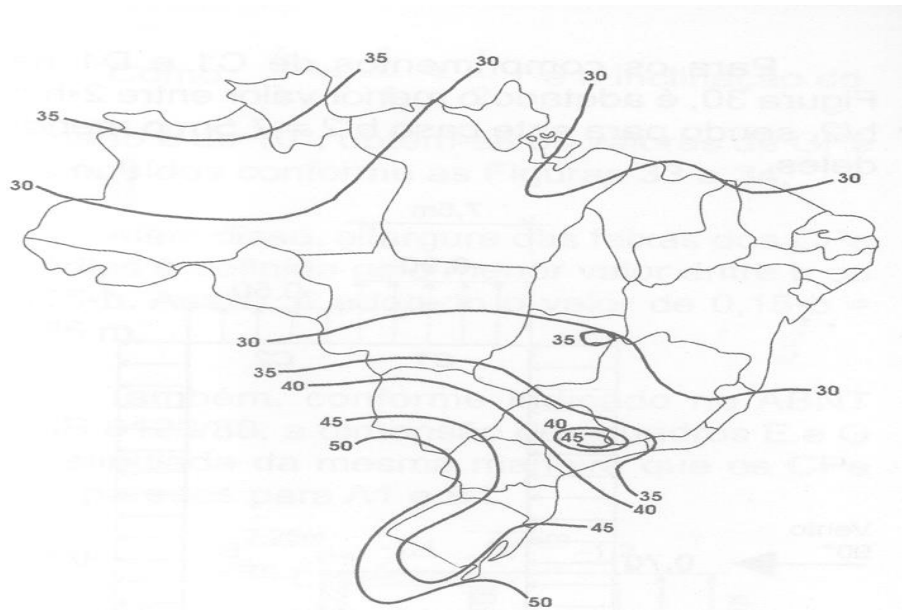
$V_0$  é a velocidade característica que pode ser descrita por meio do gráfico de Isopletras do Brasil.

$S_1$  é o fator topográfico e leva em consideração as variações do relevo do terreno.

$S_2$  é o fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

$S_3$  é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

Figura 15 - Isopletas da velocidade (m/s).



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

#### 2.7.4 Combinações das ações

A NBR 8800:2008 estabelece que uma sobrecarga seja definida pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura durante um período preestabelecido.

De acordo com a NBR 8800:2008, a verificação dos estados limites últimos e dos limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço respectivamente.

##### 2.7.4.1 Combinações últimas

Conforme a NBR 8800 (2008, p. 19), uma combinação última de ações pode ser classificada em normal, especial, de construção e excepcional.

[...] **Combinações últimas normais:** As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação.

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

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

(2.8)

Assim,

$F_{G1,K}$  é os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{QJ,K}$  é os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.19).

**[...]Combinações últimas especiais:** As combinações últimas especiais decorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais.

Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (2.9)$$

Onde,

$F_{Q1}$  é o valor característico da ação variável especial;

$\Psi_{0j,ef}$  Representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável especial  $F_{Q1}$ . (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.20).

**[...]Combinações últimas de construção:** As combinações últimas de construção devem ser levadas em conta nas estruturas em que haja riscos de ocorrência de estados-limites últimos, já durante a fase de construção. Aplica-se a expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (2.10)$$

Onde,

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável admitida como principal. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.19).

**[...]Combinações últimas excepcionais:** As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. Aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}) \quad (2.11)$$

Onde,

$F_{Q,exe}$  é o valor da ação transitória excepcional. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.21).

#### 2.7.4.2 Combinação de serviço,

Em relação às combinações de serviço, a NBR 8800 (2008, p. 21) classifica, de acordo com sua permanência na estrutura, em quase permanente, frequentes e raras.

[...] **Combinações quase permanentes de serviço:** As combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade desse período. Aplica-se a seguinte expressão: (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.21).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2.12)$$

[...] **Combinações frequentes de serviço:** As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem da  $10^5$  vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5 %. Aplica-se a seguinte expressão: (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.21).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (2.13)$$

[...] **Combinações raras de serviço:** As combinações raras são aquelas que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura. Aplica-se a seguinte expressão: (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.22).

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (2.14)$$

Tabela 5: Valores dos coeficientes de ponderação das ações.

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

Fonte: NBR 8800 (2008, pág. 18).



Tabela 4- Valores dos fatores de combinação e redução para as ações variáveis.

Ações		$\gamma_{f2}^a$		
		$\psi_0$	$\psi_1^d$	$\psi_2^e$
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas, garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas moveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,8	0,4

Fonte: NBR 8800 (2008, pág. 19).

## 2.8 Dimensionamento dos elementos estruturais

Pfeil e Pfiel (2009) diz que os elementos estruturais são submetidos a tipos de esforços diferentes e após mensurar os valores de todas as ações externas podemos verificar a peça e realizar o cálculo de dimensionamento de cada elemento buscando a segurança e os estados limites.

### 2.8.1 Compressão

Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 119), uma peça vertical sujeita a compressão centrada denomina-se coluna. Assim:

[...]Peças comprimidas axialmente são encontradas em componentes de treliça, sistema de travessamento e em pilares de sistemas contraventados de edifícios com ligações rotuladas. Ao contrário dos esforços de tração, que tendem a retificar as peças reduzindo o efeito de curvatura inicial existente, o esforço de compressão tende a acentuar esse efeito. Os deslocamentos laterais produzidos compõem o processo conhecido por flambagem por flexão que, em geral, reduz a capacidade de carga da peça em relação ao caso da peça tracionada. As peças comprimidas podem ser constituídas de seção simples ou de seção múltipla. As peças múltiplas podem estar justapostas ou afastadas e ligadas por treliçados ao longo do comprimento. (Pfeil e Pfeil, 2009, p. 119).

De acordo Pfeil e Pfeil (2009) as chapas componentes de um perfil comprimido podem estar sujeitas à flambagem local, que é uma instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais na forma de ondulações. Essa ocorrência depende da esbeltez da chapa.

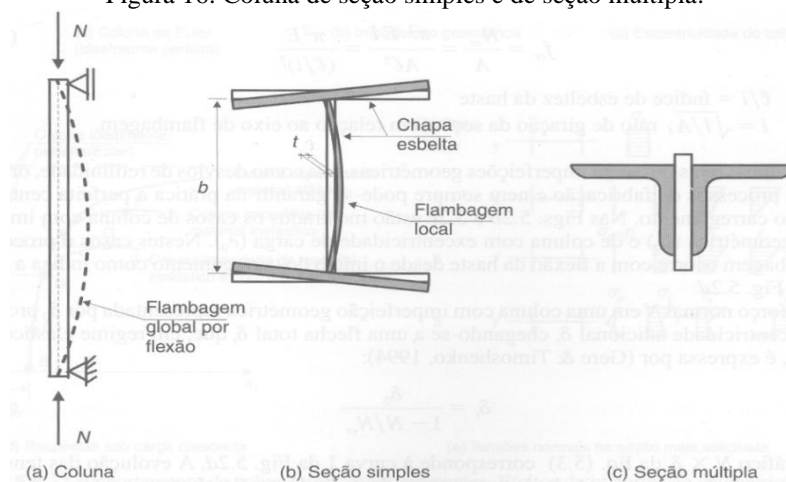
$$Esbeltez = \frac{b}{t} \quad (2.15)$$

Onde,

b: altura da mesa;

t: largura da mesa.

Figura 16: Coluna de seção simples e de seção múltipla.



Fonte: Pfeil e Pfeil, (2009 pág. 121).

### 2.8.1 Compressão – Critérios de dimensionamento

Segundo NBR 8800:2008, para dimensionamento de barras axial de compressão se utiliza a seguinte equação:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (2.16)$$

Onde,

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

$N_{c,Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo;

De acordo com a NBR 8800:2008, a força axial resistente de cálculo ( $N_{c,Rd}$ ) é determinada pela seguinte equação:

$$N_{c,Rd} = \frac{XQA_gf_y}{Y_{a1}} \quad (2.17)$$

Onde,

$X$  é o fator de redução associado à resistência à compressão;

$Q$  fator de redução total associado à flambagem local

$A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra;

$f_y$  resistência ao escoamento do aço.

Segundo a NBR 8800:2008, o fator de redução associado a resistência a compressão ( $X$ ), pode ser dado pela equação:

$$\text{Para } \lambda_0 \leq 1,5 \rightarrow X = 0,658 \lambda_0^2 \quad (2.18)$$

$$\text{Para } \lambda_0 \geq 1,5 \rightarrow X = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (2.19)$$

Para a NBR 8800:2008 o índice de esbeltez obtido pela divisão do comprimento de flambagem pelo menor raio de giração não deve ser superior a 200. O índice de esbeltez reduzido  $\lambda_0$  é dado pela seguinte equação:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_gf_y}{Ne}} \quad (2.20)$$

Onde,

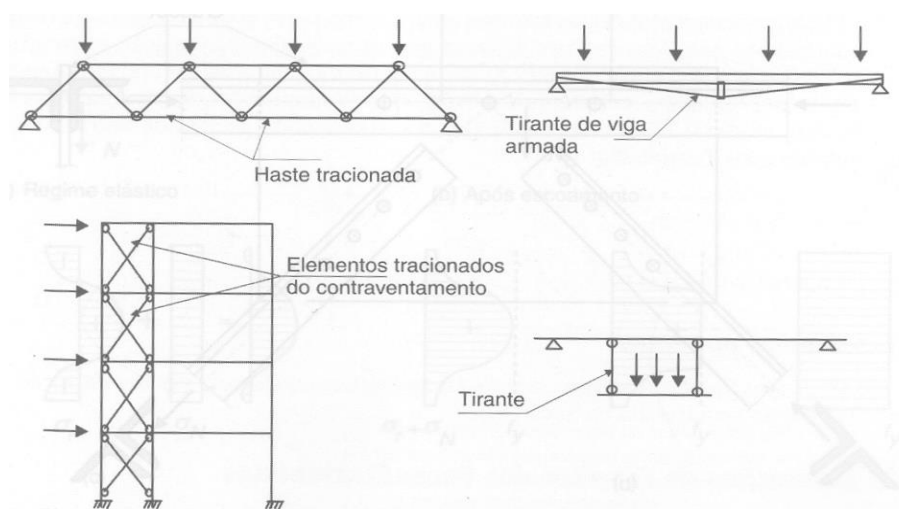
$N_e$  é a força axial de instabilidade.

## 2.8.2 Tração

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), peças tracionadas são as peças sujeitas a solicitações de tração axial. São empregadas nas estruturas, sob diversas formas.

Ainda segundo os autores Pfeil e Pfeil (2009, p. 47), elas podem ser tirantes e pendurais, contraventamentos de torres (estais), travejamento de vigas ou colunas (geralmente dois tirantes em forma de X), tirantes de vigas armadas ou barras tracionadas de treliças.

Figura 17 Elementos tracionados em estruturas.



Fonte: Pfeil e Pfeil (2009, pag.47).

Em relação à concepção das peças, Pfeil e Pfeil (2008, p. 47) faz as seguintes considerações:

[...]As peças tracionadas podem ser compostas por barras de seção simples ou composta como barras redondas, barras chatas, perfis laminados simples e perfis laminados compostos. As ligações das extremidades das peças com outras partes da estrutura podem ser: por soldagem, conector aplicado em furos, rosca e porca (nos casos de barras rosqueadas). (Pfeil e Pfeil, 2009, pág.47)

Para a NBR 8800:2008 no dimensionamento de peças a tração deve ser atendida a condição:

$$N_{t,sd} \leq N_{t,rd}$$

(2.21)

Onde,  
 $Nt_{,sd}$  é a força axial de tração solicitante de cálculo;  
 $Nt_{,rd}$  é a força axial cálculo resistente de cálculo.

A NBR 8800:2008 diz que a força axial de tração resistente de cálculo,  $Nt_{,rd}$ , a ser usada no dimensionamento (exceto para barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos), considerando-se os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida. Assim, de acordo com as expressões indicadas a seguir:

a) Para escoamento da seção bruta:

$$Nt_{,rd} = \frac{A_g F_y}{Y_{a1}} \quad (2.22)$$

b) Para ruptura da seção líquida:

$$Nt_{,rd} = \frac{A_e F_u}{Y_{a2}} \quad (2.23)$$

Onde,  
 $A_g$  é a área bruta da seção transversal da barra;  
 $A_e$  é a área líquida efetiva da seção transversal da barra;  
 $F_y$  resistência ao escoamento do aço;  
 $F_u$  é a resistência à ruptura do aço;  
 $Y_{a1}$  é o coeficiente de ponderação relacionado com o escoamento, flambagem e instabilidade;  
 $Y_{a2}$  é o coeficiente de ponderação relacionado à ruptura.

### 2.8.2.1 Área líquida efetiva

De acordo com NBR 8800:2008, a área líquida efetiva de uma barra é dada pela equação:

$$A_e = C_t A_n \quad (2.24)$$

Onde,  
 $A_n$  é a área líquida da barra;  
 $C_t$  é um coeficiente de redução da área líquida.

### 2.8.2.2 Área líquida

Segundo NBR 8800 (2008, p.37) em regiões com furos feitos para ligação ou para qualquer outra finalidade, a área líquida,  $A_n$ , de uma barra é a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, calculada como segue:

a) [...]em ligações parafusadas, a largura dos furos deve ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão máxima desses furos, perpendicular à direção da força aplicada (alternativamente, caso se possa garantir que os furos sejam executados com broca, pode-se usar a largura igual à dimensão máxima);

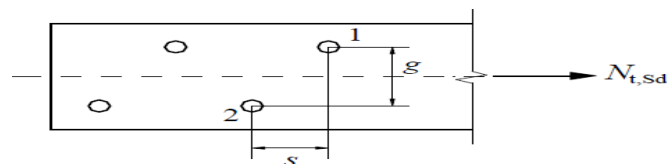
b) no caso de uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, em diagonal a esse eixo ou em zigue zague, a largura líquida dessa parte da barra deve ser calculada deduzindo-se da largura bruta a soma das larguras de todos os furos em cadeia, e somando-se para cada linha ligando dois furos  $g$  a quantidade  $\frac{S^2}{4g}$ , sendo  $S$  e  $g$ , respectivamente, os espaçamentos longitudinal e transversal (gabarito) entre esses dois furos;

c) a largura líquida crítica daquela parte da barra será obtida pela cadeia de furos que produza a menor das larguras líquidas para as diferentes possibilidades de linhas de ruptura;

d) para cantoneiras, o gabarito  $g$  dos furos em abas opostas deve ser considerado igual à soma dos gabaritos, medidos a partir da aresta da cantoneira, subtraída de sua espessura;

e) na determinação da área líquida de seção que compreenda soldas de tampão ou soldas de filete em furos, a área do metal da solda deve ser desprezada. (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.37)

Figura 18 Ilustração dos espaçamentos  $S$  e  $g$  entre os furos



Fonte: NBR 8800 (2008, p.38).

### 2.8.2.3 Coeficiente de redução

Segundo a NBR 8800 (2008, p.37) o coeficiente de redução da área líquida ( $C_t$ ) deve ter os seguintes valores:

- [...]quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos:  $C_t = 1$
- Quando a força de tração for transmitida somente por soldas transversais:

$$C_t = \frac{A_e}{A_g}$$

(2.25)

Onde,

$A_e$  é a área da seção transversal dos elementos conectados;

- c) Nas barras com seções transversais abertas, quando a força de tração for transmitida somente por parafusos ou somente por soldas longitudinais ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns (não todos) elementos da seção transversal (devendo, no entanto, ser usado 0,90 como limite superior, e não se permitindo o uso de ligações que resultem em um valor inferior a 0,60):

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

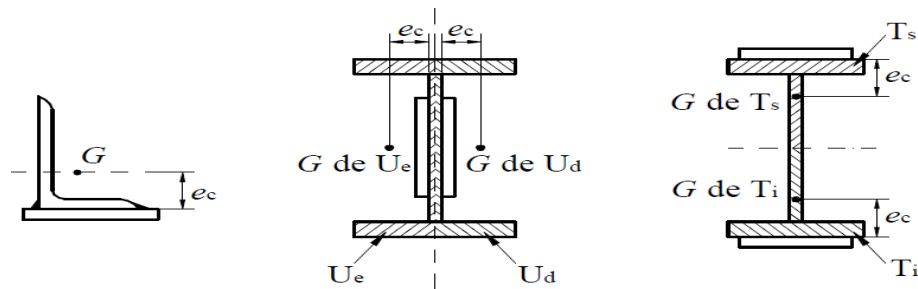
(2.26)

Assim,

$e_c$  é a excentricidade da ligação, igual à distância do centro geométrico da seção da barra,  $G$ , ao plano de cisalhamento da ligação em perfis com um plano de simetria, a ligação deve ser simétrica em relação a ele e são consideradas, para cálculo de  $C_t$ , duas barras fictícias e simétricas, cada uma correspondente a um plano de cisalhamento da ligação, por exemplo, duas seções T no caso de perfis I ou H ligados pelas mesas ou duas seções U, no caso desses perfis serem ligados pela alma;

$l_c$  é o comprimento efetivo da ligação (esse comprimento, das ligações soldadas, é igual ao comprimento da solda na direção da força axial; nas ligações parafusadas é igual a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos, na direção da força axial)

Figura 19: Ilustração dos valores em seção abertas.



Fonte: NBR 8800 (2008, p.40).

- d) Nas chapas planas, quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas:

$$C_t = 1,00 \text{ para } l_w \geq 2b$$

(2.27)

$$C_t = 0,87, \text{ para } 2b > l_w \geq 1,5b$$

(2.28)

$$C_t = 0,75, \text{ para } 1,5b > l_w \geq b$$

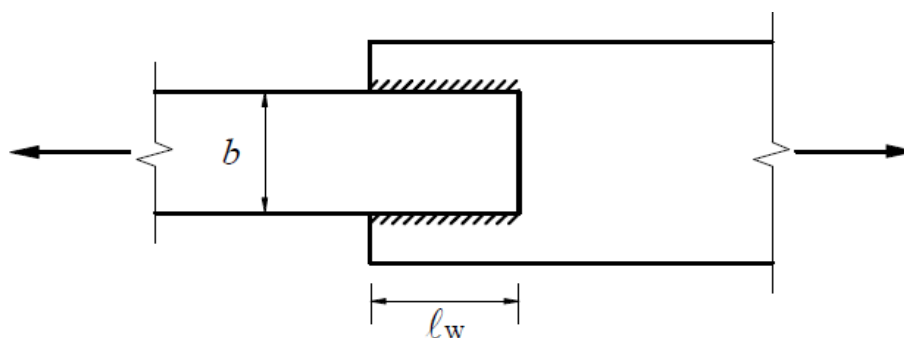
(2.29)

Onde:

$l_w$  é o comprimento dos cordões de solda;

$b$  é a largura da chapa (distância entre as soldas situadas nas duas bordas). (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008, pág.37).

Figura 20: Chapa plana com força de tração transmitida por solda longitudinal.



Fonte: NBR 8800 (2008, p.40).

### 2.8.3 Flexão

Um elemento submetido à flexão pode apresentar diversos comportamentos, por isso é necessário que sejam verificados os modos de falhas ou limites de resistência que são relacionados a:

- a) Plastificação ou escoamento da seção;
- b) Instabilidade global (FLT);
- c) Instabilidade local (FLM e FLA).

Pfeil e Pfeil (2009, pag. 153) explicam o conceito da flexão simples:

[...]No projeto do estado limite último de vigas sujeitas à flexão simples calculam-se, para as seções críticas, o momento e o esforço cortante resistente de projeto para compará-los aos respectivos esforços solicitantes de projeto. Além disso, devem-se verificar os deslocamentos no estado limite de utilização. A resistência à flexão das vigas pode ser afetada pela flambagem local e pela flambagem lateral. A flambagem local é a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção. Na flambagem lateral a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical) e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotação de torção. Para evitar flambagem de uma viga I, cuja a rigidez à torção é muito pequena, é preciso prover contenção lateral a viga. A resistência ao esforço cortante de uma viga pode ser reduzida pela ocorrência de flambagem da chapa de alma sujeita às tensões cisalhantes. (Pfeil e Pfeil, 2009, pag. 153).

A partir da citação, podemos entender que a determinação do momento resistente de cálculo é dependente do efeito de flambagem local e lateral.

Segundo a NBR 8800:2008, o carregamento transversal deve sempre estar em um plano de simetria exceto no caso de perfis U fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, quando a resultante do carregamento transversal deve passar pelo centro de cisalhamento da seção transversal ou a torção deve ser impedida.



$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (2.30)$$

Onde,

$M_{Sd}$  é o momento fletor solicitante de cálculo;

$M_{Rd}$  é o momento fletor resistente de cálculo.

### 2.8.3.1 Momento fletor resistente de cálculo para vigas de alma não- esbelta.

A NBR 8800 (2008, p.47) define a constituição de uma viga esbelta da seguinte forma:

[...]Vigas de alma não-esbelta são aquelas constituídas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez  $\lambda$  inferior ou igual a  $\lambda_p$  ( $\lambda_p$  e  $\lambda_r$  definidos na Tabela 3.11 para o estado-limite FLA).(Associação Brasileira de Normas Técnicas,2008, pág. 47).,

Segundo a NBR 8800:2008 para os tipos de seção e eixos de flexão que estão indicados na Tabela 3.11, para o estado-limite FLT, o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{y_{a1}} \quad \lambda \leq \lambda_p \quad (2.31)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{y_{a1}} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p}] \leq \frac{M_{pl}}{Y_{a1}}, \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.32)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{y_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (2.33)$$

$$M_{pl} = Z f_y \quad (2.34)$$

Onde,

$M_{pl}$  é o momento fletor de plastificação da seção transversal;

$Y_{a1}$  é o coeficiente de ponderação relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade;

$\lambda$  é o parâmetro de esbeltez da seção transversal;  
 $\lambda_p$  é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação;  
 $\lambda_r$  é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento;  
 $f_y$  resistência ao escoamento do aço;  
 $Z$  é o modulo de resistência plástico.

Conforme a norma já referida, quando feita a determinação do momento fletor resistente de cálculo para estado limite FLT, pode ser necessário calcular um fator de modificação para diagrama do momento fletor não-uniforme. Utiliza-se a seguinte equação:

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{12,5 M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \leq 3,0 \quad (2.35)$$

Onde,

$M_{max}$  é o valor máximo do momento fletor solicitante de cálculo no comprimento destravado;  
 $C_b$  é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, incluindo a influência das tensões residuais;  
 $M_A$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo situado a um quarto do comprimento destravado, que é medido a partir da extremidade esquerda;  
 $M_B$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo situado na seção central do comprimento destravado;  
 $M_C$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo situado a três quartos do comprimento destravado, que é medido a partir da extremidade esquerda.

Segundo a NBR 8800 (2008, p.48) existem exceções:

- Em trechos em balanço entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre o valor para  $C_b = 1$
- Existem outras exceções, porém são irrelevantes a este estudo.

Para a NBR 8800:2008, os tipos de seção e eixos de flexão estão indicados na Tabela 3.11 da norma para os estados limites FLM, FLA e o momento fletor resistente de cálculo é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{Y_{a1}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (2.36)$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{Y_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (2.37)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{y_{a1}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \text{ (Não aplicável para FLA)} \quad (2.38)$$

## 2.9 Força cortante resistente de calculo

Segundo a NBR 8800:2008, em seções I, H e U, que são fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo com o momento de inércia maior), a força cortante resistente de cálculo pode ser dada pela equação:

$$\text{Para } \lambda \leq \lambda_p \quad V_{rd} = \frac{V_{pl}}{y_{a1}} \quad (2.39)$$

$$\text{Para } \lambda_p < \lambda < \lambda_r; \quad V_{rd} = \frac{\lambda_p V_{pl}}{\lambda y_{a1}} \quad (2.40)$$

$$\text{Para } \lambda > \lambda_r; \quad V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{y_{a1}} \quad (2.41)$$

Sendo,

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (2.42)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (2.43)$$

$$\lambda_p = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (2.44)$$

$$k_v = \begin{cases} 5,0 & \text{para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{h/t_w}\right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2} & \text{para todos os outros casos} \end{cases}$$

(2.45)

Neste caso,

$V_{pl}$  é a força cortante que corresponde à plastificação da alma;  
 $a$  é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;  
 $h$  é a altura da alma;  
 $t_w$  é a espessura da alma.

Conforme a NBR 8800:2008, a força cortante de plastificação da alma por cisalhamento é dada:

$$V_{pl} = 0,6A_w f_y \quad (2.46)$$

Onde,

$A_w$  é a área efetiva de cisalhamento encontrada em  $A_w = dt_w$   
 $d$  é altura total da seção transversal;  
 $t_w$  é a espessura da alma.

Em seções formadas por duas cantoneiras fletidas em relação ao eixo perpendicular ao de simetria, a força cortante  $V_{pl}$  deve ser dada pela equação. (NBR 8800:2008)

$$A_w = 2bt \quad (2.47)$$

Em seções I, H e U, que são fletidas em relação ao eixo perpendicular às mesas (eixo com o momento de inércia menor). A força cortante pode ser dada pela equação (NBR 8800:2008).

$$A_w = 2b_f t_f \quad (2.48)$$

## 2.9 Flexão composta

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), geralmente são dimensionados a flexo-compressão as hastes vigas-colunas. E ainda, conforme os mesmos autores, para calcular a resistência de uma seção submetida a flexo compressão utiliza-se o princípio da superposição para combinar as tensões normais e , oriundas do esforço normal e do momento fletor em regime elástico. Baseando-se pelo início da plastificação o critério de limite de resistência resulta na seguinte equação:

$$\sigma_c + \sigma_b = \frac{N}{A} + \frac{M}{A} = f_y \quad (2.49)$$

Fazendo a divisão da equação por  $f_y$ , obtém-se:

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_y} = 1 \quad (2.50)$$

Para calcular a resistência de uma seção, para qualquer posição da linha neutra, utiliza-se método do estado-limite último obtido por uma combinação de tensões em regime elástico: (PFEIL E PFEIL, 2009, p.208)

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_p} = 1 \quad (2.51)$$

Onde,

$$M_p = Z f_y \quad (2.52)$$

Segundo NBR 8800:2008, quando ocorrer atuação simultânea de força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve-se obedecer às seguintes expressões:

Para  $\frac{N_{sd}}{N_{rd}} \geq 0,2$ , considera a seguinte equação:

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{x_{sd}}}{M_{x_{rd}}} + \frac{M_{y_{sd}}}{M_{y_{rd}}} \right) \leq 1,0 \quad (2.53)$$

Para  $\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 0,2$ , considera-se a equação a seguir:

$$\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \left( \frac{M_{x_{sd}}}{M_{x_{rd}}} + \frac{M_{y_{sd}}}{M_{y_{rd}}} \right) \leq 1,0 \quad (2.54)$$

## 2.10 Ligações soldadas

Para Pfeil e Pfeil (2009, p.101), as resistências de cálculo das soldas são dadas em função de uma área efetiva de solda, determinada pela equação:

$$A_w = t_e l \quad (2.55)$$

Onde,

$t_e$  é a espessura efetiva;  
 $l$  é o comprimento efetivo.

$$R_d = \frac{A_{MB} f_y}{\gamma_{a1}} \quad (2.56)$$

$$R_d = \frac{A_{MB} (60 f_y)}{\gamma_{a1}} \quad (2.57)$$

$$R_d = \frac{A_w (60 f_w)}{\gamma_{w1}} \quad (2.58)$$

### 2.10.1 Soldas de filete

Segundo a Pfeil e Pfeil (2009) as resistências de solda de filete também são dadas em função da área, determinada pela equação:

$$A_w = \text{area total de solda} = tl \quad (2.59)$$

Onde,

$t$  é a espessura da garganta;  
 $l$  é o comprimento efetivo.

### 3 METODOLOGIA

O dimensionamento de estruturas metálicas está presente na grade curricular do Engenheiro Mecânico que segundo o CONFEA são aptos para o dimensionamento de estruturas de aço e alumínio.

As estruturas metálicas são amplamente utilizadas na construção de galpões por apresentarem velocidade na execução de montagem e pelo pouco resíduo gerado. É comum encontrarmos vários tipos diferentes de galpões metálicos utilizados para diversos fins, como por exemplo: a utilização de galpões metálicos como alternativa de armazenamento de equipamentos agrícolas.

Ao se dimensionar uma estrutura de galpão metálico é necessário que se atenda as condições de estados limites e estados limites últimos das normas vigentes de segurança de estruturas metálicas, sendo para aço dobrado a ABNT 14762:2010 e para aço laminado a ABNT 8800:2008.

A utilização de programas de informática na área e engenharia proporciona maior agilidade nos dimensionamentos de estruturas metálicas, um desses programas disponível é o CYPE3D®, que introduz no seu código mais de 100.000 verificações de segurança, entre as quais estão compreendidas desde verificação do limite das variáveis até a duplicação de algoritmos mais problemáticos e a verificação dos resultados idênticos de ambos, isso faz com que o CYPE3D® sejam um dos mais confiáveis que existem atualmente no mercado. E através da sua versão de 2017 será dimensionado a estrutura metálica de dois galpões e buscando atender as normas de segurança vigentes no Brasil que o próprio programa possui e se baseia para os dimensionamentos.

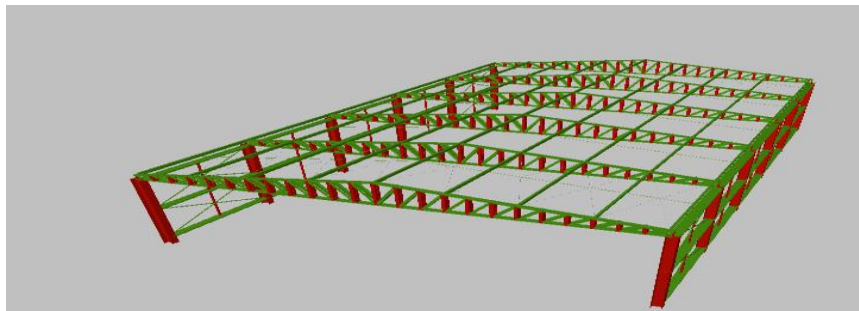
Os galpões metálicos hipotéticos de duas águas dimensionados serão projetados como armazém de ferramentas e maquinários agrícolas, o terreno hipotético é plano e está localizado na zona rural de Coqueiral – MG. Para efeito de comparação, os galpões possuem as mesmas dimensões e os mesmos elementos estruturais, como por exemplo: a quantidade de terças e seus espaçamentos, a quantidade de correntes e de contraventamento e sujeitas as mesmas ações de vento e de ações estáticas. As mesmas dimensões são as seguintes:

- a) Vão livre: 15 metros.
- b) Comprimento total: 25 metros
- c) Altura das colunas: 5 metros
- d) Inclinação do telhado: 15%

- e) Espaçamento dos pórticos: 5 metros
- f) Altura da tesoura: 1,425 m
- g) Aço ASTM A-36

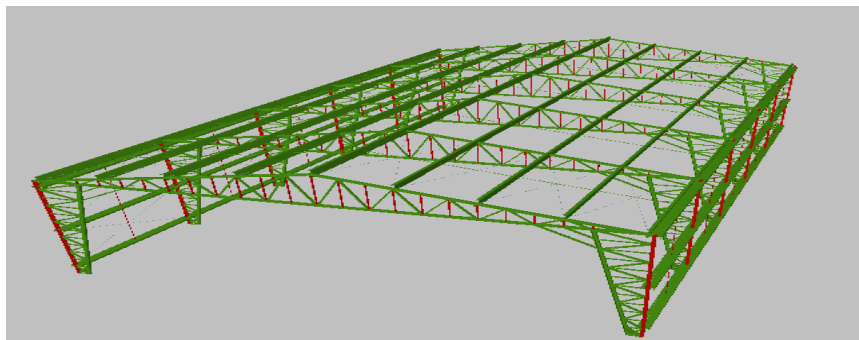
Um dos galpões possui um pórtico treliçado estilo Howe e utiliza perfil U de aço A-36 dobrado (Figura 22) e o outro possui seu pórtico com tesoura no estilo Pratt, os banzos são de perfil C com montantes e diagonais de dupla cantoneira com pilar de perfil HP de aço A-36 laminado (Figura 21). Para ambos os projetos os pórticos estão espaçados paralelamente 5 metros, e as terças estão espaçadas a 1,88 m da outra. A cobertura é em telha trapezoidal de 5 mm de espessura, idem para o fechamento lateral, as agulhas são de perfil cantoneira e o contraventamento de barras redondas.

Figura 21: Pórtico pilar e tesoura.



Fonte: O Autor.

Figura 22: Pórtico treliçado.



Fonte: O Autor.

Para a determinação das forças do vento será utilizado o programa VisualVentos® que se trata de um programa que calcula os esforços do vento em edificações planas de telhado duas águas, este programa é gratuito e desenvolvido em 2008 pelo engenheiro Zacarias M. Chamberlain Pravia.



## 4 RESULTADOS E DISCUSÕES

### 4.1 Cálculo dos esforços de vento

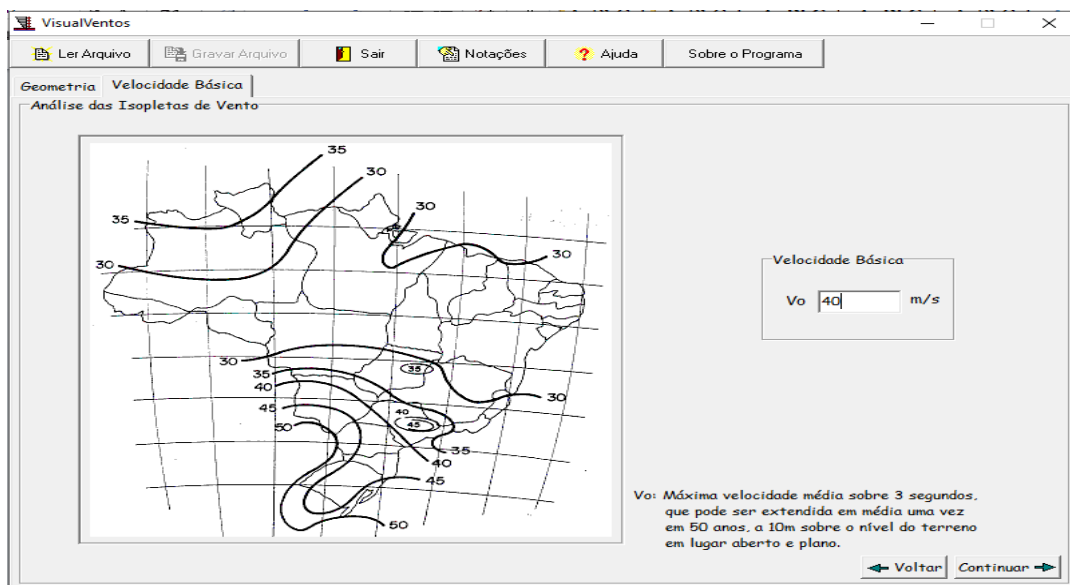
De acordo com a NBR 6123:1988 a determinação das forças estáticas do vento são determinadas, encontrando a velocidade básica do vento  $V_0$  que é multiplicada pelos valores de  $S_1$ ,  $S_2$ , e  $S_3$ , para se obter a velocidade característica do vento,  $V_k$ , que permite determinar a pressão dinâmica, como podemos verificar pelas expressão a seguir:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4.1)$$

$$q = V_k^2 \cdot 0,613 \quad (4.2)$$

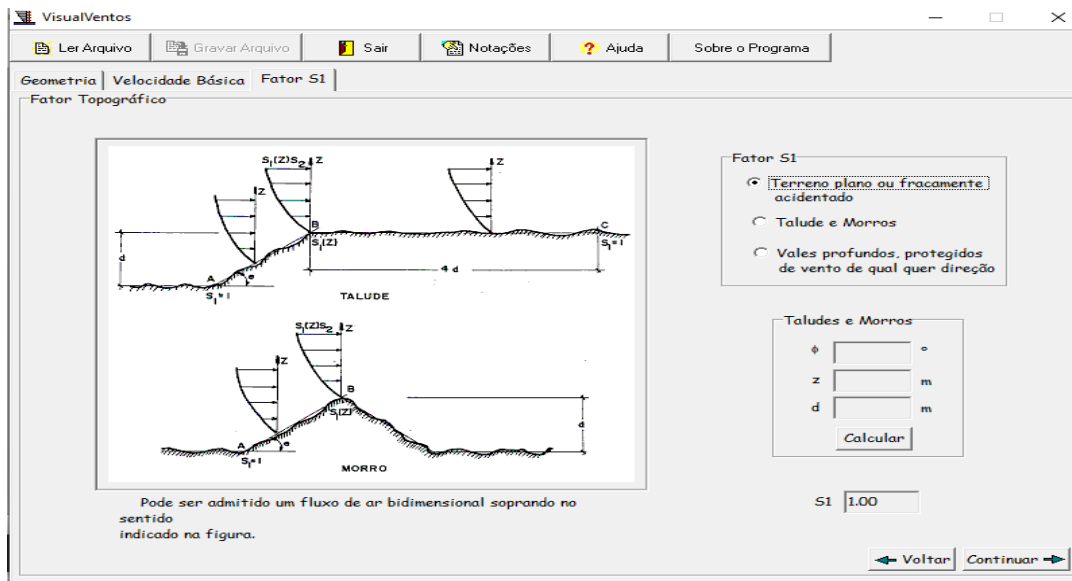
A velocidade do vento depende da localização do terreno onde será construído o galpão, no mapa de Isopletas da norma, o terreno hipotético localizado no Sul do estado de Minas Gerais, em Coqueiral, encontra-se entre 35 e 40 m/s, adotando o valor mais crítico  $V_0 = 40$  m/s. O fator  $S_1$  foi determinado através da determinação do fator topográfico do terreno, que no caso analisado o terreno é plano, valor de  $S_1 = 1$ .

Figura 23: Velocidade básica no VisualVentos®.



Fonte: O autor.

Figura 24: Fator topográfico no VisualVentos®.



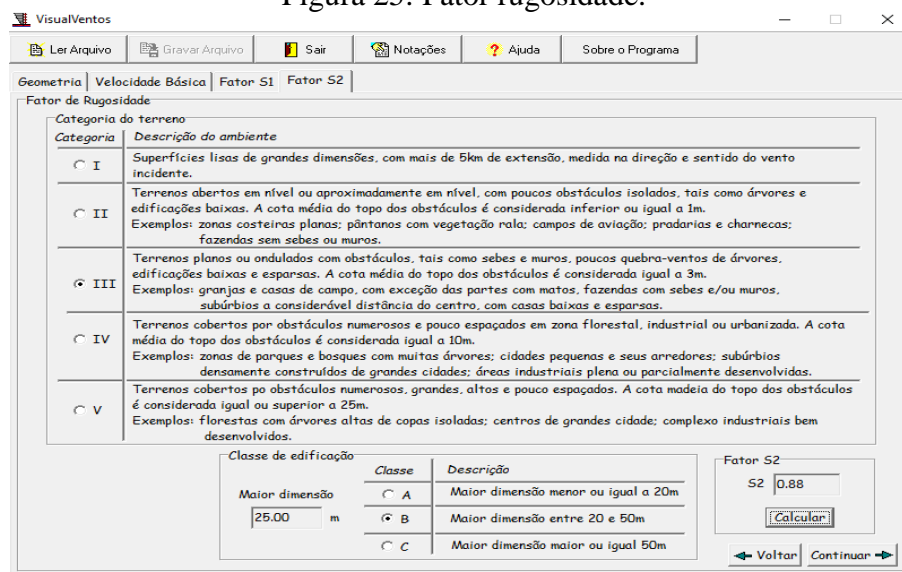
Fonte: O autor.

O fator  $S_2$  determinado através do fator rugosidade do terreno, que se encaixa na categoria III, por estar localizado em uma zona rural cercado por poucos obstáculos espaçados entre si. E através das dimensões dos galpões, se enquadrando na classe B por ter sua maior dimensão de 25 metros. Os parâmetros de  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  são retirados da Tabela 2 da NBR6123/1988 que relaciona categoria e classe, e possuem os seguintes valores respectivamente de 0.94, 0.98 e 0.10.

$$S_2 = b F_r \left(\frac{Z}{10}\right)^p = 0,94 \times 0,98 (6,42/10)^{0,10} = 0,88$$

(4.3)

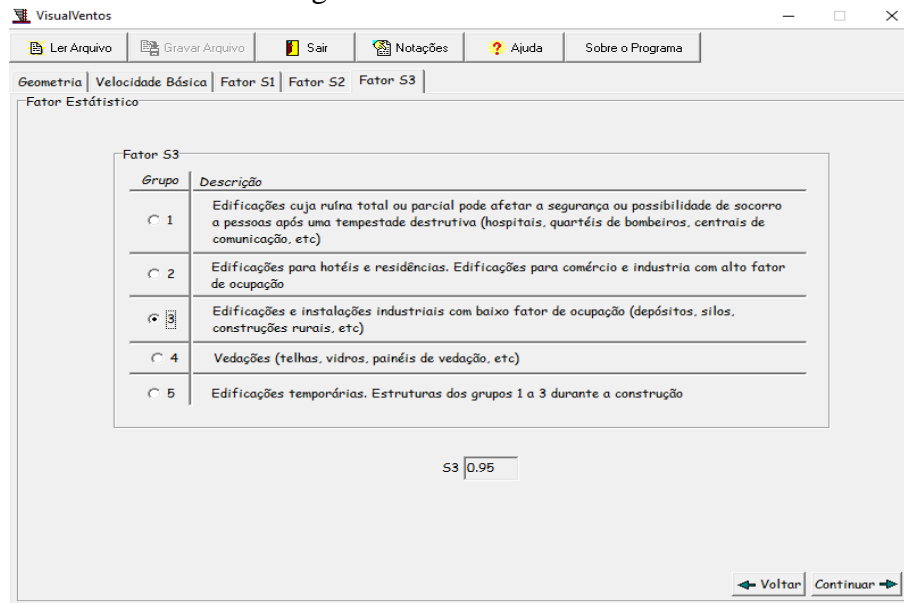
Figura 25: Fator rugosidade.



Fonte: O autor.

S3 é um fator determinado de acordo com a finalidade do galpão, no caso estudado será destinado como depósitos de ferramentas e maquinário agrícola, assim  $S3 = 0,95$  baixo fator de ocupação.

Figura 26: Fator Estatístico.



Fonte: O autor.

A pressão do vento em condições normais de pressão e temperatura é definido através das expressões:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 40,1 \cdot 1,00 \cdot 0,88 \cdot 0,95 = \frac{33,42m}{s} \quad (4.4)$$

$$q = V_k^2 \cdot 0,613 = 33,42^2 \cdot 0,613 = 0,68 \text{ kN/m}^2 \quad (4.5)$$

#### 4.1.2 Coeficientes de pressão externa

Os coeficientes de pressão externa das parede e telhados foram determinados de acordo com algumas relações das dimensões da edificação de acordo com a Tabela 4 da NBR ABNT 6123 (1988, pag. 14). E os resultados gerados pelo programa VisualVentos® são demonstrados na figura 27 e figura 28:

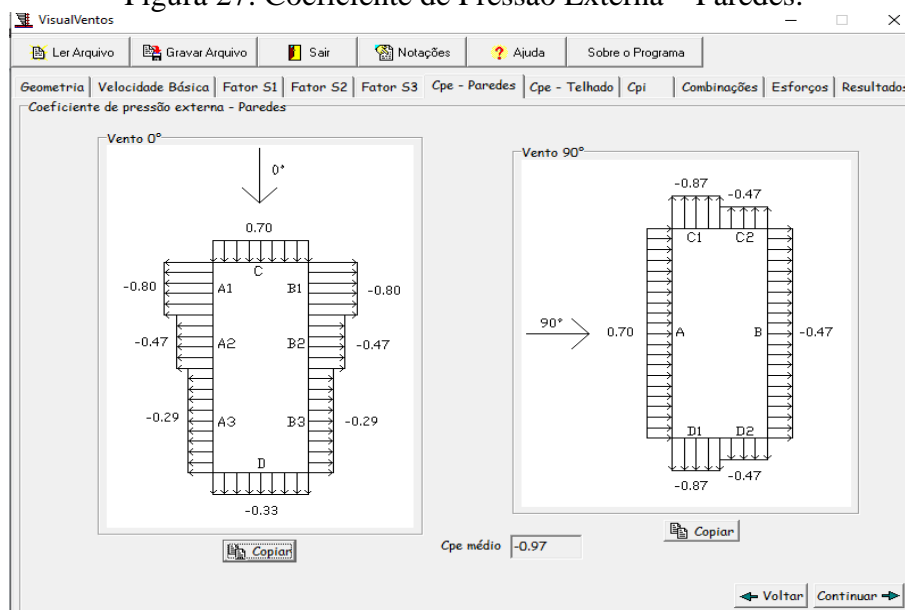
$$\frac{h}{b} = \frac{5}{15} = 0,33$$

(4.6)

$$\frac{a}{b} = \frac{25}{15} = 1,66$$

(4.7)

Figura 27: Coeficiente de Pressão Externa – Paredes.



Fonte: O autor.

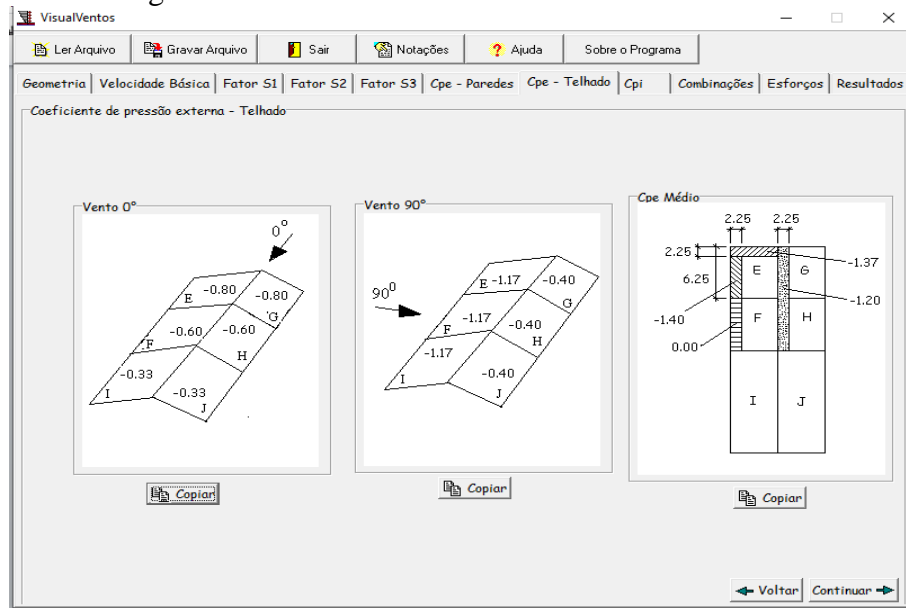
$$\frac{b}{3} \text{ ou } \frac{a}{4} = \frac{15}{3} = 5 \text{ ou } \frac{25}{4} = 6,25 \text{ (O maior dos dois)}$$

(4.8)

$$2h \text{ ou } \frac{b}{2} = 2,5 = 10 \text{ ou } \frac{15}{2} = 7,5 \text{ (O menor dos dois)}$$

(4.9)

Figura 28: Coeficiente de Pressão Externa – Telhado.

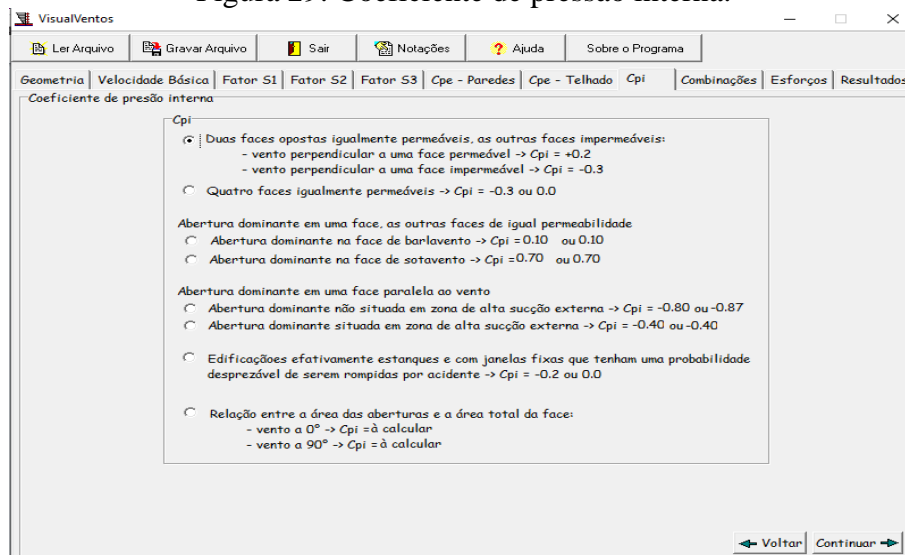


Fonte: O autor.

#### 4.1.3 Coeficiente de pressão interna

O galpão possui fechamento apenas nas laterais do galpão, sendo a frente e o fundo abertos, através dessas características podemos concluir que os dois modelos de galpões se enquadram como duas faces opostas permeáveis e as outras faces impermeáveis, e de acordo com a norma ABNT 6123 (1988 pag. 12)  $C_{pi} = +0,2$  quando vento bate perpendicular a uma face permeável e  $C_{pi} = -0,3$  quando o vento bate perpendicular a face impermeável.

Figura 29: Coeficiente de pressão interna.

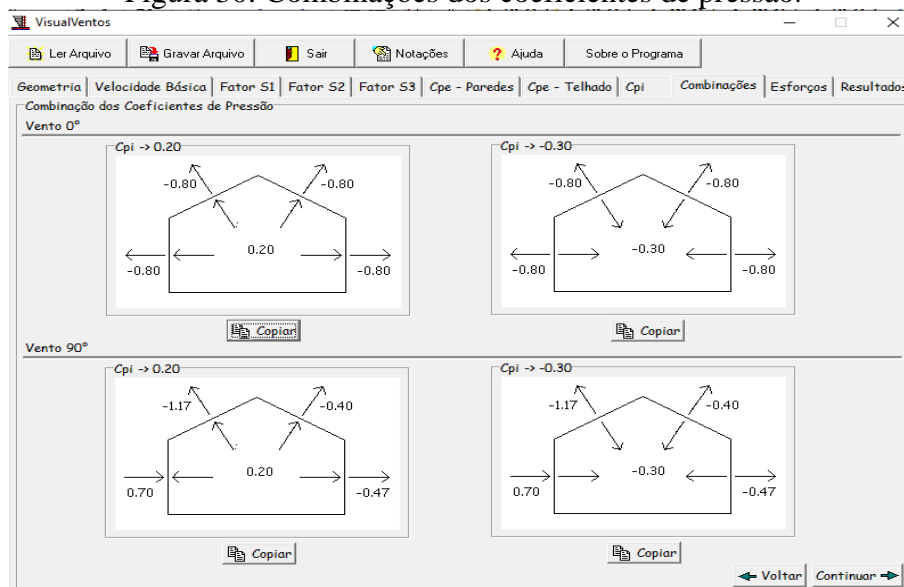


Fonte: O autor.

#### 4.1.4 Combinações dos coeficientes de pressão.

Através do programa obtivemos as seguintes combinações de coeficientes de pressão:

Figura 30: Combinações dos coeficientes de pressão.

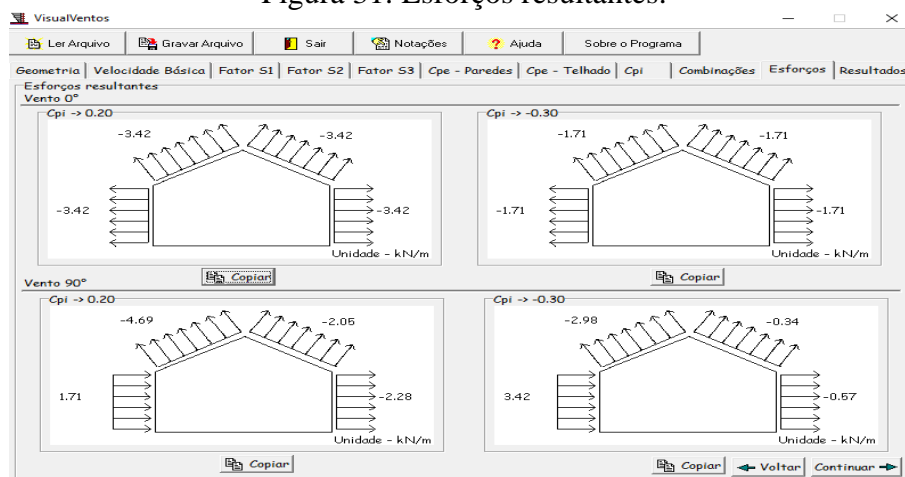


Fonte: O autor.

#### 4.1.5 Esforços provenientes do vento

A seguir os esforços resultantes do vento a 0° e a 90° gerados sobre um pórtico em kN/m gerados pelo programa VisualVentos®.

Figura 31: Esforços resultantes.



Fonte: O autor.

## 4.2 Projeto Estrutural no Cype3D®

Para o dimensionamento foi utilizado o programa CYPE3D® versão 2017, este software é utilizado para cálculo estrutural, dimensionamento e detalhamento de estruturas de acordo com as normas brasileiras.

O CYPE3D® admite diferentes tipos de estruturas e detecta e avisa os possíveis erros gerados por um pré-dimensionamento irregular dos elementos estruturais, indicando e não permitindo a geração de relatórios, e ainda avisando quais os elementos e quais foram os critérios das normas ABNTs que não foram satisfatórios, gerando resultados de cálculo estrutural confiáveis.

Para facilitar o entendimento de como foi o dimensionamento das duas estruturas metálicas no programa, será demonstrado em etapas, sendo assim: dados gerais, geometria dos pórticos, perfis, disposição dos perfis, etc. Ou seja, na mesma sequência em que foi feito os dois projetos.

Após realizado todas etapas para montagem da estrutura e feito os lançamentos das cargas atuantes na estrutura, é realizado as verificações das barras de acordos com a normas vigentes relativa ao tipo de processo de produção dos perfis.

### 4.2.1 Dados gerais

O primeiro passo no programa para ambos os projetos é definir as normas para concreto, aço dobrado, aço laminado, madeira e alumínio, que software possui no seu banco de dados. A norma escolhida para aço laminado foi ABNT 8800:2008 e para aço dobrado ABNT 14762:2010. Após definido as normas, é definido o tipo de aço a ser utilizado, que foi definido como o A-36 para os perfis laminados e para perfis dobrados.

Figura 32: Dados gerais do software Cype3D®.

The screenshot shows the 'Dados gerais' window with the following settings:

- Normas:** ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 14762: 2010, ABNT NBR 8800:2008, NBR 7190 e Eurocódigo 9
- Perfis:**
  - Aço laminado: A-36 250Mpa
  - Aço dobrado: A-36
  - Madeira: Serrada - Coníferas - C20
  - Alumínio: EN AW-5083 - F
  - Concreto: C20, em geral
- Ações:**
  - Com sismo dinâmico
  - Resistência ao fogo
  - Estados limites (combinações)
  - Hipóteses adicionais
  - Fundação
  - Processo construtivo
- Opções:**
  - Pilares
  - Fundação
  - Vigas
  - Ligações
- Concreto armado:**
  - Betão para pilares: C20, em geral
  - Betão para vigas de laje: C20, em geral
  - Betão para elementos de fundação: C20, em geral
  - Aço de varões: CA-50 e CA-60
  - Características do agregado: Granito (15 mm), 30 mm
  - Recobrimentos
  - Desperdícios de aço
- Terreno de fundação:**
  - Verificar deslizamento de sapatas
  - Aderência (a'): 0.000 MPa
  - Ângulo de atrito terreno-sapata (d'): 25.00 graus
  - Combinações fundamentais: 0.245 MPa
  - Combinações sísmicas e acidentais: 0.368 MPa
- Ambiente:**
  - Vigas: CAA I
  - Blocos: CAA I

Buttons: Aceitar

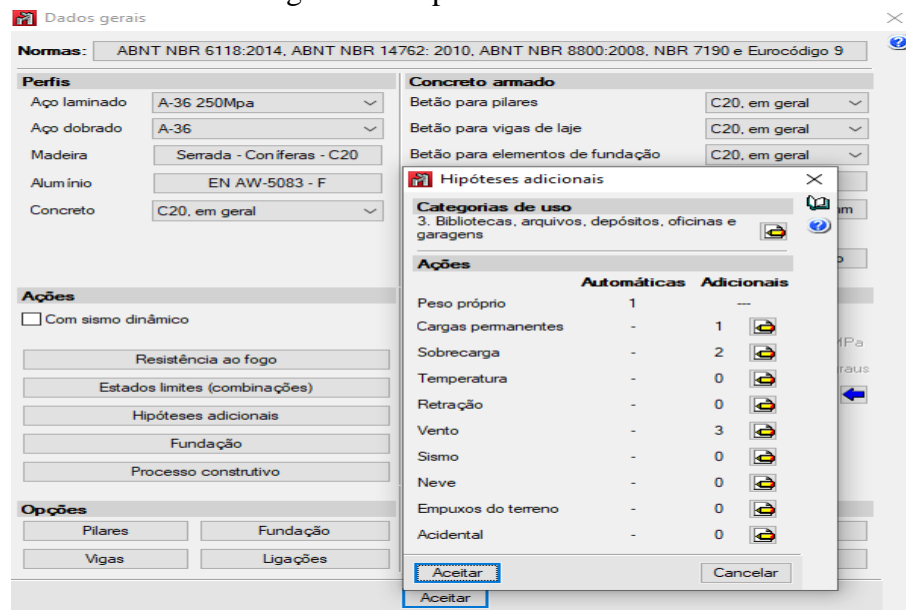
Fonte: O autor.

São lançadas igualmente para ambos os projetos as hipóteses das cargas que atuaram na estrutura para que, mais a frente, após lançados os valores das cargas nas barras o software realize as combinações das ações. Existem vários tipos de ações que software traz que podem agir sobre a estrutura, para os dois projetos utilizaremos 4 ações sobre a estrutura: Peso próprio, carga permanente, sobrecarga e ventos. Das cargas lançadas no software foram adotados os seguintes valores:

- Carga permanente: o peso da telha de aço trapezoidal com espessura de 0,5 mm, segundo a NBR 6120:2019, tabela 5, gera um peso na superfície inclinada de 0,06 kN/m<sup>2</sup>.
- Sobrecargas: Sobrecarga normativa de 0,25 kN/m<sup>2</sup> da norma ABNT 8800:2008 e sobrecarga de segurança de 0,12 kN/m<sup>2</sup> provenientes de uma possível manutenção no telhado e de acúmulo de poeira na estrutura.
- Vento: As cargas de vento a 0° e cargas de vento a 90° direita e vento 90° esquerda.
- Peso próprio: São gerados automaticamente pelo software.



Figura 33: Hipóteses adicionais.

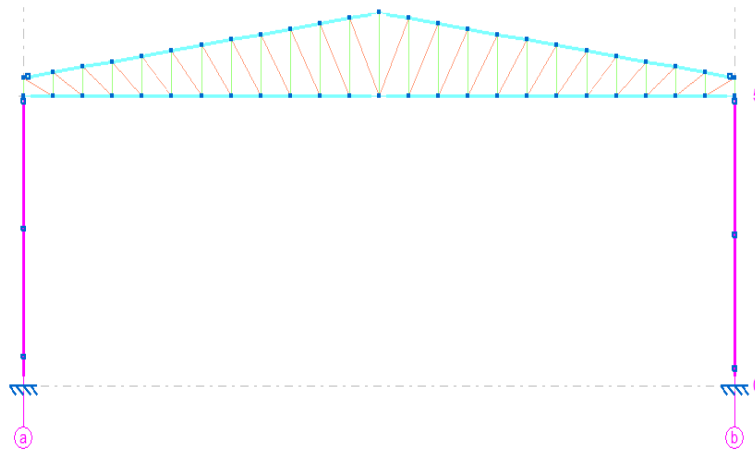


Fonte: O autor.

#### 4.2.2 Geometria dos pórticos

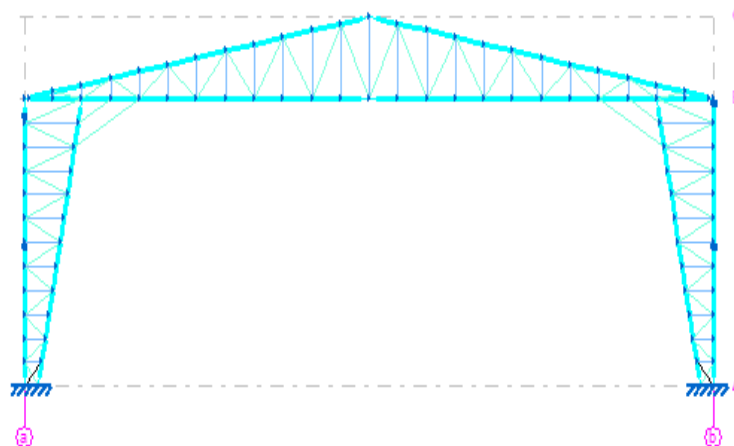
As geometrias dos pórticos dos dois galpões foram posteriormente pesquisadas em bibliografias e dentre vários tipos foi definido apenas dois: Howe e Pratt. O projeto 1 é de tesoura Pratt e com pilar de aço o segundo projeto é um pórtico todo treliçado Howe. As diagonais maiores que são conectadas ao montante central, começam de baixo para cima pois esse tipo de configuração gera uma estabilidade maior no software CYPE3D® para as cargas de vento que tendem a jogar a cobertura para cima.

Figura 34: Imagem do pórtico Pratt.



Fonte: O autor.

Figura 35: Imagem do pórtico treliçado Howe.

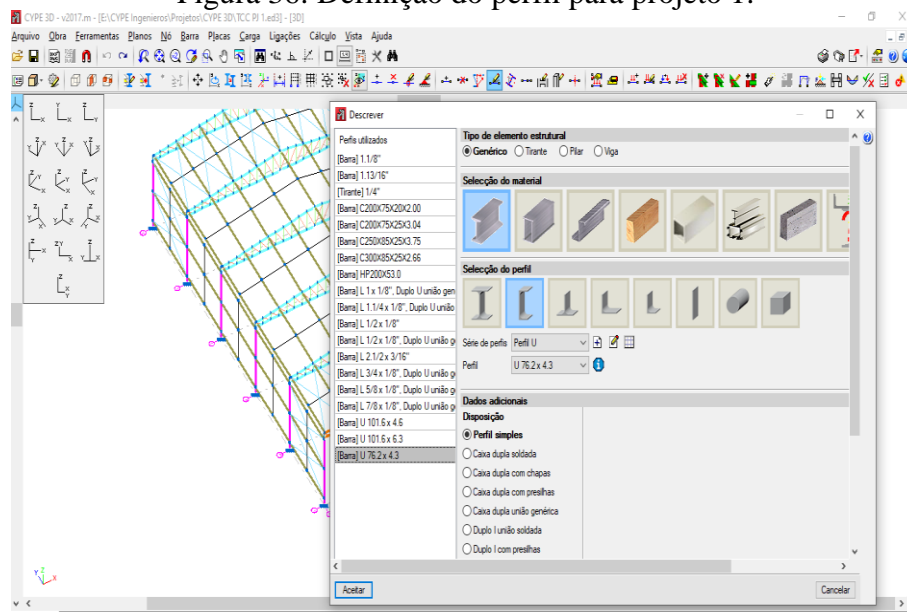


Fonte: O autor.

#### 4.2.3 Perfis adotados

Os perfis adotados para projeto 1 são perfis laminados de aço ASTM-572, sendo que a tesoura é constituída de banzos superiores e inferiores de perfil U, os montantes e diagonais são de dupla cantoneira de abas iguais dispostas lado a lado formando um U e os pilares em perfil HP.

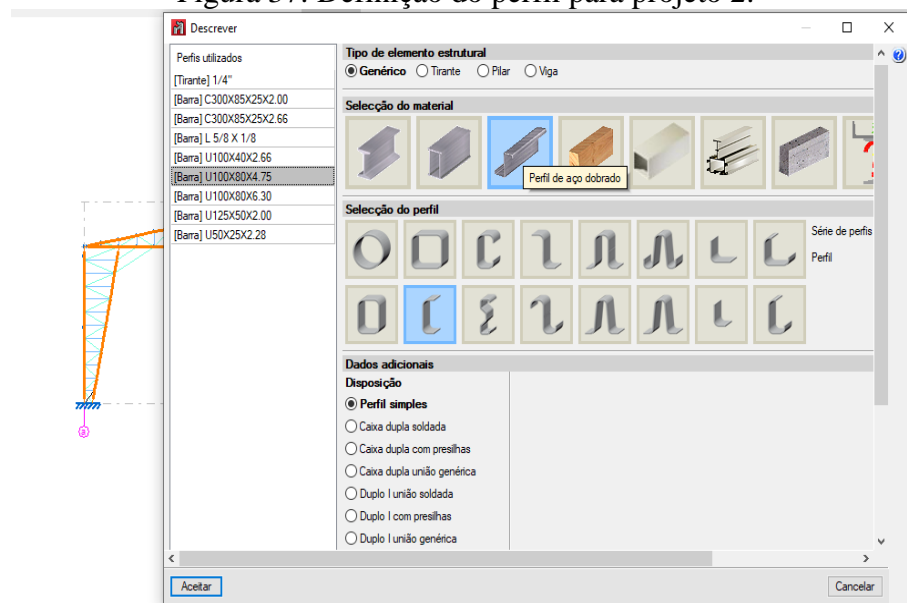
Figura 36: Definição do perfil para projeto 1.



Fonte: O autor.

Os perfis adotados para o projeto 2 são de perfis dobrados de aço A-36. Sendo os banzos, diagonais e montantes de perfis U.

Figura 37: Definição do perfil para projeto 2.



Fonte: O autor.

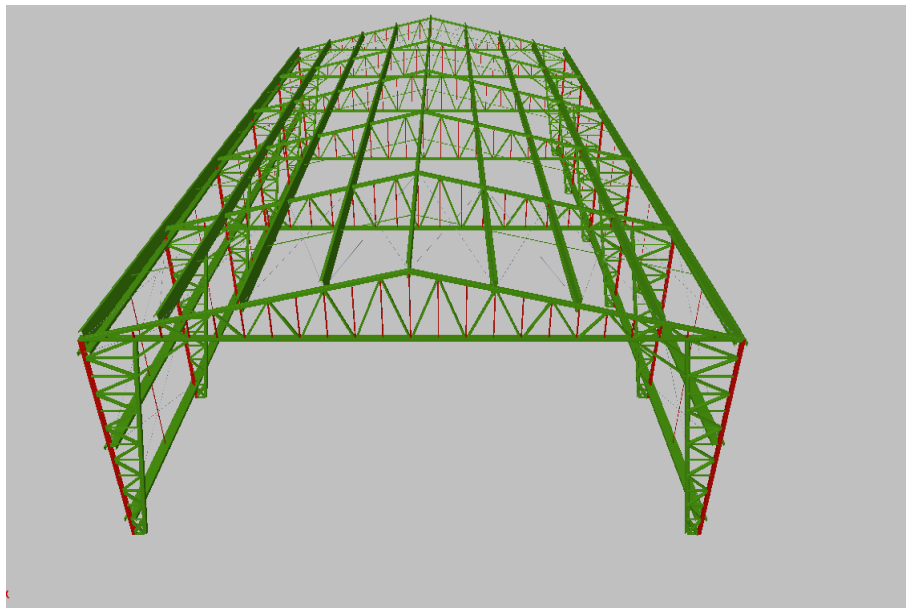
#### 4.2.4 Lançamento das terças, contraventamento e correntes

As terças em ambos os projetos estão afastadas a 1,88 metros da outra com um total de 9 terças, inclinadas acompanhando a inclinação da tesoura de 10,76°. O perfil utilizado é o perfil U dobrado enrijecido de aço A-36. Para as terças dos fechamentos laterais elas estão afastadas a 2,2 metros.

Os contraventamentos foram lançados nos dois primeiros pórticos e nos dois últimos em ambos os projetos, lançados em X a cada vão entre as terças, a 1,88 metros da outra e são de perfil redondo de aço laminado ASTM-572.

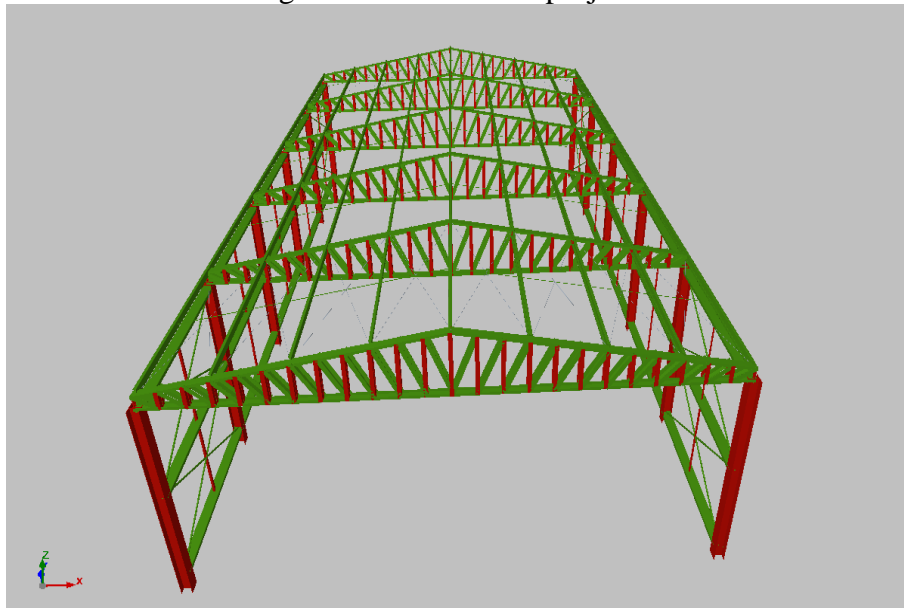
As correntes foram lançadas nas mesmas quantidades nos dois projetos, elas estão dispostas no galpão passando por todas as terças entre os apoios dos pórticos, as correntes são de perfil cantoneira simples de aço ASTM-572.

Figura 38: Vista 3D do projeto 2.



Fonte: O Autor.

Figura 39 Vista 3D do projeto 1.

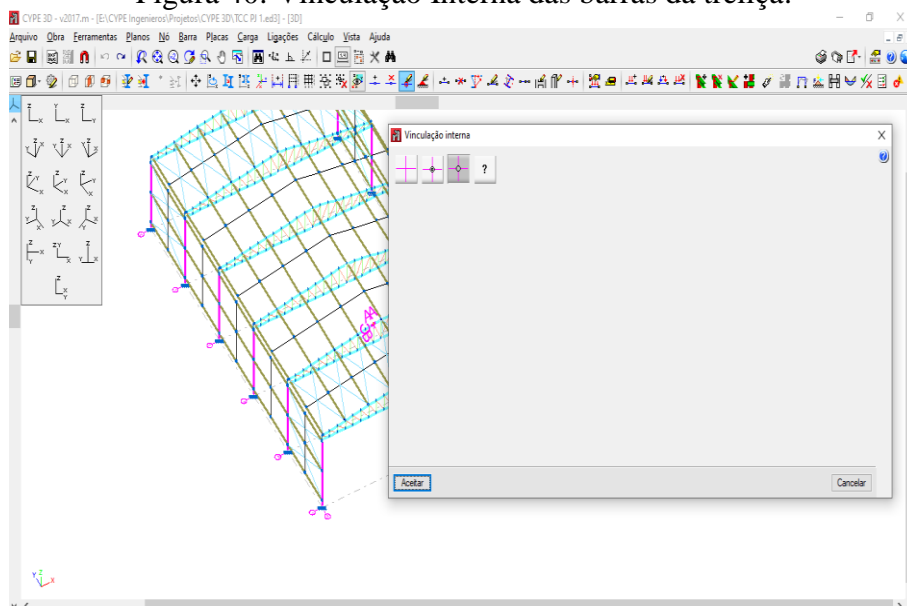


Fonte: O autor.

#### 4.2.5 Vinculação interna e externa

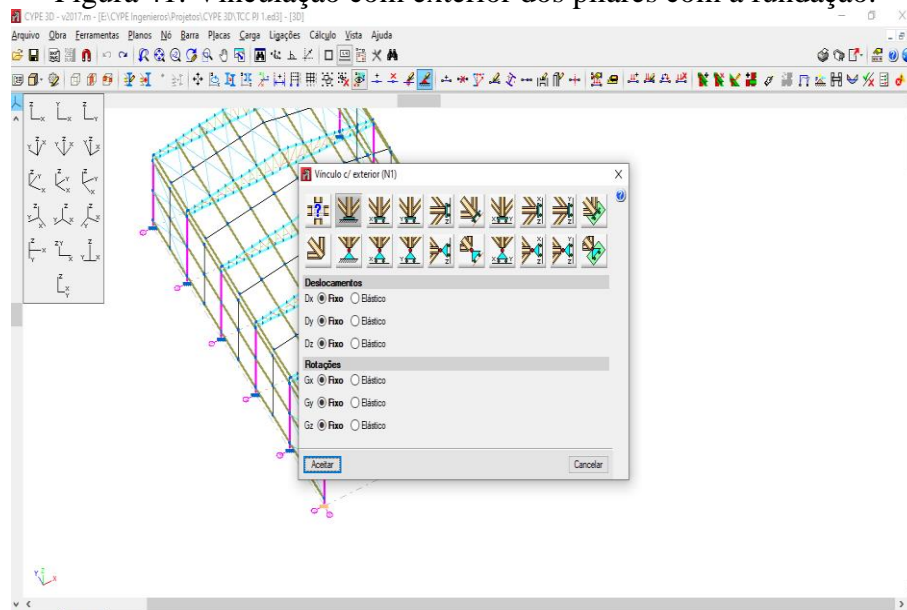
Foram adotados para ambos os projetos para as barras das treliças nós articulados, pois os nós articulados não transferem momentos fletores às barras. A vinculação com exterior dos pilares com a fundação é em nós engastados, pois impedem o deslocamento e o giro em todos os eixos.

Figura 40: Vinculação Interna das barras da treliça.



Fonte: O autor.

Figura 41: Vinculação com exterior dos pilares com a fundação.

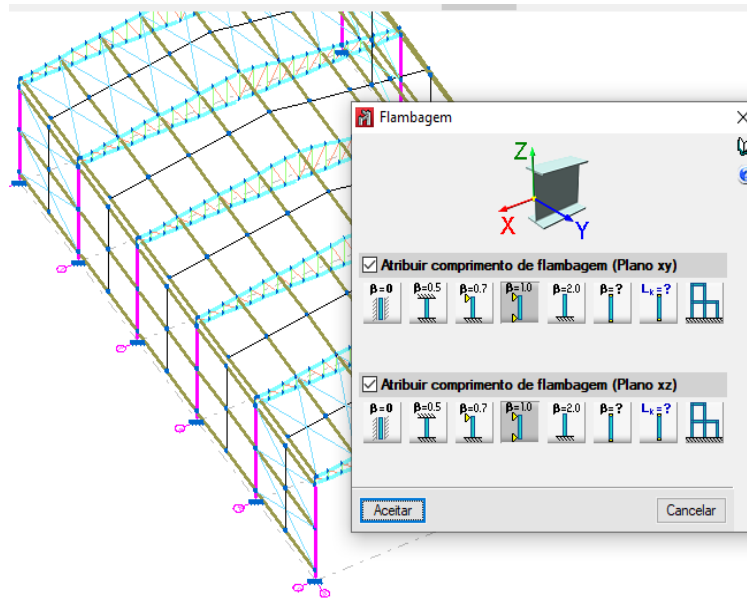


Fonte: O autor.

#### 4.2.6 Flambagem das barras

Para as barras submetidas a esforços axiais de compressão que sofrem o efeito da flambagem, é necessário estabelecer os valores dos coeficientes de flambagem ( $\beta$ ) para cada barra do projeto. Foi adotado um valor de  $\beta=0,5$  para as barras bi engastadas, ou seja, barras que os extremos não permitem deslocamentos nem rotações. O valor de  $\beta=0,7$  para as barras engastadas em um extremo e apoiadas no outro. O valor de  $\beta=1$  para as barras bi apoiadas e para os elementos que não sofrem com compressão axial, como por exemplo os contraventamentos, correntes e terças. O efeito de flambagem para esses elementos citados é  $\beta=0$ .

Figura 42: Comprimento de flambagem nas barras.

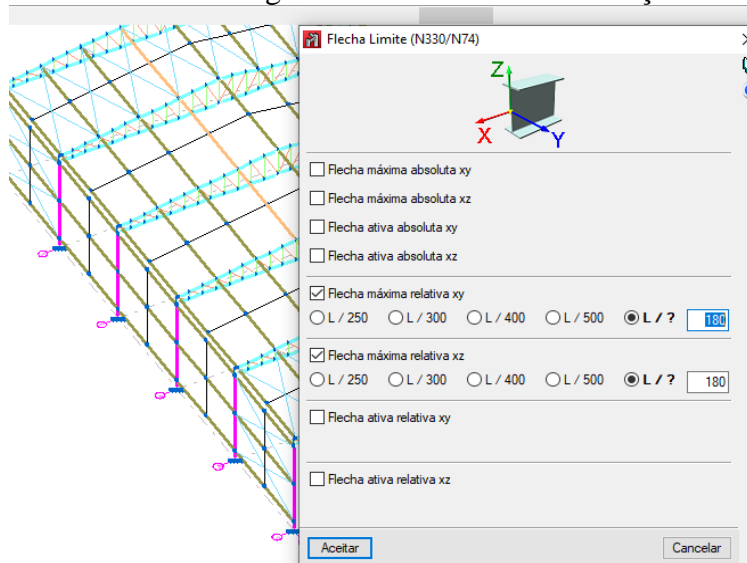


Fonte: O autor.

#### 4.2.7 Flechas Limites

As flechas limites adotadas para ambos os projetos estão de acordo com a NBR ABNT 8800:2008, o valor definido de flechas para as terças é de  $L/180$ , para os outros elementos da cobertura o valor de  $L/250$  e para os pilares o valor de  $L/300$ .

Figura 43: Flecha limite das terças.

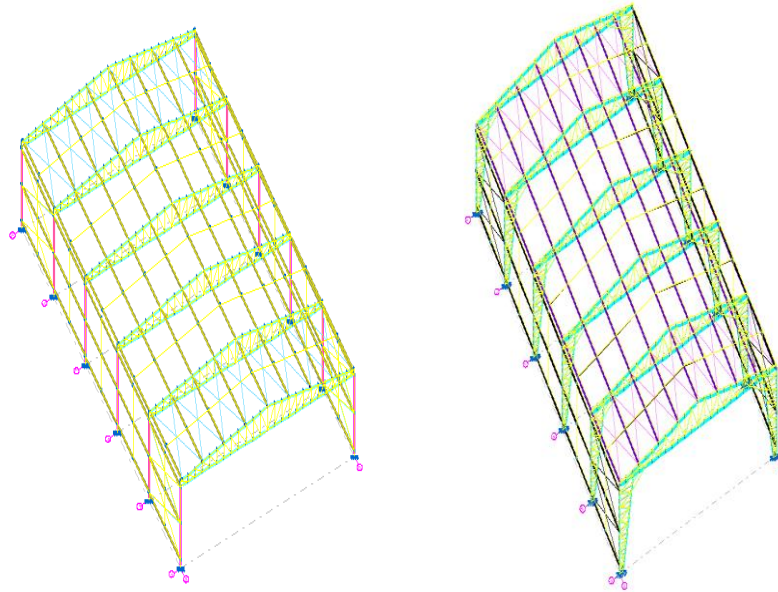


Fonte: O autor.

#### 4.2.8 Carregamento na estrutura

Após se colocar todos os elementos estruturais do galpão e definido outros parâmetros como flecha e flambagem das barras, é então aplicado os carregamentos na estrutura. Para o peso próprio o CYPE3D® gera automaticamente de para todas as barras.

Figura 44: Carga de Peso Próprio.



Fonte: O autor.

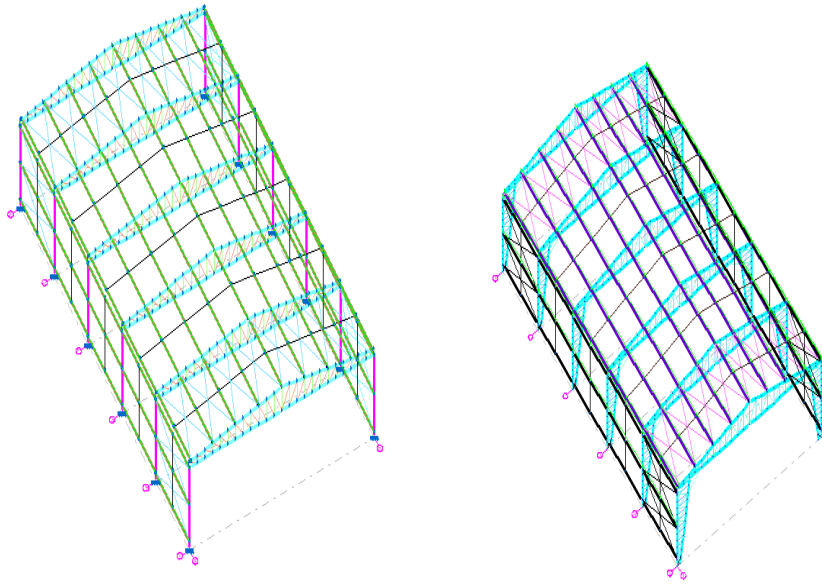
O peso das telhas é lançado como carga permanente e utilizado o valor normativo da ABNT 6120 (2019, p. 13) que estabelece um valor de  $0,06 \text{ kN/m}^2$  para telhados de aço trapezoidal de espessura  $0,5 \text{ mm}$ . É lançado o valor de  $0,11 \text{ kN/m}$  sobre as terças, o valor foi obtido através da expressão, onde se multiplica o valor da carga pela distância das terças.

$$P_{\text{Permanente}} = 0,06 * 1,88 = 0,11 \text{ KN/m}$$

(4.10)



Figura 45: Carga do telhado sobre as terças dos projetos 1 e 2.



Fonte: O autor.

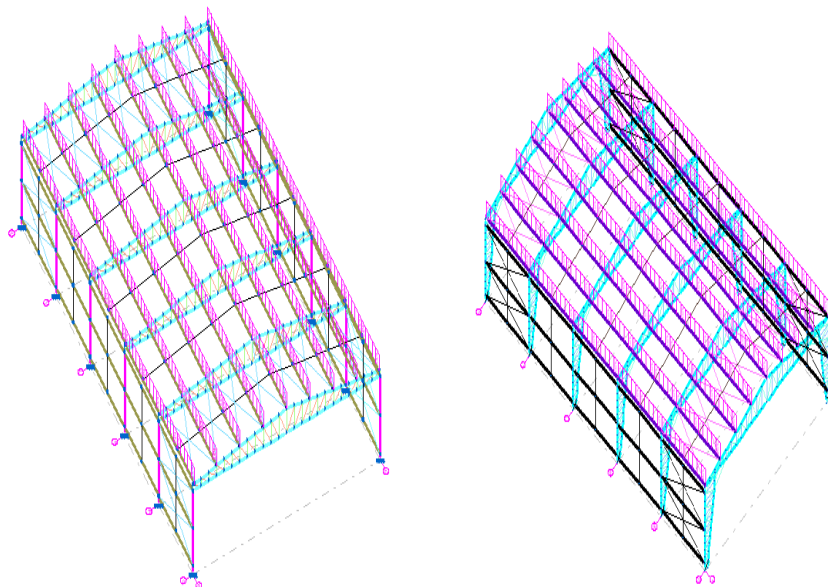
Para as cargas variáveis foi considerado o valor normativo de acordo com a ABNT 8800 (2008, p. 112) o valor de  $0,25 \text{ kN/m}^2$  para sobrecarga normativa. O valor adotado de  $0,12 \text{ kN/m}^2$  como uma sobrecarga de segurança. Os valores lançados sobre as terças separadamente são de:

$$SC_{Normativa} = 0,25 * 1,88 = 0,47 \text{ KN/m}$$

$$SC_{Seguran\c{c}a} = 0,12 * 1,88 = 0,0,22 \text{ KN/m}$$

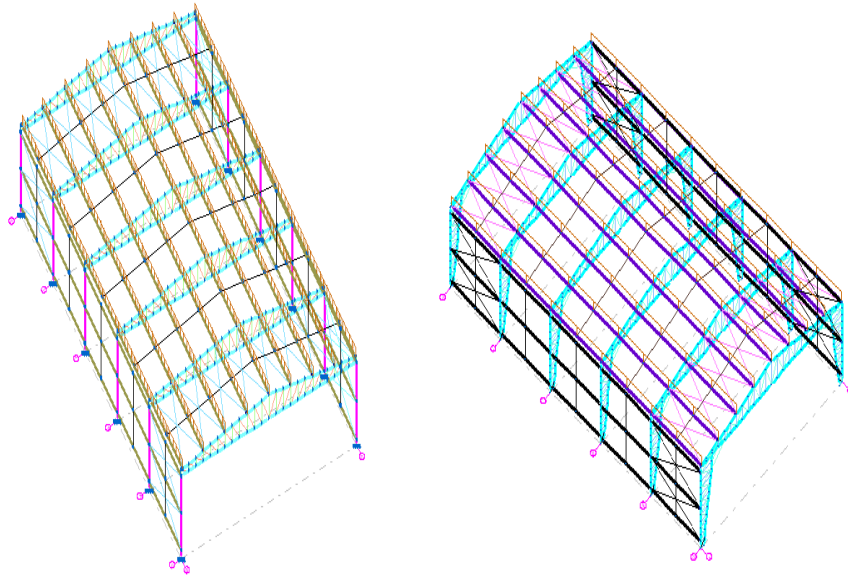
(4.11)

Figura 46: Sobrecarga normativa lançada sobre as terças dos projetos 1 e 2.



Fonte: O autor.

Figura 47: Sobrecarga de Segurança lançadas sobre as terças do projeto 1 e 2.



Fonte: O autor.

#### 4.2.9 Cargas devido ao Vento

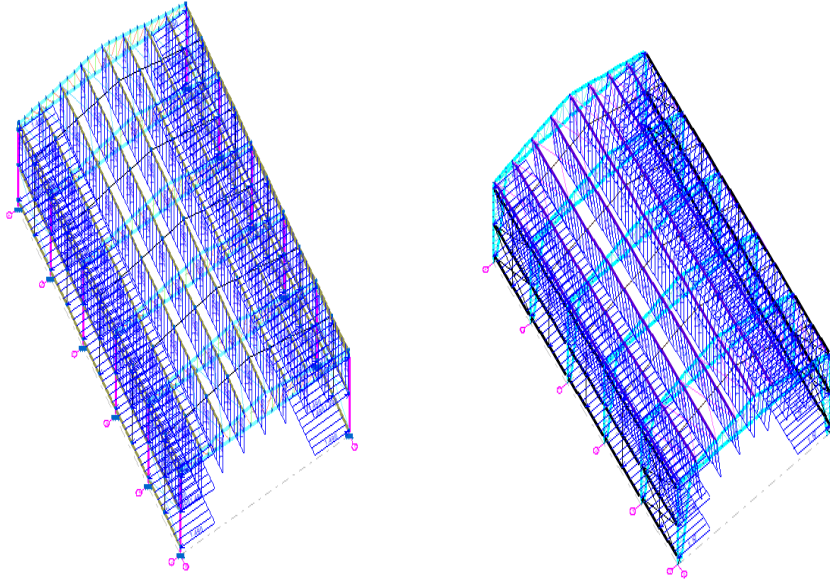
Os conhecimentos das cargas de vento para dimensionamento de galpões são indispensáveis para projeto estrutural. As cargas foram obtidas primeiramente pelo software VisualVentos® e posteriormente lançadas no CYPE3D®. É considerado 3 ações do vento agindo sobre a estrutura e lançados os seus respectivos valores sobre as terças.

$$Vento_{0^{\circ}} = (1) * 0,68 * 1,88 = 1,27 \text{ KN/m}$$

$$Vento \text{ Pilares}_{0^{\circ}} = (1) * 0,68 * 2,2 = 1,496 \text{ KN/m}$$

(4.12)

Figura 48: Lançamento da carga de vento a 0° nas terças.



Fonte: O autor.

$$\text{Vento}_{90^\circ \text{ Direito}} = (1,37) * 0,68 * 1,88 = 1,75 \text{ KN/m}$$

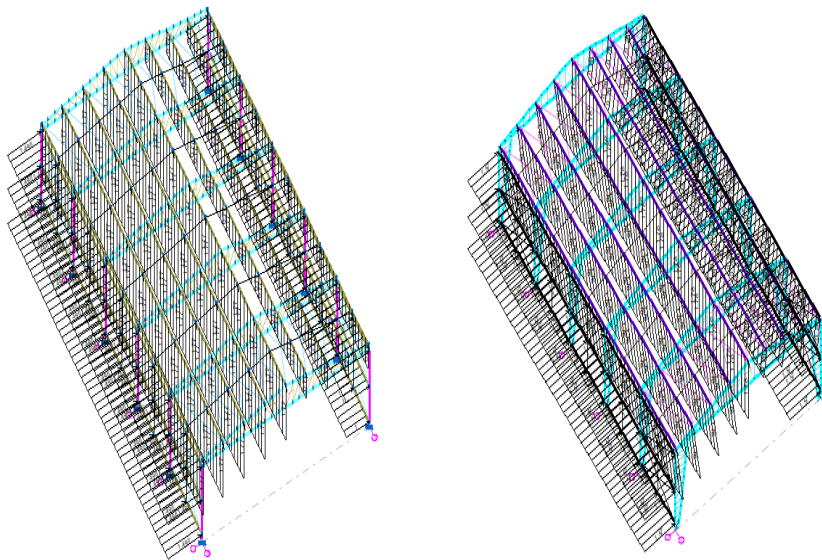
$$\text{Vento}_{90^\circ \text{ Esquerdo}} = (0,6) * 0,68 * 1,88 = 0,76 \text{ KN/m}$$

$$\text{Vento Pilares}_{90^\circ \text{ Direito}} = (1) * 0,68 * 2,2 = 1,496 \text{ KN/m}$$

$$\text{Vento Pilares}_{90^\circ \text{ Esquerdo}} = (0,67) * 0,68 * 2,2 = 1 \text{ KN/m}$$

(4.13)

Figura 49: Lançamento da carga de vento 90° 1.



Fonte: O autor.

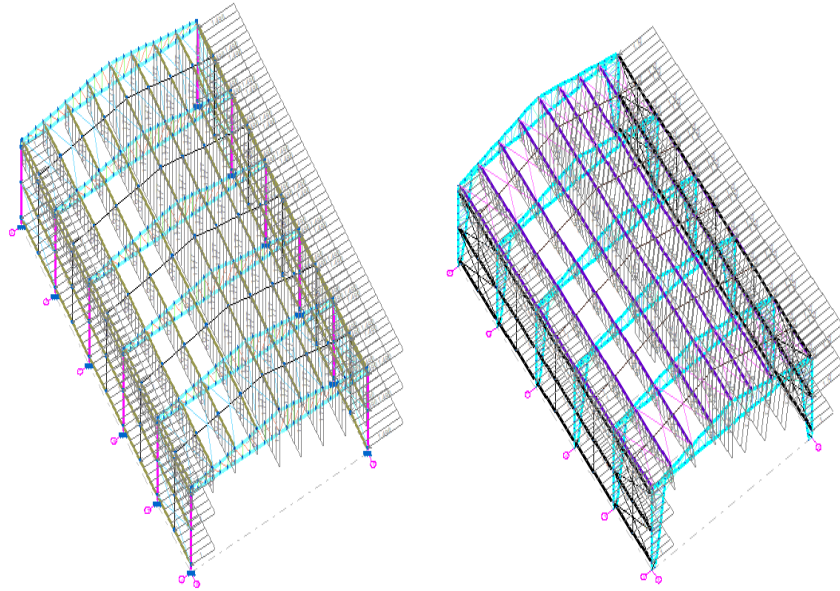
$$\text{Vento}_{90^\circ \text{ 2 Direito}} = (0,6) * 0,68 * 1,88 = 0,76 \text{ KN/m}$$

$$\text{Vento}_{90^\circ \text{ 2 Esquerdo}} = (1,37) * 0,68 * 1,88 = 1,75 \text{ KN/m}$$

$$\begin{aligned} Vento\ Pilares_{90^\circ\ Direito} &= (1) * 0,68 * 2,2 = 1\ KN/m \\ Vento\ Pilares_{90^\circ\ Esquerdo} &= (0,67) * 0,68 * 2,2 = 1,496\ KN/m \end{aligned}$$

(4.14)

Figura 50: Lançamento do vento a 90° 2.



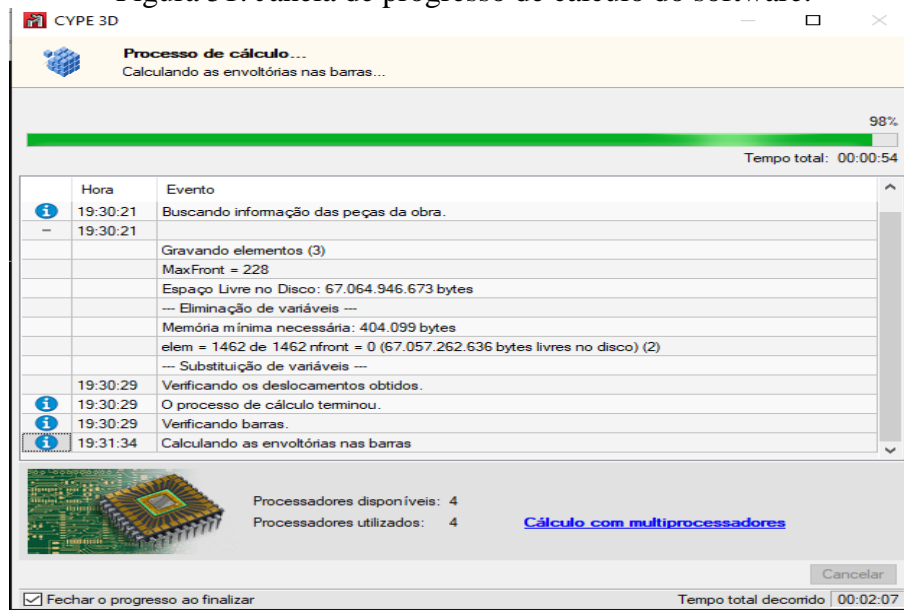
Fonte: O autor.

Os valores das ações do vento 90° 1 e do vento 90° 2 são as mesmas, é alterado apenas o lado em que o vento incide sobre a lateral do galpão.

#### 4.2.10 Dimensionamento

Após lançamento de todos os elementos estruturais, todas as cargas que o galpão deve suportar e verificado se o programa não destacou nenhum erro nas barras, caso houver um erro o software não calcula a obra. E enfim colocado para que o programa dimensione o perfil mais leve e que seja aprovado em todas as verificações.

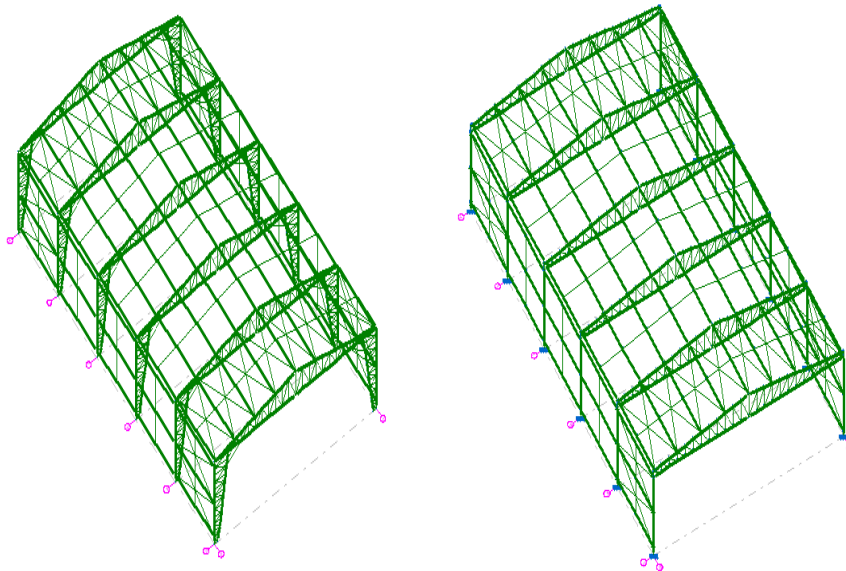
Figura 51: Janela de progresso de cálculo do software.



Fonte: O autor.

Após a realização do dimensionamento pelo software o resultado é demonstrado pela cor da barra na estrutura, as barras que não passam em alguma verificação ficam destacadas em vermelho e as barras que passam na verificação ficam destacadas em verde.

Figura 51: Projeto 1 e 2 após a verificação.



Fonte: O autor.

Para se demonstrar um exemplo das verificações realizadas pelo software, em uma barra do banzo inferior do projeto 1 o CYPE3D® fez as seguintes verificações para aço laminado:

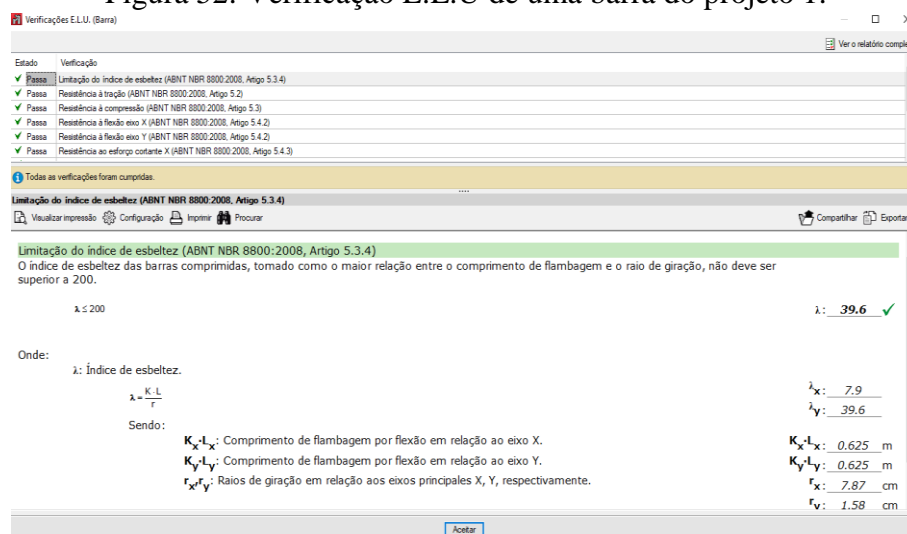
- Limitação do índice de esbeltez (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.4)

- Resistência à tração (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.2)
- Resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3)
- Resistência à flexão eixo X e Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)
- Resistência ao esforço cortante X e Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)
- Resistência ao esforço axial e flexão combinados
- Resistência à torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.1)
- Resistência ao momento de torção, força axial, momento fletor e cortante (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.2)
- Resistência a interações de esforços e momento de torção (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.5.2.3)

Em uma terça no projeto 2 foi realizado pelo software as seguintes verificações para aço dobrado

- Valores máximos da relação comprimento-espessura (ABNT NBR 14762:2010 Artigo 9.1.2 Tabela 4)
- Limitação de esbeltez (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7.4)
- Resistência à tração (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.6)
- Resistência à compressão (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.7)
- Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)
- Resistência à flexão eixo Y (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.2)
- Resistência ao esforço cortante X (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)
- Resistência ao esforço cortante Y (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.3)
- Resistência ao momento fletor X e esforço cortante Y combinados (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)
- Resistência ao momento fletor Y e esforço cortante X combinados (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.8.4)
- Resistência à flexo-compressão (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)
- Resistência à flexo-tração (ABNT NBR 14762:2010, Artigo 9.9)
- Resistência à torção (Critério da CYPE Ingenieros)

Figura 52: Verificação E.L.U de uma barra do projeto 1.



Verificações E.L.U. (Barra)

Estado	Verificação
✓ Passa	Limitação do índice de esbeltez (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.4)
✓ Passa	Resistência à tração (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.2)
✓ Passa	Resistência à compressão (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3)
✓ Passa	Resistência à flexão eixo X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)
✓ Passa	Resistência à flexão eixo Y (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.2)
✓ Passa	Resistência ao esforço cortante X (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.4.3)

Todas as verificações foram cumpridas.

### Limitação do índice de esbeltez (ABNT NBR 8800:2008, Artigo 5.3.4)

O índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como o maior relação entre o comprimento de flambagem e o raio de giração, não deve ser superior a 200.

$$\lambda \leq 200 \quad \lambda: \underline{39.6} \quad \checkmark$$

Onde:

$\lambda$ : Índice de esbeltez.

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r}$$

Sendo:

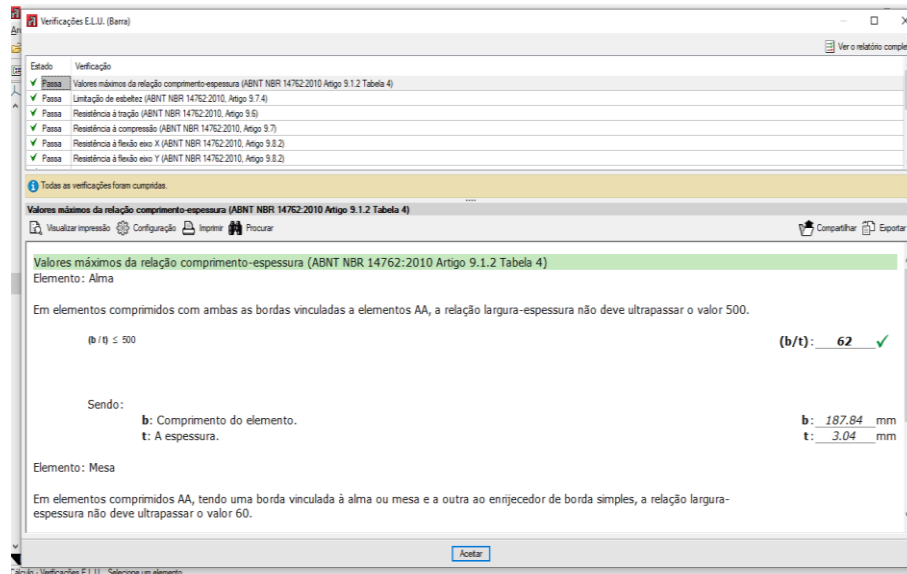
$K_x \cdot L_x$ : Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo X.	$K_x \cdot L_x$ : 0.625 m
$K_y \cdot L_y$ : Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo Y.	$K_y \cdot L_y$ : 0.625 m
$r_x, r_y$ : Raios de giração em relação aos eixos principais X, Y, respectivamente.	$r_x$ : 7.87 cm
	$r_y$ : 1.58 cm

Botão: Aceitar

Fonte: O autor.



Figura 52 Verificação E.L.U de uma barra do projeto 2.

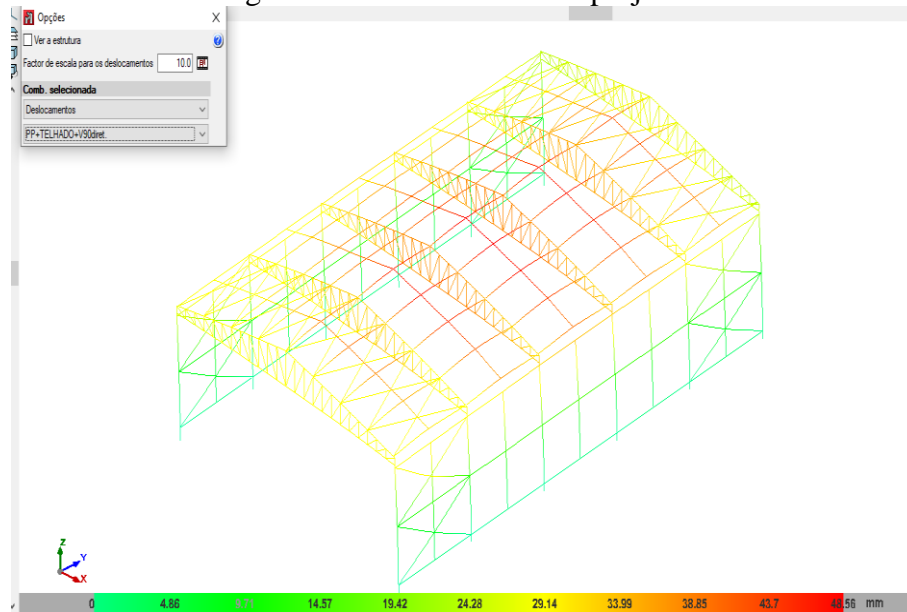


Fonte: O autor.

#### 4.2.11 Deslocamentos

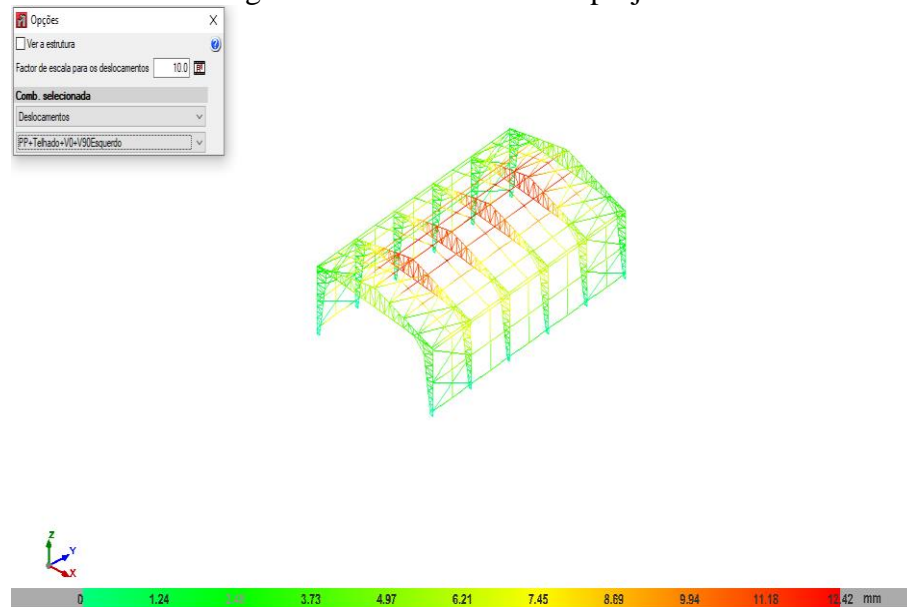
Estruturas metálicas quando submetidas a esforços geram deformações e para evitar o colapso das estruturas é necessário que as deformações estejam de acordo com os limites estabelecidos pela NBR ABNT 8800:2008. A pior hipótese de ação sobre a estrutura gera os seguintes deslocamentos em cada projeto como podemos ver nas figuras 53 e 54.

Figura 53: Deslocamento do projeto 1.



Fonte: O autor.

Figura 54: Deslocamento do projeto 2.



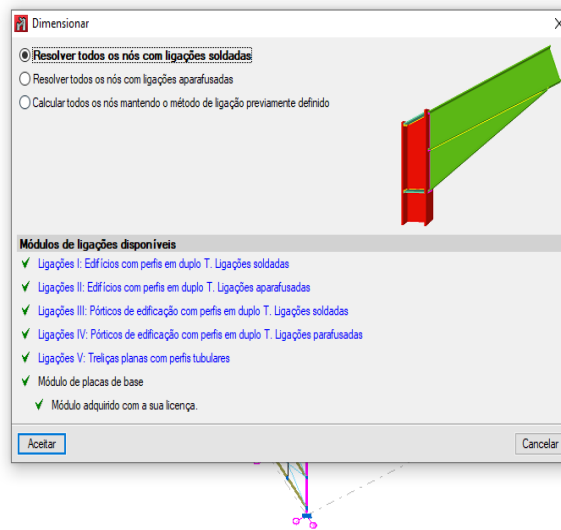
Fonte: O autor.

Podemos dizer que através das imagens acima que as piores combinações geradas em ambas as estruturas causam deslocamentos maiores no meio da cobertura.



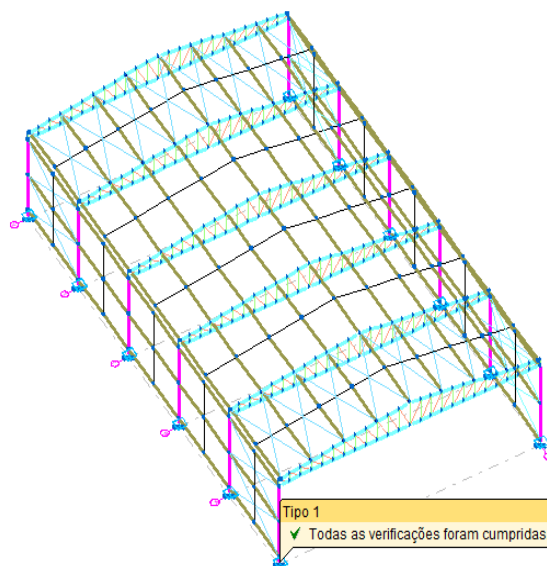


Figura 56 Opções de dimensionamento das ligações.



Fonte: O autor.

Figura 57: Placa base passou em todas as verificações.



Fonte: O autor.

#### 4.12.13 Consumo de aço por projeto

Através dos resultados obtidos do CYPE3D® para os dois projetos de galpão, foi gerado pelo programa um resumo dos perfis adotados para a estrutura e o seu peso total.

Figura 58: Tabela resumo projeto 1.

Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	A-36 250Mpa	HP	HP200X53.0	60.000	60.000		0.409	0.409		3210.81	3210.81	
			L 1 x 1/8", Duplo U união genérica	126.000			0.037			292.77		
			L 1.1/4 x 1/8", Duplo U união genérica	150.944			0.058			457.38		
			L 6 x 3/4"	207.569			1.130			8870.54		
		Cantoneira	U 101.6 x 6.3	181.007	484.513	1.226	1690.88	9620.69				
			Perfil U	181.007	181.007	0.215	1690.88					
		Barra redonda	1/4"	170.840	170.840	0.005	42.47	42.47				
						0.005		42.47				
						896.360		1.855		14564.84		
		Aço dobrado	A-36	C	C300X85X25X3.75	375.000	375.000		0.696		5465.62	5465.62
						0.696		5465.62	5465.62			
					375.000		0.696			5465.62	5465.62	

Fonte: O autor.

Figura 59: Tabela resumo projeto 2.

Tabela resumo												
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso		
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)
Aço laminado	A-572 345MPa	Barra redonda	1/4"	258.335	258.335		0.008	0.008		64.22	64.22	
			L 5/8 X 1/8	118.592			0.011			87.51		
			L	118.592			0.011			87.51		
					376.927		0.019			151.73		
Aço dobrado	A-36	U	U100X80X4.75	302.683	810.809		0.351	0.531		2756.57	4171.48	
			U50X25X2.28	208.500			0.044			344.94		
			U100X40X2.66	292.865			0.133			1046.79		
			U125X50X2.00	6.760			0.003			23.18		
			C300X85X25X2.66	225.000			0.301			2360.15		
			C300X85X25X2.00	150.000			0.152			1193.35		
		C		375.000	375.000	0.453	3553.50					
				1185.809		0.984				7724.97		

Fonte: O autor.

Somando o peso de material como denominado pela tabela para cada projeto, o projeto mais leve é o projeto 2 dos pórticos treliçados de perfil dobrado e teve um peso total de 7.876,7 kgf, o projeto 1 de tesoura e viga de aço laminado teve um peso total de 20.030,46 kgf, cerca de 12153,76 kgf a mais que o projeto 2.

Segundo Bellei (1998) os galpões podem ser classificados como muito leve, leve, médio, pesado e muito pesado, levando em consideração o peso total dos elementos que formam a sua estrutura.

Tabela 5: Classificação dos galpões.

Elementos de estruturas de aço	Classificação				
	Muito leve	Leve	Médio	Pesado	Muito pesado
<b>Cobertura:</b> Tessouras, vigas, secundarias, lanternim, contraventamento, tirantes, vigas, pórticos, etc.	5 a 10	10 a 20	20 a 30	30 a 60	40 a 60
<b>Parte Inferior:</b> Pilares, plataformas, vigas de rolamento, vigas e colunas de tapamento e etc.	10 a 20	20 a 40	40 a 90	90 a 140	160 a 230
<b>Total (kgf/m<sup>2</sup>)</b>	≤ 30	>30 a 60	60 a 120	120 a 200	200 a 400

Fonte: Bellei (1998).

Os galpões dimensionados possuem uma área de 375 m<sup>2</sup>, o projeto 1 pesa 20.030,46 kgf, dividindo por sua área, temos 53,41 kgf/m<sup>2</sup>, sendo assim possível classifica-lo de acordo com a Tabela 6 como um galpão leve. O projeto 2 temos um peso de 7.876,7 kgf, fazendo a divisão por 375 m<sup>2</sup> temos 21 kgf/m<sup>2</sup>, também classificado como muito leve de acordo com a Tabela 6.

$$Projeto 1 = \frac{20.030,46}{375} = 53,41 \text{ kgf/m}^2$$

$$Projeto 2 = \frac{7.876,7}{375} = 21,00 \text{ kgf/m}^2$$

A relação da resistência das barras dos dois projetos também são fatores que influenciam diretamente no peso final da estrutura, devido ao superdimensionamento de determinadas barras. Em algumas barras dos dois projetos a relação entre o esforço resistente de cálculo e esforço solicitante de cálculo é alta e em outras barras é muito baixa, isto deve-se a padronização dos perfis para cada elemento estrutural, através da criação de sub grupos de barras para os banzos, montantes, diagonais, terças, contraventamentos, pilares e agulhas. Desta forma o CYPE3D® padroniza os perfis para todas as barras do sub grupo, realizando o dimensionamento através da barra com maior esforço solicitante de cálculo proveniente das maiores cargas geradas pelas combinações das ações de cargas variáveis e de cargas fixas. Nas tabelas a seguir teremos os valores de  $\eta$  das barras mais solicitadas e em cima dessas barras foram dimensionados os perfis que foram adotados no projeto. O  $\eta$  é um porcentual da

relação em entre esforço resistente de cálculo e esforço solicitante de cálculo das barras gerado pelo software de acordo com a verificação realizada.

Tabela 6: Verificações do projeto 1 e seus valores de  $\eta$ .

Projeto 1- Verificações NBR ABNT 8800:2008														
Elementos estruturais	Barra	b/t	$\lambda$	Nt	Nc	Mx	My	Vx	Vy	MMxMy	T	NMVT	atf	$\eta$
Banzos	N182/N181	-	$\lambda < 200$ OK	$x=0,632$ m $\eta=37,4$	$x=0$ m $\eta=84,5$	$x=0$ m $\eta=0,8$	$x=0,632$ m $\eta=4,1$	$x=0,632$ m $\eta=0,1$	$\eta=0,1$	$x=0,632$ m $\eta=88,1$	N.P(1)	N.P(2)	$x=0,632$ m $\eta=0,3$	88.1
Montantes	N158/N163	-	$\lambda < 200$ OK	$x=0,3$ m $\eta=58,2$	$x=0$ m $\eta=64$	N.P(1)	N.P(1)	N.P(2)	N.P(2)	N.P(3)	N.P(4)	N.P(5)	N.P(6)	64
Diagonais	N93/N59	-	$\lambda < 200$ OK	$x=0,693$ m $\eta=67,3$	$x=0$ m $\eta=68,7$	$x=0,347$ m $\eta=0,2$	$x=0,347$ m $\eta=0,4$	$x=0$ m $\eta < 0,1$	$x=0$ m $\eta < 0,1$	N.P(1)	N.P(2)	N.P(3)	$x=0,347$ m $\eta=69,4$	69.4
Pilares	N389/N402	-	$\lambda < 200$ OK	$x=2,249$ m $\eta=1,9$	$x=0,119$ m $\eta=4,1$	$x=0,119$ m $\eta=46,1$	$x=2,25$ m $\eta=2,7$	$\eta=0,2$	$\eta=6,8$	$x=0,119$ m $\eta=48$	$\eta=0,2$	N.P(1)	$x=0,119$ m $\eta=58,4$	58.4
Terças	N418/N386	$bn/t < 500$	$\lambda_{xx} < 200$ OK	$\eta=0,6$	$\eta=3,7$	$x=2,25$ m $\eta=65,5$	$x=2,25$ m $\eta=1,8$	$x=2,25$ m $\eta=5,7$	$x=2,25$ m $\eta=4,9$	$x=2,25$ m $\eta=4,8$	$x=2,25$ m $\eta=89,9$	$x=2,5$ m $\eta=75,6$	Mt,Sd=0,00 0 N.P(1)	89.9
		$Bf/t < 60$	$\lambda_{yy} < 200$ Ok											
Contraventamento	N33/N58		N.P(1)	$\eta=48,0$	N.P(2)	N.P(3)	N.P(3)	N.P(4)	N.P(4)	N.P(5)	N.P(6)	N.P(7)	N.P(8)	48.0
Agulhas	N432/N409		N.P(1)	$x=2,3$ m $\eta=0,1$	$x=0$ m $\eta < 0,1$	$x=0$ m $\eta=9,2$	$x=0$ m $\eta=5,2$	$\eta=0,1$	$\eta=0,4$	N.P(2)	$\eta=0,3$	N.P(2)	$x=0$ m $\eta=19,5$	19.5

Fonte: O autor

Tabela 7: Verificações do projeto 2 e seus valores de  $\eta$ .

Projeto 2 - Verificações NBR ABNT 14762:2010															
Elementos estruturais	Barra	b/t	$\lambda$	Nt	Nc	Mx	My	Vx	Vy	MxVy	MyVx	NcMxMy	NtMxMy	Mt	$\eta$
Banzos	N182/N181	$(Bw/t) < 90$	$\lambda_{xx} < 200$ $\lambda_{yy} < 200$ OK	$x=0,536$ m $\eta=5,8$	$x=0$ m $\eta=21,5$	Msd=0,00 N.P(1)	$x=0$ m $\eta=68,4$	$x=0$ m $\eta=7,2$	$\eta < 0,1$	N.P(2)	$x=0$ m $\eta=47,2$	$x=0$ m $\eta=90,1$	$x=0$ m $\eta=24,4$	Mt,Sd=0,00 N.P(3)	90.1
Montantes	N158/N163	$(Bw/t) < 90$	$\lambda_{xx} < 200$ $\lambda_{yy} < 200$ OK	$x=1,425$ m $\eta=16,3$	$x=0$ m $\eta=86,9$	Msd=0,00 N.P(1)	Msd=0,00 N.P(1)	Vsd=0,00 N.P(2)	Vsd=0,00 N.P(2)	N.P(3)	N.P(3)	N.P(4)	N.P(5)	Mt,Sd=0,00 N.P(3)	86.9
Diagonais	N93/N59	$(Bw/t) < 90$	$\lambda_{xx} < 200$ $\lambda_{yy} < 200$ OK	$x=1,636$ m $\eta=95,9$	$x=0$ m $\eta=39,6$	Msd=0,00 N.P(1)	Msd=0,00 N.P(1)	$x=0$ m $\eta=0,1$	Vsd=0,00 N.P(2)	N.P(3)	N.P(3)	N.P(4)	N.P(5)	Mt,Sd=0,00 N.P(3)	95.9
Terças	N418/N386	$bn/t < 500$	$\lambda_{xx} < 200$ OK	$\eta=0,6$	$\eta=0,4$	$x=0$ m $\eta=70,9$	Msd=0,00 N.P(1)	$\eta < 0,1$	$x=0$ m $\eta=29,9$	$x=0$ m $\eta=35,9$	N.P(2)	$x=0$ m $\eta=17,5$	$x=0$ m $\eta=71,4$	Mt,Sd=0,00 N.P(1)	71.4
		$Bf/t < 60$	$\lambda_{yy} < 200$ Ok												
Verificações NBR ABNT 8800:2008															
Elementos estruturais	Barra	b/t	$\lambda$	Nt	Nc	Mx	My	Vx	Vy	NMxMy	T	NMVT	atf	$\eta$	
Contraventamento	N33/N58		N.P(1)	$\eta=15$	N.P(2)	N.P(3)	N.P(3)	N.P(4)	N.P(4)	N.P(5)	N.P(6)	N.P(7)	N.P(8)	15	
Agulhas	N432/N409		N.P(1)	$x=1,909$ m $\eta=0,1$	N.P(2)	$x=0,954$ m $\eta=2,5$	$x=0,954$ m $\eta=5,1$	$x=0$ m $\eta=0,1$	$x=0$ m $\eta=0,1$	N.P(3)	N.P(4)	N.P(5)	$x=0,954$ m $\eta=20,4$	20.4	

Fonte: O autor

## 5 CONCLUSÃO

Através das estruturas metálicas foi possível se vencer grandes vãos, suas vantagens como material estrutural são reflexo de sua grande utilização na construção de edificações térreas e verticais. A utilização do aço para estruturas metálicas permite a concepção de arranjos diversificados dependendo da destinação que é empregada a estrutura, sendo imprescindível conhecer os fatores que são condicionantes para o cálculo da estrutura de forma que sempre se atenda os critérios de resistências e segurança prescritos nas NBR ABNT 8800:2008 e NBR ABNT 14762:2014, NBR ABNT 6123:1988, etc.

A utilização de softwares na área da engenharia é de grande importância, devido a agilidade em se produzir desde projetos básicos a projetos de nível avançado com resultados confiáveis permitindo com auxílio desse tipo de tecnologia vencer grandes desafios estruturais. A utilização de softwares como o CYPE3D® para o projeto estrutural e o VisualVentos® para a determinação da carga de vento, ambos foram de grande importância para o desenvolvimento dos projetos estruturais analisados. Ambos os programas são de fácil utilização e de grande eficiência para o que foram desenvolvidos, o CYPE3D® mesmo sendo um programa espanhol ele apresenta seu layout todo em português e possui em seu banco de dados todas as normas vigentes no Brasil e os perfis comerciais brasileiros. O CYPE3D® disponibiliza após o dimensionamento relatórios de todas as barras e nós de forma detalhada.

O CYPE3D® na versão utilizada de 2017 não proporciona uma boa experiência com ligações soldadas e aparafusadas para barras não circulares em treliças, sendo necessário a utilização de outro software, o próprio programa já traz opções de conversão para os programas concorrentes como por exemplo o Tekla Structures® e o SolidWorks®. Outro fator que deixou a desejar é que o programa apenas faz o dimensionamento da placa base quando se utiliza perfil H, I, HP

Os dois projetos desenvolvidos foram satisfatórios pois apresentaram um peso muito leve e leve e são como uma alternativa viável de estrutura para galpão metálico. O projeto 2 que é o projeto que utiliza pórticos treliçados de perfil dobrado apresentou o menor peso dentre os dois tipos analisados, resultando em um peso por área de 21kgf/m<sup>2</sup>, ou seja 60,68% mais leve em relação ao projeto 1, que é constituído de pórticos de pilar e tesoura de aço laminado que resultou em um peso de 53,41kgf/m<sup>2</sup>.

Para projetos futuros seria interessante o comparativo com outras tipologias de galpões como a Shed por exemplo e também o dimensionamento das ligações das treliças dos projetos analisados através de outros softwares que sejam compatíveis com o CYPE3D®. Também seria interessante a cotação de preço para a construção dos projetos desenvolvidos.

## REFERENCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800/2008 Projeto de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008. Acesso em: 25 Set 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120/2014 Carga para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2008. Acesso em: 25 Set 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123/1988 Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. Acesso em: 25 Set 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762:2014 Dimensionamento de estruturas de aço perfis formados a frio**, Rio de Janeiro, 2014 Acesso em: 25 Set 2021.

R.C.HIBBELER. **Análise das Estruturas**. Editora PEARSON. São Paulo, 2013. Acesso em: 27 Abril 2021.

PRAVIA, Zacarias M. Chamberlain; DREHMER, Gilneir Artur; JÚNIOR, Enio Mesacasa. **Galpões para Usos Gerais**. Rio de Janeiro: [s. n.], 2010. Disponível em: <https://docente.ifrn.edu.br/marciovarela/disciplinas/estruturas-metalica-e-madeira/estrutura-metalica/manual-cbca>. Acesso em: 27 Abril 2021.

PAVANATI, H.C. **Ciência e Tecnologias dos Materiais**. Editora PEARSON. 2015. Acesso em: 27 Abril 2021.



DIAS, L.A.M. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. Editora Ziguarte. São Paulo, 2008. Acesso em: 27 Abril 2021.

PFEIL, W; PFEIL, M. **Dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. Editora LTC. 2008, Rio de Janeiro. Acesso em: 27 Abril 2021.

BELLEI, I. H. **Edifícios industriais em aço: Projeto e cálculo 2ª Ed**. Editora Pini. 1998, São Paulo. Acesso em: 27 Abril 2021.

CHIAVERINI, V. **Aços e ferros fundidos**. São Paulo, 2008. Acesso em: 27 Abril 2021.

CALLISTER, JR. W. D. **Engenharia de materiais: Uma introdução 5ª edição**. Editora LTC. 1999, Salt Lake City. Acesso em: 27 Abril 2021.

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

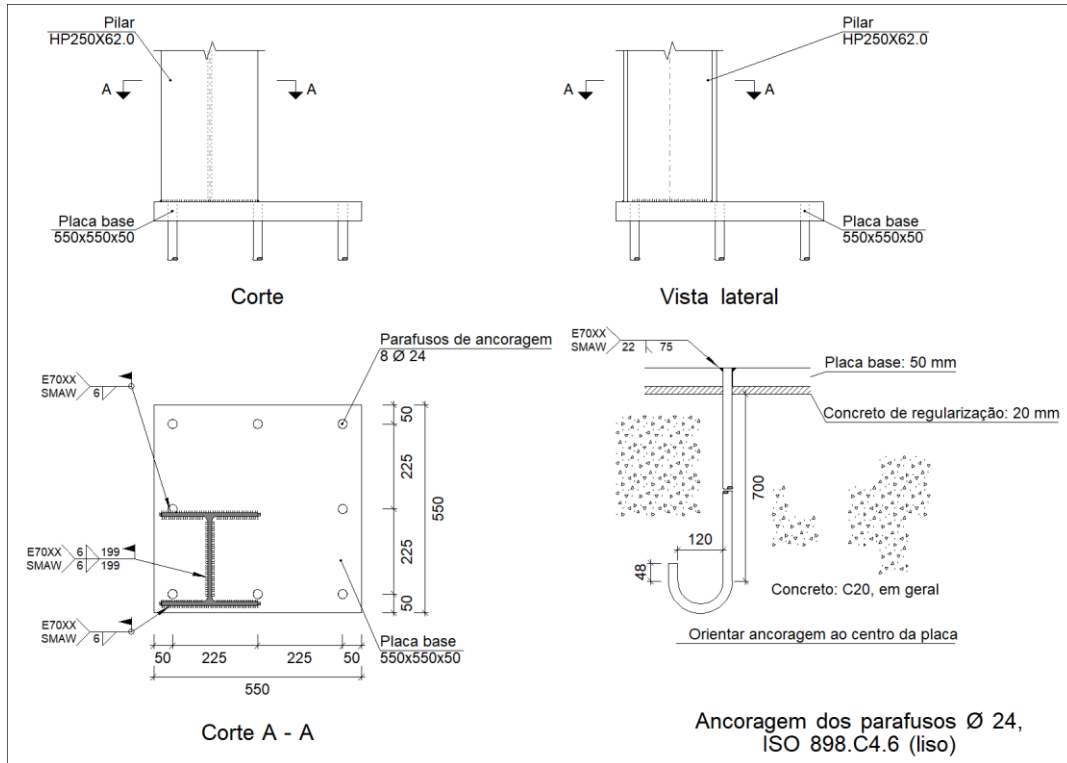
SHACKELFORD, J. F. **Ciências dos materiais 6ª edição**. Editora Pearson. São Paulo, 2008. Acesso em: 27 Abril de 2021.

CPSJC, **Comunicação Prefeitura de São Jose dos Campos. Ponte Estaiada**. Disponível em: < Rotatória do Colinas terá interdição até o próximo dia 12 em São José dos Campos - Vale News 2.0>. Acesso em: 27 Abril 2021.

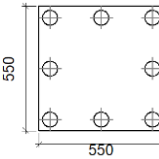
J.M. Kloiber, L.A. **“Base Plate and Anchor Rod Design” – AISC Design Guide 1, 2a Ed.,**  
2006, Chicago, Illinois, Estados Unidos da América. Acesso: 15 de abril de 2021.

## APENDICE A

### a) Detalhe



### b) Descrição dos componentes da ligação

Elementos complementares											
Peça	Geometria			Furos				Aço			
	Esquema	Largura ((mm))	Altura ((mm))	Espessura ((mm))	Quantidade	Diâmetro externo (mm)	Diâmetro interno (mm)	Isel (mm)	Tipo	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
Placa base		550	550	50	8	68	26	22	A-36 250Mpa	250.0	400.0

### c) Verificação

## 1) Pilar HP250X62.0

## Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

<b>Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)</b>								
Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Perna		
				l <sub>w,min</sub> (mm)	l <sub>w</sub> (mm)	d <sub>w,min</sub> (mm)	d <sub>w,max</sub> (mm)	d <sub>w</sub> (mm)
Solda da aba superior	De ângulo	SMAW	11	40	256	5	11	6
Solda da alma	De ângulo	SMAW	11	40	199	5	11	6
Solda da aba inferior	De ângulo	SMAW	11	40	256	5	11	6

*P.S.: Procedimento de soldagem.  
t: Menor espessura do metal-base.  
l<sub>w</sub>: Comprimento total da solda.  
d<sub>w</sub>: Perna da solda.*

**Verificação de cordões de soldadura**

Descrição	Perna (mm)	t (mm)	l <sub>w</sub> (mm)	Eléctrode f <sub>w</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Metal - base f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
						Sd (N/mm <sup>2</sup> )	Rd (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	Sd (N/mm <sup>2</sup> )	Rd (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	γ <sub>a1</sub>	γ <sub>w1</sub>	γ <sub>w2</sub>
Solda da aba superior	6	11	256	E70XX (485.0)	250.0	163.7	215.6	75.96	115.8	136.4	84.90	1.10	1.25	1.35
Solda da alma	6	11	199	E70XX (485.0)	250.0	132.4	215.6	61.43	93.6	136.4	68.66	1.10	1.25	1.35
Solda da aba inferior	6	11	256	E70XX (485.0)	250.0	160.0	215.6	74.23	113.1	136.4	82.97	1.10	1.25	1.35

*Sd: Solicitação de cálculo  
Rd: Resistente de cálculo  
- Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.*

## 2) Placa de ancoragem

Referência:		
Verificação	Valores	Estado
Distância mínima entre chumbadores: <i>3 diâmetros</i>	Mínimo: 72 mm Calculado: 226 mm	Passa
Distância mínima chumbador-borda: <i>2 diâmetros</i>	Mínimo: 48 mm Calculado: 50 mm	Passa
Comprimento mínimo do parafuso: <i>Calcula-se o comprimento de ancoragem necessário por aderência.</i>	Mínimo: 30 cm Calculado: 70 cm	Passa
Ancoragem chumbador no concreto:		
- Tração:	Máximo: 74 kN Calculado: 64.51 kN	Passa
- Cortante:	Máximo: 51.8 kN Calculado: 5.6 kN	Passa
- Tração + Cortante:	Máximo: 74 kN Calculado: 72.51 kN	Passa

Referência:		
Verificação	Valores	Estado
Tração chumbadores:	Máximo: 97.63 kN Calculado: 64.51 kN	Passa
Tensão de Von Mises nos chumbadores:	Máximo: 216 MPa Calculado: 144.485 MPa	Passa
Esmagamento chumbador na placa: <i>Limite de esforço de corte em um chumbador atuando contra a placa</i>	Máximo: 675 kN Calculado: 5.6 kN	Passa
Tensão de Von Mises em seções globais:	Máximo: 250 MPa	
- Direita:	Calculado: 24.2603 MPa	Passa
- Esquerda:	Calculado: 0 MPa	Passa
- Acima:	Calculado: 184.114 MPa	Passa
- Abaixo:	Calculado: 0 MPa	Passa
Flecha global equivalente: <i>Limite da deformabilidade dos balanços</i>	Mínimo: 250	
- Direita:	Calculado: 62766.3	Passa
- Esquerda:	Calculado: 100000	Passa
- Acima:	Calculado: 318.746	Passa
- Abaixo:	Calculado: 100000	Passa
Tensão de Von Mises local: <i>Tensão por tração de chumbadores sobre placas em balanço</i>	Máximo: 250 MPa Calculado: 15.6163 MPa	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

### Soldas (ABNT NBR 8800:2008)

#### Limitações (ABNT NBR 8800, 6.2.6)

Descrição	Tipo	P.S.	t (mm)	Comprimento		Chanfro (mm)	Garganta efetiva		
				l <sub>w,min</sub> (mm)	l <sub>w</sub> (mm)		ψ (graus)	t <sub>w,min</sub> (mm)	t <sub>w</sub> (mm)
Soldadura dos pernos à placa base	Com penetração parcial	SMAW	24	88	75	22	90.00	8	19
<p><i>P.S.: Procedimento de soldagem.</i>  <i>t: Menor espessura do metal-base.</i>  <i>l<sub>w</sub>: Comprimento total da solda.</i>  <i>ψ: angle in skewed T joint (AWS D1.1/D1.1M, 2.3.3.7)</i>  <i>t<sub>w,min</sub>: Espessura mínima de garganta efetiva de soldas.</i>  <i>t<sub>w</sub>: Garganta efetiva</i></p>									

#### Verificação de cordões de soldadura

Descrição	Perna t (mm)	t (mm)	l <sub>w</sub> (mm)	Eléctrode f <sub>w</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Metal - base f <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	Cisalhamento (Metal da solda)			Tensões (Metal-base)			Coeficientes de ponderação		
						Sd (N/mm <sup>2</sup> )	Rd (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	Sd (N/mm <sup>2</sup> )	Rd (N/mm <sup>2</sup> )	Aprov. (%)	γ <sub>a1</sub>	γ <sub>w1</sub>	γ <sub>w2</sub>
Soldadura dos pernos à placa base	22	24	75	E70XX (485.0)	240.0	68.1	215.6	31.61	38.9	130.9	29.71	1.10	1.25	1.35
<p><i>Sd: Solicitação de cálculo</i>  <i>Rd: Resistente de cálculo</i>  <i>- Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda, não precisa ser considerado.</i></p>														

d) Quantit.

<b>Soldas</b>				
Classe de resistência	Execução	Tipo	Lado (mm)	Comprimento de cordões (mm)
E70XX	Em oficina	De topo em bisel simples com região não chanfrada ampla	22	603
	No local de montagem	De filete	6	1391

<b>Placas de base</b>				
Material	Elementos	Quantidade	Dimensões (mm)	Peso (kg)
A-36 250Mpa	Placa base	1	550x550x50	118.73
	Total			118.73
ISO 898.C4.6 (liso)	Parafusos de ancoragem	8	Ø 24 - L = 794 + 274	30.35
	Total			30.35