UNIVERSIDADE FEDERALDE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PROJETO DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA: CONSUMO DE AÇO EM SOLUÇÕES COM PERFIS LAMINADOS E CONFORMADOS A FRIO

RODRIGO EMANUEL RODRIGUES DA SILVA

GOIÂNIA
2017

RODRIGO EMANUEL RODRIGUES DA SILVA

PROJETO DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA: CONSUMO DE AÇO EM SOLUÇÕES COM PERFIS LAMINADOS E CONFORMADOS A FRIO

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: M.Sc. Ariovaldo Fernandes de Almeida

GOIÂNIA

2017

RODRIGO EMANUEL RODRIGUES DA SILVA

PROJETO DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA: CONSUMO DE AÇO EM SOLUÇÕES COM PERFIS LAMINADOS E CONFORMADOS A FRIO

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Aprovada em 05 de julho de 2017.

Banca Examinadora

Prof. M.Sc. Ariovaldo Fernandes de Almeida (Presidente)
Universidade Federal de Goiás, Brasil.

Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira (Examinador interno)
Universidade Federal de Goiás, Brasil.

Prof. Dr. Ivo Carrijo de Andrade Neto (Examinador interno)
Universidade Federal de Goiás, Brasil.

Atesto que as revisões solicitadas foram feitas:

Prof. M.Sc. Ariovaldo Fernandes de Almeida (Presidente)

Universidade Federal de Goiás, Brasil.

Em: 10/07/17

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pela dádiva da vida, e por todas as oportunidades.

Aos meus pais, Edson Rodrigues da Silva e Maria Rodrigues C. da Silva pelo incentivo em todos os momentos, amor e dedicação.

Ao meu orientador, Professor Ariovaldo Fernandes de Almeida, pela ajuda na pesquisa e elaboração do trabalho, pelos conhecimentos e pela confiança nesse projeto.

Aos professores e colegas da Universidade Federal do Oeste da Bahia.

Aos professores e colegas do curso de Engenharia Civil da UFG, pela amizade e os conhecimentos compartilhados durante a graduação.

RESUMO

Estima-se que atualmente a maior parte das construções em aço no Brasil seja de estruturas simples, com um único pavimento. Neste cenário, os galpões lideram as construções, com soluções econômicas e versáteis. Para escolher a concepção mais vantajosa para a obra, é importante conhecer as diferentes tipologias dos galpões em pórtico e suas características.

Tendo em vista a adoção de soluções econômicas, este trabalho buscou verificar o consumo de aço em um projeto de galpão metálico industrial, comparando duas alternativas usuais de sistemas estruturais, a primeira em pórticos com treliças trapezoidais e pilares em perfis conformados a frio, e a segunda em pórticos com vigas e pilares em perfis laminados de alma cheia. Para tanto, foi escolhido um modelo de galpão simples em duas águas, com vão de 20 metros, localizado em Goiânia e feito o seu dimensionamento para as duas alternativas com o *software CYPE 3D*, analisando o consumo de material gerado. Não se pretendeu discorrer sobre os aspectos logísticos de construção, limitando-se à caracterização da edificação, a realização do dimensionamento, confecção das pranchas, bem como os quadros quantitativos de material. Concluiu-se que a solução em perfis conformados a frio é a mais eficiente estruturalmente, apresentando menores deslocamentos, e mais econômica, apresentando uma redução de cerca de 20 % no consumo de aço, o que gera pórticos 502 kg mais leves que os de alma cheia

Palavras-chave: Aço. Galpão industrial. Perfis Laminados. Perfis formados a frio. Consumo.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	Diagrama tensão-deformação para aços ASTM.....	15
FIGURA 2	Variação do módulo de elasticidade e da resistência com a temperatura.....…….	18
FIGURA 3	Exemplos de nomenclatura perfis laminados padrão europeu.....	20
FIGURA 4	Seções de perfis dobrados.....	20
FIGURA 5	Seções mais comuns de perfis laminados.....	21
FIGURA 6	Galpão com pilares em perfis I e tesouras trapezoidais	22
FIGURA 7	Galpão com vigas e pilares em perfis de alma cheia.....	22
FIGURA 8	Ligações viga-pilar: (a) flexível, com cantoneiras de alma; (b) rígida, com cantoneiras e chapas de trespasse.....	24
FIGURA 9	(a) Ligação flexível com chapa lateral; (b) ligação rígida com placa frontal.....	24
FIGURA 10	Contraventamentos em um galpão industrial leve.....	26
FIGURA 11	Processo de soldagem com eletrodo manual revestido.....	27
FIGURA 12	Base com ligação rígida e flexível.....	29
FIGURA 13	Mapa de isopletas para o território brasileiro.....	32
FIGURA 14	Flambagem global em coluna. (b) flambagem local em uma seção.....	36
FIGURA 15	Larguras efetivas de perfis formados a frio.....	39
FIGURA 16	Deslocamento vertical típico de um pórtico com treliça trapezoidal.....	41
FIGURA 17	Deslocamento horizontal típico de um pórtico com treliça trapezoidal.....	41
FIGURA 18	Dimensões e ângulo de incidência.....	47
FIGURA 19	Coeficientes externos para vento α a 90º e 0º.....	47
FIGURA 20	Coeficientes de pressão para telhado.....	48
FIGURA 21	Coeficientes de pressão e suas combinações.....	49
FIGURA 22	Cargas de vento em cada pórtico.....	49

FIGURA 23 Diagramas finais de carga de vento nos pórticos (Valores em Kgf/m)..... 50
FIGURA 24 Pórtico utilizado na Alternativa 1 (dimensões em m)..... 52
FIGURA 25 Pórtico utilizado na Alternativa 2 (dimensões em m)..... 53
FIGURA 26 Modelo final obtido para a alternativa 1..... 54
FIGURA 27 Modelo final obtido para a alternativa 2..... 55
FIGURA 28 Configuração deformada da alternativa 1..... 55
FIGURA 29 Configuração deformada da alternativa 2..... 56
FIGURA 30 Deslocamentos obtidos..... 56
FIGURA 31 Comparativo da taxa de consumo global com os resultados de Nogueira e D'alembert..... 60

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 Propriedades mecânicas de aços-carbono..... 14
TABELA 2 Custos percentuais de um edifício em aço..... 30
TABELA 3 Valores de coeficientes de ponderação das ações variáveis..... 33
TABELA 4 Valores de coeficientes de ponderação das ações permanentes..... 34
TABELA 5 Valores do fator Ψo..... 34
TABELA 6 Características dos materiais utilizados..... 44
TABELA 7 Coeficiente S2..... 45
TABELA 8 Coeficientes de pressão e forma externos..... 47
TABELA 9 Coeficientes de pressão e forma externos para o telhado..... 48
TABELA 10 Cargas de vento..... 50
TABELA 11 Tabela resumida de aço para as duas alternativas..... 57
TABELA 12 Resultados: peso e taxa de consumo de aço..... 58
TABELA 13 Comparativo de consumo dos pórticos com os resultados de Nogueira e D'alembert..... 60

LISTA DE SIMBOLOS

f_y – limite de escoamento

f_u – resistência à ruptura

σ – tensão

ε – deformação

E – módulo de elasticidade

v – coeficiente de Poisson

ρ – massa específica do aço

b_f – largura de perfil metálico

F_d – força; valor de ação

V_0 – velocidade básica do vento

$F_{G,k}$ – valores característicos das ações permanentes

$F_{Q,k}$ – valor característico das ações variáveis

γ_g – coeficiente de ponderação das ações permanentes

γ_q – coeficiente de ponderação das ações variáveis

Ψ_o – fator de combinação

$N_{t,Sd}$ – força axial de tração solicitante de cálculo

$N_{t,Rd}$ – força axial de tração resistente de cálculo

A_g – área bruta da seção transversal da barra

A_e – área líquida efetiva da seção transversal da barra

γ_{a1} – coeficiente de ponderação das resistências

γ_{a2} – coeficientes de ponderação das resistências.

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

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

χ – fator de redução associado à resistência a compressão

Q – fator de redução total associado à flambagem local

M_{Sd} – momento fletor solicitante de cálculo

M_{Rd} – momento fletor resistente de cálculo

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo

V_{Rd} – força cortante resistente de cálculo

N_{Sd} – força axial solicitante de cálculo

N_{Rd} – força axial resistente de cálculo

$M_{x,Sd}$ – momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal

$M_{y,Sd}$ – momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal

$M_{x,Rd}$ – momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal

$M_{y,Rd}$ – momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal

L – vão livre do pórtico

H – altura do pilar

c_{pi} – coeficiente de pressão interna

c_{pe} – coeficiente de pressão externa

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 – fator estatístico

Z – altura acima do nível geral do terreno

b – parâmetro meteorológico

p – parâmetro meteorológico

q_k – pressão característica do vento

F_r – fator de rajada

ΔV - Des

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 9
1.1 . Contexto 10
1.2. Justificativa 11
1.3. Objetivos 12
1.3.1. Objetivos Gerais 12
1.3.2. Objetivos Específicos 12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 13
2.1. Aços estruturais 13
2.1.1. Diagrama tensão - deformação e módulo de elasticidade 15
2.1.2. Propriedades mecânicas dos aços 16
2.2. Produtos siderúrgicos 19
2.3. Tipologias e partes componentes de um galpão 21
2.3.1. Terças e tirantes 23
2.3.2. Ligações rígidas e flexíveis 23
2.3.3. Contraventamentos e vigas longitudinais 25
2.3.3. Tipos de ligações 26
2.3.3.1. Ligação Parafusada 26
2.3.3.2. Ligação Soldada 27
2.3.4. Tesouras 28
2.3.4. Pilares 28
2.3.5. Placas de base e chumbadores 28
2.4. Fatores que influenciam no custo da estrutura 29
2.5. Ações nas estruturas 31
2.5 .1. Ações permanentes 31
2.5.2. Ações Variáveis 31
2.5.2.1. Sobrecarga de Cobertura 31
2.5.2.2. Ação do Vento 31
2.5.3. Combinações de ações 33
2.6. Dimensionamento de elementos estruturais 34
2.6.1. Barras tracionadas 35
2.6.2. Barras comprimidas 36
2.6.3. Barras submetidas a momento fletor e força cortante 37
2.6.4. Barras submetidas a flexo-tração e flexo-compressão 38
2.6.5. Considerações sobre o Dimensionamento de Perfis Formados a Frio 38
2.6.5.1. Método da Largura Efetiva segundo a NBR 14762:2010 39
2.6.6. Deslocamentos dos Pórticos Transversais 40

3. METODOLOGIA 42
4. AVALIAÇÃO DAS ALTERNATIVAS 43
4.1. Caracterização do edifício e sua localização 43
4.2. Determinação dos sistemas estruturais 43
4.3. Especificações de materiais 44
4.4. Normas utilizadas 44
4.5. Cargas adotadas 44
4.5.1. Carga permanente (AP) 45
4.5.2. Carga acidental (SCU) 45
4.5.3. Carga de vento (V) 45
4.6. Combinações de ações 50
4.7. Análise e dimensionamento das estruturas 52
4.7.1. Definição da geometria e considerações sobre os perfis 52
4.7.2. Deslocamentos máximos 55
5. RESULTADOS E DISCUSSÃO 57
5.1. Resumo de materiais 57
5.2. Comparativo do consumo de aço 58
5.3. Comparação com a literatura 60
6. CONCLUSÕES 61
REFERÊNCIAS 62
APÊNDICE A 64
APÊNDICE B 68
APÊNDICE C 72

1. INTRODUÇÃO

O ferro começou a ser utilizado, aproximadamente, há 8.000 anos em locais como o Egito, Babilônia e Índia. No início, o material era utilizado apenas em adornos nas construções, em joias, e em equipamentos militares. Somente após a revolução industrial, no século XIX, o ferro fundido passou a ser usado em escala industrial, possibilitando a sua utilização como material estrutural (CHAMBERLAIN; FICANHA; FABEANE, 2013).

Entre 1780 e 1820, conforme se popularizava seu grande potencial de utilização em estruturas, construíram-se diversas pontes em arco ou treliçadas, que possuíam elementos em ferro fundido, trabalhando à compressão. Entretanto, no século XIX, declinou o uso do ferro fundido, sendo substituído pelo ferro forjado que, em geral, oferecia maior segurança (PFEIL; PFEIL, 2015).

Ainda durante a primeira metade do século XIX, o cálculo estrutural passou por um notável progresso, e com o avanço da siderurgia, o ferro foi sendo substituído pelo aço como principal material nas construções metálicas, por possuir boas características físicas, e viabilidade econômica. O início da laminação de perfis de aço permitiu a comercialização em grande escala de componentes estruturais, possibilitando o surgimento dos primeiros arranha-céus em estrutura metálica, principalmente nos Estados Unidos.

O início da fabricação de ferro no Brasil deu-se em 1812, porém as primeiras edificações brasileiras em aço utilizaram perfis importados, como é o caso do Teatro Santa Isabel, a primeira do tipo no país, localizada em Recife. A fundação da Companhia Siderúrgica Nacional (1941) que passou a produzir perfis, trilhos e chapas nas bitolas americanas, foi um fator importante para a consolidação do mercado, assim como a criação da Usiminas e Cosipa, ambas na década de 1970, para a produção de chapas. O Brasil que até a década de 70 era importador, desde então passou a exportar aço.

De acordo com Bellei (2010), dentre as vantagens do aço como material de construção, estão:

- Alta resistência nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão) o que permite aos elementos suportarem grandes esforços apesar da área relativamente pequena das seções; por isso, estruturas de aço, apesar de sua grande densidade, são mais leves que os elementos de concreto armado;
- As peças são produzidas em fábricas por processos industrializados seriados, cujo efeito escala favorece menores prazos e menores custos;

- É um material homogêneo, de produção controlada, com limite de escoamento, limite de ruptura e módulo de elasticidade bem definidos;
- Os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos com facilidade, permitindo também maior facilidade para reforçar a estrutura, quando necessário;
- Possibilidade de reaproveitamento do material que não seja mais necessário à construção;
- Menor prazo de execução, se comparado a outros materiais.

1.1 . Contexto

Estima-se que atualmente a maior parte das construções em aço no Brasil seja de estruturas simples, como as coberturas e as estruturas de um único pavimento. Neste importante segmento, os galpões lideram as construções, apresentando soluções econômicas e versáteis para uma larga faixa de vãos e uma infinidade de aplicações no comércio e na indústria, como: fábricas, oficinas, depósitos, lojas, academias, ginásios cobertos, garagens.

O sistema estrutural destas edificações é formado por pórticos planos, espaçados entre si em intervalo regular, com a cobertura superior de telhas apoiadas em sistemas de terças, pilares e vigas ou tesouras. Os principais materiais das estruturas de aço são: chapas, finas ou grossas; perfis laminados, soldados, dobrados; parafusos comuns ou de alta resistência; eletrodos e arames de solda (PINHO; PENNA, 2008).

As estruturas em aço são particularmente adequadas a este tipo de edifício pela capacidade de vencer grandes vãos com pouco consumo de material, e principalmente por ser um tipo de construção limpa, e com rapidez na execução, reduzindo custos também com mão de obra, como já mencionado.

Uma vez escolhido o aço como material estrutural, o fator preço pode ser determinante para a escolha dos perfis e do arranjo estrutural que serão utilizados no projeto. Diferentes tipos de perfis, como os laminados e os conformados a frio, apresentam diferentes taxas de consumo de aço para um mesmo projeto, o que pode influenciar diretamente no custo final da obra. Este trabalho se propõe a analisar o dimensionamento dos elementos de um galpão, para duas soluções estruturais distintas, realizando um comparativo do quantitativo de aço consumido por cada uma.

1.2. Justificativa

Os produtos industrializados ou semi industrializados como as estruturas de aço, são concebidos para que, se empregados corretamente, tragam uma série de vantagens logísticas e financeiras para o conjunto final da obra.

A viabilidade de edifícios comerciais e industriais requer soluções com economia e com redução do tempo de montagem, uma vez que estes empreendimentos requerem agilidade na execução e redução de custos, sempre respeitando os requisitos de segurança e durabilidade da estrutura. A competitividade de um sistema estrutural está ligada a características próprias de cada sistema e também a uma configuração correta do sistema, adotando as escolhas certas para o melhor desempenho do sistema na obra em análise (PINHO; PENNA, 2008).

A comparação entre sistemas estruturais pode ser feita com base em aspectos estéticos, comerciais, de cumprimento de prazos de execução, entre outros. Entretanto, o aspecto que geralmente exerce maior influência na escolha de um sistema estrutural de um galpão industrial é a taxa de consumo de aço da estrutura. Ou seja, a taxa de consumo de aço é normalmente o parâmetro mais utilizado para estimar, ou mesmo avaliar, a eficiência de um sistema estrutural (CHAVES, 2007).

Portanto, para cada tipo de projeto, torna-se importante conhecer as diferentes tipologias de galpões em pórtico e suas características, além dos diversos tipos de perfil utilizados e sua taxa de consumo de material, de forma a poder empregar a solução estrutural mais adequada para o galpão. Tendo isto em vista, este trabalho visa estudar diferentes configurações para um mesmo galpão estrutural, apontando a mais eficiente estruturalmente, que atenda aos requisitos de segurança com economia de material.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivos Gerais

Analisar duas alternativas estruturais para um galpão industrial em aço, a primeira composta por pórticos formados por tesouras treliçadas trapezoidais e pilares em perfis de chapas dobradas (perfis conformados a frio), e a segunda alternativa consistindo de pórticos formados por vigas e pilares em perfis laminados de alma cheia, realizando uma comparação do consumo de aço dessas alternativas, verificando qual sistema estrutural obteve um resultado mais econômico.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Projetar um galpão industrial de duas águas em estrutura de aço, com vão livre de 20 metros, com 9 pórticos espaçados de 6 m, totalizando 48 metros de comprimento, localizado na cidade de Goiânia, para as duas alternativas definidas;

- Definir e analisar as ações que atuarão sobre a estrutura, e a partir delas realizar o dimensionamento dos elementos estruturais do galpão, incluindo seus pórticos, contraventamentos e terças;

- Verificar o consumo de aço para as duas soluções estruturais estudadas, realizando um levantamento do quantitativo de material, e comparando os resultados obtidos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O projeto de engenharia de uma estrutura compreende a concepção estrutural, fase em que são definidas as cargas e a locação dos elementos; a discriminação dos tipos de perfis a serem utilizados, com seus respectivos comprimentos e dimensões de sua seção transversal; a caracterização teórica dos vínculos, que devem corresponder à realidade física da estrutura; o cálculo dos esforços nas seções ou nos pontos mais importantes; o dimensionamento, o plano de carga nas fundações, a estimativa aproximada de consumo de aço, e os desenhos e detalhamentos (DIAS, 2015).

Para um correto dimensionamento, o projetista deve observar diversas análises, que levam em conta vários fatores. Neste capítulo são abordadas várias condições e premissas para o estudo das estruturas metálicas, como as propriedades físicas do aço, produtos siderúrgicos, e critérios de carregamento e dimensionamento dos elementos estruturais, segundo as normas brasileiras vigentes.

2.1. Aços estruturais

O aço é uma liga metálica constituída basicamente de ferro e carbono, sendo que o teor de carbono é sempre inferior a 2,0%. O aumento no teor de carbono aumenta a resistência do aço, porém diminui sua ductilidade, o que além de gerar problemas na soldagem, também não é desejável para o uso em estruturas. É um material obtido pelo refino de ferro-gusa, que é o produto da primeira fusão do minério de ferro. Na construção civil, o termo aço estrutural designa todos os aços que, em função de sua resistência, ductilidade e outras propriedades mecânicas, possuem comportamento adequado para fabricação de peças que suportem cargas (DIAS, 2015).

Em função das propriedades que se deseja obter do aço, como o aumento da resistência mecânica e resistência à corrosão atmosférica, por exemplo, podem ser adicionados vários elementos, como o cobre, manganês, níquel, entre outros.

O aço pode ser classificado em três categorias principais, em função de sua composição química, segundo Pfeil e Pfeil (2015):

- Aços carbono – são os tipos mais usuais de aço, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pela adição de manganês. São distinguidos em três categorias: baixo carbono ($C < 0,29\%$), médio carbono ($0,30 < C < 0,59$) e alto carbono ($0,60 < C < 2,0$);

- Aços de baixa liga – são aços carbono acrescidos de elementos de liga (cromo, cobre, manganês, níquel, dentre outros);
- Aços com tratamento térmico – tanto os aços carbonos quanto os aços de baixa liga podem ter suas resistências aumentadas por tratamento térmico. No entanto a soldagem desse tipo de material é mais difícil, tornando pouco usual seu uso em estruturas. São utilizados em parafusos de alta resistência, como o ASTM A325.

A norma brasileira de projeto e execução de estruturas de aço de edifícios, NBR 8800:2008 da ABNT, admite o emprego de normas internacionais, como as do AISC, entre outras, que fornecem diversos tipos de aços que podem ser utilizados em projetos estruturais. Os aços carbono, por serem os mais utilizados em elementos estruturais, serão os mais focados neste trabalho. A Tabela 1 mostra os principais tipos de aço carbono que são utilizados em estruturas, segundo padrões da ABNT (Brasil), ASTM (EUA), e de normas europeias (EN).

Tabela 1 – Propriedades mecânicas de aços-carbono

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

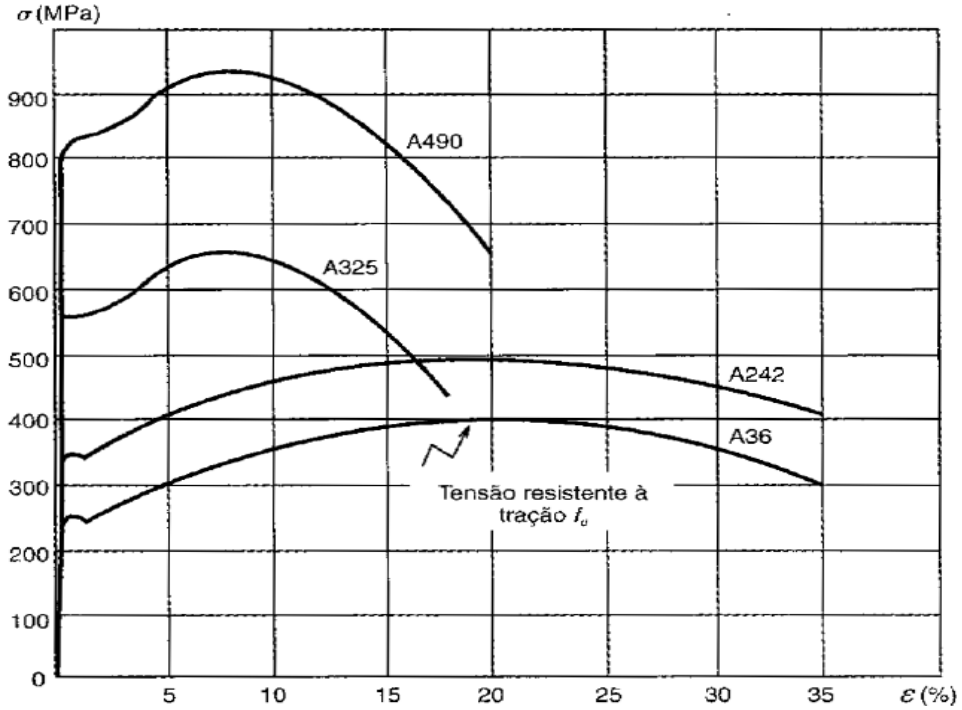
(Fonte: PFEIL; PFEIL, 2015).

Dentre os aços apresentados na tabela 1, o ASTM A 36, com limite de escoamento mínimo (f_y) de 250 Mpa ou 2.500 Kgf/cm², é o mais utilizado para a fabricação de perfis estruturais.

2.1.1. Diagrama tensão - deformação e módulo de elasticidade

Para o aço utilizado como material estrutural, as grandezas físicas mais importantes são as tensões (σ) e deformações (ε). A partir de um ensaio de tração simples, pode-se obter valores característicos dessas grandezas para os diversos tipos de aço. Neste ensaio, uma barra é submetida a um esforço crescente de tração, sofrendo uma deformação (alongamento) correspondente. Com os pares de valores obtidos do ensaio, obtém-se o diagrama de tensão-deformação correspondente. A figura 1 mostra o diagrama tensão-deformação para alguns tipos de aço.

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação para os aços ASTM A36, A242, A325 e A490



(Fonte: PFEIL; PFEIL, 2015)

Ao analisar o diagrama, pode-se notar que a lei física linear ou elástica (Lei de Hooke: σ = Eε), onde as deformações são linearmente proporcionais à tensão aplicada, é válida até um certo valor de tensão. Para o aço A36, por exemplo, esse valor é aproximadamente 250 Mpa, e o trecho retilíneo que antecede este valor é conhecido como regime elástico. Graficamente, a inclinação desse trecho linear é o módulo de elasticidade ou módulo de Young (E), que correlaciona a tensão e a deformação para o material. Quando, pela tensão aplicada, o material ultrapassar o regime elástico, ele sofre escoamento, que é caracterizado pelo aumento de deformação mesmo com tensão

constante. A tensão que produz o escoamento é chamada de limite de escoamento (f_y) do material (PFEIL; PFEIL, 2015).

No projeto de estruturas metálicas deve-se evitar que o limite de escoamento seja atingido, o que se faz adotando se um coeficiente de segurança, que aplicado a f_y gera a tensão admissível, utilizada nos cálculos.

2.1.2. Propriedades mecânicas dos aços

As propriedades mecânicas são importantes características físicas, fundamentais para a aplicação do aço como material estrutural, bem como para a avaliação do seu desempenho. A seguir são brevemente discutidas as principais delas.

- Constantes físicas – Para o cálculo estrutural, a NBR 8800:2008 estabelece alguns valores para propriedades físicas validas para todos os tipos de aço estrutural:
- Módulo de elasticidade E = 200.000 MPa;
- Coeficiente de Poisson v = 0,3;
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta = 12x10^{-6}/^{o}C$;
- Massa específica ρ = 7850 kg/m³.

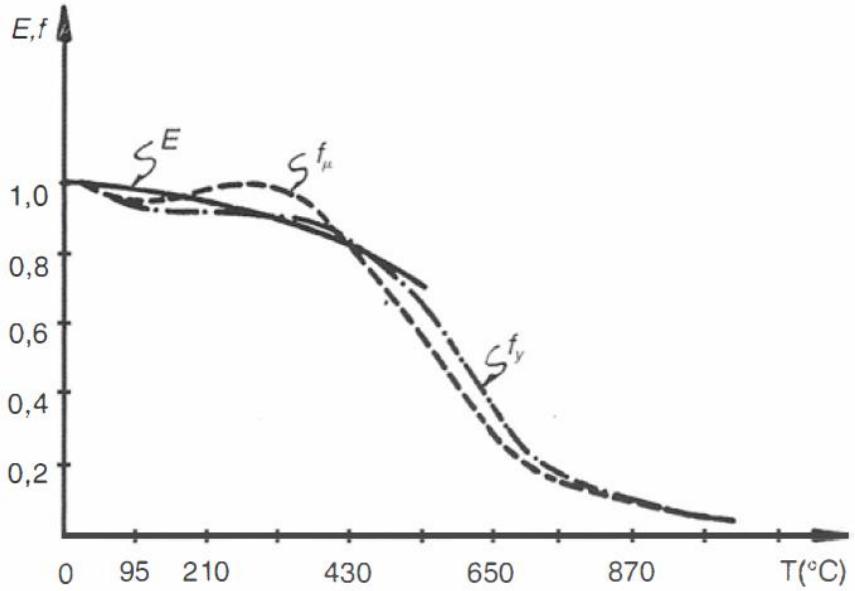
- Ductilidade – é a capacidade do material se deformar sob a aça de cargas, sem sofrer fraturas na fase inelástica. Os aços dúcteis, quando sujeitos a tensões locais elevadas sofrem deformações plásticas capazes de redistribuir as tensões. Esse comportamento plástico permite, por exemplo, que se considere numa ligação parafusada uma distribuição uniforme da carga entre parafusos. Além desse efeito local, a ductilidade tem importância porque conduz a mecanismos de ruptura acompanhados de grandes deformações que fornecem avisos da atuação de cargas elevadas. A ductilidade pode ser medida pela deformação unitá1ia residual após ruptura do material. As especificações de ensaios de materiais metálicos estabelecem valores mínimos de elongação unitária na ruptura para as diversas categorias de aços (PFEIL; PFEIL, 2015). No diagrama da figura 1 pode-se verificar que o aço A325 é menos dúctil que o A36 e o A242, embora mais resistente.
- Fragilidade – é o oposto da ductilidade, ou seja, rompe bruscamente sem aviso prévio, representando um risco. O aço pode se torar mais frágil pela

ação de baixas temperaturas, e por efeitos localizados, como soldas inadequadas.

- Resiliência e tenacidade – Resiliência é a capacidade de absorver energia mecânica no regime elástico, ou seja, a capacidade de restituir energia mecânica absorvida. Denomina-se módulo de resiliência ou simplesmente resiliência a quantidade de energia elástica que pode ser absorvida por unidade de volume do metal tracionado. Ele iguala a área do diagrama tensão-deformação até o limite de proporcionalidade. Tenacidade é a energia total, elástica e plástica que o material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura (PFEIL; PFEIL, 2015).
- Dureza – é a resistência ao risco ou abrasão, sendo medida pela resistência que a superfície do material oferece à penetração realizada por outra peça com maior dureza. Existe uma relação direta entre a dureza e a resistência de um material, sendo que o ensaio de dureza é um modo de verificar indiretamente a resistência do aço.
- Fadiga – Quando as peças metálicas trabalham sob efeito de esforços repetidos em grande número, pode haver ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos, o que se denomina por fadiga. A resistência à fadiga é geralmente determinante no dimensionamento de peças sob ação de efeitos dinâmicos importantes, tais como peças de máquinas, de pontes etc. A resistência à fadiga das peças é fortemente diminuída nos pontos de concentração de tensões.

- Efeitos de temperatura elevada – As propriedades físicas do aço podem ser modificadas como resultado da exposição à altas temperaturas. Os principais efeitos são a diminuição da resistência ao escoamento f_y e à ruptura f_u, bem como do módulo de elasticidade E. A figura 2 mostra a variação desses parâmetros com a temperatura, o que é importante para o estuda do comportamento das estruturas metálicas em situação de incêndio.

Figura 2 – Variação do módulo de elasticidade e da resistência com a temperatura.



(Fonte: PFEIL; PFEIL, 2015)

- Corrosão – A corrosão poder ser definida como o fenômeno de reação entre o metal e os agentes agressivos externos, notadamente o oxigênio e a umidade. A oxidação do aço é um processo espontâneo e contínuo, acarretando perda da seção de metal, o que pode ser causa de colapso da estrutura. Deve-se, portanto, ter especial cuidado durante a fase de projeto no combate à oxidação. Segundo Dias (2015), alguns cuidados habituais para evitar estes problemas são:

- Prever furos de drenagem, em quantidade e tamanhos suficientes para assegurar a drenagem de água;
- As cantoneiras devem ser projetadas de forma a permitir o livre fluxo de ar, facilitando a rápida secagem da superfície;
- Cuidar para que os acessos sejam facilitados e os espaços, os mais amplos possíveis, para facilitar a manutenção;
- Não deixar cavidades nas soldas;
- Evitar juntas sobrepostas de materiais diferentes;
- Evitar que peças fiquem semienterradas ou semi-submersas.

2.2. Produtos siderúrgicos

A indústria produz diversos peças constituintes das estruturas metálicas: chapas, barras, perfis, chumbadores, parafusos. Entre eles, os perfis são os mais importantes para o projeto, a fabricação e montagem da estrutura, e são os elementos que mais impactam no consumo total de aço do projeto. Os perfis utilizados correntemente possuem a seção transversal de diversos formatos, semelhantes às letras I, H, U, Z, recebendo seu nome a partir delas. Há ainda outras denominações, como perfis caixão, U enrijecido, duplo U enrijecido, cantoneiras, entre outros. Estes produtos podem ser formados diretamente, por processo de laminação a quente, ou por soldagem de chapas, ou ainda por conformação a frio, o dobramento. A seguir, uma breve descrição dos diversos tipos de perfis estruturais (SILVA; PANNONI, 2010):

- Perfis laminados: são aqueles provenientes da laminação a quente. Por serem produtos da própria usina siderúrgica, dispensam a fabricação mais “artesanal” dos perfis soldados ou dos formados a frio. Entre os diversos formatos, a seção em I ou H é mais comum. São oferecidos em várias medidas, compreendidas entre 150 e 610 mm de altura, e comprimentos de 6 e 12 metros;

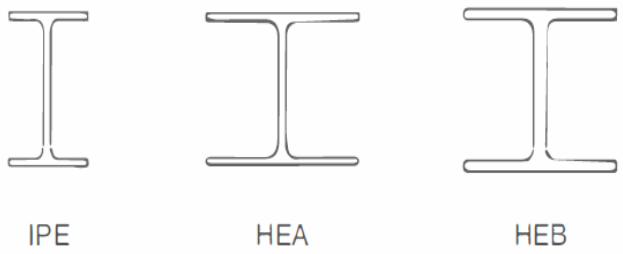
- Perfis formados a frio: também conhecidos como perfis de chapas dobradas, são obtidos pelo processo de dobra de chapas planas, podendo ser formados por prensas dobradeiras (onde ocorre o puncionamento da chapa contra uma mesa com o formato do perfil desejado), ou através de máquinas perfiladeiras, onde a chapa passa por uma série de cilindros até ganhar as medidas especificadas. Estes perfis vêm sendo utilizados de forma crescente na execução de estruturas metálicas leves, pois podem ser projetados para cada aplicação específica, enquanto os perfis laminados estão limitados a dimensões pré-determinadas. Podem ser utilizados tanto em pilares e vigas, e principalmente em elementos menos solicitados, como terças, montantes, treliças e travamentos. No caso de estruturas de maior porte, a utilização de perfis duplos formados a frio, por exemplo, duplo U enrijecido, também conhecido como seção caixão, pode resultar, em algumas situações, em estruturas mais econômicas. Isso decorre da boa rigidez à torção, o que

elimina travamentos, e da menor área exposta, reduzindo a área de pintura.

- Perfis soldados: são aqueles obtidos pelo corte, composição e soldagem de chapas planas de aço, permitindo grande variedade de formas e dimensões de seções. A fabricação de perfis estruturais de aço soldados por arco elétrico obedece à norma NBR 5884, e depende do tipo de equipamento utilizado pelo fabricante.

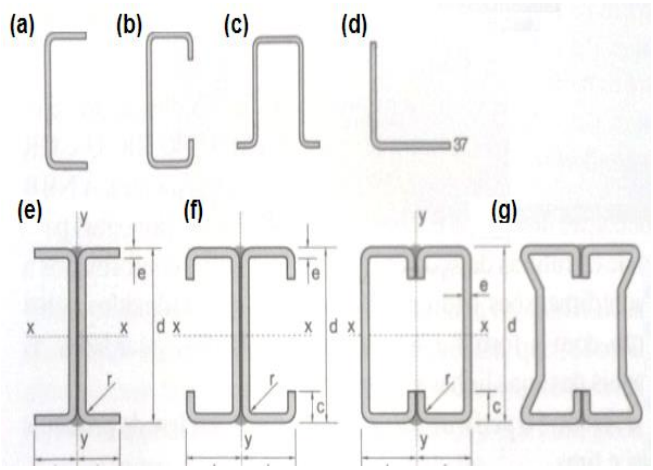
A escolha do tipo de perfil a ser utilizado varia de acordo com o tipo e o porte da obra, dentre outros fatores à critério do projetista, devendo-se ressaltar que no projeto sempre deve-se ter em consideração a facilidade de execução e disponibilidade de materiais, assim com os aspectos logísticos da montagem.

Figura 3 – Exemplos de nomenclatura perfis laminados padrão europeu.



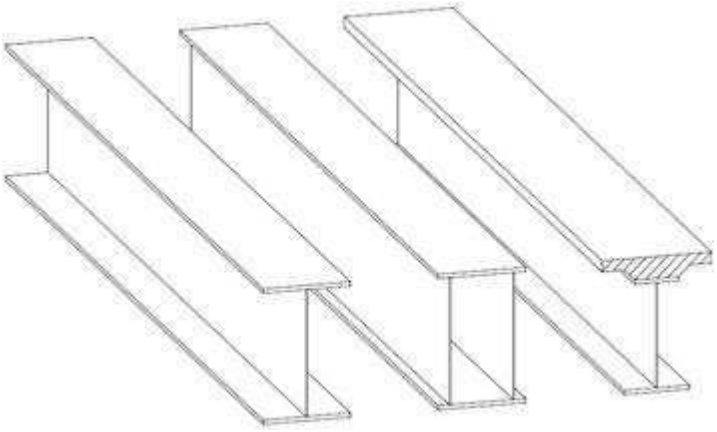
(Fonte: Adaptado de PFEIL; PFEIL, 2015).

Figura 4 – Seções de perfis dobrados. (a) U simples, (b) U enrijecido, (c) cartola, (d) cantoneira, (e) duplo U aberto, (f) duplo U enrijecido aberto, (g) duplo U enrijecido fechado.



(Fonte: Adaptado de DIAS, 2015).

Figura 5 – Seções mais comuns de perfis laminados.



(Fonte: CHAMBERLAIN; FICANHA; FABEANE, 2013).

Na figura 4, estão representados os principais perfis dobrados. Os perfis (a), (b), (c) e (d) são utilizados em terças e longarinas, já os perfis duplos (e), (f) e (g) são mais utilizados em elementos mais robustos, como vigas e colunas. A figura 5 mostra os tipos mais comuns de perfis soldados.

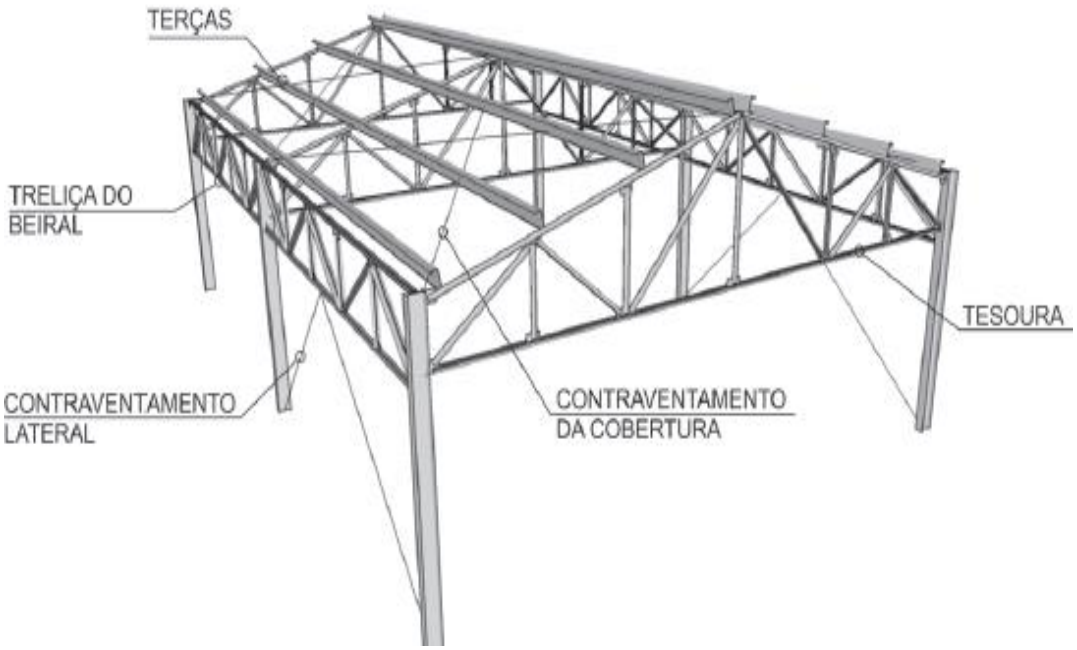
2.3. Tipologias e partes componentes de um galpão

Qualquer sistema estrutural tem várias alternativas de solução para os seus componentes. A escolha correta de cada item do projeto (material, perfis, vigas, pilares, contraventamentos, ligações) configura o sistema estrutural adotado, cujo objetivo é produzir o comportamento esperado, e o melhor desempenho para o projeto (PINHO; PENNA, 2008).

Existem diversas alternativas de tipologia para galpões industriais, cada uma apresentando suas vantagens e desvantagens. Entre elas, a mais simples e largamente utilizada é a cobertura em duas águas, com o uso de treliças (tesouras) de cobertura conforme a Figura 6. Também são mostradas na figura as partes componentes do galpão, como as terças, destinadas a receber as telhas, e os contraventamentos.

Segundo Bellei (2010), este é um dos tipos mais antigos, possuindo um baixo peso de estrutura por unidade de área. Ainda segundo o mesmo autor, quando o vão é muito grande, existe vantagem em utilizar menores inclinações associadas a vigas treliçadas no lugar das tesouras.

Figura 6 – Galpão com pilares em perfis I e tesouras trapezoidais.



(Fonte: CBCA, 2010.)

Outra tipologia muito utilizada em edifícios industriais são os pórticos com vigas e pilares em alma cheia, regularmente espaçados. Atualmente, muitos edifícios têm adotado este modelo em seu projeto, devido entre outros fatores, pela facilidade de montagem. Estes pórticos (Figura 7) podem ser executados com bases rotuladas (o que diminui as cargas nas fundações) ou engastadas, que geram uma estrutura mais leve.

Figura 7 – Galpão com vigas e pilares em perfis de alma cheia.

(Fonte: CBCA, 2010).

Segundo Chaves (2007), O galpão constituído por pórtico transversal de alma cheia é um sistema estrutural eficiente no processo de fabricação, pois possui um número reduzido de elementos e ligações, conduzindo a um tempo de fabricação inferior ao dos sistemas treliçados (CHAVES, 2007).

2.3.1. Terças e tirantes

As terças são partes da estrutura destinadas a receber e transmitira ao restante da estrutura, o carregamento das telhas do galpão, e quando necessário, também há terças laterais destinadas ao carregamento das chapas de fechamento lateral. Quando o vão da terça é muito grande, pode-se reduzir seu vão na direção da menor inércia, fixando tirantes no sentido perpendicular na metade do vão. Geralmente se utilizam barras redondas como tirantes.

2.3.2. Ligações rígidas e flexíveis

O comportamento dos sistemas estruturais em pórticos depende do tipo de ligações escolhidas para os encontros viga-pilar. Os dois tipos básicos de pórticos conforme suas ligações são:

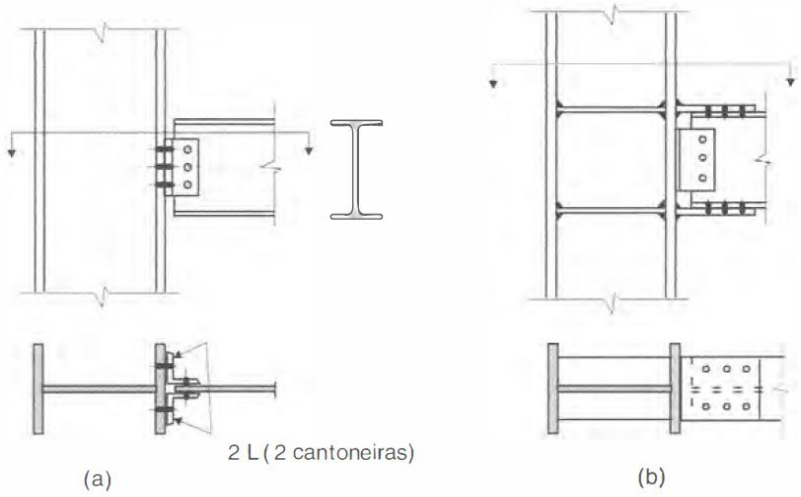
a) Pórtico com ligações rígidas;
b) Estrutura contraventada de pórtico com ligações flexíveis.

A ligação rígida é aquela em que não ocorre rotação relativa entre as peças conectadas, enquanto que as flexíveis permitem essa rotação. É importante salientar que não existe, na prática, uma ligação totalmente rígida ou totalmente flexível. Pode-se determinar experimentalmente o grau de rigidez de uma ligação, e agrupa-las em ligações mais rígidas e menos rígidas, denominando-se as primeiras de rígidas e as segundas de flexíveis.

O modelo estrutural de pórtico com ligações rígidas é estável para a ação das cargas verticais e também das horizontais. A rigidez lateral do pórtico depende da rigidez à flexão dos elementos de viga e pilar, e os deslocamentos horizontais devem ser mantidos pequenos (PFEIL, PFEIL, 2015). As ligações flexíveis possuem maior simplicidade de instalar e menor custo que as rígidas. Porém, leva à concentração das forças horizontais nas fundações, enquanto nas ligações rígidas as forças horizontais se distribuem pelas fundações de todos os pilares. Isso gera fundações mais robustas e caras no caso de ligações flexíveis.

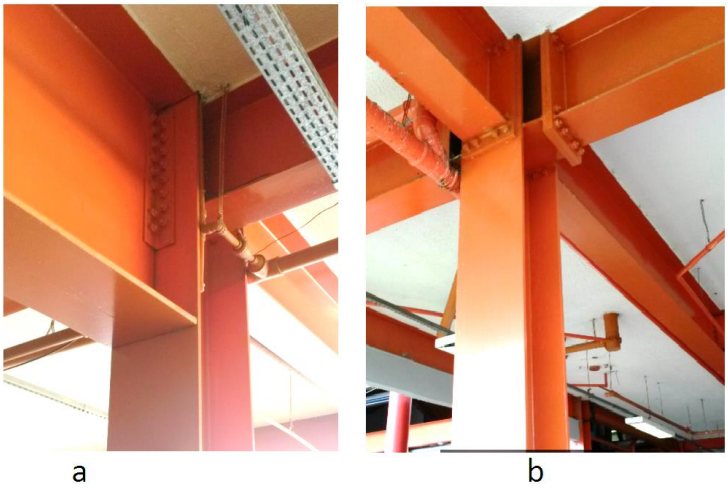
As figuras 8 e 9 exemplificam ligações rígidas e flexíveis, utilizando ligações parafusadas, em encontros de viga com pilar em um edifício em perfis laminados. Convém destacar que tanto ligações rígidas quanto flexíveis podem ser feitas utilizando parafusos, soldas ou rebites.

Figura 8 – Ligações viga-pilar: (a) flexível, com cantoneiras de alma; (b) rígida, com cantoneiras e chapas de trespasse.



(Fonte: PFEIL; PFEIL, 2015).

Figura 9 – (a) Ligação flexível com chapa lateral; (b) ligação rígida com placa frontal.



(Fonte: autor, 2017).

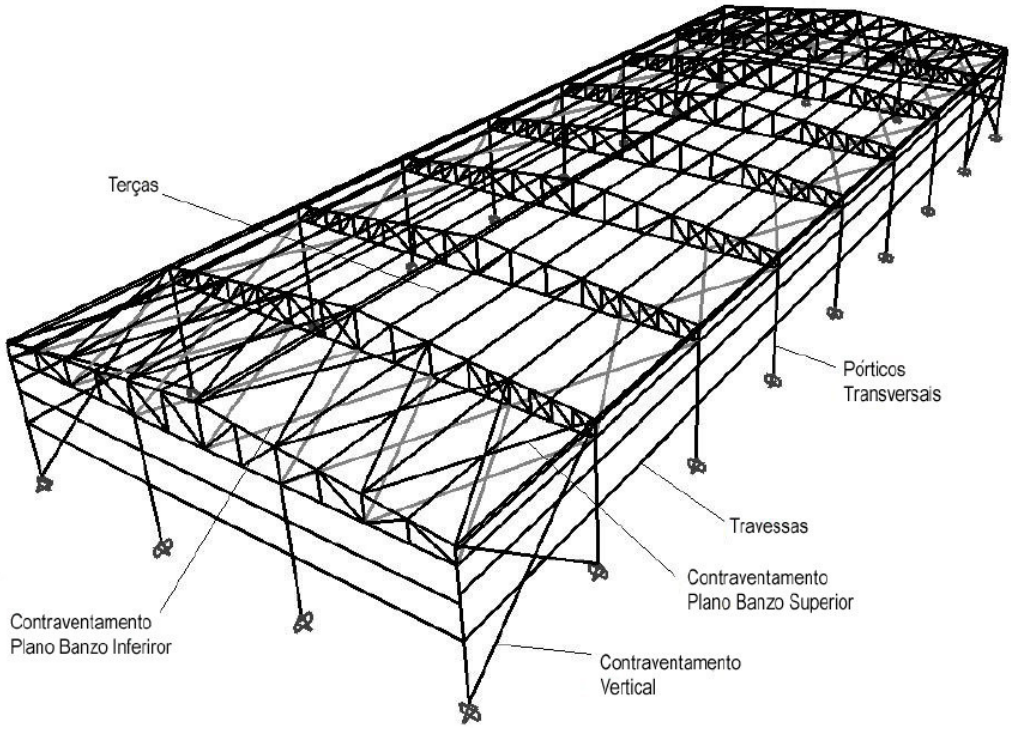
2.3.3. Contraventamentos e vigas longitudinais

A estrutura com ligações viga-pilar flexíveis, só é estável para a ação de cargas verticais. Para resistir às ações horizontais, os pilares funcionam isolados (sem ação de pórtico); por isso deve-se associar uma subestrutura com grande rigidez à flexão, denominada contraventamento, que no caso de galpões são formadas por barras ou cabos de aço, dispostas em formato de X ou K. As vigas longitudinais, em conjunto com o contraventamentos dão estabilidade espacial à estrutura, frente aos carregamentos horizontais. Geralmente, os contraventamentos de cobertura formam treliças dispostas no plano das terças, que juntamente com os contraventamentos laterais, absorvem as ações longitudinais que atuam na estrutura transmitindo-as para as fundações, garantindo assim a estabilidade longitudinal da construção (CHAVES, 2007).

Os contraventamentos horizontais podem estar situados no plano das terças (superiores) ou no plano das cordas (inferiores). Segundo Bellei (2010), quando estes estão na parte frontal do edifício, além de dar maior rigidez espacial à estrutura, também tem a função de distribuir a carga de vento entre os elementos da estrutura. Outro fator a ser destacado é que, por distribuir os esforços horizontais, há também uma diminuição dos momentos na base dos pilares, e menores deslocamentos nos mesmos. Este tipo de contraventamentos é colocado nas partes frontais, e também em intervalos de 50 a 60 m, no caso de edificações com comprimentos maiores que estes valores.

Os contraventamentos verticais tem a função de dar maior rigidez no sentido longitudinal da edificação, sendo também responsáveis pela condução das cargas superiores de vento até a fundação. A figura 10 exibe um detalhamento desses contraventamentos.

Figura 10 – Arranjo de um galpão industrial leve.



(Fonte: CHAVES, 2007).

2.3.3. Tipos de ligações

O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura entre si ou a sua união com elementos externos a ela, como por exemplo, as fundações. As ligações podem influir significativamente no custo da estrutura, e seu tipo deve ser escolhido levando-se em conta o seu comportamento (rígida ou flexível, por contato ou atrito), limitações construtivas, a facilidade de execução – uso de equipamentos, facilidade de acesso, dentre outros. Atualmente as ligações mais utilizadas são as parafusadas ou soldadas. As ligações rebitadas, muito utilizadas no passado, não são muito empregadas atualmente, devido a sua baixa resistência, instalação lenta e dificuldade de inspeção (DIAS, 2015

2.3.3.1. Ligação Parafusada

Os parafusos podem ser comuns ou de alta resistência. Os primeiros são comumente forjados utilizando aços-carbono com baixo teor de carbono, o mais comum sendo o aço ASTM A307. Eles possuem uma extremidade com cabeça sextavada ou quadrada, e a outra com rosca e porca, sendo instalados com aperto, gerando atrito entre as

chapas que se deseja conectar. Este tipo de ligação é denominado ligação, ou contato, do tipo apoio, ou seja, os parafusos são solicitados por cisalhamento e/ou tração, sem necessidade de aplicação de torque na sua instalação. Possuem baixa resistência, sendo necessária a utilização em grande número. São geralmente utilizados em estruturas leves e em elementos secundários, como em terças e vigas de tapamento (BELLEI, 2010).

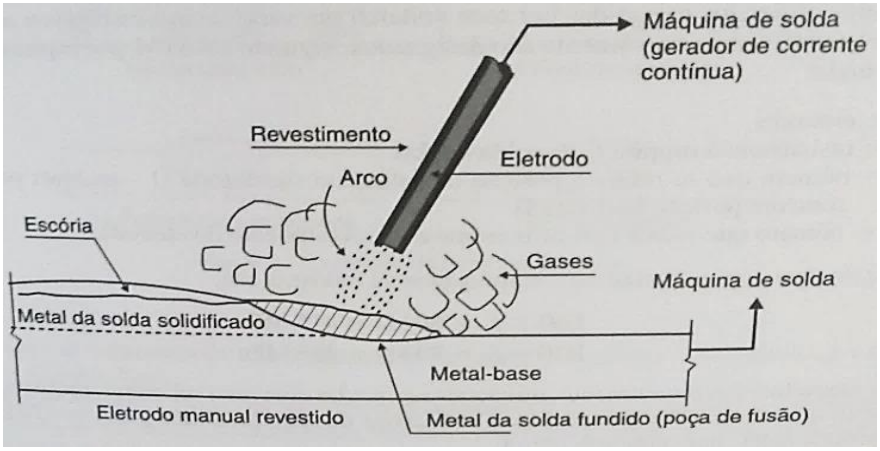
Os parafusos de alta resistência são fabricados com aço tratado termicamente. O tipo mais comum é de aço ASTM A325, aço-carbono temperado. Os esforços de cisalhamento nas ligações com parafusos de alta resistência são transmitidos ou por atrito, devido à pressão entre as partes ligadas, nas chamadas ligações por atrito, ou por contato do corpo do parafuso com as paredes do furo, com cisalhamento do corpo do parafuso, nas chamadas ligações por contato.

2.3.3.2. Ligação Soldada

Bellei (2010) define soldagem como “[...] a técnica de unir duas ou mais partes de um todo assegurando entre elas a continuidade do material, e em consequência suas características mecânicas e químicas”. A união por solda se dá por coalescência do material, obtida pela fusão das partes adjacentes.

A solda é classificada pelo tipo de energia utilizada. A energia necessária para provocar a fusão pode ser de origem elétrica, química, óptica ou mecânica. As mais utilizadas na indústria da construção são as de origem elétrica, onde a fusão é provocada pelo calor produzido por um arco voltaico. Dentre as soldas elétricas, a solda de eletrodo manual revestido é a mais empregada, pois pode ser usada tanto em instalações industriais pesadas, quanto em pequenos serviços de campo. O processo está ilustrado na Figura 11.

Figura 11 – Processo de soldagem com eletrodo manual revestido.



(Fonte: PFEIL; PFEIL, 2015).

2.3.4. Tesouras

Tesouras são treliças planas triangulares, formadas por barras ligadas entre si por articulações (nós rotulados), o que significa que as barras trabalham apenas a esforços axiais de tração ou compressão. Na estrutura, tem a função de receber o carregamento das terças e transmiti-lo aos pilares. Existem diversos formatos de tesouras, com diferentes arranjos geométricos.

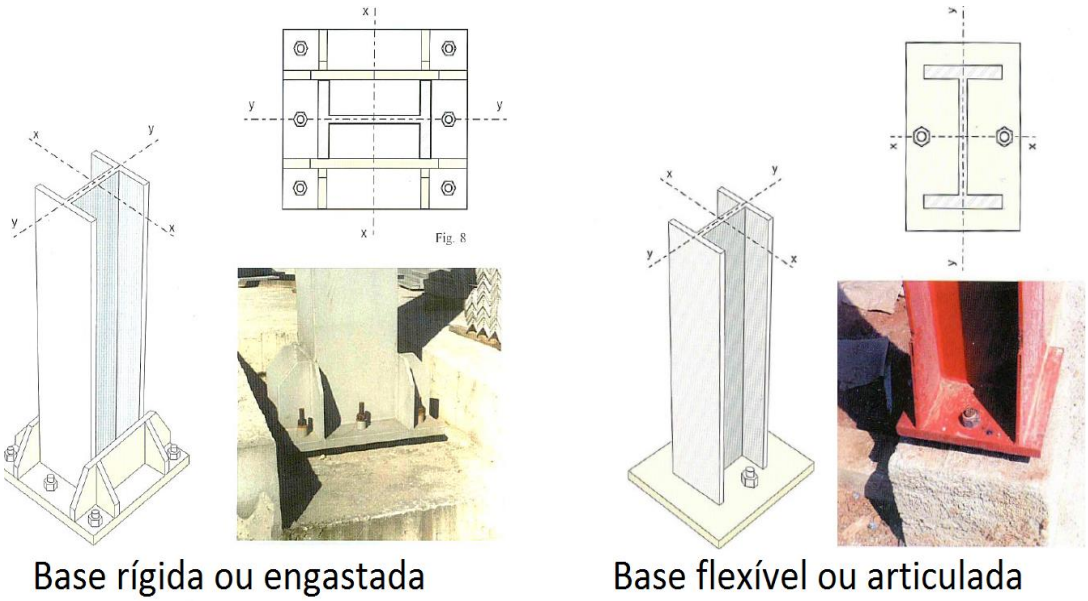
2.3.4. Pilares

Os pilares são a parte da estrutura responsável por transmitir as cargas da estrutura para os elementos de fundação, trabalham predominante à compressão e à flexo-compressão. Podem ser de perfis de alma cheia ou treliçados. Sua ligação com a fundação é feita através de chumbadores afixados na placa de base.

2.3.5. Placas de base e chumbadores

As placas de base e chumbadores são as peças situadas na base do pilar, responsáveis por transferir para a fundação as forças horizontais, verticais e momentos, dependendo se o vínculo é rotulado ou engastado. Os chumbadores são feitos de barras redondas com uma extremidade rosqueada e com dispositivo de ancoragem na outra. Para obter bases rotuladas, utilizam-se menos chumbadores, geralmente dois, e com pouco espaçamento entre si, e para bases engastadas utilizam-se quatro ou mais chumbadores, com maior espaçamento entre si, a fim de resistir aos momentos solicitantes. A figura 12 mostra dois exemplos de base rotulada e engastada. Com pórticos rotulados nas bases obtêm-se fundações mais econômicas se comparadas aos engastados na base, favorecendo a implantação dessas estruturas em terrenos de baixa capacidade de suporte (BELLEI, 2006). Por outro lado, os esforços na estrutura são maiores quando comparados com os pórticos de bases engastadas. Neste caso os deslocamentos horizontais são maiores que aqueles observados com pórticos de bases engastadas.

Figura 12 – Base com ligação rígida e flexível.



(Fonte: DIAS, 2015).

2.4. Fatores que influenciam no custo da estrutura

O aço tem sido vendido por peso, e assim, seus custos são calculados por tonelada de estrutura acabada. Porém, geralmente ignora-se grande número de fatores que influenciam significativamente no custo final (BELLEI, 2010). Entre estes fatores, pode-se citar:

- Seleção do sistema estrutural;
- Projeto dos elementos estruturais individuais;
- Projeto e detalhamento das conexões;
- Processo a ser usado na fabricação;
- Especificações para fabricação e montagem;
- Sistema de proteção à corrosão;
- Sistema a ser usado na montagem;
- Sistema de proteção contra o fogo.

Selecionar o mais eficiente sistema estrutural é fundamental para que se possa otimizar os custos da estrutura. A economia na fabricação e montagem é resultado de conexões bem elaboradas durante a fase de detalhamento, de acordo com as premissas do projeto.

Na especificação se determina a qualidade do material e as tolerâncias requeridas, sendo uma das etapas com maior influência nos custos de fabricação e montagem. A tabela 2 traz uma estimativa geral do percentual gasto com cada etapa de um edifício em aço.

Tabela 2 – Custos percentuais de um edifício em aço.

Projeto estrutural	1% a 3%
Detalhamento	2% a 5%
Material e insumos	20% a 50%
Fabricação	20% a 40%
Limpeza e pintura	10% a 30%
Transporte	1% a 3%
Montagem	20% a 35%
Proteção passiva ao fogo	8% a 15%

(Fonte: BELLEI, 2010).

2.5. Ações nas estruturas

Ação em uma estrutura pode ser entendida como tudo aquilo que provoca tensões e deformações nos elementos estruturais (CHAMBERLAIN; FICANHA; FABEANE, 2013).

No projeto e análise da estrutura, devem ser consideradas todas as cargas significativas, e realizada a verificação dos estados limites últimos e de serviço, ELU e ELS, respectivamente. De acordo com as recomendações da NBR8800:2008, anexo B, e da NBR 8681:2003, as ações, ou cargas, são classificadas como permanentes ou variáveis.

2.5.1. Ações permanentes

São cargas verticais, compostas pelo peso próprio da estrutura e de todo o material de acabamento a ela ligado. São ações que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda vida útil da edificação.

2.5.2. Ações Variáveis

Ações Variáveis – são as cargas que podem ou não atuar na estrutura, e seus valores dependem do tipo de utilização da edificação.

2.5.2.1. Sobrecarga de Cobertura

Para coberturas comuns, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga nominal mínima de 0,25 kN/m² (Anexo B da NBR8800:2008). Segundo BELLEI (2010) para galpões de pequeno e médio porte, fora de zonas de acúmulo de poeira, pode-se adotar para sobrecargas de cobertura o valor de 0,15kN/m² (15 Kgf/m²).

2.5.2.2. Ação do Vento

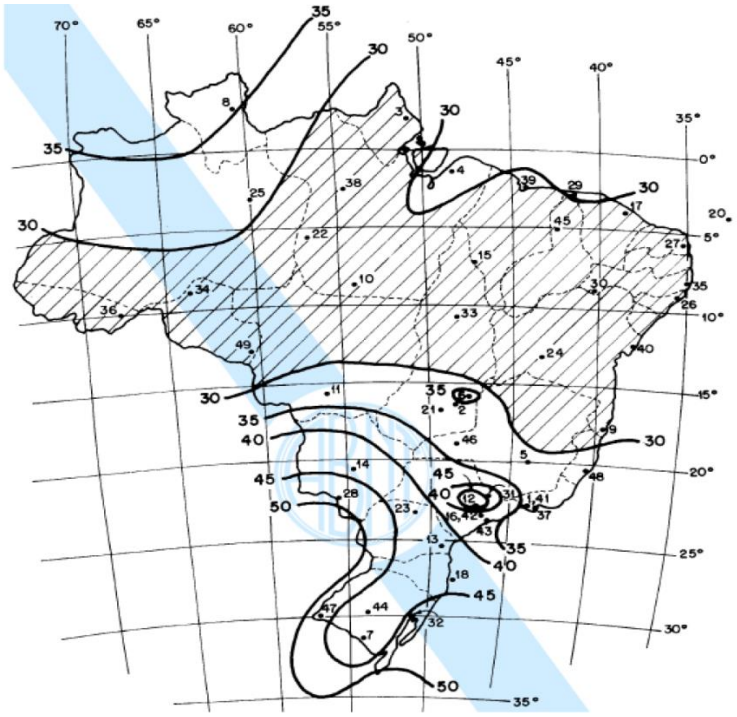
A força do vento tem papel fundamental no dimensionamento das estruturas, principalmente as esbeltas e leves, como os galpões em aço. A norma NBR 6123:1988 traz uma série de recomendações e procedimentos para determinar a

ação do vento nos elementos da estrutura. No projeto estrutural é determinada uma velocidade máxima do vento, que depende dos seguintes fatores:

- Velocidade básica do vento (V_0);
- Topografia do local;
- Características de rugosidade do local;
- Dimensões da edificação;
- Probabilidade de ocorrência do vento de velocidade máxima, na vida útil da edificação;
- Risco para vidas humanas, a depender do tipo de uso da edificação.

A velocidade básica do vento depende da localização da edificação, sendo que a norma de vento estabeleceu valores de referência a partir de medições realizadas em todo território brasileiro, gerando o mapa de isopletas (figura 13) para a determinação de V_0 (em m/s). Par definição da norma, a velocidade básica de vento é uma rajada de 3 segundos, excedida uma vez a cada 50 anos, a 10 metros do terreno, em campo aberto.

Figura 13 – Mapa de isopletas para o território brasileiro



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

De acordo com fatores como a topografia, rugosidade, dimensões da edificação, e risco probabilístico, são determinados os coeficientes S_1, S_2 e S_3. Através deles se

determina a velocidade (V_k) e pressão (q) características, e finalmente se obtém a força exercida em cada parte da edificação.

2.5.3. Combinações de ações

As ações descritas anteriormente podem atuas isoladamente ou combinadas, o que significa que o carregamento na estrutura (F_d) deve ser definido pela combinação das ações que tem a probabilidade de ocorrer simultaneamente. Para isto deve-se analisar diversas combinações para determinar a mais crítica.

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), para cada combinação, deve-se aplicar a equação 1, a qual inclui as ações permanentes, a ação variável principal e as demais ações variáveis (consideradas secundárias), com seus valores de combinação:

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

Onde:

F_d = força; valor de ação;

$F_{Gi,k}$ = 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;

γ_g = coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_q = coeficiente de ponderação das ações variáveis;

Ψ_o = fator de combinação.

As tabelas 3, 4 e 5 trazem os valores desses coeficientes dados pela norma, para as diferentes ações nas combinações.

Tabela 3 – Valores de coeficientes de ponderação das ações variáveis

Combinações	Ações variáveis (γq)			
	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

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Tabela 4 – Valores de coeficientes de ponderação das ações permanentes

Combinações	Ações permanentes (γg)				
	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 *in loco*	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50
	1,00*	1,00*	1,00*	1,00*	1,00*

* Valores correspondentes aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança.

(Fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Tabela 5 – Valores do fator Ψo

Ações		Ψ_o
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas, garagens e sobrecargas em coberturas	0,8
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6

(Fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

2.6. Dimensionamento de elementos estruturais

A partir da análise das ações externas, pode-se obter os esforções nas seções de cada elemento estrutural, passando para a etapa de dimensionamento e verificação das peças, que deve atender aos critérios de resistência (estados limites últimos) e de desempenho (estados limites de utilização), gerando uma estrutura segura e sem grandes deslocamentos, vibrações e danos localizados nas peças. Serão apresentadas na próxima

seção algumas considerações de cálculo para o dimensionamento de elementos em aço, submetidos a diferentes esforços, de acordo com as normas específicas.

2.6.1. Barras tracionadas

Segundo Pfeil e Pfeil (2015), Barras tracionadas são aquelas sujeitas a solicitações de tração axial ou simples e são encontradas nas estruturas, sob a forma de tirantes ou pendurais, contraventamentos, travejamento de vigas ou colunas, e barras tracionadas de treliças. A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), estabelece que a força axial de tração solicitante de cálculo ($N_{t,Sd}$) deve ser menor ou igual a força de tração resistente de cálculo ($N_{t,Rd}$), conforme a equação 2.

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad (Equação\ 2)$$

A força axial resistente de cálculo, usada no dimensionamento será o menor dos valores obtido considerando-se os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta (equação 3) e ruptura da seção liquidada (equação 4).

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (Equação\ 3)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (Equação\ 4)$$

Onde:

A_g = área bruta da seção transversal da barra;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

A_e = área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_u = resistência à ruptura do aço;

γ_{a1} e γ_{a2} = coeficientes de ponderação das resistências.

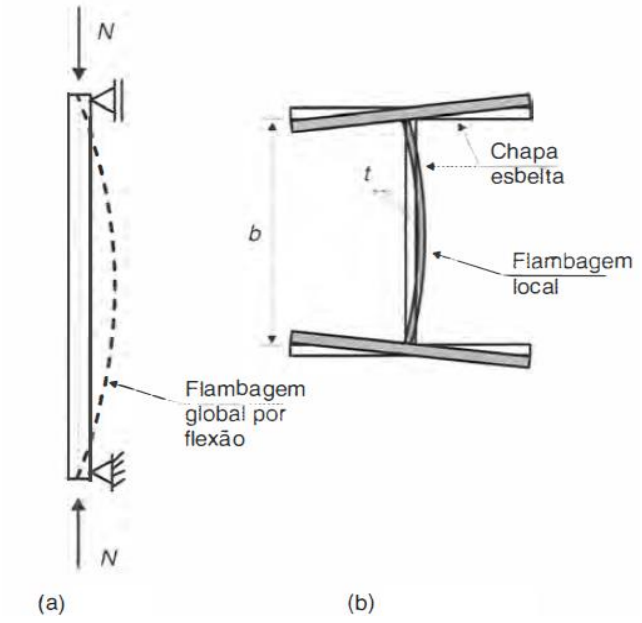
2.6.2. Barras comprimidas

Em edifícios em aço, as barras comprimidas se encontram principalmente em componentes de treliças e em pilares contraventados rotulados. Estas peças se caracterizam por estarem solicitadas por uma força axial de compressão.

Além de dimensionar a peça para resistir a essa força de compressão, deve-se levar em conta os efeitos de flambagem global e flambagem local da peça.

O esforço de compressão tende a acentuar o efeito de curvaturas iniciais existentes, produzindo deslocamentos laterais na barra, processo conhecido por flambagem por flexão ou flambagem global que em geral reduz a capacidade de carga da peça (PFEIL; PFEIL, 2015). Além da flambagem global, a peça deve ser dimensionada para evitar a flambagem local que é uma instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, na forma de ondulações. Este fenômeno ocorre em virtude da esbeltez da chapa (b/t). Por estes efeitos, ao realizar o dimensionamento da peça, deve-se levar em conta os estados-limite últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local.

Figura 14 – Flambagem global em coluna. (b) flambagem local em uma seção.



(Fonte: adaptado de PFEIL; PFEIL, 2015)

O item 5.3 da NBR 8800:2008 estabelece que, para efeitos de dimensionamento de barras submetidas a esforço axial de compressão, deve ser atendida a seguinte condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \quad (Equação\ 5)$$

Onde:

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

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

A força axial de compressão resistente de cálculo da barra, $N_{c,Rd}$, será determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi\, Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (Equação\ 6)$$

Onde:

χ = 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;

f_y = resistência ao escoamento do aço;

γ_{a1} = coeficiente de ponderação das resistências.

2.6.3. Barras submetidas a momento fletor e força cortante

Para o dimensionamento das barras submetidas a momento fletor e a força cortante, devem ser atendidas as seguintes condições (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad (Equação\ 7)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (Equação\ 8)$$

Onde:

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo;

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} = força cortante resistente de cálculo.

2.6.4. Barras submetidas a flexo-tração e flexo-compressão

Quando um elemento estrutural está sujeito a uma força axial (de tração ou compressão) e momento fletor simultaneamente, a NBR 8800:2008 estabelece que além da verificação dos estados-limites para esses casos, deve ser atendida a seguinte condição:
Para N_{Sd} / N_{Rd} ≥ 0,2:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1{,}0 \ \ (Equação\ 9)$$

Para N_{Sd} / N_{Rd} ≥ 0,2:

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}}\right) \leq 1{,}0 \ \ (Equação\ 10)$$

Onde:
N_{Sd} = força axial solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;
N_{Rd} = força axial resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável;
$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ = momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;
$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ = momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal.

2.6.5. Considerações sobre o Dimensionamento de Perfis Formados a Frio

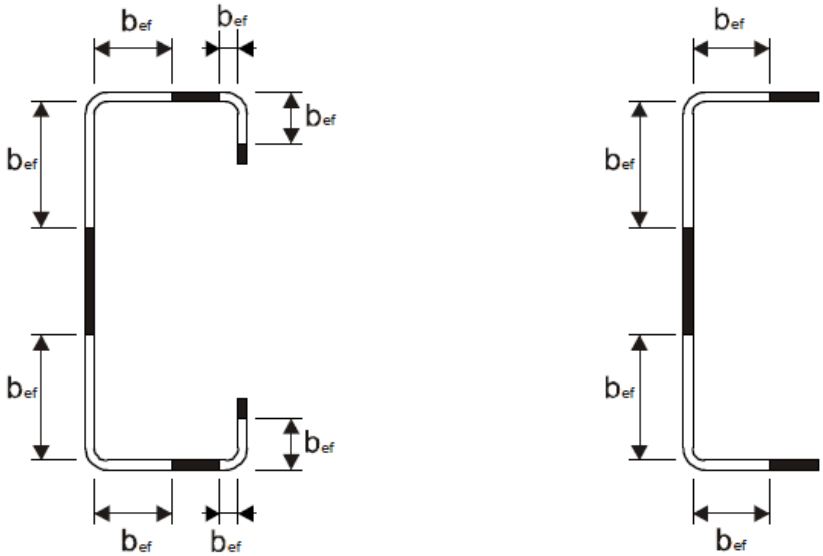
O dimensionamento de elementos em perfis formados a frio é feito de acordo com a NBR 14762:2010, e possui algumas particularidades devido principalmente ao formato da seção e ao fato de as cargas não serem aplicadas no centroide da seção, o que pode gerar distorção devido a torção. Assim, nos perfis formados a frio de seção transversal aberta devem ser considerados os seguintes estados limites últimos: instabilidade local, instabilidade distorcional e instabilidade global.

2.6.5.1. Método da Largura Efetiva segundo a NBR 14762:2010

A NBR 14762:2010 adota no dimensionamento de perfis formados a frio o método da largura efetiva, o qual tem por base o método dos estados limites, considerando o estado limite último e o estado limite de utilização. Os elementos estruturais tratados pela norma são vigas, colunas e vigas-coluna.

Neste método, as seções são consideradas como uma associação de placas de elementos esbeltos. Assim, é utilizado o conceito da largura efetiva para considerar o efeito de flambagem local em cada um dos elementos isolados. Com isso resulta um perfil com propriedades geométricas efetivas, ou seja, uma área efetiva e um módulo resistente elástico efetivo. A figura 15 ilustra exemplos de perfis efetivos, com porções virtuais de áreas retiradas, ou seja, porções que não colaboram com a resistência (NOGUEIRA, 2009).

Figura 15 – Larguras efetivas de perfis formados a frio.



(Fonte: NOGUEIRA, 2009)

Uma consideração feita pelo método para estabelecer suas equações é que a variação de tensões é linear através dos elementos, e os esforços considerados são generalizados: axial, flexão e cortante.

O método das tensões efetivas é fundamentado nas equações 11 e 12, que indicam que a relação entre a largura efetiva (b_{ef}) e a largura (b) do elemento depende da relação entre a tensão crítica de flambagem elástica do elemento (f_{cr}) e a tensão aplicada (f).

$$\frac{b_{ef}}{b} = 1 \; se \; f_{cr} \geq f \quad (Equação\ 11)$$

$$\frac{b_{ef}}{b} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f}} \; se \; f_{cr} < f \quad (Equação\ 12)$$

Multiplicando-se o numerador e o denominador do primeiro membro da equação 12 pelo produto t.f (onde t = espessura do elemento e f = tensão aplicada) e o numerador e o denominador do segundo membro pela área A do elemento, a expressão fica:

$$\frac{b_{ef}(t.f)}{b\ (t.f)} = \sqrt{\frac{f_{cr}.A}{f.A}} \quad (Equação\ 13)$$

Finamente, considerando f como o valor limite de colapso ($f = f_{lim}$) de todo o perfil, que pode ser a tensão de colapso plástico, a tensão crítica de alguns modos de flambagem elástica ou uma interação entre estas duas formas de colapso, é possível reescrever a equação 13 como sendo:

$$\frac{b_{ef}(t.f_{lim})}{b\ (t.f_{lim})} = \sqrt{\frac{f_{cr}.A}{f_{lim}.A}} \quad ou \quad \frac{P_{nl}}{P_{lim}} = \sqrt{\frac{P_{cr}}{P_{lim}}} \quad (Equação\ 14)$$

Onde:

P_{nl} - carga de compressão resistente nominal (carga última de colapso) do elemento analisado, considerando que o elemento só é formado pela sua área efetiva (b_{ef} x t) e que a tensão aplicada toma seu valor limite ($f = f_{lim}$);

P_{lim} - carga limite obtida considerando-se que a área total da seção transversal do elemento (b x t) colabora com a resistência e que a tensão aplicada é a tensão limite ($f = f_{lim}$);

P_{cr} - carga de flambagem elástica local do elemento (placa) analisada.

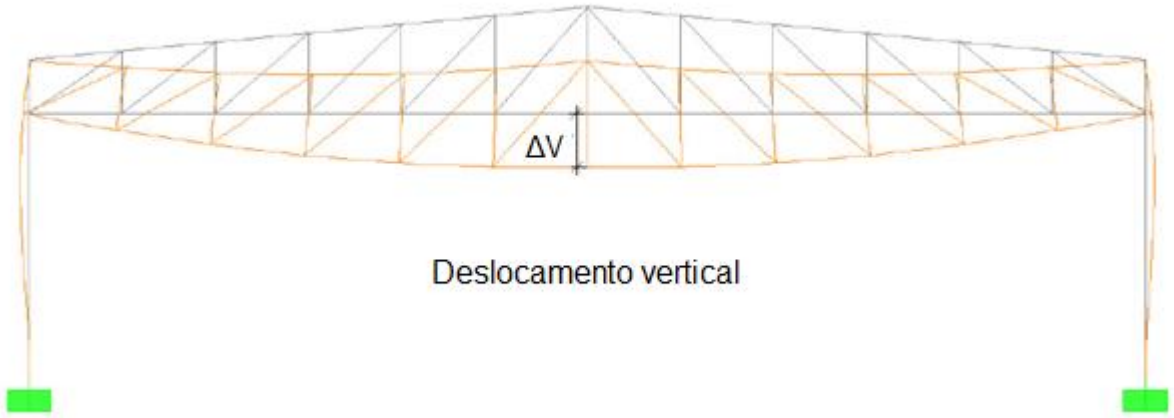
2.6.6. Deslocamentos dos Pórticos Transversais

A NBR8800 (ABNT, 2008) em seu anexo C, estabelece valores máximos para os deslocamentos verticais e horizontais nas estruturas. Este critério é utilizado para verificar o Estado Limite de Utilização, também chamado estado limite de serviço, de deslocamentos excessivos da estrutura. Nos galpões industriais deve-se verificar os deslocamentos verticais no meio do vão da viga de cobertura (ΔV) e os deslocamentos horizontais no topo do pilar (ΔH), conforme as figuras 16 e 17.

No caso dos galpões em estudo neste trabalho, o valor limite prescrito pela norma para ΔV é de L/250 e para ΔH é de H/300, onde L é o vão do pórtico e H a altura dos pilares.

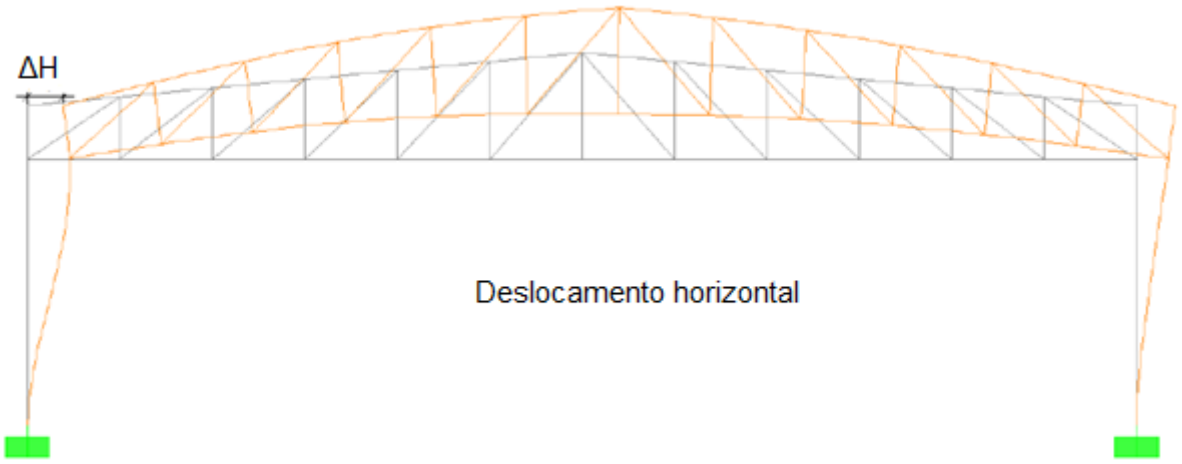
Normalmente os deslocamentos horizontais são causados pela movimentação de ponte rolante (quando existente) e pelo vento que atua na direção transversal ao galpão. Os deslocamentos verticais são causados geralmente pelos carregamentos devidos ao vento longitudinal, peso próprio e sobrecarga (CHAVES, 2007).

Figura 16 – Deslocamento vertical típico de um pórtico com treliça trapezoidal.



(Fonte: CHAVES, 2007)

Figura 17 – Deslocamento horizontal típico de um pórtico com treliça trapezoidal.



(Fonte: CHAVES, 2007)

3. METODOLOGIA

Preliminarmente, definiram-se as características básicas do galpão a ser analisado, como o vão, o espaçamento entre os pórticos, comprimento, altura, localização e condições do entorno, bem como as cargas a serem consideradas no dimensionamento, como o peso próprio, a carga acidental, e carga de vento. Esta etapa foi realizada tendo como referências as normas brasileiras NBR 6123:1988 - forças devidas ao vento em edificações: procedimento, NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas: procedimento, e a NBR 6120:1980 - Cargas para cálculo de estrutura de edificações.

Após a definição dos modelos estruturais e das cargas atuantes, realizou-se a análise estrutural da edificação, utilizando as combinações de cargas, com o auxílio do *software* de cálculo estrutural CYPE 3D 2016, obtendo os esforços solicitantes para cada elemento, bem como as reações nos apoios e os seus deslocamentos.

Simultaneamente, realizou-se o dimensionamento dos elementos estruturais do galpão, com o CYPE 3D 2016. Realizou-se, primeiramente, o dimensionamento para o modelo de pórtico com pilares e tesouras em perfis conformados a frio, calculando-se as dimensões das tesouras, terças, pilares e contraventamentos. Em seguida foram dimensionados, pelos mesmos procedimentos, os elementos para a solução utilizando vigas e colunas em perfis laminados. Foram feitas as verificações necessárias de resistência e deslocamentos máximos aceitáveis nos pórticos.

Por fim, realizou-se o levantamento de quantitativo de material para as duas alternativas estruturais, verificando-se qual a mais econômica em termos do consumo de aço.

4. AVALIAÇÃO DAS ALTERNATIVAS

4.1. Caracterização do edifício e sua localização

Galpão industrial em duas águas, sem ponte rolante, e de planta retangular, com a estrutura formada pela repetição de pórticos planos e travamentos longitudinais, com as seguintes características:

- Localização: terreno plano, em Goiânia – GO;
- Vão livre entre os eixos de pilares: 20 m;
- Comprimento: 48 m;
- Altura dos pilares (H): 9 m;
- Espaçamento entre pórticos (L): 6 m;
- Cobertura e tapamentos frontais e laterais em telha de chapa zincada trapezoidal TP 40, espessura de 0,5 mm;
- Portas: o edifício possui 2 portas de 4 m de largura por 5 m de altura, uma em cada fachada.

4.2. Determinação dos sistemas estruturais

São analisadas duas tipologias para o sistema estrutural do galpão em estudo, denominadas Alternativa 1 e Alternativa 2:

- Alternativa 1 – Na direção transversal: pórticos bi engastados, com pilares e tesouras trapezoidais, em perfis conformados a frio (chapa dobrada). Na direção longitudinal: sistema de contraventamentos verticais e horizontais.

- Alternativa 2 – Na direção transversal: pórticos bi engastados, compostos por vigas e pilares utilizando perfis laminados de alma cheia. Na direção longitudinal: contraventamentos verticais e horizontais.

Nos dois casos, os pórticos possuem pilares engastados na base e com a extremidade oposta rotulada. As barras da tesoura são consideradas bi-rotuladas. Os sistemas de contraventamentos e de cobertura (terças e telhas) tem a mesma tipologia em ambas as alternativas, variando-se apenas os tipos de pórticos.

4.3. Especificações de materiais

- Alternativa 1 – A estrutura dos pórticos será em perfis dobrados (formados a frio) de aço estrutural CF-26;
- Alternativa 2 – A estrutura dos pórticos será em perfis laminados de aço ASTM A36;
- Em ambos os casos, as terças são em perfis dobrados, aço CF-26, e os contraventamentos em perfis laminados de seção redonda em aço A-36.

O aço ASTM A-36 foi escolhido por ser um dos mais utilizados, possuindo boas propriedades mecânicas. O aço CF-26 foi escolhido por ser facilmente encontrado em perfis de chapa dobrada, uma vez que o A-36 não é muito empregado neste tipo de perfil. Os dois materiais possuem limite de escoamento, resistência à ruptura e módulo de elasticidade muito próximos. A tabela 6, disponibilizada pelo *software*, apresenta características físicas desses aços.

Tabela 6 – Características dos materiais utilizados.

Materiais utilizados							
Material		E	ν	G	f_y	α_t	γ
Tipo	Designação	(kgf/cm²)		(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(m/m°C)	(t/m³)
Aço laminado	A-36 250Mpa	2038736.0	0.300	784913.4	2548.4	0.000012	7.850
Aço dobrado	CF-26	2038736.0	0.300	784129.2	2650.4	0.000012	7.850

Notação:
E: Módulo de elasticidade
v: Módulo de poisson
G: Módulo de corte
f_y: Limite elástico
α_t: Coeficiente de dilatação
γ: Peso específico

4.4. Normas utilizadas

Foram utilizadas no dimensionamento as Normas Brasileiras: NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios; NBR 14762:2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

4.5. Cargas adotadas

Considerou-se no projeto as cargas (ações) atuantes na estrutura, de acordo com o que estabelece a NBR 8800:2008, em seu item 4.7.

4.5.1. Carga permanente (AP)

A carga permanente ou peso próprio dos elementos da estrutura, foi determinada diretamente pelo CYPE 3D.

4.5.2. Carga acidental (SCU)

Para a carga acidentou, também chamada sobrecarga, observou-se a NBR 6120, em seu capítulo 2.2.1.4, e seguiu-se a recomendação de Bellei (2010), adotando-se na cobertura 15 Kgf/m². Nas terças adotou-se 15 Kgf/m², ou uma carga concentrada de 100 Kgf no centro, a mais desfavorável das duas.

4.5.3. Carga de vento (V)

Em estruturas do tipo galpão, as ações predominantes são devidas ao vento, sendo o cálculo de tais ações indispensável ao projeto estrutural. Os cálculos a seguir visam a determinação dos ventos na direção perpendicular (V90º) e longitudinal (V0º) ao galpão.

Pelo capítulo 5 da NBR 6123, foram obtidos os valores das ações devidas ao vento na edificação, conforme apresentado a seguir.

- Pelo mapa da figura 13, a velocidade básica do vento, V_o, para Goiânia é: V_o = 35 m/s;
- O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Adotou-se S_1 = 1, para terreno plano;
- O fator de rugosidade S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação. Para o S_2, considerou-se terreno em zona urbanizada (Categoria IV), e como o galpão possui comprimento a = 48 m > 20 e < 50, é de classe B, logo, haverá um valor de S_2 conforme a altura (H) considerada, os valores obtidos se encontram na tabela 7.

Tabela 7 – Coeficiente S_2

H	S_2
< 5m	0,76
10 m	0,83
10,8 m	0,84 (interpolado)

(Fonte: elaborado pelo autor)

- O fator estatístico S_3 considera o grau de segurança requerido e avida útil da edificação. Para edifício industrial, $S3 = 0{,}95$;
- A velocidade característica (V_k) é dada pela fórmula:

$$v_k = v_0 * S_1 * S_2 * S_3 \ (equação\ 14)$$

Para as alturas de 5, 10 e 10,8m, respectivamente, haverá:

- $v_1 = 35 * 1 * 0{,}76 * 0{,}95 = 25{,}27\ m/s$
- $v_2 = 35 * 1 * 0{,}83 * 0{,}95 = 27{,}60\ m/s$
- $v_3 = 35 * 1 * 0{,}84 * 0{,}95 = 27{,}93\ m/s$

- Pressão dinâmica – os valores de velocidade característica permitem calcular a pressão dinâmica (q_k), pela expressão:

$$q_k = 0{,}613\ v_k^2 \quad (equação\ 15)$$

Então, para as alturas (z) de 5, 10 e 10,8 metros dos pórticos:

- $Para\ z = 5\ m: q_1 = 0{,}613 * 25{,}27^2 = 39{,}91 \frac{kgf}{m^2}$

- $Para\ z = 10\ m: q_2 = 0{,}613 * 7{,}60^2 = 47{,}61 \frac{kgf}{m^2}$

- $Para\ z = 10{,}8\ m: q_3 = 0{,}613 * 27{,}93^2 = 48{,}76 \frac{kgf}{m^2}$

- Cálculo dos coeficientes de pressão e de forma externos (C_e e C_{pe}) para paredes laterais:

Altura relativa h/b = 9/20 = 0,45 <1/2
Onde h é a altura do pilar e b o vão do pórtico.
Proporção em planta (comprimento/largura): a/b = 48/20 = 2,4

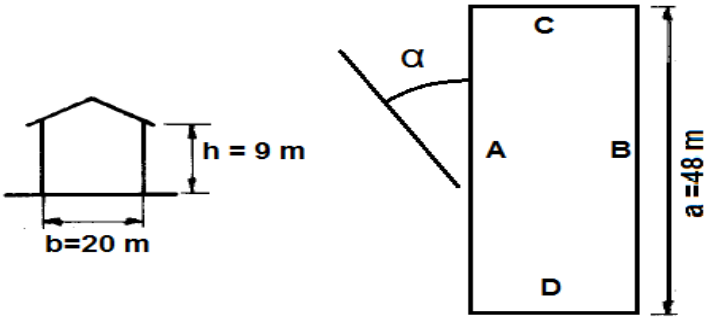
Estas dimensões são indicadas nas figuras 18 e 19, e os valores de C_e, para cada região do galpão, estão indicados na tabela 8. Os coeficientes com valores negativos indicam sucção, e positivos indicam sobrepressão.

Tabela 8 – Coeficientes de pressão e forma externos.

Valores de C_e					C_{pe} médio
α	A1 – B1	A2 – B2	C	D	-1,0
0º	-0,8	-0,4	-0,7	-0,3	
α	A	B	C1, D1	C2, D2	-1,0
90º	0,7	-0,5	-0,9	-0,5	

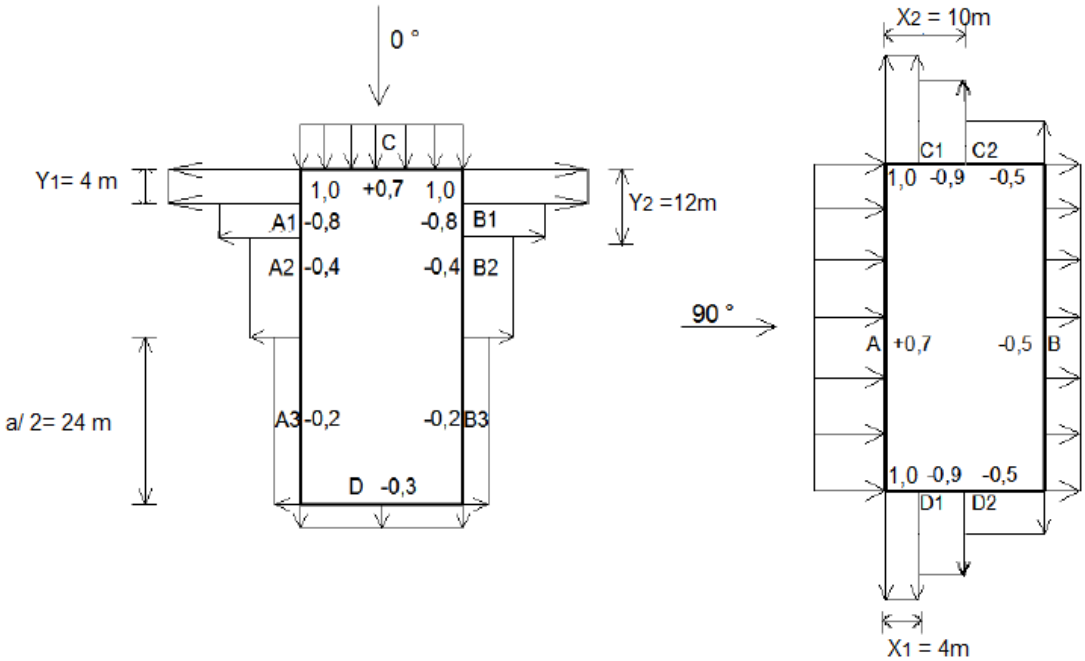
(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 18 – Dimensões e ângulo de incidência.



(Fonte: elaborado pelo autor)

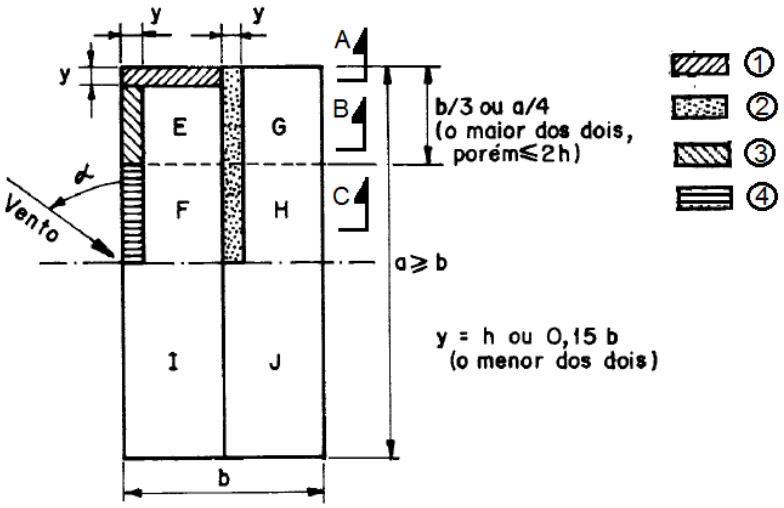
Figura 19 – Coeficientes externos para vento α a 90º e 0º.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Cálculo dos coeficientes (C_e) de pressão e de forma externos para telhado: O telhado possui inclinação θ de 10º, sua área foi dividida em regiões, como mostra a figura 20, obtendo-se os valores de C_e para o telhado tabelados, conforme a NBR 6123.

Figura 20 – Coeficientes de pressão para telhado.



(Fonte: NBR 6123/1988)

Com os dados das dimensões do galpão, obtiveram-se os coeficientes para estas áreas, exibidos na Tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes de pressão e forma externos para o telhado.

Θ	C_e				C_{pe} médio			
	α = 90º		α = 0º		Ações localizadas			
	EF	GH	EG	FH	①	②	③	④
10º	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4	*	-1,2

(*) C_{pe} = -1,2 para α=90º e C_{pe}= -0,6 para α=0º.

(Fonte: elaborado pelo autor)

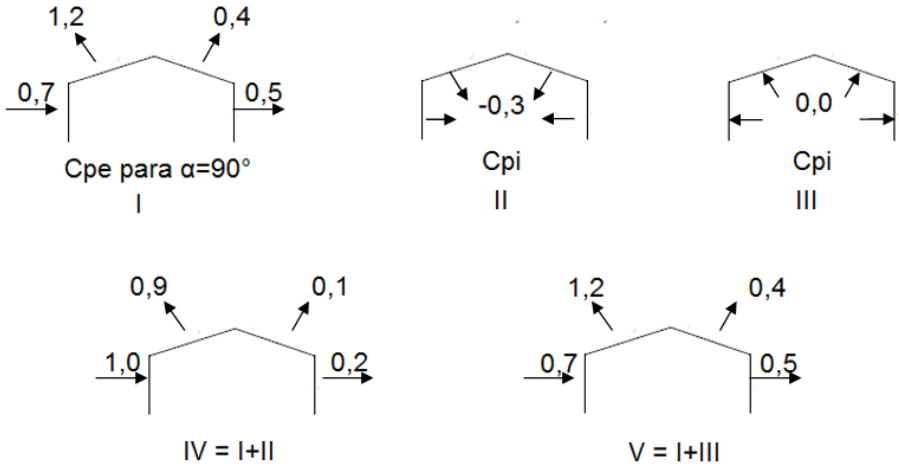
Com estes valores, escolheu-se entre as seções A, B e C, a mais crítica, que foi a seção B, com vento à 90º. Esta seção foi então combinada com dois valores de coeficientes de pressão interna, de acordo com a norma, que são C_{pi}= 0,0 e também C_{pi}= -0,3, escolhendo-se o mais nocivo.

Na NBR 8800:2008, as combinações de ações do vento devem ser feitas para que possam ser determinados quais os efeitos mais desfavoráveis à estrutura. Isto foi feito combinando-se as ações localizadas com os coeficientes de pressão.

As combinações IV e V foram adotadas para a continuação da determinação dos esforços. Com esses valores foram finalmente calculadas as cargas de vento (q) em cada

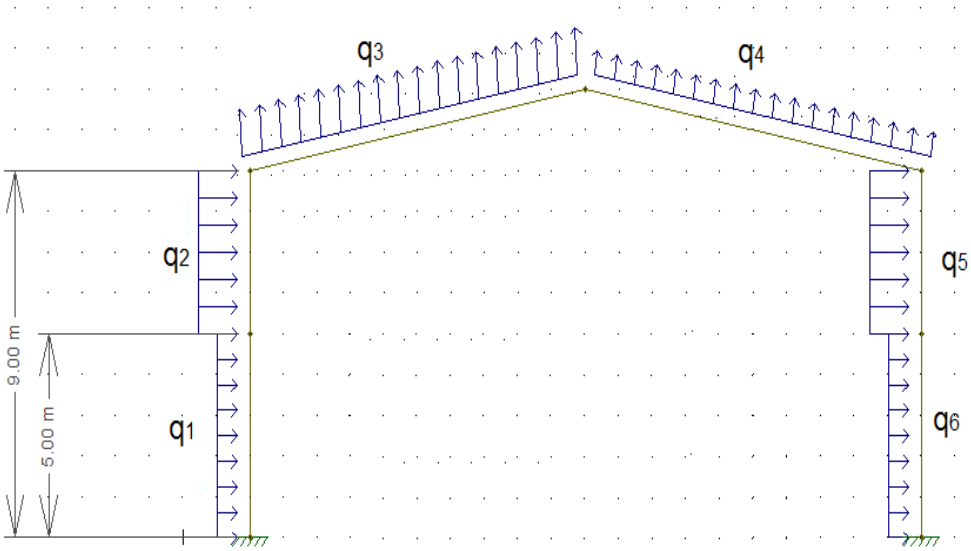
pórtico, multiplicando o espaçamento entre pórticos (d) por q_k e pelos coeficientes de IV e V, conforme a tabela 10, com valores finais convertidos para KN/m. Estes valores então foram simplificados para obter os valores finais de vento, mostrados na Figura 23.

Figura 21 – Coeficientes de pressão e suas combinações.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 22 – Cargas de vento em cada pórtico.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 10 – Cargas de vento.

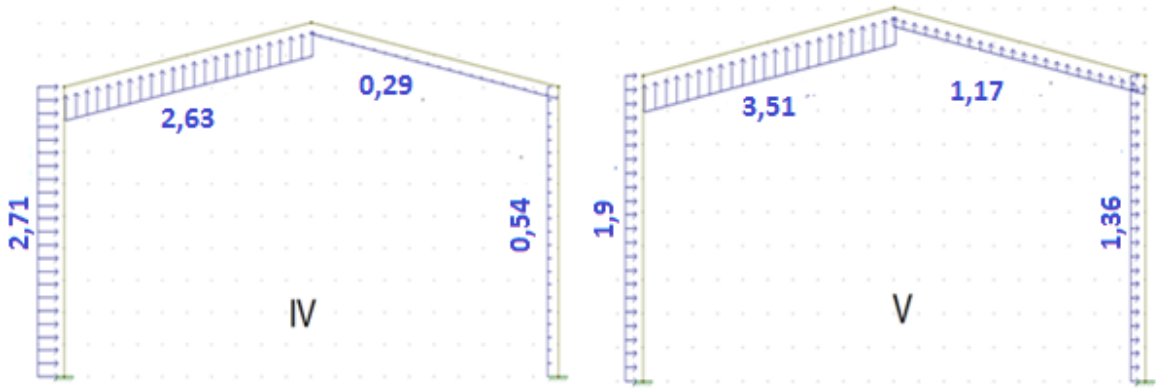
d X q	Coeficiente IV	Coeficiente V
q_1 = 6 X 0,3991	1,0 → q1= 2,39 kN/m	0,7 → q_1 = 1,67 kN/m
q_2 = 6 X 0,4761	1,0 → q2 = 2,86 kN/m	0,7 → q_2 = 2,00 kN/m
q_3 = 6 X 0,4876	0,9 → q3 = 2,63 kN/m	1,2 → q_3 = 3,51 kN/m
q_4 = 6 X 0,4876	0,1 → q4 = 0,29 kN/m	0,4 → q_4 = 1,17 kN/m
q_5 = 6 X 0,3991	0,2 → q5 = 0,48 kN/m	0,5 → q_5 = 1,20 kN/m
q_6 = 6 X 0,4761	0,2 → q6 = 0,57 kN/m	0,5 → q_6= 1,43 kN/m

* Onde d = 6 m.

(Fonte: elaborado pelo autor)

Os valores de q_1, q_2, q_5 e q_6 podem ser simplificados, para que se tenha um único valor de q em cada pilar do pórtico. Através do equilíbrio de momentos nos engastes dos pilares, obtiveram-se então os diagramas finais simplificados, para as combinações IV e V.

Figura 23 – Diagramas finais de carga de vento nos pórticos.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Os valores finais exibidos na figura 23 se referem aos pórticos internos do galpão, que absorvem os carregamentos de vento em uma área com comprimento de 6 m da lateral do galpão. Os dois pórticos externos (frontais) recebem as cargas de vento de 3 metros de lateral, possuindo assim metade do valor.

4.6. Combinações de ações

As combinações de ações são feitas para determinar quais os efeitos simultâneos mais desfavoráveis para a estrutura, A seguir, são demonstrados os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação adotados nessas combinações. Estes valores foram adotados seguindo a NBR 8800 (ABNT, 2008).

a) Peso próprio de estruturas metálicas: γ_g = 1,25 para situações normais e γ_g = 1,00 para ações permanentes favoráveis à segurança;
b) Ações variáveis (vento): γ_q = 1,4;
c) Ações variáveis (sobrecarga): γ_q = 1,5.

Os fatores de combinação adotados foram:

a) Vento (pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral): Ψo = 0,6;
b) Sobrecarga (ações variáveis causadas pelo uso e ocupação): Ψo = 0,8.

Com esses coeficientes e, utilizando a equação 1, descrita na seção 2.5.3 deste trabalho, estabeleceram-se as combinações de ações, fornecidas ao software para o dimensionamento. Sendo AP, peso próprio da estrutura; SCU, sobrecarga; V0, vento incidindo a zero grau e V90, vento incidindo a 90 graus, as combinações obtidas foram:

a) 1 – AP;
b) 2 – 1,25 AP;
c) 3 – AP + 1,5 SCU;
d) 4 – 1,25 AP + 1,5 SCU;
e) 5 – AP + 1,4 V0;
f) 6 – 1,25 AP + 1,4 V0;
g) 7 – AP + 1,2 SCU + 1,4 V0;
h) 8 – 1,25 AP + 1,2 SCU + 1,4 V0;
i) 9 – AP + 1,5 SCU + 0,84 V0;
j) 10 – 1,25 AP + 1,5 SCU + 0,84 V0;

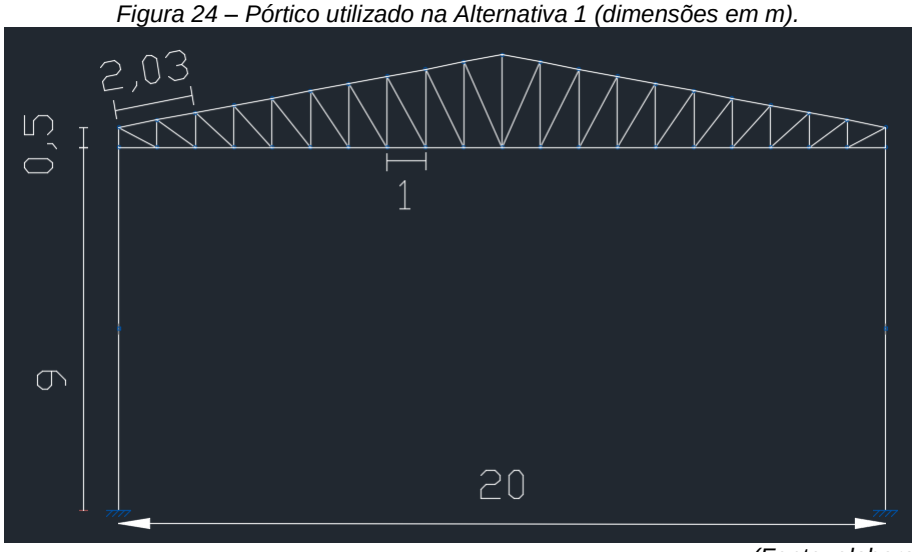
Na análise dimensionamento estrutural, o programa CYPE 3D 2016 considera automaticamente os efeitos de segunda ordem. Estes efeitos ocorrem quando as ações horizontais atuantes na estrutura causam um pequeno deslocamento da verticalidade do pilar, fazendo com que o esforço devido à carga vertical (peso próprio e sobrecarga) atuante no pilar, gere um momento em relação à base do pilar (efeito P-delta), que tem como consequência um acréscimo na ação horizontal.

4.7. Análise e dimensionamento das estruturas

4.7.1. Definição da geometria e considerações sobre os perfis

Com os dados de cargas atuantes, definidos nas seções 4.1 a 4.5, realizou-se o dimensionamento e análise dos elementos do galpão utilizando o CYPE 3D. Com auxílio do editor de pórticos do *software*, foi definida uma geometria para as tesouras que serão utilizadas na alternativa 1, utilizando perfis conformados a frio. Foi escolhida a altura do primeiro montante de 0,5 m, e um espaçamento máximo entre terças de 2,5 m. Com este arranjo, foram obtidas 12 terças (sendo 2 de cumeeira), com um espaçamento entre elas de 2,03 m, para que ficassem apoiadas nos nós da tesoura. A treliça apresenta 20 diagonais, e o banzo inferior é dividido igualmente em 20 partes de 1m cada. A figura 24 mostra a geometria do pórtico da Alternativa 1.

Figura 24 – Pórtico utilizado na Alternativa 1 (dimensões em m).



(Fonte: elaborado pelo autor)

Seguindo as recomendações de Bellei (2010), nas tesouras, foi escolhido o perfil U tanto para os banzos, diagonais e montantes, sendo este um arranjo muito usual. Para o dimensionamento dos pilares, foram adotados os perfis com seção retangular dupla.

Após informar todos os dados de entrada ao software, como as dimensões dos pórticos, materiais, arranjo das barras, carregamentos, deslocamentos máximos (ΔV e ΔH) admitidos e os comprimentos de flambagem das barras, fez-se o processamento dos componentes do pórtico. Com isso o *software* realizou o dimensionamento otimizado das peças, seguindo o princípio de se escolher os perfis (dentre os catalogados no sistema)

mais leves para cada situação, respeitando os requisitos de segurança e desempenho estrutural.

Em alguns casos, o *software* adota configurações de perfis difíceis de serem executadas, ou que apresentam perfis difíceis de serem encontrados. Nestes casos, foram escolhidos pelo usuário perfis e configurações mais condizentes com o encontrado na prática, além de procurar manter uma economia de material.

Para os perfis de chapa dobrada, foi estipulado ao software que utilizasse perfis com espessura mínima de 2,25 mm nos pórticos e 2,00 nas terças, por esta ser a espessura mínima normalmente encontrada em catálogos nacionais. Além disso, Bellei (2010) recomenda a adoção de 2,25 mm como espessura mínima nos pórticos principais, por serem menos sujeitos a distorções e a flambagem localizada.

Para as diagonais e montantes, em função do tipo de arranjo adotado em perfis com formato U, estabeleceu-se o critério de adotar perfis com largura levemente inferior ao dos banzos superiores e inferiores, para permitir o encaixe e a soldagem precisa nos mesmos. Para os pilares foi utilizada seção retangular (caixão) dupla.

Para os pórticos da Alternativa 2, foram adotados perfis I (W) para as vigas e HP (I com abas largas) para pilares.

Figura 25 – Pórtico utilizado na Alternativa 2 (dimensões em m).

(Fonte: elaborado pelo autor)

Ao realizar a análise da estrutura, obtiveram-se as envoltórias dos esforços axiais, cortantes e momentos fletores da estrutura, fornecidas pelo *software*. As envoltórias representam os diferentes carregamentos para cada barra dos pórticos, de acordo com a combinação de carga considerada, e se encontram no apêndice A.

Na etapa de análise estrutural, foram definidas as piores solicitações que podem ocorrer às barras dos pórticos estudados. Com os valores obtidos para estas solicitações realizou-se o dimensionamento e a verificação das barras.

Conforme discutido no item 2.6, a NBR 8800:2008 utiliza os conceitos de estados-limites últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS). Os primeiros estão relacionados com a segurança da estrutura, frente aos carregamentos máximos a que está sujeita durante sua vida útil. Os ELS estão relacionados com a satisfação dos requisitos de desempenho da estrutura, não ultrapassando os deslocamentos máximos permitidos, por exemplo. As verificações de estado limite ultimo foram feitas pelo software, e em nenhuma das barras a tensão atuante de cálculo foi maior que a resistente.

No dimensionamento dos modelos, o CYPE 3D 2016 utilizou os métodos empregados pela NBR 8.800:2008 e NBR 14.762:2010. Para as duas alternativas, os pórticos externos, em função da sua área de influência, receberam menor carga que os internos, e consequentemente apresentaram menores dimensões. Em alguns projetos costuma-se igualar os pórticos internos e externos do edifício, adotando o de maiores dimensões. Porém, como a diferença no consumo de material é significativa, optou-se por mantê-los diferentes, gerando uma solução otimizada. Os sistemas de contraventamento foram dispostos segundo as recomendações de Bellei (2010), utilizando contraventamentos em “X” formados por barras de seção circular, no plano das terças e nas laterais do galpão. As figuras 26 e 27 exibem os galpões, em perspectiva 3d gerada pelo *software*, com seus elementos dimensionados. No apêndice B estão disponíveis os desenhos com os perfis indicados.

Figura 26 – Modelo final obtido para a alternativa 1.

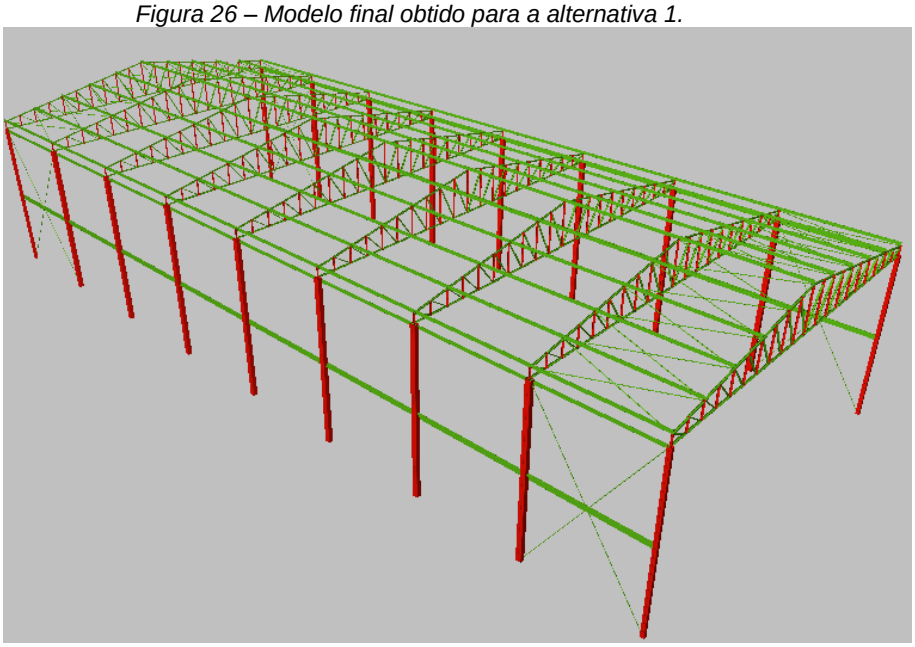
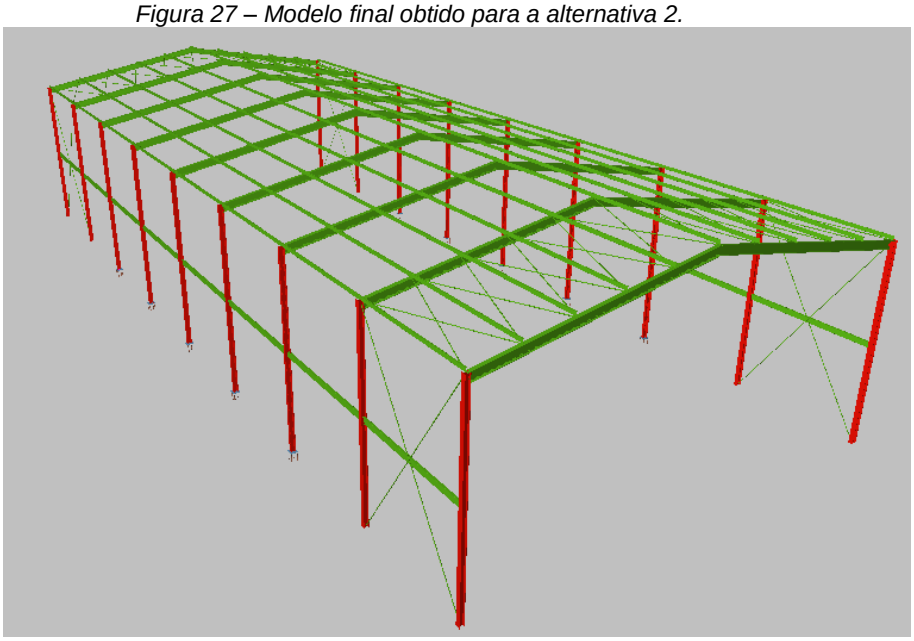


Figura 27 – Modelo final obtido para a alternativa 2.



4.7.2. Deslocamentos máximos

Conforme discutido em 2.6.6, a norma apresenta requisitos de desempenho para as estruturas, usualmente em termos de deslocamentos máximos horizontais e verticais. Para o galpão em estudo, máximo admitido para o deslocamento vertical é de L/250 = 80 mm. Para o deslocamento horizontal o limite foi de H/300 = 30 mm. Para os dois casos analisados, os valores dos deslocamentos nos pórticos externos e internos ficaram próximos. As figuras 28 e 29 mostram as configurações deformadas dos pórticos.

Figura 28 – Configuração deformada da alternativa 1.

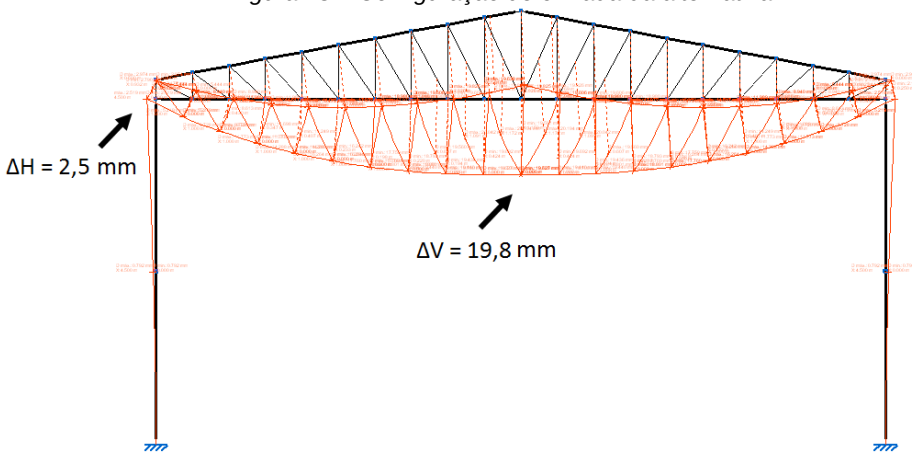


Figura 29 – Configuração deformada da alternativa 2.

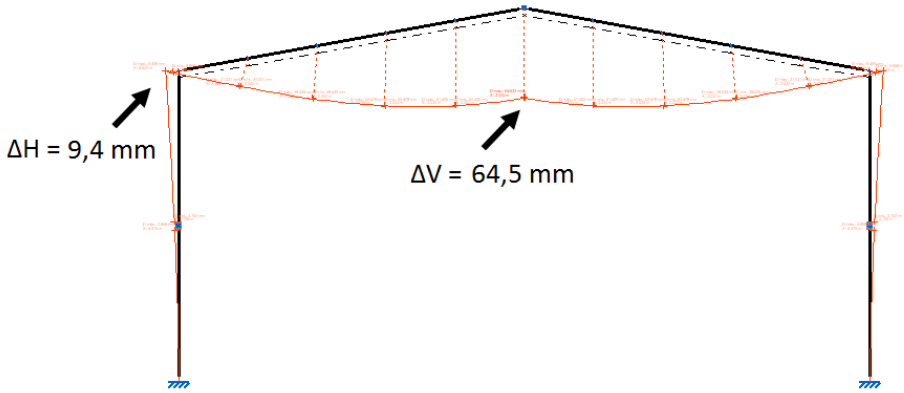
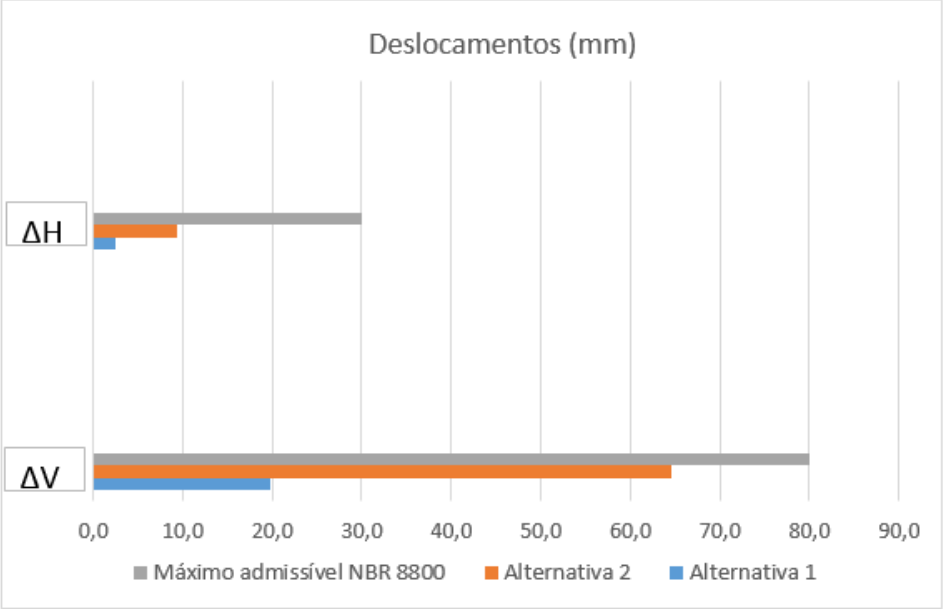


Figura 30 – Deslocamentos obtidos.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Observando o gráfico da figura 30, nota-se que nunca são ultrapassados os limites admissíveis para os deslocamentos horizontais e verticais. Isto demonstra que ambos os modelos atendem ao Estado Limite de Utilização de deslocamentos excessivos da estrutura. Além disso, é possível observar que os deslocamentos verticais são mais significativos que os horizontais para as duas alternativas estruturais, indicando que as cargas permanentes e sobrecargas exercem maior influência nas deformações do que o vento lateral (vento a 90º).

O pórtico com treliça trapezoidal apresentou os menores deslocamentos verticais e horizontais. Segundo Chaves (2007), isso se deve à grande inércia equivalente da viga treliçada trapezoidal. Pode se interpretar a treliça trapezoidal como sendo uma viga equivalente com seção variável.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Neste capítulo, é apresentado o consumo de aço para cada pórtico estudado, e feita a comparação entre o peso e o consumo dos pórticos. É feita também uma análise dos fatores que influenciam nesses resultados.

5.1. Resumo de materiais

Após o dimensionamento, foi possível quantificar o consumo de aço para cada alternativa, obtendo o peso de cada pórtico e o peso global do galpão, que inclui as terças e sistema de contraventamento.

A tabela 11 traz um resumo de materiais e o peso global. Complementarmente, está incluída no apêndice C, a lista completa das barras presentes em cada estrutura, com os respectivos comprimentos e consumo de aço.

Tabela 11 – Tabela resumida de aço para as duas alternativas.

TABELA DE AÇO RESUMIDA						
	Aço	Perfil	Elementos	Peso (Kg)	% em relação ao peso global	Peso global (Kg)
Alternativa 1	CF-26	Retangular duplo (caixão)	Pilares	10542,17	52,57	20052,81
		U	Tesouras	3005,83	14,99	
		C	Terças	2459,76	12,27	
		C	vigas longitudinais	1188,7	5,93	
	A-36	VERG (barra redonda)	Contraventamento	2856,35	14,24	
Alternativa 2	A-36	HP	Pilares	6879,9	28,57	24080,79
		I	Vigas	11190,55	46,47	
		VERG (barra redonda)	Contraventamento	2862,2	11,89	
		C	Terças	2459,76	10,21	
	CF-26	C	vigas longitudinais	688,38	2,86	

(Fonte: elaborado pelo autor)

5.2. Comparativo do consumo de aço

Com o resumo do quantitativo de materiais utilizados para cada estrutura, é possível fazer a análise comparativa. A tabela 12 traz o peso de aço total dos pórticos, para cada alternativa estudada, o peso médio de um pórtico, o peso global e a taxa de consumo de aço. O peso médio de um pórtico é a média entre o peso de um pórtico interno e um externo do galpão. Na alternativa 1, o peso de um pórtico externo (frontal) foi de 1111,21 kg e para um interno foi de 1617,94 kg. Para a alternativa 2 os pesos foram de 1798,14 e 2067,74 kg, respectivamente.

Observou-se que o peso médio de um pórtico com tesoura trapezoidal em aço dobrado (alternativa 1), foi de 1505,3 kg, 33,38% mais leve que os pórticos laminados de alma cheia, que pesam 2007,8 kg cada. Dividindo o peso total dos nove pórticos do galpão pela sua área total (960 m²), obteve-se a taxa de consumo de aço para cada tipologia, que foi de 14,11 kg/m² para alternativa 1, e 18,82 kg/m² para alternativa 2. Estes valores de taxa de consumo dos pórticos não consideram as terças e contraventamentos, que são inclusos no peso global e na taxa de consumo global.

Tabela 12 – Resultados: peso e taxa de consumo de aço

RESULTADOS OBTIDOS					
Alternativa	Peso médio de 1 pórtico	Peso total dos pórticos	Peso global	Taxa de Consumo dos pórticos	Taxa de Consumo Global
	Kg	Kg	Kg	Kg/m²	Kg/m²
Alternativa 1	1505,33	13548,00	20052,81	**14,11**	20,89
Alternativa 2	2007,83	18070,45	24080,79	**18,82**	25,08
Diferença (%)	33,38	33,38	20,09	**33,38**	**20,09**

(Fonte: elaborado pelo autor)

Analisando a 12, observa-se uma taxa de consumo global de 20,98 kg/m² para o galpão em treliça trapezoidal com perfis dobrados, enquanto o galpão com pórticos de alma cheia obteve 25,08 kg/m². **A diferença de consumo foi de 20,09%,** o que representa uma economia considerável quando se adota a alternativa 1. Quando se compara apenas os pórticos, essa diferença cresce para 33,38%, gerando uma economia de 502,49 kg por pórtico. Isso demonstra que os perfis dobrados possuem uma excelente inercia, gerando estruturas mais leves e mais rígidas, pois apresentam menores deslocamentos, como visto na seção 4.7.2. Outro fator que se deve destacar, é que os perfis laminados são

disponibilizados em um número limitado de dimensões, menor que a quantidade de perfis soldados por exemplo, como destacou Nogueira (2009), o que ocasiona o chamado salto de bitola: quando um perfil não satisfaz uma determinada carga, o próximo perfil selecionado apresenta dimensões muito superiores, ocasionando grande acréscimo de peso. Convém destacar que vários fatores influenciam na taxa de consumo de aço, como:

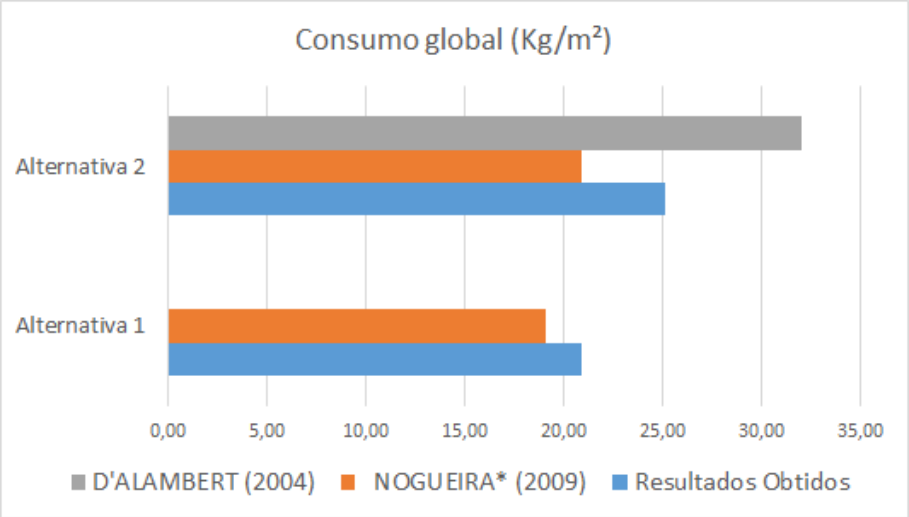
- Localidade onde está situada a edificação;
- Vão entre os pilares do pórtico;
- Espaçamento entre pórticos;
- Altura dos pilares;
- Tipo de perfil;
- Tipo de vinculação dos pórticos.

Resultados obtidos por autores como Nogueira (2009) e D'alembert (2004) mostram que, para vãos de até 30 m, o consumo tende a diminuir com o aumento do vão. Porém a partir de 30 m o consumo cresce rapidamente com o aumento do vão. Nogueira (2009) e Chaves (2007) também estudaram a relação entre o tipo de perfil e a taxa de consumo, obtendo taxas maiores quando utilizando perfis laminados, em relação aos perfis soldados para um mesmo pórtico.

5.3. Comparação com a literatura

A Figura 31 traz uma comparação com os resultados de Nogueira (2009) e D'alembert (2004), que realizaram estudos sobre diferentes tipologias de galpões industriais. Os resultados de D'Alembert apresentam diferença significativa no consumo com relação aos de Nogueira. Estes dados são para a mesma velocidade de vento e o mesmo vão.

Figura 31 – Comparativo da taxa de consumo global com os resultados de Nogueira e D'alembert.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Com relação a taxa de consumo para os pórticos, excluindo-se terças e contraventamento, os resultados se aproximaram aos de Nogueira (2009), apresentando diferença significativa com relação a D'alembert.

Tabela 13 – Comparativo de consumo dos pórticos com os resultados de Nogueira e D'alembert.

Taxa de Consumo dos pórticos (Kg/m²)		
	Alternativa 1	Alternativa 2
Resultados Obtidos	14,11	18,82
NOGUEIRA* (2009)	14,30	15,50
D'ALAMBERT (2004)	–	21,50

(Fonte: elaborado pelo autor)

6. CONCLUSÕES

As estruturas metálicas possuem grande destaque em edificações industriais e comerciais, se destacando entre outros fatores, pela rapidez na execução, economia e versatilidade e eficiência estrutural. Tendo em vista estes fatores, este trabalho versou sobre a influência da tipologia estrutural sobre o consumo de material, para uma determinada geometria escolhida.

Ao analisar duas tipologias estruturais, observou-se que a alternativa 1, em treliças trapezoidais de perfis formados a frio (dobrados), apresentou os melhores resultados de desempenho estrutural, apresentando menores deslocamentos que os pórticos de alma cheia (alternativa 2), indicando que a escolha por perfis dobrados associada a adoção de treliça trapezoidal gera estruturas mais rígidas, desde que devidamente associadas aos contraventamentos na direção longitudinal.

Quanto ao consumo de aço, obteve-se como resultado, como era previsto, que os pórticos em treliça de perfil dobrado geram uma economia de aproximadamente 502 kg no consumo de aço em relação aos de perfil laminado de alma cheia, ou seja, 33% de diferença.

Quando se comparou o consumo total das duas alternativas**, a alternativa 1 apresentou cerca de 20% a menos na taxa de consumo de aço.** Esses dados demostram que a escolha da alternativa 1 gerou estruturas mais econômicas e rígidas. Porém, isso não significa necessariamente que será uma solução mais barata, visto que as treliças geram mais tempo de montagem, consumindo mais mão de obra, além disso tem ima área de pintura maior, consumindo mais tinta, dentre outros fatores. Para finalizar, para se ter um estudo de custos, sugere-se a realização de mais estudos comtemplando estes fatores citados, além da comparação com outras tipologias, como as treliças em arco e treliças de banzos paralelos.

REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ABNT _____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

ABNT _____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ABNT _____. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ABNT _____. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

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

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

CHAMBERLAIN, Z.M.; FICANHA R.; FABEANE, R. **Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões leves**. 2007. 125 f. Dissertação (Mestrado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2007.

D'ALAMBERT, F. **Galpões em Pórticos com Perfis Estruturais Laminados (Coletânea do Uso do Aço)**. Belo Horizonte: GERDAU Açominas, 2004. 2. ed. v.3.

DIAS, L.A.M. **Estruturas de aço: Estruturas de aço: Conceitos, técnicas e linguagem**. 11. Reimpressão. São Paulo: Zigurate Editora, 2015.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

NOGUEIRA, G. S. **Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formados a frio**. 2009. 161 f. Dissertação (Mestrado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

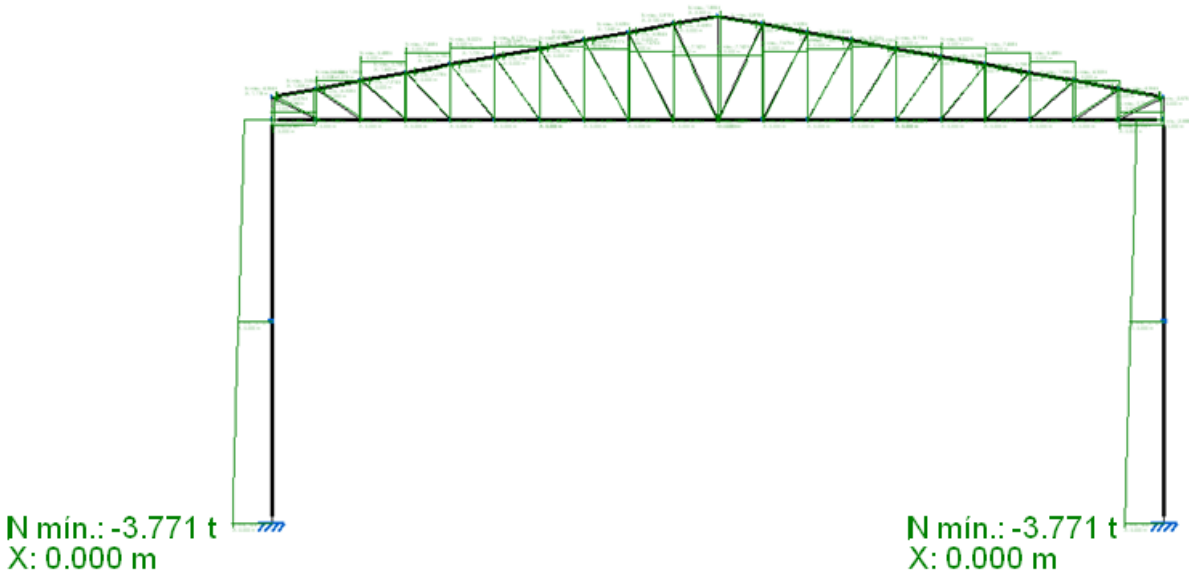
PFEIL, W; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático segundo a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

PINHO, F.O.; PENNA, F. **Viabilidade econômica.** Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2008.

SILVA, V.P.; PANNONI, F.D. **Estruturas de aço para edifícios**. São Paulo: Blucher, 2010.

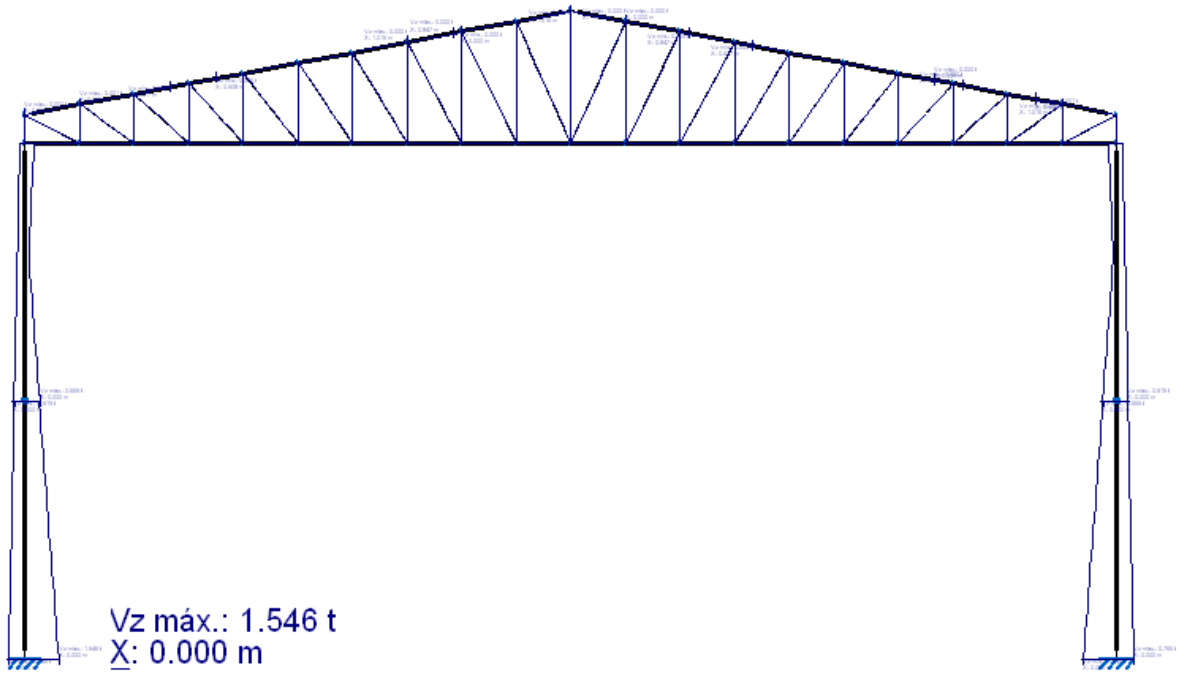
APÊNDICE A – Envoltórias de esforços para as estruturas

Figura A1 – Envoltória de esforço axial para a alternativa 1.



(Fonte: elaborado pelo autor).

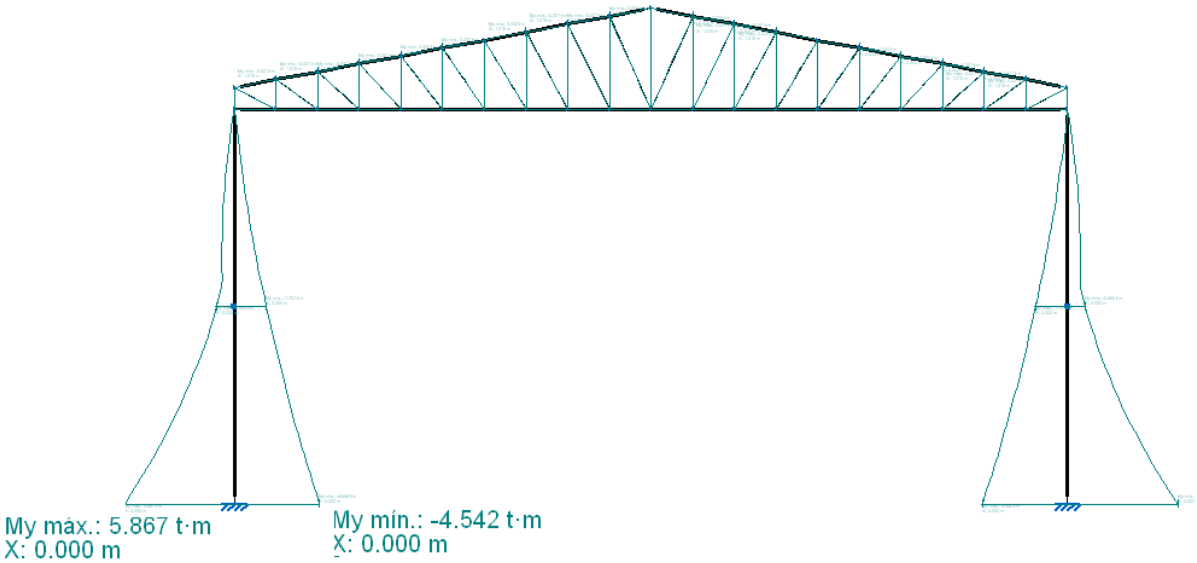
Figura A2 – Envoltória de esforço cortante para a alternativa 1.



(Fonte: elaborado pelo autor).

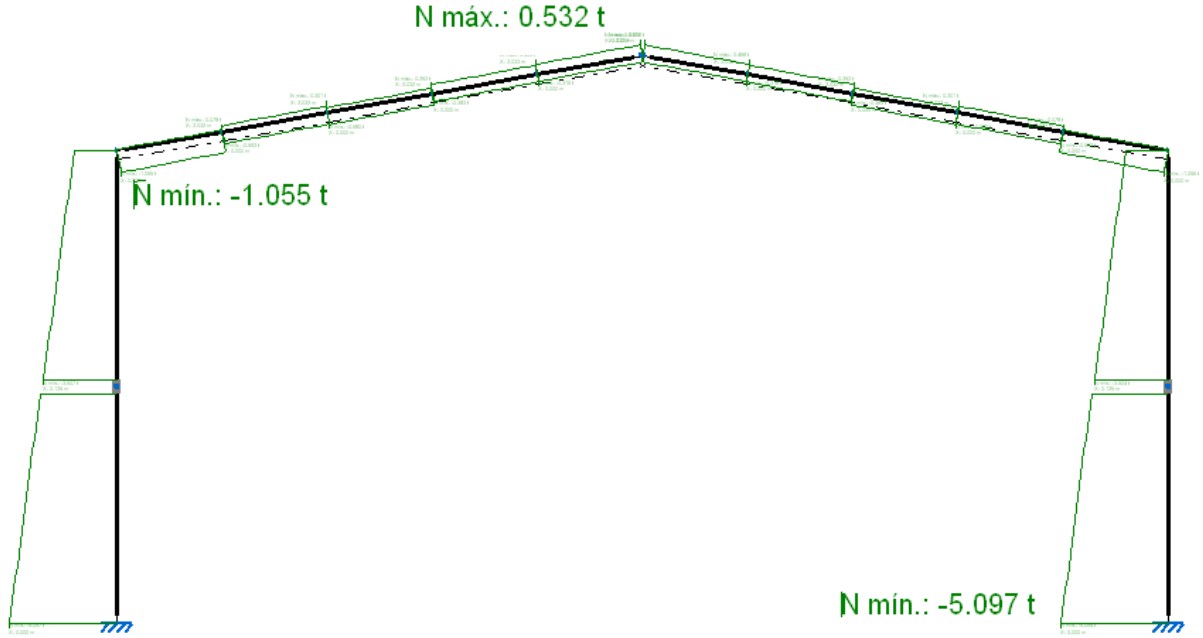
** Obs.: em todos os desenhos, o ponto representa o separador de decimais, como é adotado pelo CYPE 3D.*

Figura A3 – Envoltória de momento fletor para a alternativa 1.



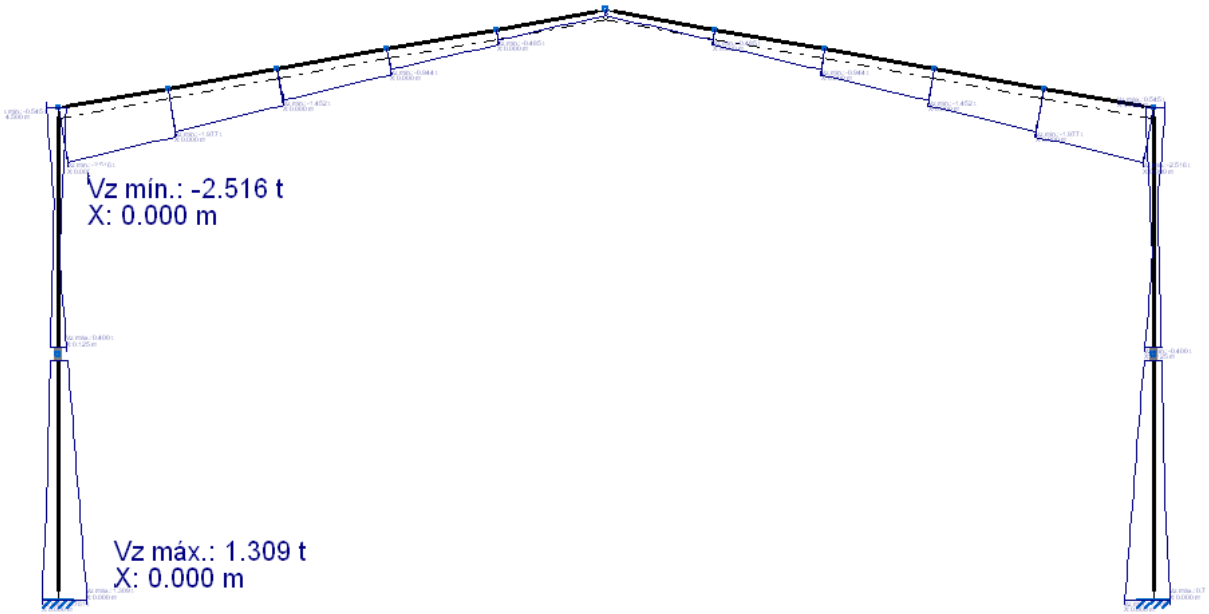
(Fonte: elaborado pelo autor).

Figura A4 – Envoltória de esforço axial para a alternativa 2.



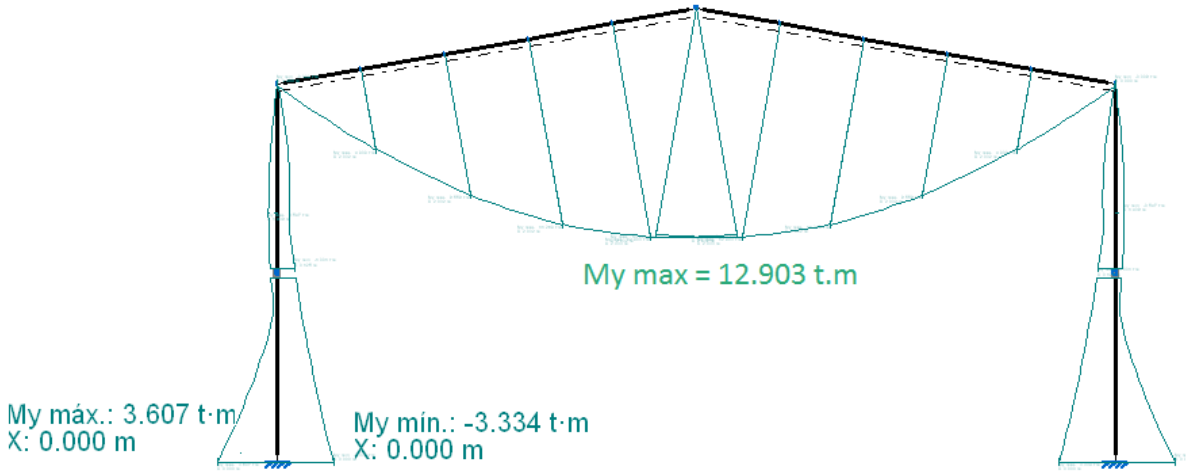
(Fonte: elaborado pelo autor).

Figura A5 – Envoltória de esforço cortante para a alternativa 2.



(Fonte: elaborado pelo autor).

Figura A6 – Envoltória de momento fletor para a alternativa 2.



(Fonte: elaborado pelo autor).

APÊNDICE B – Desenhos com o dimensionamento definitivo das alternativas estruturais

Figura B1 – Dimensionamento definitivo pórtico externo da alternativa 1.

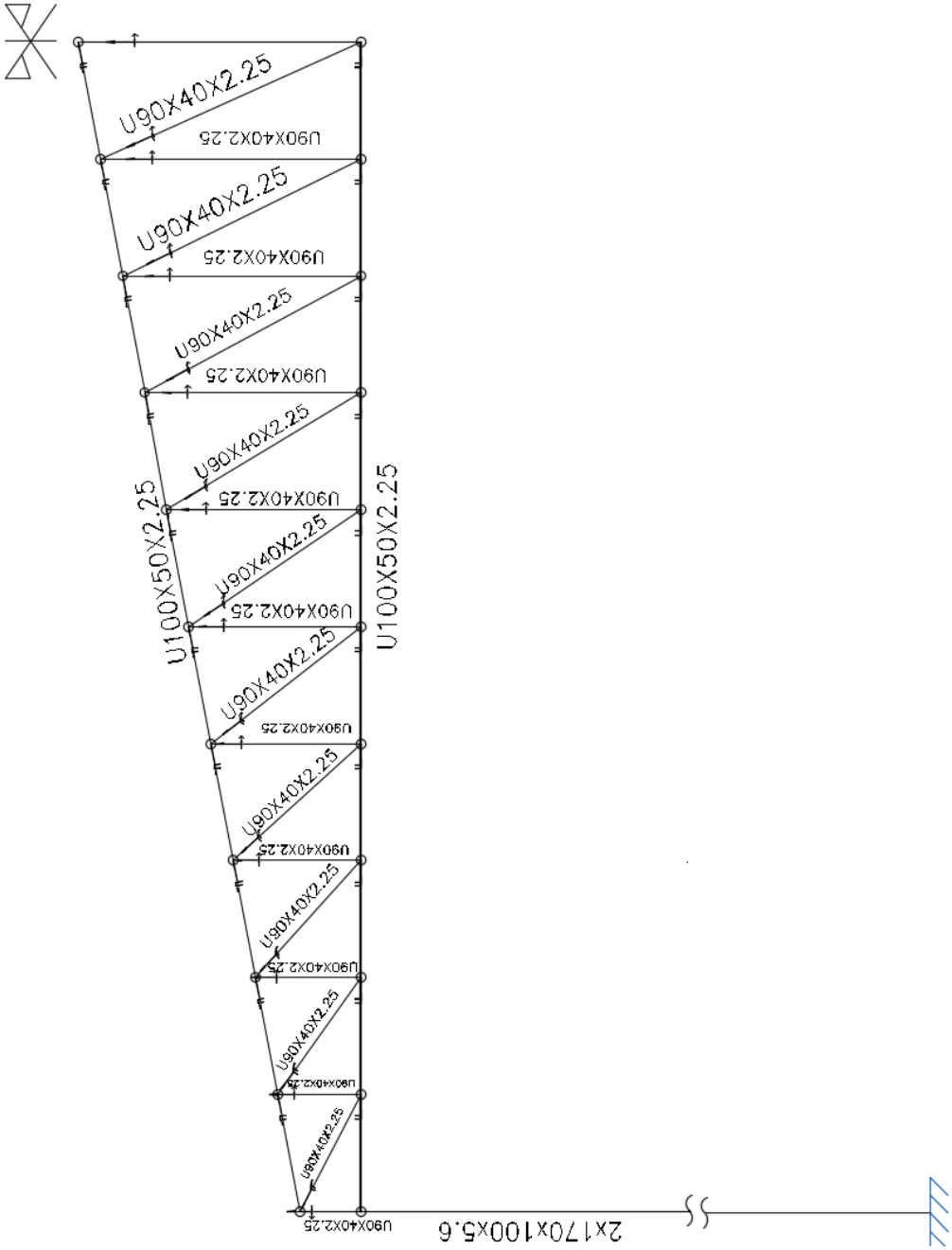


Figura B2 – Dimensionamento definitivo pórtico interno da alternativa 1.

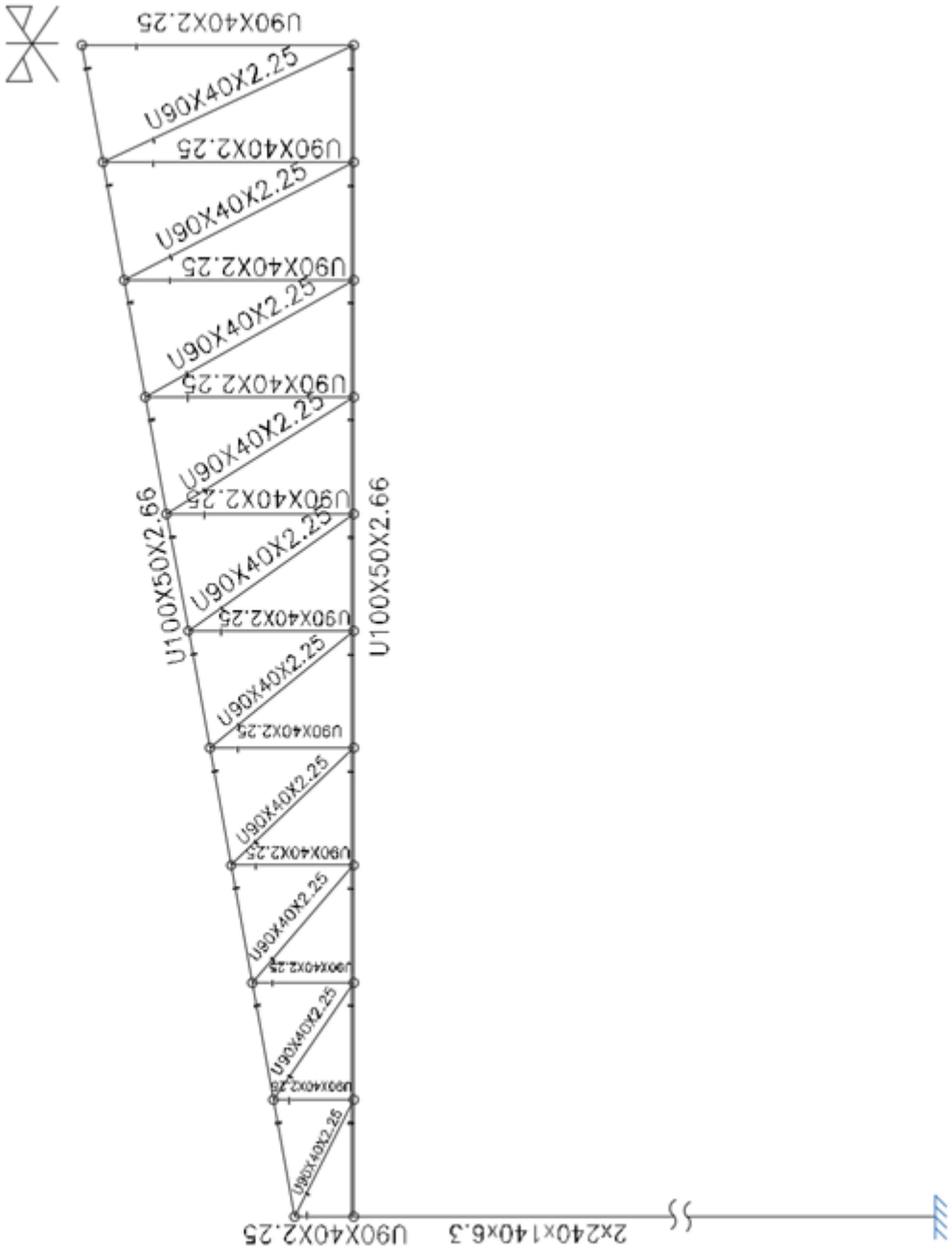


Figura B3 – Dimensionamento definitivo pórtico externo da alternativa 2.

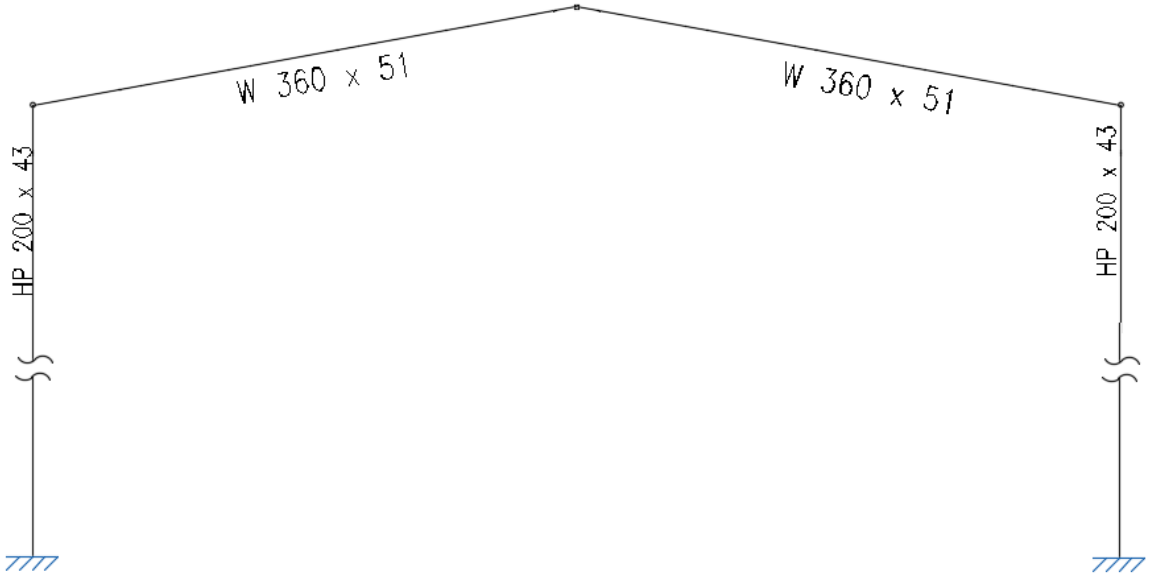
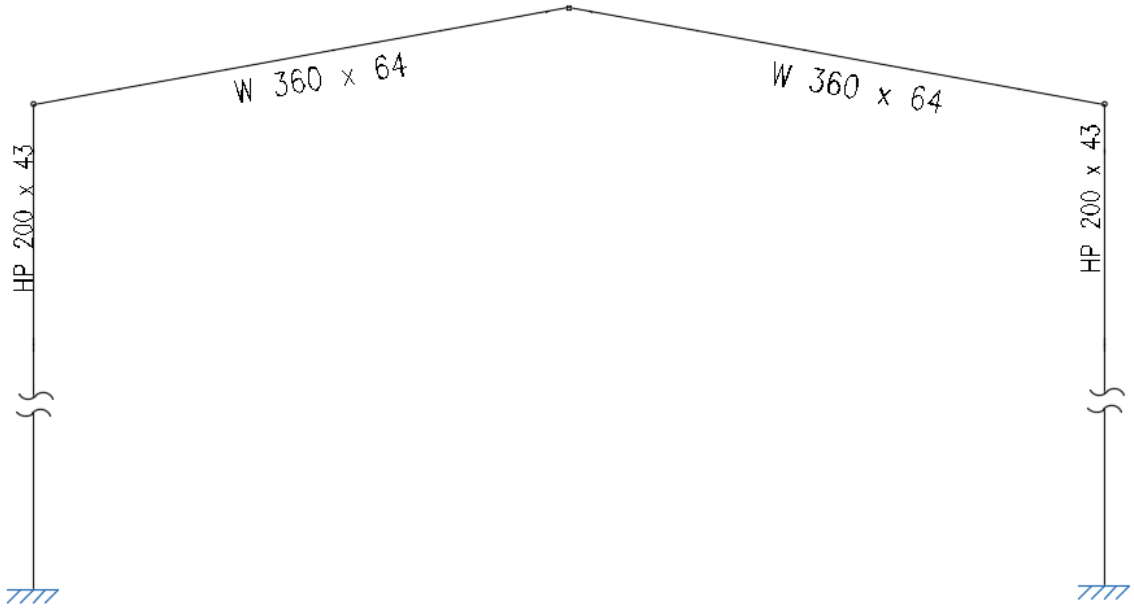


Figura B4 – Dimensionamento definitivo pórtico interno da alternativa 2.



APÊNDICE C – Resumo do material a ser utilizado em cada alternativa estrutural

Tabela C1 – Tabela resumo para alternativa 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)
			VERG 30	86.533			0.061			480.16		
			VERG 39	253.392			0.303			2376.19		
		VERG			339.925			0.364			2856.35	
Aço laminado	A-36 250Mpa					339.925			0.364			2856.35
			170x100x5.6, Duplo com união genérica	36.000			0.203			1591.55		
			240x140x6.3, Duplo com união genérica	126.000			1.140			8950.62		
		Retangular			162.000			1.343			10542.17	
			U90X40X2.25	559.038			0.204			1604.87		
			U100X50X2.25	80.643			0.035			274.24		
			U100X50X2.66	282.250			0.144			1126.72		
		U			921.931			0.383			3005.83	
			C150X60X20X2.00	528.000			0.313			2459.76		
			C250X85X25X2.00	96.000			0.088			688.38		
			C150X60X20X2.25	96.000			0.064			500.32		
		C			720.000			0.465			3648.46	
Aço dobrado	CF-26					1803.931			2.191			17196.46

Tabela C2 – Tabela resumo para alternativa 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)
			HP 200 x 43	162.000			0.876			6879.90		
		HP			162.000			0.876			6879.90	
			VERG 33	86.533			0.074			580.99		
			VERG 37	101.356			0.109			855.48		
			VERG 39	152.036			0.182			1425.72		
		VERG			339.925			0.365			2862.20	
			W 360 x 51	40.643			0.263			2067.42		
			W 360 x 64	142.250			1.162			9123.13		
		I			182.893			1.426			11190.55	
Aço laminado	A-36 250Mpa					684.818			2.667			20932.64
			C150X60X20X2.00	528.000			0.313			2459.76		
			C250X85X25X2.00	96.000			0.088			688.38		
		C			624.000			0.401			3148.14	
Aço dobrado	CF-26					624.000			0.401			3148.14