

N. CLASS. *M 620-1*
CUTTER *M 672 g*
ANO/EDIÇÃO *2015*

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS UNIS
ENGENHARIA MECÂNICA
LUIZ GUSTAVO MACHADO MIRANDA

**GALPÃO METÁLICO PARA ARMAZENAGEM NA REGIÃO SUDESTE DE SÃO
PAULO: estudo de caso de duas configurações de estrutura de armazenagem**

Varginha
2015

LUIZ GUSTAVO MACHADO MIRANDA

**GALPÃO METÁLICO PARA ARMAZENAGEM NA REGIÃO SUDESTE DE SÃO
PAULO: estudo de caso de duas configurações de estrutura de armazenagem**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Mecânica do Centro Universitário do Sul de Minas como pré-requisito para obtenção de grau de bacharel, sob orientação do Prof. Me. Erik Vitor da Silva.

**Varginha
2015**

LUIZ GUSTAVO MACHADO MIRANDA

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

Aprovado em 24 / 10 / 2015

Prof.

Prof.

Prof.

OBS.:

Dedico este trabalho a Deus em primeiro lugar, por sempre estar dando forças para sua realização, aos meus pais, Kleber e Maria Aparecida, pelo amor incondicional e apoio, a minha namorada pelo amor e compreensão nos tempos que lhe faltei atenção, a minha irmã pelo exemplo de dedicação com os estudos, a minha sobrinha Maria Clara pela benção que trouxe a nossa família e a todos demais familiares e amigos que estiveram comigo nesta jornada.

RESUMO

Os galpões de armazenagem tem importante papel em diversos seguimentos da indústria, que apresentam necessidades bem específicas, no que tange ao armazenamento da matéria prima até o produto acabado. Portanto, projetos adequados a demanda tem sido aplicados com o intuito de reduzir investimentos. Não obstante, somente a adequação do projeto a necessidade do cliente não traz os melhores resultados, o que justifica uma análise prévia de viabilidade técnico-econômica de possíveis soluções na fase de concepção para otimizar o projeto. O presente trabalho é um estudo de caso referente ao projeto de construção de um galpão industrial com demanda para 520 paletes. A análise limita-se a dois cenários distintos de altura de pé direito de 6 e 8 metros, layout interno e estrutura estática de armazenagem de paletes com 3 e 4 níveis de armazenagem, com o objetivo de encontrar a solução mais viável. Os cenários apresentados se caracterizam por dimensões diferentes que, apesar da mesma capacidade interna, interferem diretamente no consumo de insumos para construção. A diferença percentual no consumo de aço para o cenário mais oneroso é de 72,55%, e do investimento com a compra da área de construção é de 66,7%. Com a análise prévia dos cenários comprova-se a importância de um estudo técnico-financeiro, que resulta em uma redução de 30,6% do investimento total de construção ao adotar a estrutura porta paletes com 4 níveis de armazenagem e o projeto do galpão com pé direito de 8 metros.

Palavras-chave: Galpão de armazenagem. Viabilidade técnico-econômica. Estrutura de armazenagem.

ABSTRACT

The warehouses have an important role in various industrial segments that demonstrate specific needs, since raw material storage until the finished goods. Therefore, adequate projects by demand have been applied with goal to reduce the investments costs. However, only adequacy of the project to the costumers' needs don't bring the best results, this justifies a previous analysis of technical and economic viability of possible solutions in the conception phase in order to improve the project. The present work is a case study about a construction project of industrial warehouse with demand of 520 pallets. The analysis is limited in two different scenarios with ceiling height of 6 and 8 meter, internal layout and static structure of holder-pallets with 3 and 4 level of storage, with goal of finding the most viable solution. The scenarios presented characterized by different dimensions that interfere directly in consumption of construction inputs, although the same capability of both scenarios. The percentage difference in steel consumption to the most expensive scenario is 37,84% and with investment construction area acquisition is 50%. With previous analysis of both scenarios it's evidenced the importance of a technical and economic viability study resulting in a total construction investment reduction of 30,6% in adopting the static structure of holder-pallets with 4 level of storage and project of industrial shed with ceiling height of 8 meters.

Keywords: Warehouse. Technical and economic viability. Structure of storage.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 - Custos gerais para uma estrutura metálica.....	17
Figura 02 - Edifício com coluna simples e tesoura	19
Figura 03 - Edifício de coluna simples e treliça	20
Figura 04 - Edifício com pórtico em alma cheia	20
Figura 05 - Componentes básicos de um galpão industrial simples.....	21
Figura 06 - Diagrama convencional σ , ϵ do aço ASTM A36, A242, A325 e A490	25
Figura 07 - Diagrama τ , γ	25
Figura 08 - Produtos laminados.....	27
Figura 09 - Produtos metálicos obtidos por trefilação.....	27
Figura 10 - Escolha da composição de um cabo em vista da aplicação	28
Figura 11 - Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z	28
Figura 12 - Perfil I soldado e perfis compostos laminados unidos por soldagem	29
Figura 13 - Gráfico de Isopletas da velocidade básica do vento	33
Figura 14 - Tipos de perfis usuais em barras tracionadas: (a) barra redonda; (b) barra chata; (c) perfil laminado simples (cantoneira); (d) seções compostas de dois perfis laminados (dupla cantoneira com faces opostas ou cantoneiras opostas pelo vértice.....	35
Figura 15 - Flambagem global e local	37
Figura 16 - Comparativo entre estruturas de armazenagem	41
Figura 17 - Layout do galpão com pé direito de 6 metros.....	41
Figura 18 - Vista isométrica da fachada frontal do galpão com pé direito de 6 metros	42
Figura 19 - Sistema principal de pórtico em coluna simples e tesoura para o galpão com pé direito de 6 metros	42
Figura 20 - Layout do galpão com pé direito de 8 metros.....	43
Figura 21 - Vista isométrica da fachada frontal do galpão com pé direito de 8 metros	43
Figura 22 - Sistema principal de pórtico em coluna simples e tesoura para o galpão com pé direito de 8 metros	44
Figura 23 - Esquema das faces dos pórticos.....	45
Figura 24 - Força peso para telhas de aço	47
Figura 25 - Dimensionamento do espaçamento entre apoios das telhas de fechamento	48
Figura 26 - Posicionamento das terças para galpão com pé direito de 6 metros	49
Figura 27 - Posicionamento das terças para galpão com pé direito de 8 metros.....	49

Figura 28 - Cargas atuantes nas terças.....	49
Figura 29 - Verificação da terça para galpão com pé direito de 6 metros.....	52
Figura 30- Verificação da terça para galpão com pé direito de 8 metros.....	52
Figura 31 - Cargas atuantes nas vigas de fechamento lateral.....	53
Figura 32 - Verificação da viga de fechamento lateral para galpão com pé direito de 6 metros	54
Figura 33 - Verificação da viga de fechamento lateral para galpão com pé direito de 8 metros	55
Figura 34 - Esquema de aplicação de cargas nos nós das tesouras para os dois galpões em análise.....	56
Figura 35 - Verificação quanto à tração para galpão com pé direito de 6 metros.....	58
Figura 36 - Verificação quanto à compressão para galpão com pé direito de 6 metros.....	59
Figura 37 - Verificação quanto à tração para galpão com pé direito de 8 metros.....	59
Figura 38 - Verificação quanto à compressão para galpão com pé direito de 8 metros.....	59
Figura 39 - Espaçamento perfil duplo L.....	60
Figura 40 - Verificação da diagonal quanto a tração para galpão com pé direito de 6 metros	60
Figura 41 - Verificação da diagonal quanto a compressão para galpão com pé direito de 6 metros.....	61
Figura 42 - Verificação da diagonal quanto a tração para galpão com pé direito de 8 metros	61
Figura 43 - Verificação da diagonal quanto a compressão para galpão com pé direito de 8 metros.....	61
Figura 44 - Esforços atuantes na coluna.....	63
Figura 45 - Coeficiente de flambagem.....	64
Figura 46 - Verificação da coluna para galpão com pé direito de 6 metros.....	64
Figura 47 - Verificação da coluna para galpão com pé direito de 8 metros.....	64
Figura 48 - Preço médio de terrenos para venda.....	67
Figura 49 - Comparação de investimentos dos dois casos em análise.....	68
Figura 50 - Diferença percentual de cada insumo em relação ao galpão com pé direito de 6 metros.....	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Relação entre distância do vão e espaçamento entre pórticos.....	18
Tabela 02 - Propriedades mecânicas de aços-carbono	23
Tabela 03 - Relação de cargas críticas devido ao vento nas faces dos pórticos.....	45
Tabela 04 - Pressão dinâmica crítica por área para telhado e laterais	46
Tabela 05 - Combinações de ações para telhas dos fechamentos	47
Tabela 06 - Decomposição das combinações de ações sobre as terças	50
Tabela 07 - Momentos incidentes sobre as terças	51
Tabela 08 - Esforços internos nas vigas de fechamento lateral.....	54
Tabela 09 - Distribuição das cargas nodais (KN) para galpão com pé direito de 6 metros	56
Tabela 10 - Distribuição das cargas nodais (KN) para galpão com pé direito de 8 metros	57
Tabela 11 - Esforços máximos resultantes nas barras da tesoura.....	57
Tabela 12 - Esforços máximos para dimensionamento dos montantes e banzos	58
Tabela 13 - Esforços internos para as colunas.....	63
Tabela 14 - Consumo de aço para os dois caso em análise	65
Tabela 15 - Resumo de custos para os dois casos em análise	67

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC - American Institute of Steel Construction
ANSI - American National Standards Institute
AWS - American Welding Society
AASHTO - American Association of State and Highway Transportation
API - American Petroleum Institute
ASTM - American Society for Testing and Materials
AISE - Association of Iron and Steel Engineers
ASCE - American Society of Civil Engineers
AREA - American Railway Engineering
ABS - American Bureau Shipping
ASA - American Standards Association
SAE - Society of Automotive Engineers
SSPC - Steel Structures Painting Council
USBPR - United States Bureau of Public Roads Uniform Building Code
DIN - Deutsch Industrie Normen
AFNOR - Association Française de Normalisation

LISTA DE SÍMBOLOS

- V_0 - Velocidade básica do vento
- f_y - Limite de escoamento
- f_u - Resistência à ruptura
- σ - Tensão
- ε - Deformação
- E - Módulo de elasticidade
- ν - Coeficiente de Poisson
- G - Módulo de elasticidade transversal
- β_a - Coeficiente de dilatação térmica do aço
- ρ_a - Massa específica do aço
- d - Altura de perfil metálico
- b_f - Largura de perfil metálico
- F_d - Força da 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_{gi} - Coeficiente de ponderação para ações permanentes
- γ_{qj} - Coeficiente de ponderação para ações variáveis
- ψ_0 - Fator de combinação
- $F_{G,exc}$ - Valor da ação transitória excepcional.
- $N_{t,sd}$ - 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} e 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 à compressão
- Q - Fator de redução associado à flambagem local

M_{Sd} - Momento fletor solicitante de cálculo
 V_{Sd} - Força cortante solicitante de cálculo
 M_{Rd} - Momento fletor resistente de cálculo
 V_{Rd} - Força cortante resistente de cálculo
 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
 $M_{x,Sd}$ - Momento fletor solicitante de cálculo em relação aos eixos x da seção transversal
 $M_{y,Sd}$ - Momento fletor solicitante de cálculo em relação aos eixo y da seção transversal
 $M_{x,Rd}$ - Momento fletor resistente de cálculo em relação aos eixos x da seção transversal
 $M_{y,Rd}$ - Momento fletor resistente de cálculo em relação aos eixo y da seção transversal
 F - Força devido ao vento
 C_e - Coeficiente de forma externo
 C_i - Coeficiente de forma interno
 q - Pressão dinâmica do vento
 A - Área de influência ou distância entre pórticos
 q_x - Combinação de ações no eixo x
 q_y - Combinação de ações no eixo y
 C - Valor da combinação
 α - Ângulo de inclinação do telhado
 F_a - Força devido ao vento em função da área
 M_e - Momento em relação ao eixo em análise;
 q_e - Carga em relação ao eixo em análise;
 L_e - Distância entre apoios em relação ao eixo em análise.
 $V_{d_{máx}}$ - Esforço cortante máximo;
 $q_{máx}$ - Carga máxima;
 g_t - Peso próprio estimado da tesoura Pratt;
 g - Aceleração da gravidade, com valor aproximado de $9,81 \text{ m/s}^2$;
 L - Distância do vão do galpão
 $S1$ - fator topográfico
 $S2$ - fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
 $S3$ - fator estatístico

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 ESTRUTURAS METÁLICAS	16
2.1 Edifícios industriais	17
2.1.1 Tipos de edifícios industriais.....	18
2.1.2 Edifícios com coluna simples e tesoura.....	19
2.1.3 Edifícios com coluna simples e treliça	19
2.1.4 Edifícios com pórticos em alma cheia.....	20
2.1.5 Galpão industrial simples	21
2.2 Entidades normativas para o projeto e cálculo de estruturas metálicas	21
2.3 Aço estrutural	23
2.3.1 Ensaio de tração e cisalhamento simples.....	24
2.3.2 Propriedades dos aços estruturais	25
2.4 Produtos metalúrgicos e siderúrgicos estruturais	26
2.4.1 Produtos laminados	26
2.4.2 Produtos trefilados.....	27
2.4.3 Produtos dobrados	28
2.4.4 Produtos soldados e compostos	28
2.5 Método de dimensionamento.....	29
2.5.1 Estados limites.....	30
2.5.2 Ações	31
2.5.3 Ações devido ao vento.....	32
2.5.4 Combinações de ações.....	33
2.5.5 Premissas para barras tracionadas	35
2.5.6 Premissas para barras comprimidas.....	36
2.5.7 Premissas para barras submetidas a esforços flexores e cortantes	38
2.5.8 Premissas para barras submetidas a flexo-torção e flexo-compressão	39
3 ESTUDO DE CASO	40
3.1 Anteprojeto dos galpões	40
3.1.1 Anteprojeto do galpão com pé direito de 6 metros.....	41
3.1.2 Anteprojeto do galpão com pé direito de 8 metros.....	42
3.2 Análise das ações incidentes sobre as estruturas	44
3.2.1 Ações variáveis devido ao uso e ocupação da edificação	44
3.2.2 Ações variáveis devido ao vento	45

3.3 Dimensionamento dos elementos de fechamento	46
3.3.1 Dimensionamento da telha de fechamento e espaçamento entre apoios	47
3.3.2 Dimensionamento das terças	49
3.3.3 Dimensionamento das vigas de fechamento lateral.....	53
3.4 Dimensionamento da tesoura	55
3.4.1 Dimensionamento dos montantes e banzos superior e inferior	58
3.4.2 Dimensionamento das diagonais	60
3.5 Dimensionamento das colunas	62
3.6 Consumo de aço e telhas de fechamento	65
4 CUSTO DE CONSTRUÇÃO	66
5 ANÁLISE E DISCUSSÃO	68
6 CONCLUSÃO	70
REFERÊNCIAS	71
APÊNDICE A	72
APÊNDICE B	73
APÊNDICE C	74
APÊNDICE D	75
APÊNDICE E	76
APÊNDICE F	77
APÊNDICE G	78
APÊNDICE H	80
APÊNDICE I	82
APÊNDICE J	84
APÊNDICE K	85
ANEXO A	86
ANEXO B	88
ANEXO C	91

1 INTRODUÇÃO

O dimensionamento de estruturas metálicas é um dos mais diversos atributos de um engenheiro mecânico que demanda conhecimento técnico robusto, bem como aplicação de normas e regulamentos. Um bom projeto deve atender, com excelência, as vertentes de qualidade, segurança e custo, este último em grande maioria, responsável por definir a escolha do projeto aprovado.

O presente trabalho é um estudo de caso referente ao projeto de construção de um galpão industrial retangular, com cobertura plana inclinada e pórticos simples confeccionado em estrutura metálica para armazenagem de produtos paletizados no interior de São Paulo, com a demanda de armazenagem correspondente a 520 paletes. A análise limita-se a dois cenários distintos, o primeiro versa um galpão com altura de pé direito de 6 metros (m) com estruturas de porta paletes com 3 níveis de armazenamento, o segundo cenário corresponde a um galpão com altura de pé direito de 8 m com estrutura de porta paletes de 4 níveis.

O estudo limita-se, para os dois cenários, a apresentar distância entre pórticos de 6 m, fechamento lateral até a altura de 2 m em alvenaria, fechamento restante e telhado em telhas trapezoidais metálicas, possibilidade de carregamento e descarregamento simultâneo e distância de 0,8 m entre as estruturas porta paletes e as paredes em alvenaria.

As dimensões do galpão serão determinadas de acordo com o layout adotado para cada cenário, apresentando-se diferentes em função das estruturas porta paletes com seus respectivos números de níveis de armazenamento e largura de corredor.

O estudo tem o objetivo geral de apresentar resultado comparativo dos custos e investimentos da construção de cada galpão de armazenagem proposto, gerando provas e argumentos concretos para escolha mais econômica, sem prejudicar as vertentes qualidade e segurança.

O objetivo específico limita-se a verificação dos perfis, para dimensionamento dos pórticos, para estimar o consumo de aço e os custos para sua construção, levantamento dos custos das estruturas porta paletes, custo da área ocupada e com a construção da parede em alvenaria.

Cada galpão em análise apresenta dimensões distintas de comprimento, largura e altura, tais características interferem diretamente no resultado da ação do vento sobre a estrutura, conforme prevê a NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988), em que a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno, e portanto, este fator implica proporcionalmente na força característica e na pressão dinâmica

do vento, sendo que esta última juntamente com coeficientes de pressão e forma, representam o esforço resultante sobre a estrutura devido a ação do vento.

Partindo deste princípio, existe a possibilidade de que a altura central do galpão e a forma exija uma estrutura mais robusta, implicando no custo final do projeto.

Diante da necessidade de preservar os recursos naturais e da competitividade industrial, análises prévias de possíveis soluções se tornam meios de garantir menores investimentos.

É pressuposto que as informações e os métodos de cálculos apresentados pelas normas NBR 8.800/2008 (Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios), NBR 6.123/1988 (Forças devidas ao Vento em edificações) e NBR 14.762 (Dimensionamento de Estruturas de Aço por Perfis Formados a Frio), são adequados para a análise proposta.

A primeira instância é apresentado uma revisão bibliográfica em literatura adequada com objetivo de conhecer e se informar sobre os tipos comuns de galpões industriais , sua construção, dimensionamento e materiais utilizados.

Em segundo momento é apresentado o estudo de caso, com as características dos galpões, bem como as delimitações do projeto.

Em seguida é utilizado de meios numéricos apropriados e das normas vigentes para verificação dos perfis que atendam a solicitação dos mais diversos esforços que podem ocorrer durante toda a vida útil do galpão metálico.

O último estágio apresenta uma análise e discussão sobre o comparativo dos custos gerais de construção dos dois cenários de galpões propostos.

2 ESTRUTURAS METÁLICAS

Segundo Pinheiro (2005) as estruturas metálicas começaram a ser utilizadas em escala industrial a partir de 1750. No Brasil o uso deste tipo de construção teve início apenas no ano de 1812 com a disseminação em larga escala da fabricação de perfis nas grandes indústrias siderúrgicas.

As principais vantagens do uso do aço estrutural de acordo Pinheiro (2005) e Bellei (2006) são:

- a) Fabricação das estruturas com precisão milimétrica, possibilitando um alto controle de qualidade do produto acabado;
- b) Garantia das dimensões e propriedades dos materiais;
- c) Material resistente a vibrações e a choques;
- d) Possibilidade de execução de obras mais rápidas e limpas;
- e) Possibilidade de desmontagem das estruturas e sua posterior montagem em outro local;
- f) Alta resistência estrutural, possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos;
- g) Possibilidade de reaproveitamento dos materiais em estoque, ou mesmo sobras de obra;
- h) Possibilidade de fabricação em processos industrializados seriados, cujo o efeito de escala favorece a menores prazos e custos.

Pinheiro (2005) também destaca algumas desvantagens da utilização do aço estrutural, dentre elas podem ser citadas:

- a) Limitação de execução em fábrica, em função do transporte até o local de sua montagem final;
- b) Necessidade de tratamento superficial das peças contra oxidação, devido ao contato com o ar atmosférico;
- c) Necessidade de mão de obra e equipamentos especializados para sua fabricação e montagem;
- d) Limitação de fornecimento de perfis estruturais.

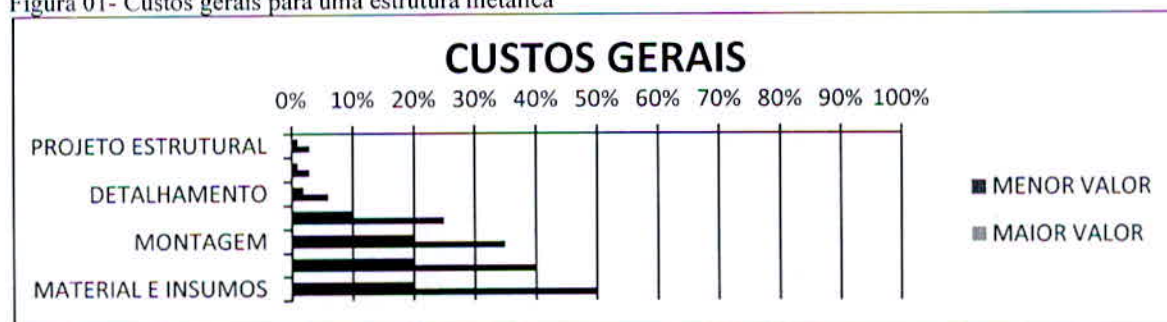
Atualmente as estruturas de aço são aplicadas em praticamente em todos os setores construtivos com as mais diversas finalidades e aplicações (BELLEI, 2006). Estas podem ser utilizadas em telhados, edifícios industriais e comerciais, residências, hangares, pontes e viadutos, pontes rolantes e equipamentos de transporte, reservatórios, torres, guindastes, postes, passarelas, indústria naval, escadas e mezaninos (PINHEIRO, 2005).

Uma semelhança notável nos segmentos supracitados e em grande parte de outros projetos de engenharia é a importância do fator custo. Portanto a seleção de um sistema estrutural mais eficiente, compatível com o processo de fabricação, é elementar para se otimizar os custos (BELLEI, 2006).

Uma fase de detalhamento bem elaborada, de acordo com as premissas de projeto, é fator determinante para economia na fabricação e montagem dos componentes estruturais (Id, 2006). Bellei (2006) destaca outro item de grande importância nos custos de uma estrutura metálica, que é a proteção contra corrosão, que em muitos casos, pode chegar a até 25% do valor total do projeto.

Bellei (2006) propõe, de uma forma geral, que o custo de uma estrutura metálica pode ser apresentado da seguinte maneira:

Figura 01- Custos gerais para uma estrutura metálica



Fonte: (Adaptado, BELLEI, 2006)

A literatura sobre o tema é vasta, premissa comprovada pela inúmeras aplicações supracitadas, portanto, os esforços serão direcionados ao segmento de edifícios industriais, objeto do estudo, explicitando as formas construtivas mais comuns, tipos de coberturas, materiais e perfis utilizados e as normas aplicáveis para cálculo estrutural.

2.1 Edifícios industriais

Bellei (2006) afirma que os edifícios industriais são construções, geralmente de um pavimento, que tem por finalidade cobrir grandes áreas destinadas a diversos fins e que podem ser construídos com diversos tipos materiais como aço, madeira, concreto e alumínio, cada um isoladamente ou em conjunto com os outros.

Dentre os materiais supracitados o aço é o mais versátil e o mais utilizado na concepção dos edifícios industriais através de perfis laminados, soldados e conformados a frio (Id, 2006).

De forma geral Bellei (2006) explicita alguns elementos que devem ser considerados no projeto de galpões industriais que são:

- a) Locação e dimensões dos equipamentos que serão abrigados;
- b) Circulação;
- c) Movimentação de cargas;
- d) Iluminação e aeração;
- e) Condições e tipo de terreno.

2.1.1 Tipos de edifícios industriais

Existe uma enorme gama de soluções aplicáveis para os componentes de um sistema estrutural. Todavia é importante a escolha correta das soluções, estas que podem incluir o tipo de material, perfil, vigas, pilares, módulos, contraventamentos, entre outros, que configura o sistema estrutural que tem por finalidade produzir o comportamento esperado e o melhor desempenho possível para o projeto (PINHO; PENNA, 2008).

O aço, pela sua versatilidade e resistência, permite construções das mais variadas formas e tamanhos, entretanto, Bellei (2006) lembra que um arranjo ou situações mais sofisticadas representam sempre maior custo para a estrutura do edifício.

Dentre os sistemas estruturais existentes, as estruturas aporricadas simples para edificações são amplamente aplicadas pelo menor custo e pela maior simplicidade do projeto e construção (BELLEI, 2006).

Um fator importante em estruturas aporricadas é a distância do vão a ser vencida e a distância entre pórticos, fator este que implica diretamente no custo do projeto (Id, 2006).

Bellei (2006) orienta o espaçamento mais conveniente para diferentes vãos de acordo com a tabela 01.

Tabela 01 - Relação entre distância do vão e espaçamento entre pórticos

CLASSIFICAÇÃO DOS VÃOS	DISTÂNCIA DO VÃO EM METROS	ESPAÇAMENTO ENTRE OS PÓRTICOS EM METROS
Pequeno	Até 15	3 a 5
Médio	16 a 25	4 a 7
	26 a 35	6 a 8
Longo	36 a 45	8 a 10
	Inércia variável	46 a 60

Fonte: (Adaptado, BELLEI, 2006)

Não é objetivo deste trabalho esgotar a literatura sobre o assunto, descriminando todos os sistemas de pórticos existentes, visto que o trabalho enfatiza um galpão de armazenagem, portanto, são apresentados três tipos comumente utilizados para o este tipo de aplicação.

2.1.2 Edifícios com coluna simples e tesoura

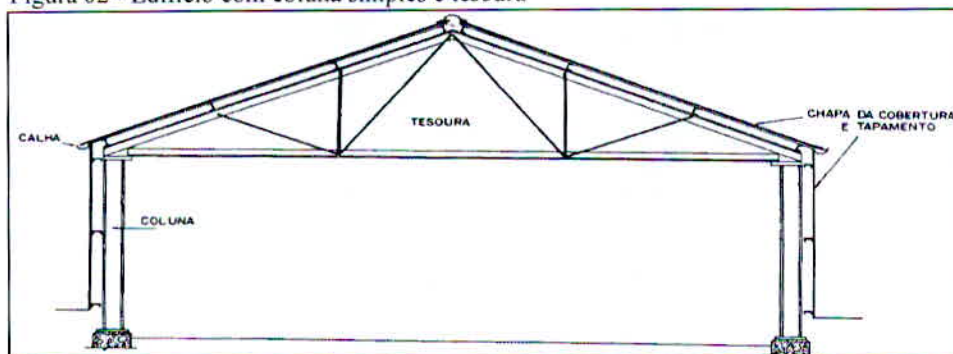
Estes tipos de edifícios são os mais antigos, e possivelmente ainda é o sistema que apresenta o melhor custo para construções de galpões simples por apresentar o peso da estrutura por unidade de área baixo (BELLEI, 2006).

Neste tipo de estrutura as inclinações do telhado abaixo de 15° devem ser evitadas, caso não, deve-se escolher uma geometria alternativa. Os fechamentos laterais geralmente são feitos através de chapas de aço galvanizadas ou pintadas, existe ainda a possibilidade de inserir telhas translúcidas com o intuito de permitir a iluminação natural e consequentemente gerar economia no custo final de iluminação (Id, 2006).

Ainda segundo Bellei (2006) os arranjos das tesouras variam de acordo com a distância a vencer entre os pilares do pórtico.

A figura 02 apresenta de forma simples este tipo de edifício.

Figura 02 - Edifício com coluna simples e tesoura



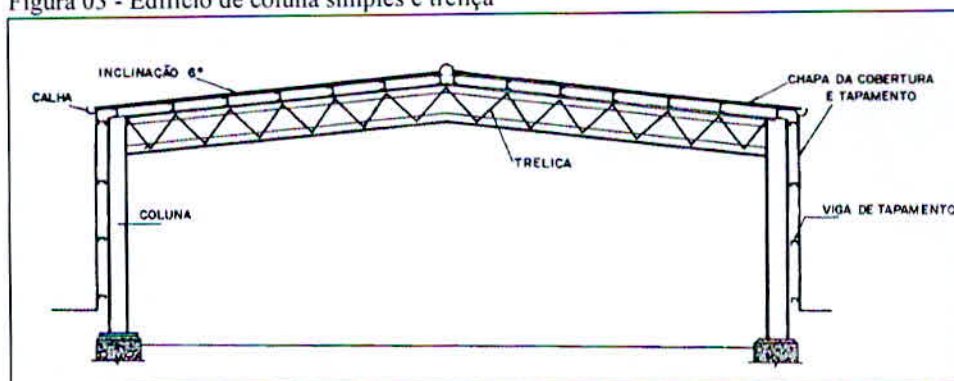
Fonte: (BELLEI, 2006)

2.1.3 Edifícios com coluna simples e treliça

Em situações que o vão do edifício é demasiado grande, o uso de menores inclinações associadas a vigas treliçadas apresenta vantagens, é importante ressaltar que em coberturas com inclinações próximas a 6° é aconselhável aumentar o recobrimento das emendas das telhas ou vedá-las com selante (BELLEI, 2006).

As vigas treliçadas e demais elementos de cobertura podem ser constituídos com perfis estruturais laminados a quente ou formados a frio, este último apresenta vantagens de serem mais rígidos e leves. Para as colunas, a melhor seção é o perfil I laminado ou soldado (Id, 2006).

Figura 03 - Edifício de coluna simples e treliça

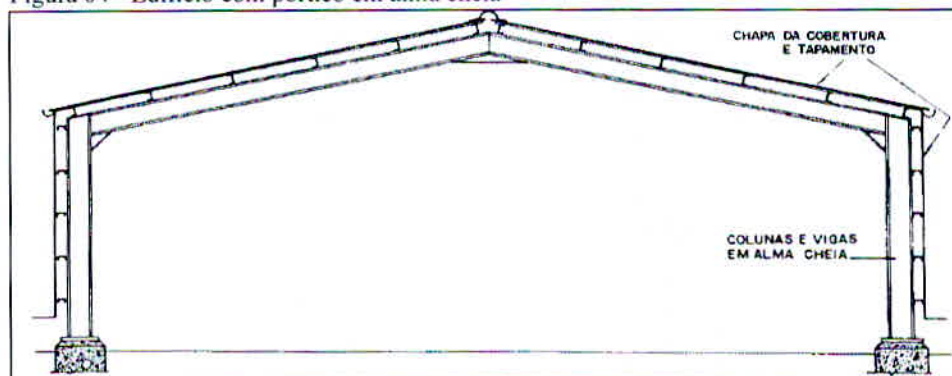


Fonte: (BELLEI, 2006)

2.1.4 Edifícios com pórticos em alma cheia

Segundo Bellei (2006) ao longo dos anos os edifícios com pórticos de coluna simples e tesoura vem sendo substituídos pelos pórticos em alma cheia, devido a sua maior simplicidade de construção. Estes pórticos podem apresentar bases rotuladas que exigem fundações mais simples que pórticos executados com as bases engastadas, que acarreta em bases mais complexas e onerosas.

Figura 04 - Edifício com pórtico em alma cheia



Fonte: (BELLEI, 2006)

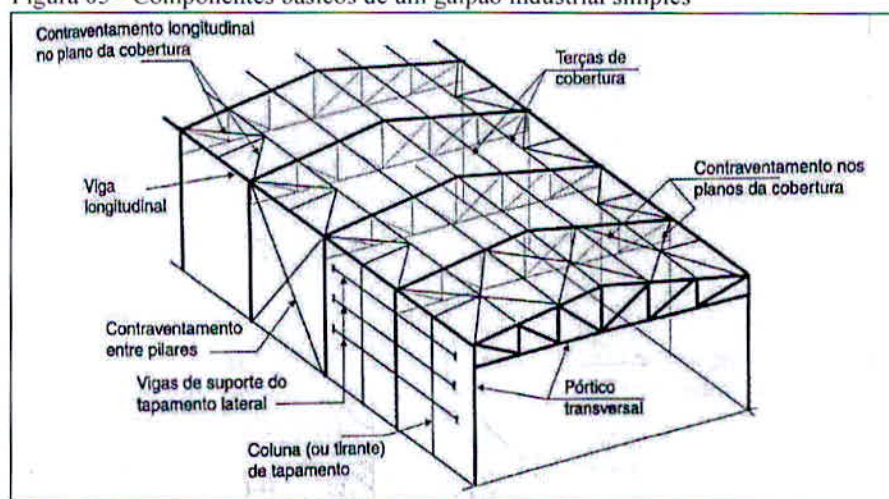
2.1.5 Galpão industrial simples

A associação de um dos tipos de pórticos apresentados e de uma série de outros elementos compõe um galpão industrial simples, amplamente utilizado em projetos de armazéns, que é o objeto deste estudo. De acordo com Pfeil W. e Pfeil M. (2009) um galpão simples é composto basicamente por:

- a) Pórtico transversal, composto por um dos três tipos apresentados;
- b) Coluna ou tirante de tapamento;
- c) Vigas de suporte do tapamento lateral;
- d) Contraventamento em pilares;
- e) Viga longitudinal;
- f) Contraventamento longitudinal no plano da cobertura;
- g) Terças de cobertura;
- h) Contraventamento nos planos da cobertura;
- i) Chapas de cobertura e tapamento.

A figura abaixo demonstra os componentes em um modelo isométrico.

Figura 05 - Componentes básicos de um galpão industrial simples



Fonte: (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009)

2.2 Entidades normativas para o projeto e cálculo de estruturas metálicas

Entidades normativas são associações representativas de classe, ou organismos oficiais, que determinam os procedimentos a serem seguidos para a execução de uma determinada atividade (PINHEIRO, 2005). Em projetos e obras de estruturas metálicas, tem-

se normalizadas as características mecânicas e químicas dos materiais, metodologia para cálculo estrutural e o detalhamento em nível de projeto executivo (Id, 2005).

De acordo com Pinheiro (2005), no território brasileiro, as unidades a serem adotadas são as do Sistema Internacional (SI). Abaixo são apresentadas as siglas das principais entidades normativas para atividades que envolvam estruturas metálicas.

Quadro 01 - Entidades normativas

Local	Sigla	Descrição	
Brasil	ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas	
	AISC	American Institute of Steel Construction	
	ANSI	American National Standards Institute	
	AWS	American Welding Society	
	AASHTO	American Association of State and Highway Transportation Officials	
	API	American Petroleum Institute	
	ASTM	American Society for Testing and Materials	
	Estados Unidos	AISE	Association of Iron and Steel Engineers
		AISI	American Iron and Steel Engineers
		ASCE	American Society of Civil Engineers
		AREA	American Railway Engineering
		ABS	American Bureau Shipping
		ASA	American Standards Association
	SAE	Society of Automotive Engineers	
	SSPC	Steel Structures Painting Council	
	USBPR	United States Bureau of Public Roads Uniform Building Code	
Alemanha	DIN	Deutscher Industrie Normen	
França	AFNOR	Association Française de Normalisation	

Fonte: (PINHEIRO, 2005)

As normas e recomendações aplicadas a edificações atualmente em vigor no Brasil são a NBR 8.800/2008, baseada no Método dos Estados Limites (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Demais normas técnicas complementares utilizadas para o dimensionamento estrutural, segundo Pinheiro (2005) são:

- a) NBR 8.681 - Ações e segurança nas estruturas;
- b) NBR 6.120 - Cargas para cálculo de estruturas de edifícios;
- c) NBR 6.123 - Forças devido ao vento em edificações;
- d) NBR 14.323 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio;
- e) NBR 14.432 - Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações;
- f) NBR 5.884 - Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico.

2.3 Aço estrutural

De acordo com Pinheiro (2005) os aços estruturais são fabricados conforme as características mecânicas e/ou químicas desejáveis no produto final, que conseqüentemente, será determinante no dimensionamento dos elementos que compõe uma estrutura.

Em função de suas características, o aço podem ser classificados de acordo com Pfeil W. e Pfeil M. (2009) da seguinte forma:

- a) Aços-carbono: Amplamente utilizados, nos quais o aumento de sua resistência são provenientes da adição de carbono e, em menor escala, pelo manganês. Os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas, de acordo com os padrões da ABNT (Associação Brasileira de normas técnicas), da ASTM (American Society for Testing and Materials) e das normas européias EN (European Norm), são apresentados na tabela 02.
- b) Aços de baixa liga: São aços-carbono acrescidos de variados elementos de liga, responsáveis por melhorar as propriedades químicas e mecânicas. Alguns elementos de liga produzem alteração na microestrutura do aço, convertendo seus grãos para finos resultando em elevada resistência com teor de carbono na ordem de 0,20%, garantindo ainda boa soldabilidade do aço, característica essa muito importante na execução de estruturas metálicas que utilizam tal método de união.
- c) Aços com tratamento térmico: Os tipos de aços supracitados ainda podem ter sua resistência aumentada por um tratamento térmico, todavia é importante ressaltar que soldabilidade do aço fica comprometida, tornando seu uso pouco usual.

Tabela 02 - Propriedades mecânicas de aços-carbono

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento f_y (MPa)	Limite de escoamento f_u (MPa)
ABNT MR 250	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 235	baixo	235	360

Fonte: (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009)

2.3.1 Ensaio de tração e cisalhamento simples

Segundo Bellei (2006), é essencial que o calculista compreenda as propriedades do aço, para compreender o comportamento das estruturas confeccionadas com este material.

Para medir as propriedades mecânicas do aço é muito comum realizar o ensaio de tração simples (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

De uma forma simplificada, o ensaio consiste em submeter hastes metálicas à valores crescentes de esforços de tração, medindo em cada estágio de carga o alongamento de um trecho de comprimento inicial conhecido (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Na figura 06 é apresentado o diagrama tensão (σ) - deformação (ϵ) dos aços ASTM A36, A242, A325 e A490.

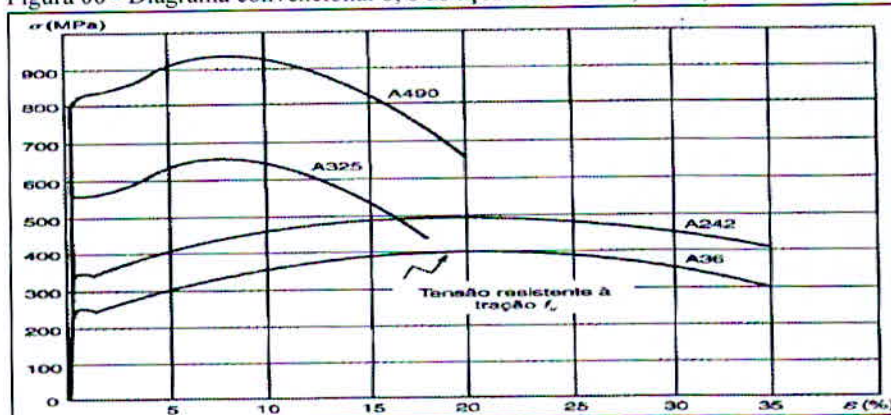
Através deste ensaio é possível avaliar o comportamento do aço diante de uma solicitação e descrever algumas propriedades do aço como resistência, ductilidade, módulo de elasticidade, limite de proporcionalidade, e assim por diante (BELLEI, 2006).

Além do ensaio de tração simples utilizado para determinar algumas propriedades do aço supracitadas, comumente é realizado o ensaio de cisalhamento simples, obtendo um diagrama de tensão cisalhante (τ) - distorção (γ), exemplificado na figura 07, que fornece, através da inclinação deste diagrama, o valor do módulo de cisalhamento (G) (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

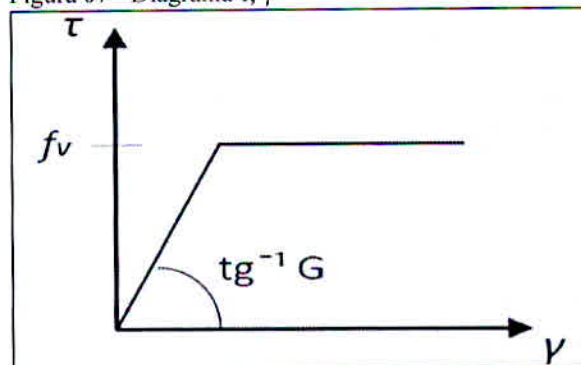
Outra forma apresentada por Pfeil W. e Pfeil M. (2009) para encontrar o módulo de cisalhamento, em regime elástico, é demonstrado na equação 01, relacionando as variáveis módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de deformação transversal (ν), também conhecido como coeficiente de Poisson.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Equação 1

Figura 06 - Diagrama convencional σ , ϵ do aço ASTM A36, A242, A325 e A490

Fonte: (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009)

Figura 07 - Diagrama τ , γ 

Fonte: (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009)

2.3.2 Propriedades dos aços estruturais

Como citado por Bellei (2006), as propriedades do aço são de grande importância para determinar a sua aplicabilidade nos projetos de engenharia. De acordo com Bellei (2006) e Pfeil W. e Pfeil M. (2009) as propriedades mais importantes a considerar são:

- a) Ductilidade;
- b) Fragilidade;
- c) Resiliência;
- d) Tenacidade
- e) Dureza;
- f) Efeito da temperatura elevada;
- g) Fadiga;
- h) Corrosão.

Outro ponto importante são as constantes físicas do aço que, para efeitos de cálculo, devem ser adotados os seguintes valores de acordo com a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

- a) Módulo de elasticidade (E) = 200 MPa;
- b) Coeficiente de Poisson (ν) = 0,3;
- c) Módulo de elasticidade transversal (G) = 77 MPa;
- d) Coeficiente de dilatação térmica (β_a) = $1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;
- e) Massa específica (ρ_a) = 7.850 kg/m³

2.4 Produtos metalúrgicos e siderúrgicos estruturais

Os aços para utilização estrutural são produzidos nas usinas sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Os processos de fabricação para as formas supracitadas podem ser por laminação, trefilação, dobramento e por associação de chapas através do processo de soldagem (Id, 2009).

2.4.1 Produtos laminados

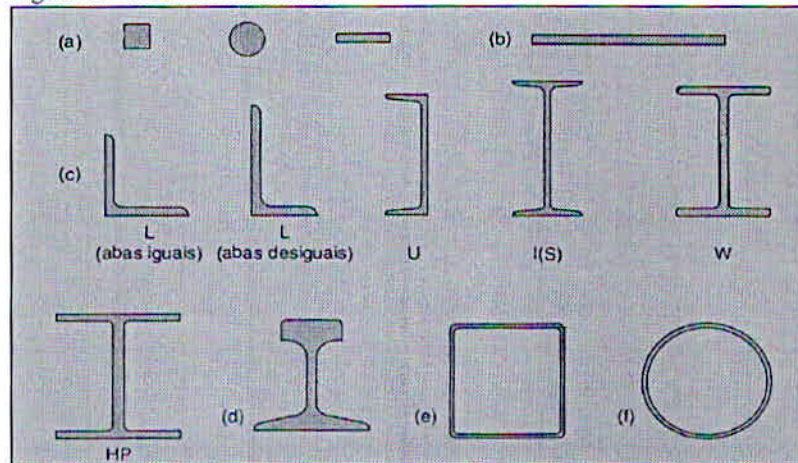
De acordo com Pfeil W. e Pfeil M. (2009) os produtos laminados, de uma maneira geral são classificados em barras, chapas e perfis, conforme a figura 08.

As barras se caracterizam pelas dimensões da seção transversal serem menores em relação ao comprimento. Comumente as barras são laminadas em seção circular, quadrada ou retangular alongada. (Id, 2009).

Segundo Pfeil W. e Pfeil M. (2009) as chapas se caracterizam por apresentar a dimensão de sua espessura muito inferiores em relação à largura e comprimento. Tais chapas podem ser comercializadas em bobinas, com medidas variáveis de comprimento e largura, e ainda como chapas finas ou grossas em formatos específicos (PINHEIRO, 2005).

Os perfis laminados são normalmente produzidos em forma de H, I, C e L, os três primeiros são produzidos em grupos apresentando altura constante, espessura e largura das abas variável, o último também são fabricados em diversas espessuras para cada tamanho de aba (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Figura 08 - Produtos laminados

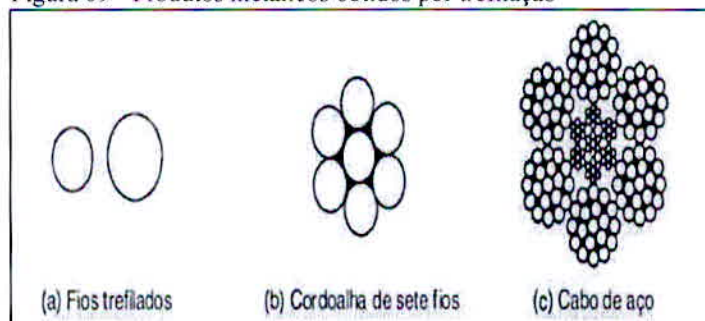


Fonte: (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009)

2.4.2 Produtos trefilados

Os fios ou arames utilizados para construção de cordoalhas ou cabos de aço, figura 09, são obtidos pelo processo de trefilação, utilizando-se aços com teores de carbono variados (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Figura 09 - Produtos metálicos obtidos por trefilação



Fonte: (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009)

Os cabos de aço apresentam diversas configurações possíveis, e são classificados de acordo com Melconian (2008) em 3 tipos quanto a sua composição em:

- Warrington;
- Seale;
- Filler.

Demais configurações podem ser obtidas com a combinação dos três tipos apresentados acima, a escolha se dará em função da aplicação, variando em fatores de resistência à abrasão, resistência ao esforço a fadiga por dobramento e flexibilidade (Id, 2008).

Em regra geral Melconian (2008) indica o tipo e composição adequada para o cabo de aço de acordo com a flexibilidade e resistência à abrasão desejadas, de acordo com a figura 10.

Figura 10 - Escolha da composição de um cabo em vista da aplicação

Flexibilidade máxima	6 x 41	FILLER OU WARRINGTON-SEALE	Resistência à abrasão mínima
	6 x 36	FILLER OU WARRINGTON-SEALE	
	6 x 25	FILLER	
	6 x 21	FILLER	
	6 x 19	SEALE	
Flexibilidade mínima	6 x 7		Resistência à abrasão máxima

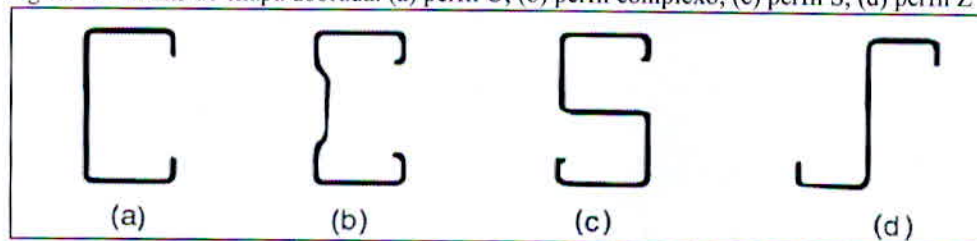
Fonte: (MELCONIAN, 2008)

2.4.3 Produtos dobrados

O processo de dobra para constituição de perfis conformados a frio são processados em prensas especiais nos quais os gabaritos são responsáveis por limitar o raio de curvatura a valores mínimos especificados com o intuito de impedir a fissuração do aço na dobra (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Através deste processo é possível obter uma gama variada de perfis, alguns exemplificados na figura 11, que vem sendo aplicados de forma crescente em estruturas leves e, também, para terças e vigas de tapamento nos mais variados tipos de construções (BELLEI, 2006).

Figura 11 - Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z



Fonte: (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009)

2.4.4 Produtos soldados e compostos

Através do processo de soldagem e da associação de chapas ou de perfis laminados simples é possível obter uma série de perfis que são amplamente utilizados na construção de estruturas de aço devido a versatilidade de combinações possíveis (BELLEI, 2006).

Toda essa versatilidade traz ao projetista total liberdade na concepção dos projetos com a utilização destes perfis, respeitando as relações de largura e espessura previstas em norma.

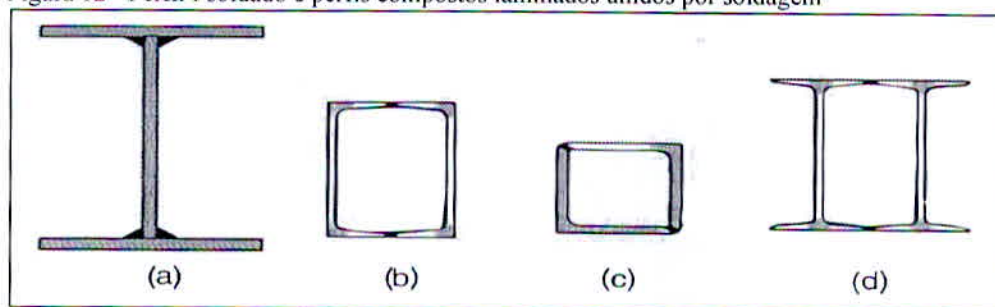
Com a evolução dos equipamentos e dos processos de automação a utilização destes perfis, cada vez mais, se tornam atrativos (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

De acordo com a NBR 5.884 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2000) os perfis são classificados nas séries simétrica e monossimétrica, conforme segue a descrição:

- a) Série CS: perfis soldados tipo pilar com relação $d/b_f = 1$;
- b) Série CVS: perfis soldados tipo viga-pilar com relação $1 < d/b_f \leq 1,5$;
- c) Série VS: perfis soldados tipo viga com relação $1,5 < d/b_f \leq 4$;
- d) Série PS: perfis soldados que não estão relacionados no anexo B da norma;
- e) Série PSM: perfis soldados monossimétricos que não estão relacionados no anexo B da norma, inclusive os perfis com larguras de mesas diferentes entre si;
- f) Série VSM: perfis soldados monossimétricos tipo viga com relação $1 < d/b_f \leq 4$, cujas as mesas apresentam larguras idênticas .

A figura 12a exemplifica um perfil I utilizando-se três chapas e as figuras 12b, c e d apresenta perfis laminados compostos.

Figura 12 - Perfil I soldado e perfis compostos laminados unidos por soldagem



Fonte: (PFEIL W.; PFEIL M., 2009)

2.5 Método de dimensionamento

Pfeil W. e Pfeil M. (2009) preconiza que os objetivos principais de um projeto estrutural são:

- a) Garantir a segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura;
- b) Garantir o bom desempenho da estrutura ao longo da sua vida útil, evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações e danos locais.

Ainda segundo Pfeil W. e Pfeil M. (2009) um projeto estrutural pode ser apresentado de forma geral em três fases:

- a) Anteprojeto, quando são definidos o sistema estrutural, os materiais a serem utilizados, o sistema construtivo;
- b) Dimensionamento da estrutura e suas ligações garantindo segurança e bom desempenho;
- c) Fase de detalhamento, que são documentos que contem as especificações de todos os componentes.

Na fase de detalhamento utiliza-se, além dos conhecimentos inerentes à análise estrutural e resistência dos materiais, regras e recomendações reunidas em normas que estabelece uma base comum para todos os engenheiros na elaboração de projetos (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Parte destas normas apresentadas anteriormente no item 2.2, que atualmente se encontram em vigor no Brasil, se baseiam no Método dos estados limites, o qual veremos no item subsequente.

2.5.1 Estados limites

Um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objetivos, estes podem ser divididos em estados limites últimos e estados limites de utilização ou serviço (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e conseqüentemente o colapso da estrutura devido, segundo Pfeil W. e Pfeil M. (2009), a:

- a) Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- b) Plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- c) Ruptura de uma ligação ou seção;
- d) Flambagem em regime elástico ou não;
- e) Ruptura por fadiga.

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) expressa que os estados limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional, que são expressas de forma isolada de acordo com a seguinte forma simplificada:

$$R_d \geq S_d$$

Equação 2

Onde:

- a) R_d representa os valores de cálculo dos esforços atuantes,
- b) S_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

Os estados limites de utilização está relacionada, de acordo com Pfeil (2009), a:

- a) Deformações excessivas;
- b) Vibrações excessivas.

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) afirma que os estados limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização, que é representada pela desigualdades do tipo:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

- a) S_{ser} representa os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas condições de serviço;
- b) S_{lim} representa os valores-limites adotados para esses efeitos, encontrados na NBR 8.800/2008.

2.5.2 Ações

De acordo com Pfeil W. e Pfeil M. (2009), em um projeto de estrutura, as ações representam as cargas ou deformações impostas pela variação de temperatura, recalques, peso próprio, ação do vento entre outras.

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) expressa que todas as ações capazes de criar algum efeito significativo na estrutura devem ser consideradas, baseando-se nos estados -limites últimos e de serviço.

Os valores das ações utilizados para cálculo podem ser obtidos por dois critérios, conforme expresso por Pfeil W. e Pfeil M. (2009):

- a) Critério estatístico, onde os valores das ações correspondem a uma probabilidade de ser excedido;
- b) Critério determinístico, onde há fixação arbitrária dos valores de cálculo, que de maneira geral representa uma envoltória das solicitações das cargas atuantes.

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) classifica as ações em :

- a) Ações permanentes diretas e indiretas;
- b) Ações variáveis;
- c) Ações excepcionais.

A seguir são descritas cada uma.

Ações permanentes representam os valores que ocorrem de forma constante durante toda a vida útil da construção. Entende-se também como permanente as ações que crescem no tempo, com expectativa a um valor-limite constante (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

As ações permanentes diretas representam o peso próprio da estrutura, de seus elementos construtivos fixos e das instalações permanentes (Id, 2008).

As ações permanentes indiretas são oriundas de recalque, ou seja, deformações impostas por retração e fluência, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

Ações variáveis, de acordo com a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), acontecem quando os valores sofrem variação em toda vida útil da construção, inclusive quando a mesma estiver sujeita a choques e vibrações deve-se considerar o efeito da fadiga no dimensionamento.

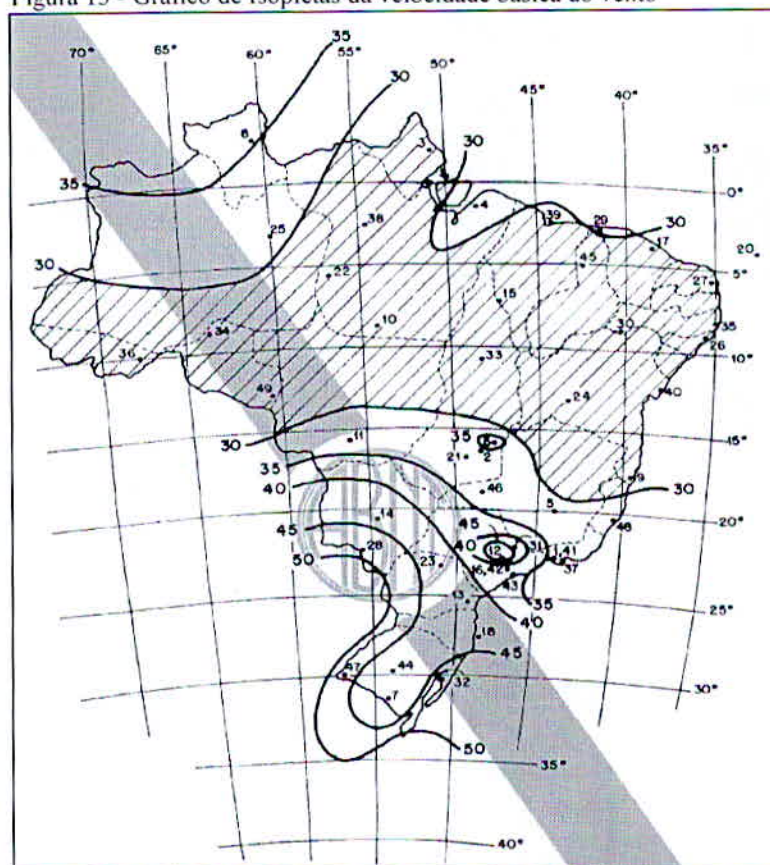
Quando uma ação tem probabilidade baixa de ocorrer e a sua duração seja pequena durante a vida da construção é considerada uma ação excepcional, que apresentam valores definidos por normas específicas quando seus efeitos são desconhecidos (Id, 2008).

2.5.3 Ações devido ao vento

De acordo com a NBR 6.123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) " velocidade básica do vento, V_0 , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano."

Bellei (2006) afirma que as velocidade básica do vento é determinada em caráter estatístico, através da medição das velocidades máximas anuais em 49 cidades brasileiras, em um intervalo de 20 anos, compreendendo o período de 1954 a 1974, obtendo como resultado o gráfico de isopletras, figura 13.

Figura 13 - Gráfico de Isopletas da velocidade básica do vento



Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

O gráfico de isopletas fornece a velocidade básica do vento que é utilizada para encontrar a velocidade característica do vento, que considera os seguintes fatores, de acordo com a NBR 6.123 (1988):

- a) Fator topográfico, S1;
- b) Fator de rugosidade do terreno, S2;
- c) Fator estatístico, S3.

2.5.4 Combinações de ações

Existem diversas situações possíveis de combinações de ações em uma estrutura, mas deve-se considerar a combinação mais crítica e adequada de cargas para o cálculo da estrutura (BELLEI, 2006).

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) salienta que "a combinação de ações deve apresentar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação dos estados-limites últimos e dos estados-limites de serviços deve ser em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente."

Para os estados limites últimos existem quatro combinações possíveis conforme apresentado pela NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) :

- a) Combinações últimas normais;
- b) Combinações últimas especiais;
- c) Combinações últimas de construção;
- d) Combinações últimas excepcionais.

Para as combinações dos itens a, b e c, de uma forma geral, deve-se utilizar a equação 4, conforme predisposto na NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

F_d = Força da 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_{gi} = Coeficiente de ponderação para ações permanentes;

γ_{qj} = Coeficiente de ponderação para ações variáveis;

ψ_0 = Fator de combinação.

O item d é responsável por relacionar as ações excepcionais que apresentam potenciais efeitos catastróficos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) apresenta que a ação transitória excepcional apresenta seu valor característico sem a ponderação pelo coeficiente para ações variáveis, para isso aplica-se a seguinte equação:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \cdot \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k}) \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$F_{G,exc}$ = Valor da ação transitória excepcional.

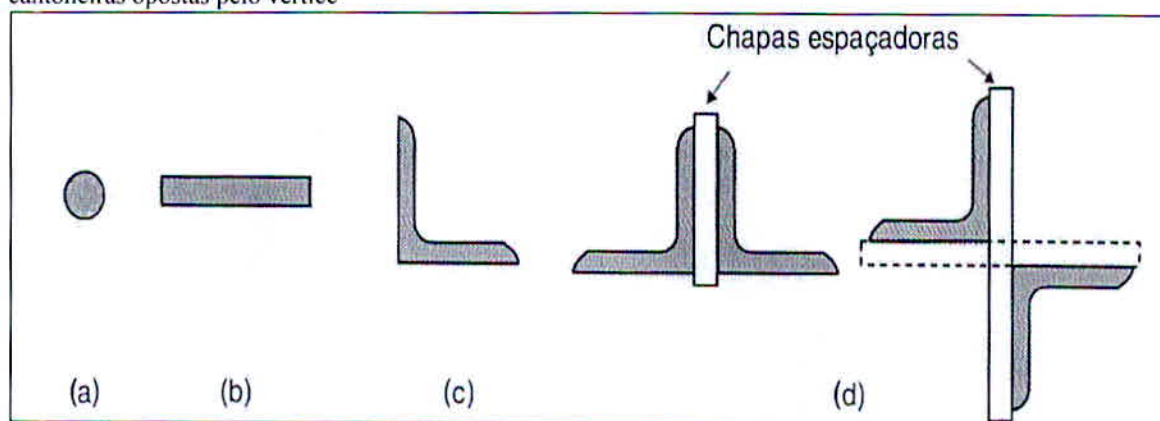
De acordo com a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), as combinações são feitas utilizando fatores de ponderação, combinação e redução apresentados no anexo A.

2.5.5 Premissas para barras tracionadas

Barras tracionadas são aquelas que sofrem solicitações de tração axial ou simples. São encontradas nas estruturas sob diversas formas, conforme apresentado na figura 14, de acordo com Pfeil W. e Pfeil M. (2009):

- a) tirantes ou pendurais;
- b) contraventamentos;
- c) travejamento de vigas ou colunas;
- d) barras tracionadas de treliças.

Figura 14 - Tipos de perfis usuais em barras tracionadas: (a) barra redonda; (b) barra chata; (c) perfil laminado simples (cantoneira); (d) seções compostas de dois perfis laminados (dupla cantoneira com faces opostas ou cantoneiras opostas pelo vértice)



Fonte: (PFEIL W.; PFEIL M., 2009)

Para o dimensionamento, segundo a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), deve ser considerado a limitação quanto ao índice de esbeltez e, simultaneamente, validar a seguinte condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ = Força axial de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ = Força axial de tração resistente de cálculo.

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) expressa que as barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos não devem ser dimensionadas através da a força axial resistente de cálculo.

Para demais barras prismáticas é utilizada o menor valor da força axial de tração resistente de cálculo encontrado (Id, 2008).

Em solicitações desta natureza devem ser aplicadas as equações seguintes, de acordo com a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), para escoamento da seção bruta e para a ruptura da seção líquida, respectivamente:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Equação 7}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

A_g = Área bruta da seção transversal da barra;

A_e = Área líquida efetiva da seção transversal da barra;

f_y = Resistência ao escoamento do aço;

f_u = Resistência à ruptura do aço;

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

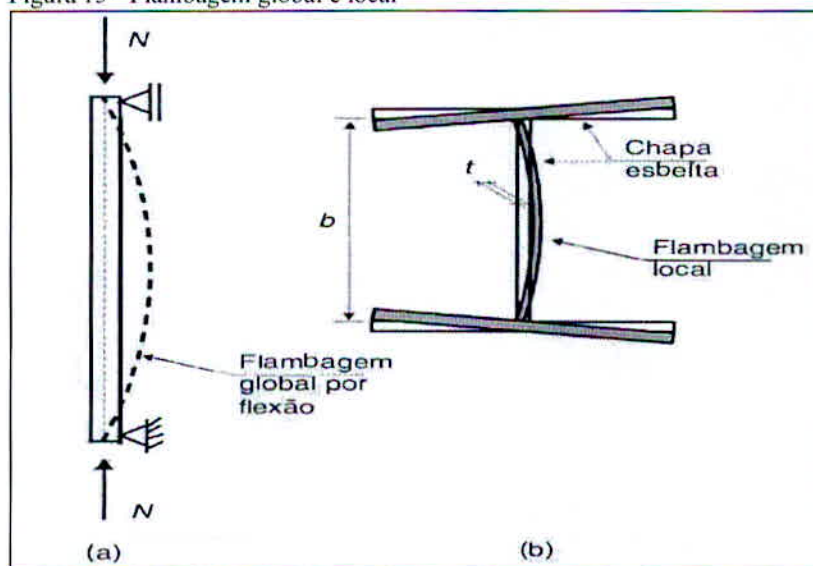
2.5.6 Premissas para barras comprimidas

Barras sobre esforço axial de compressão são encontradas em barras de treliça, sistemas de travejamento e em pilares de sistemas contraventados (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

Em um processo de compressão simples a barra tende a apresentar deslocamento lateral, processo este conhecido como flambagem por flexão, figura 15a, que de forma geral reduz a sua resistência (Id, 2009).

De acordo com Pfeil W. e Pfeil M. (2009) outro deslocamento produzido por uma compressão simples é a flambagem local, figura 15b, que é uma instabilidade que depende do índice de esbeltez da chapa e se caracteriza por ondulações transversais.

Figura 15 - Flambagem global e local



Fonte: (Adaptado, PFEIL W.; PFEIL M., 2009)

A compressão ainda pode promover a flambagem por torção e/ou flexão, a primeira praticamente não intervém nas construções metálicas usuais, mas a associação destas, conhecida por flexo-torção, é determinante para o dimensionamento (PFEIL, W.; PFEIL, M., 2009).

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) estabelece que, para dimensionamento de barras comprimidas, a seguinte condição deve ser atendida:

$$N_{c,Ed} \leq N_{c,Rd} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

$N_{c,Ed}$ = Força axial de compressão solicitante de cálculo;

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

Existem condições previstas segundo a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) para determinar a força axial de compressão resistente de cálculo de uma barra associadas aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, flambagem local, deslocamento por torção ou flexo-torção.

Para isto a seguinte equação deve ser aplicada:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

χ = Fator de redução associado à resistência à compressão;

Q = Fator de redução 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.

2.5.7 Premissas para barras submetidas a esforços flexores e cortantes

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) prevê para barras prismáticas submetidas a momento fletor e força cortante, para uma gama restrita de perfis, a seguintes condições para dimensionamento.

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} \quad \text{Equação 11}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

M_{Sd} = Momento fletor solicitante de cálculo;

V_{Sd} = Força cortante solicitante de cálculo;

M_{Rd} = Momento fletor resistente de cálculo;

V_{Rd} = Força cortante resistente de cálculo.

2.5.8 Premissas para barras submetidas a flexo-tração e flexo-compressão

De acordo com Pfeil W. e Pfeil M. (2009), peças dimensionadas a flexo-compressão são comumente denominadas vigas-colunas, comuns em estruturas aporticadas.

A NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) predispõe que, para verificação de barras submetidas ao efeito combinado de força axial e momento fletor, as seguintes condições devem ser válidas.

- a) Para a atuação simultânea de força axial de tração ou compressão e de momentos fletores onde o quociente entre força normal solicitante de cálculo e a força resistente de cálculo seja menor ou igual a 0,2.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{Equação 13}$$

- a) Para a atuação simultânea de força axial de tração ou compressão e de momentos fletores onde o quociente entre força normal solicitante de cálculo e a força resistente de cálculo seja menor que 0,2.

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{Equação 14}$$

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;

3 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso se baseia na análise de custo entre dois galpões industriais retangulares de armazenagem com demanda de 520 paletes, onde cada palete corresponde a um endereço.

A análise limita-se a materiais e insumos, conforme os seguintes itens:

- a) Custo para construção dos pórticos, adotando o pórtico mais solicitado;
- b) Custo de estruturas porta paletes;
- c) Custo com a compra da área a ser construída;
- d) Custo com alvenaria da paredes laterais.

O dimensionamento das ligações e contraventamentos e o custo com fundações não estão inclusos no escopo da análise.

É predisposto que um galpão deverá utilizar estruturas com 6 endereços, corredor de 4 m e empilhadeira a combustão, o segundo galpão deverá conter estruturas com 8 endereços, corredor com 3 m e utilizar empilhadeira elétrica.

Os dois galpões limitam-se a serem construídos de acordo com os seguintes itens:

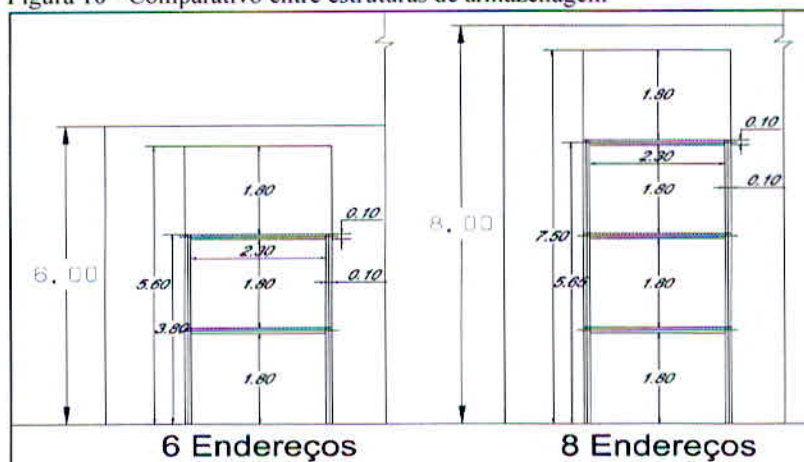
- a) Espaçamento entre pórticos de 6 m;
- b) Ângulo de inclinação do telhado de 15°;
- c) Fechamento lateral e cobertura em telha trapezoidal de 40 mm com espessura de 0,5 mm;
- d) Perfis laminados ASTM-A36;
- e) Segundo a NBR 6.123/1988, a construção será permeável;
- f) Segundo a NBR 6.123/1988, a rugosidade do local é igual a 4.
- g) Segundo a NBR 6.123/1988, a construção será em terreno plano ou fracamente acidentado;
- h) Segundo a NBR 6.123/1988, a construção se enquadra no terceiro grupo do fator estatístico;
- i) Segundo a NBR 6.123/1988, a velocidade básica do vento é 37 m/s;
- j) Distância de 0,8 m entre a estrutura porta paletes e a parede de alvenaria;
- k) Atender carregamento e descarregamento simultâneo;
- l) Atender caminhões com dimensões máximas de 2,5 m X 18 m.

3.1 Anteprojeto dos galpões

As dimensões dos galpões estão estritamente atribuídas ao modelo de estrutura estática de armazenagem de paletes que os compõe.

Neste estudo foram utilizados dois modelos de estruturas com alturas de 3,8 m e 5,65 m, figura 16, com capacidade de 6 e 8 endereços respectivamente.

Figura 16 - Comparativo entre estruturas de armazenagem



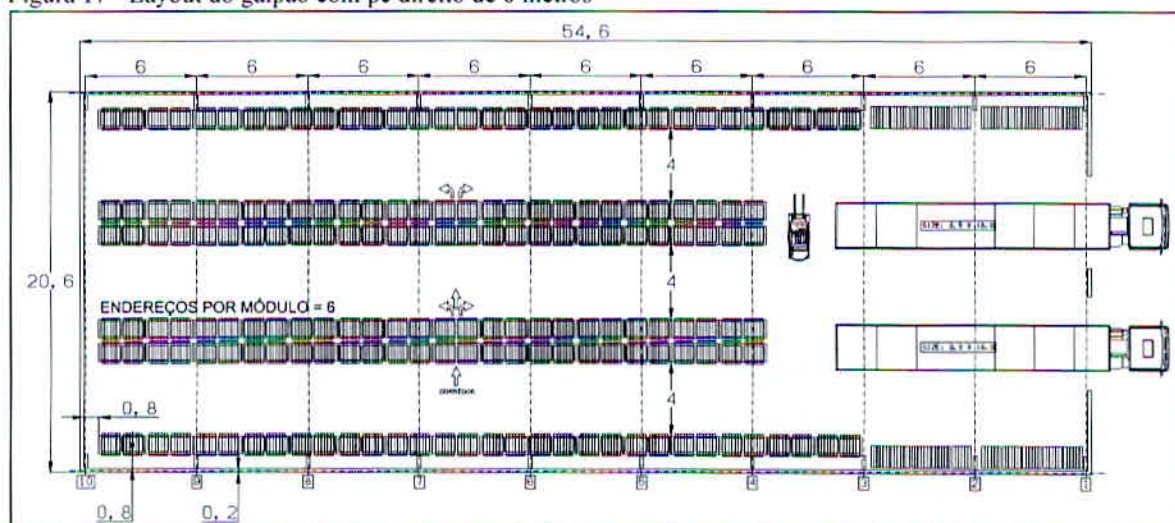
Fonte: (O AUTOR)

Como verificado pelas cotas, o galpão com pé direito de 6 m utilizará estruturas de 6 endereços e o com pé direito de 8 m utilizará estruturas com 8 endereços.

3.1.1 Anteprojeto do galpão com pé direito de 6 metros

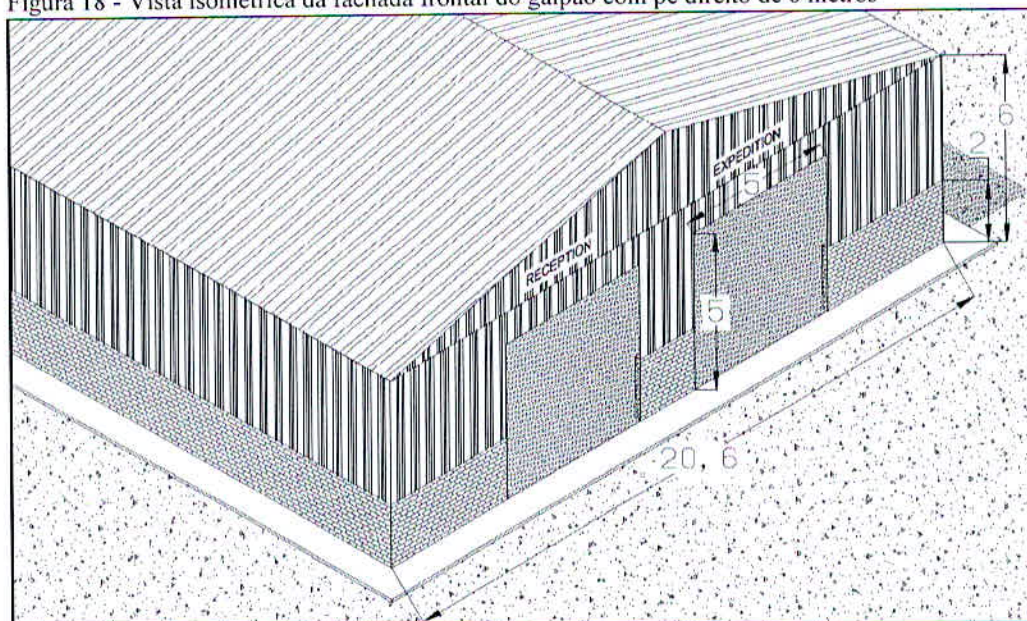
O galpão com pé direito de 6 m para atender a demanda de 520 endereços e as delimitações impostas no item 3 terá dimensão de 20,6 m X 54,6 m e 10 pórticos, de acordo com as figuras 17 e 18.

Figura 17 - Layout do galpão com pé direito de 6 metros



Fonte: (O AUTOR)

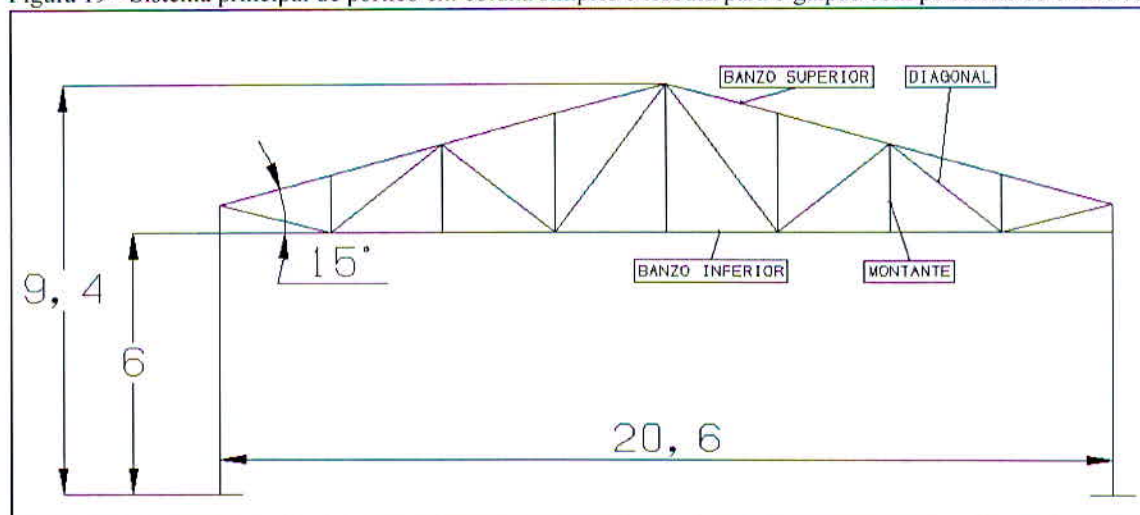
Figura 18 - Vista isométrica da fachada frontal do galpão com pé direito de 6 metros



Fonte: (O AUTOR)

O sistema principal de pórtico adotado é de coluna simples e tesoura conforme demonstra a figura 19.

Figura 19 - Sistema principal de pórtico em coluna simples e tesoura para o galpão com pé direito de 6 metros

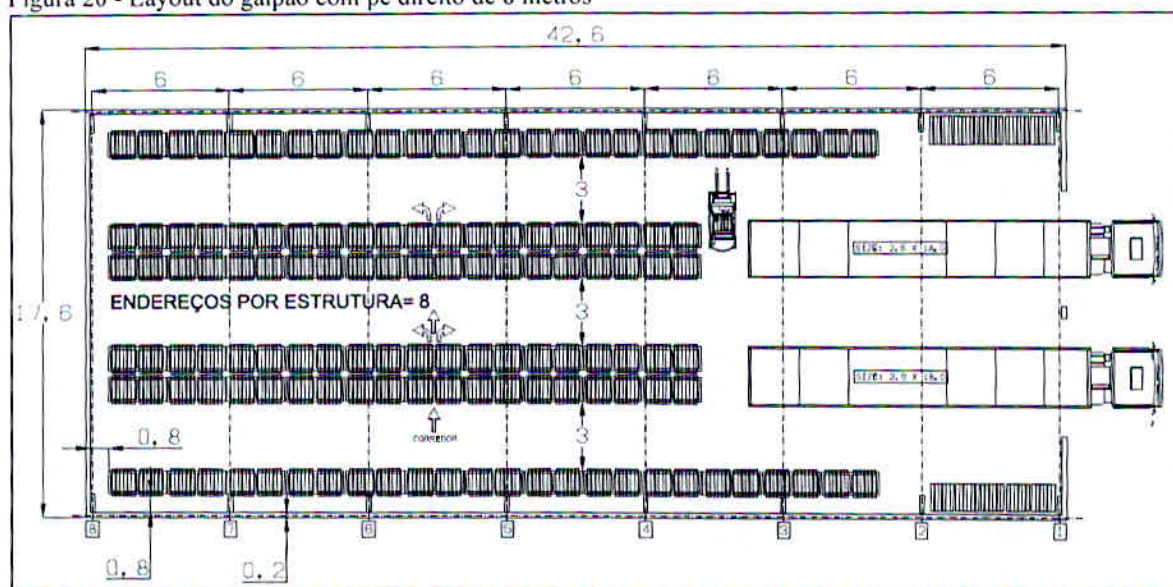


Fonte: (O AUTOR)

3.1.2 Anteprojeto do galpão com pé direito de 8 metros

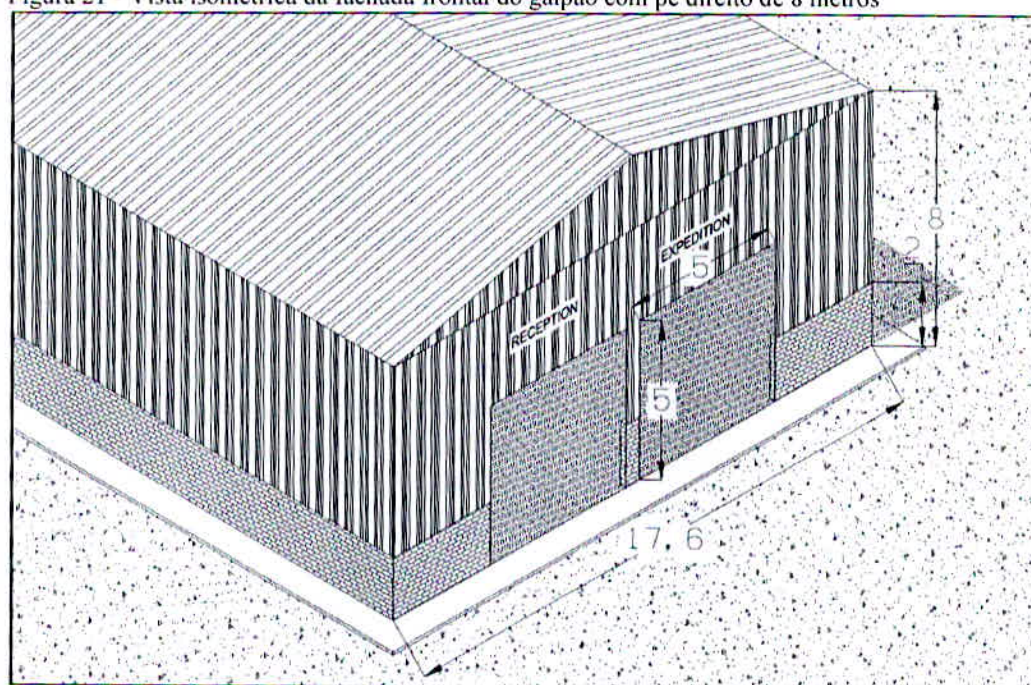
O galpão com pé direito de 8 m para atender a demanda de 520 endereços e as delimitações impostas no item 3 terá dimensão de 17,6 m X 42,6 m e 8 pórticos, de acordo com as figuras 20 e 21.

Figura 20 - Layout do galpão com pé direito de 8 metros



Fonte: (O AUTOR)

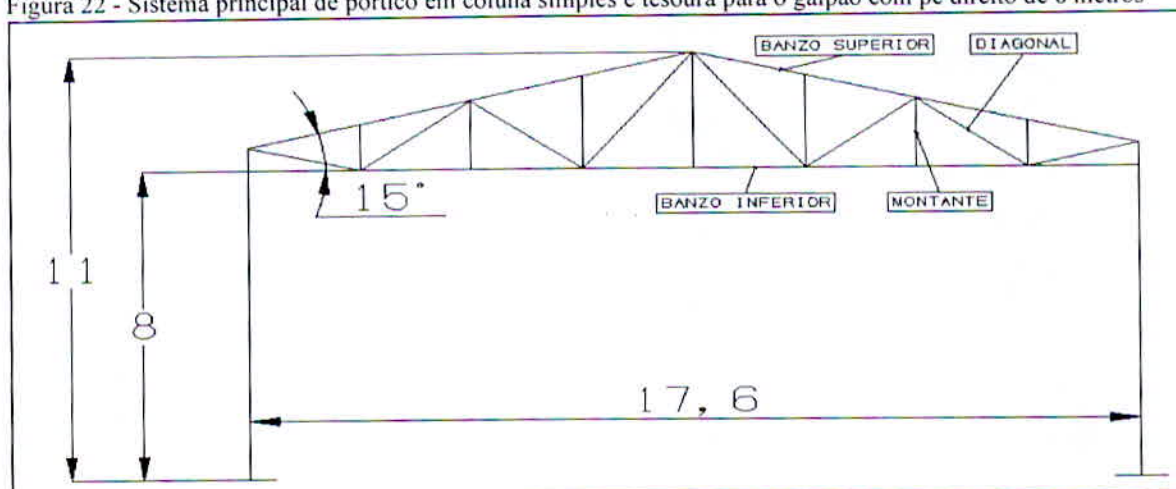
Figura 21 - Vista isométrica da fachada frontal do galpão com pé direito de 8 metros



Fonte: (O AUTOR)

O sistema principal de pórtico adotado também é de coluna simples e tesoura conforme demonstra a figura 22.

Figura 22 - Sistema principal de pórtico em coluna simples e tesoura para o galpão com pé direito de 8 metros



Fonte: (O AUTOR)

3.2 Análise das ações incidentes sobre as estruturas

As ações adotadas nas estruturas estão de acordo com o predisposto no item 4.7 da NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) e apresentadas no item 2.5.2 deste trabalho, e limitam-se a:

- a) Ações permanentes diretas e indiretas;
- b) Ações variáveis;
- c) Ações excepcionais.

De acordo com a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) "as ações excepcionais tem duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência", tais situações acontecem em situações de explosão, incêndios, sismo entre outros, e portanto, não serão consideradas para o projeto.

As ações variáveis são determinadas nos dois próximos itens e as ações permanentes são apresentadas junto ao dimensionamento dos componentes.

3.2.1 Ações variáveis devido ao uso e ocupação da edificação

As ações variáveis pertinentes ao uso e ocupação da edificação são fornecidas no anexo B da NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

Para os galpões idealizados as prescrições pertinentes são referentes a sobrecarga em coberturas comuns que, de acordo com a NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), na ausência de uma especificação mais rigorosa deve-se adotar como valor mínimo característico de $0,25 \text{ kN/m}^2$, em projeção horizontal.

3.2.2 Ações variáveis devido ao vento

As ações resultantes devido ao vento foram encontradas com auxílio do software Visual Ventos, versão 1.0.2.0, destinado ao cálculo de esforço devido ao vento de edificações de planta retangular e telhado de duas águas, segundo os preceitos da NBR 6.123/1988, no qual aplica a seguinte equação para encontrar as cargas devido ao vento.

$$F = (C_e - C_i) \cdot q \cdot A \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

F = Força devido ao vento;

C_e = Coeficiente de forma externo;

C_i = Coeficiente de forma interno;

q = Pressão dinâmica do vento;

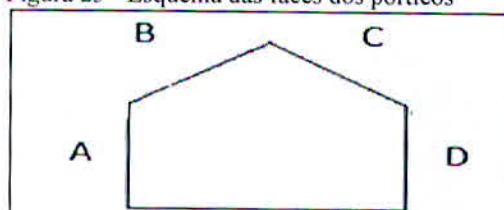
A = Área de influência ou distância entre pórticos.

A pressão dinâmica calculado pelo software e utilizada nos cálculos é de 0,47 KN/m² para o galpão com pé direito de 6 m e de 0,53 KN/m² para o galpão com pé direito de 8 m.

Nota se que as variações dimensionais entre os galpões implicou no incremento de 12,76% na pressão dinâmica causada pela ação do vento.

A seguir são apresentados os esforços resultantes para os dois galpões, verificados na tabela 03, conforme esquema apresentado na figura 23.

Figura 23 - Esquema das faces dos pórticos



Fonte: (O AUTOR)

Tabela 03 - Relação de cargas críticas devido ao vento nas faces dos pórticos

Altura do pé direito em metros	Ângulo de incidência do vento	Carga em KN/m			
		A	B	C	D
6	0°	-1,12	-1,12	-1,12	-1,12
	90°	3,07	-1,68	0,00	-0,28
8	0°	-1,27	-1,27	-1,27	-1,27
	90°	3,5	-1,91	0,00	-0,32

Fonte: (O AUTOR)

O sinal negativo dos valores representam que os elementos estão sobre pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica, ou seja, o elementos sofrem sucção devido a ação do vento (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988).

Comparando se os resultados da tabela 04 é possível verificar que, em média, as ações devido ao vento são 13,85 % maior para o galpão com pé direito de 8 m.

Todos os memoriais gráficos gerados pelo software Visual Ventos referente aos coeficientes de pressão , combinações e esforços resultantes são apresentados no apêndices A, B, C, D, E e F para os dois casos em estudo.

3.3 Dimensionamento dos elementos de fechamento

Para o dimensionamento dos fechamentos laterais e de cobertura são adotados as combinações mais críticas dos esforços resultantes calculados pelo Visual Ventos, apresentados na tabela 04.

Para encontrar a ação do vento distribuída pela área dividiu-se a ação do vento linear pela distância entre pórticos, conforme equação 12.

$$F_a = \frac{F}{A} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

F_a = Força devido ao vento em função da área;

F = Força devido ao vento;

A = Área de influência ou distância entre pórticos.

Aplicando a equação acima encontrou-se os seguintes resultados apresentados na tabela 04:

Tabela 04 - Pressão dinâmica crítica por área para telhado e laterais		
Altura do pé direito em metros	Carga crítica em KN/m ²	
	Lateral (AD)	Cobertura (BC)
6	0,51	-0,28
8	0,58	-0,32

Fonte: (O AUTOR)

3.3.1 Dimensionamento da telha de fechamento e espaçamento entre apoios

Por padronização será adotado o mesmo modelo de telha para o fechamento das laterais e cobertura que apresenta, para espessura de 0,5 mm, peso próprio de 48,9 N/m², conforme indica a figura 24.

Figura 24 - Força peso para telhas de aço

Espessura (mm)	Peso (N/m ²)
0,43	42,1
0,50	48,9
0,65	63,6
0,80	78,3

Fonte: (PINHEIRO, 2005)

Para determinar o vão máximo entre os apoios, que para cobertura são as terças e para as laterais correspondem as vigas de tapamento, foi realizado as combinações previstas por Pinheiro (2005), apresentadas na tabela 05, conforme descrição abaixo:

- Peso Próprio (PP), que corresponde a força peso exercida pela telha;
- Sobrecarga (SC), apresentada no item 3.2.1 deste trabalho;
- Vento (V), valores obtidos da tabela 05, para respectivas faces laterais e de cobertura.

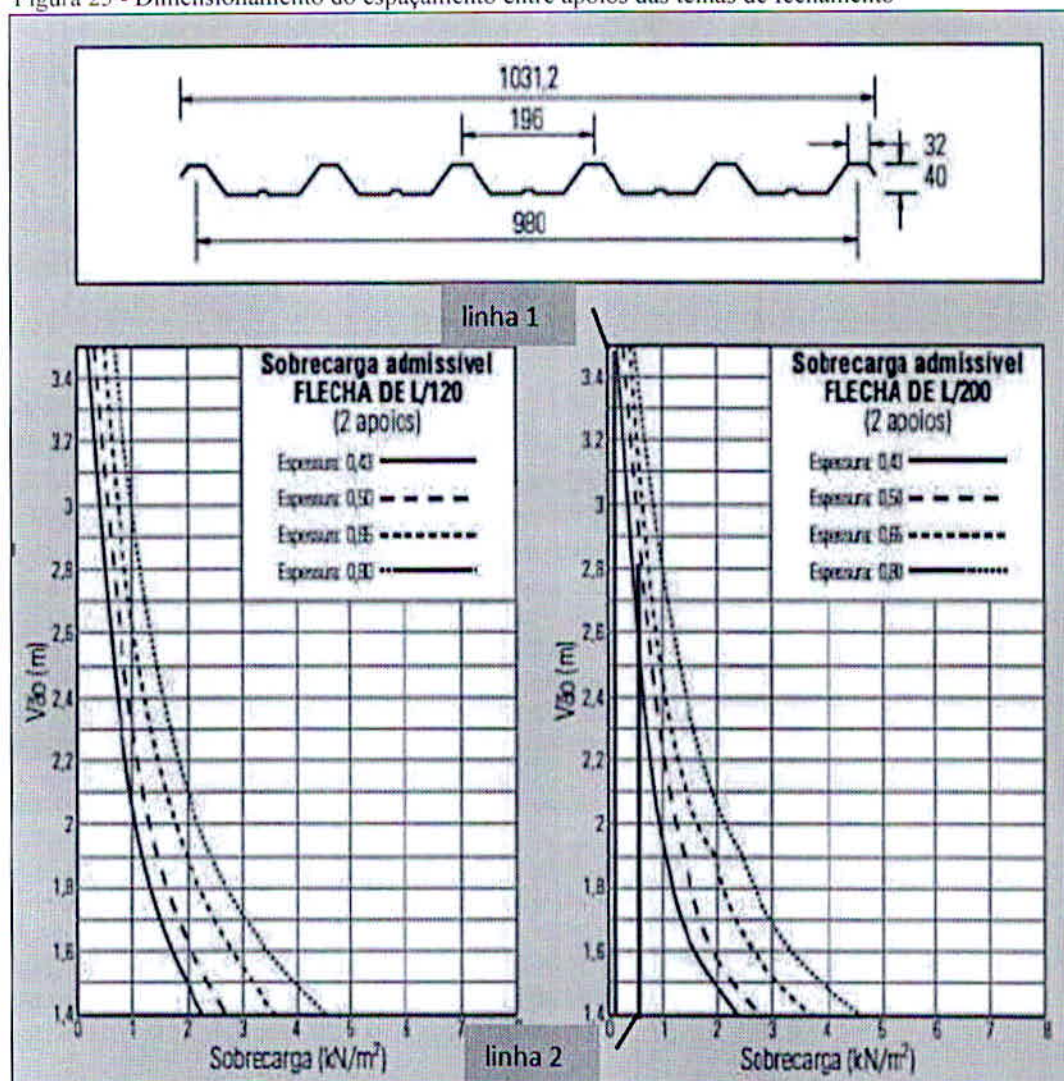
Tabela 05 - Combinações de ações para telhas dos fechamentos

Altura do pé direito em metros	Combinações para lateral	Carga em KN/m ²	Combinações para cobertura	Carga em KN/m ²
		Lateral (AD)		Cobertura (BC)
6	V	0,51	PP + SC	0,3
			PP + V	-0,03
8		0,58	PP + SC	0,3
			PP + V	-0,07

Fonte: (O AUTOR)

Para um dado carregamento e para uma flecha máxima de L/200, o fabricante da telha fornece o vão máximo entre terças e vigas de tapamento conforme apresentado na figura 25, que relaciona a carga máxima com o vão máximo entre as terças ou vigas de fechamento lateral.

Figura 25 - Dimensionamento do espaçamento entre apoios das telhas de fechamento



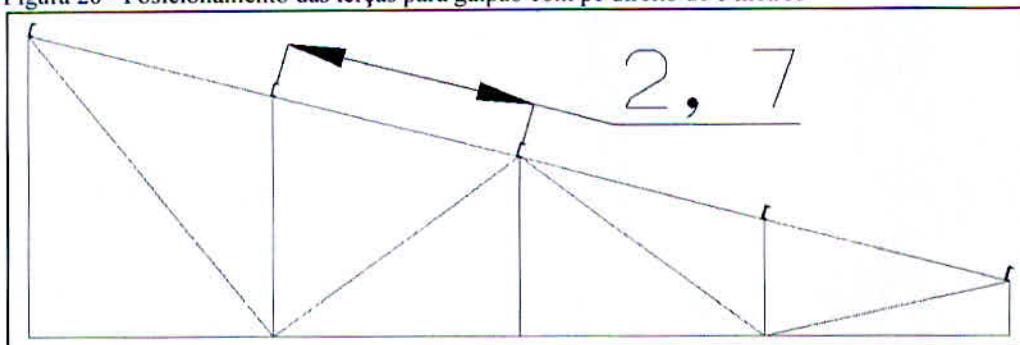
Fonte: (Adaptado, PINHEIRO, 2005)

Conforme indicado na figura 25, a linha 1 corresponde a sobrecarga crítica de $0,3 \text{ KN/m}^2$ na cobertura, que se enquadra para os dois galpões, que corresponde ao espaçamento máximo permitido entre as terças igual a $3,4 \text{ m}$.

Como a ação do vento para os fechamentos laterais estão muito próximos, adotou-se o maior valor que é de $0,58 \text{ KN/m}^2$, que corresponde ao espaçamento máximo de $2,8 \text{ m}$ entre as vigas de tapamento, conforme indicado pela linha 2.

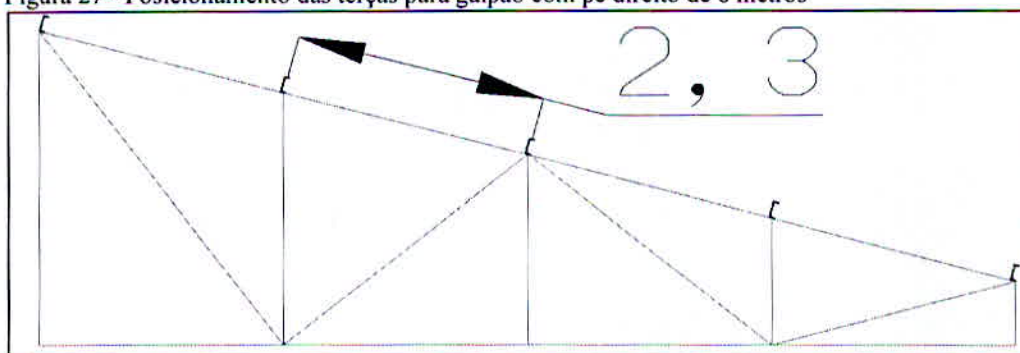
Afim de evitar momentos e esforços cortantes nas barras da tesoura, as terças são posicionadas sobre os nós da mesma, conforme apresentado nas figuras 26 e 27, para os galpões com pé direito de 6 e 8 metros, respectivamente.

Figura 26 - Posicionamento das terças para galpão com pé direito de 6 metros



Fonte: (O AUTOR)

Figura 27 - Posicionamento das terças para galpão com pé direito de 8 metros

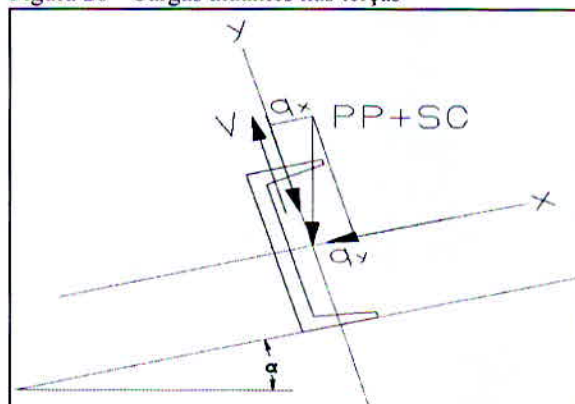


Fonte: (O AUTOR)

3.3.2 Dimensionamento das terças

De acordo com Pinheiro (2005), as cargas atuantes nas terças podem sofrer a combinação de seu peso próprio, sobrecarga ou ser solicitada pela carga do vento que atua de forma ortogonal ao plano da cobertura, de acordo com a figura 28.

Figura 28 - Cargas atuantes nas terças



Fonte: (Adaptado, PINHEIRO, 2005)

Pinheiro (2005) afirma que para realizar as combinações previstas é necessário decompor as forças oriundas do peso próprio e sobrecarga de acordo com as equações abaixo.

$$q_x = C \cdot \cos \alpha \quad \text{Equação 13}$$

$$q_y = C \cdot \operatorname{sen} \alpha \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

q_x = Combinação de ações no eixo x;

q_y = Combinação de ações no eixo y;

C = Valor da combinação;

α = Ângulo de inclinação do telhado igual a 15°.

O peso próprio que incide sobre as terças é composto pela somatório dos pesos próprios das terças, correntes e telhas sobre a área de influência determinada (PINHEIRO, 2005).

Segundo Pinheiro (2005), pode-se estimar o peso próprio das terças e correntes em 60 N/m² que somado ao peso próprio da telha obtido na figura 24, igual a 48,9 N/m², obtêm-se o peso próprio total de 108,9 N/m².

A área de influência em estudo corresponde ao espaçamento máximo entre as terças, equivalente a 2,7 m para o galpão com pé direito de 6 m e de 2,3 m para o galpão com pé direito de 8 m, e a força devido ao vento na cobertura obtida na tabela 05 para cada galpão analisado.

Aplicando as combinações e as equações de decomposição é obtida a tabela 06 que apresenta as cargas atuantes nas terças.

Tabela 06 - Decomposição das combinações de ações sobre as terças

Altura do pé direito em metros	Combinações para cobertura	Carga em KN/m	
		q_x	q_y
6	PP + SC	0,94	0,25
	PP + V	-0,004	0,08
8	PP + SC	0,8	0,22
	PP + V	-0,08	0,07

Fonte: (O AUTOR)

Segundo Bellei (2006) as terças sofrem esforço de flexão composta portanto para seu dimensionamento é necessário encontrar os momentos e esforços cortantes que atuam em função das cargas.

Para determinar o momento de uma terça biapoiada, Pinheiro (2005), apresenta a seguinte equação:

$$M_e = \frac{q_e \cdot L_e^2}{8} \quad \text{Equação 15}$$

Onde:

M_e = Momento em relação ao eixo em análise;

q_e = Carga em relação ao eixo em análise;

L_e = Distância entre apoios em relação ao eixo em análise.

A combinação mais crítica das cargas q_x e q_y , para os dois galpões, é a do peso próprio mais sobrecarga, portanto adotado para calcular os momentos máximos apresentados na tabela 07.

As distância entre apoios é o espaçamento entre pórticos, correspondente 6 m, para os dois eixos, visto que não são adotados correntes no eixo de menor inércia da terça.

Tabela 07 - Momentos incidentes sobre as terças

Altura do pé direito em metros	Combinação crítica para cobertura	Carga em KN.m	
		M_x	M_y
6	PP + SC	4,23	1,13
8	PP + SC	3,6	1

Fonte: (O AUTOR)

Pinheiro destaca outro esforço interno solicitante importante para análise de uma peça sobre flexão que é o esforço cortante máximo, que pode causar cisalhamento.

Para determinar o esforço cisalhante máximo Pinheiro (2005) apresenta a seguinte equação:

$$V_{d_{máx}} = \frac{q_{máx} \cdot L_e}{2} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

$V_{d_{máx}}$ = Esforço cortante máximo;

$q_{máx}$ = Carga máxima;

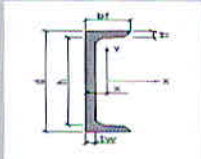
L_e = Distância entre apoios em relação ao eixo em análise.

A cargas máximas em análise valem 0,94 KN/m e 0,8 KN/m, tabela 07, que aplicada na equação acima obtém-se um esforço cisalhante máximo de 2,82 KN e 2,4 KN para os galpões com pé direito de 6 e 8 m respectivamente.

De posse dos esforços internos solicitantes, as terças foram verificadas através do software Visual Metal, versão 1.5m, para determinar o perfil U mais econômico que atenda todos os esforços solicitantes, conforme predisposto na NBR 8.800/2008.

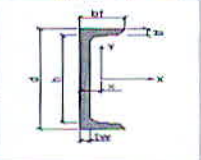
O perfil laminado adotado para terça para os dois casos em análise é o U 76,2 x 38,1 x 2,5, conforme as figuras 29 e 30, geradas da tela do software Visual Metal.

Figura 29 - Verificação da terça para galpão com pé direito de 6 metros

Identificação	
Perfil U 76,2 x 38,1 x 2,5	
	
Dimensões d 76,2 mm Ag 3,68 cm ² Wx 8,77 cm ³ tw 2,5 mm Ix 33,4 cm ⁴ Wy 1,89 cm ³ bf 38,1 mm Iy 5,23 cm ⁴ x 1 cm tf 2,5 mm IT 0,08 cm ⁴ P 2,94 kg/m	
Compr. Flambagem Lfx 600 cm Lfy 600 cm Lb 20 cm	
Solicitações Nd 0,00 kN Vd 2,82 kN Mdx 42,3 kN.cm Mdy 11,3 kN.cm	
Resultados Rd(Nd) 0,00 kN Rd(Vd) 24,03 kN OK! Rd(Mdx) 229,24 kN.cm OK! Rd(Mdy) 53,16 kN.cm OK! Rd(Md+Nd) 0,40 <= 1 OK!	
Calcular Mais Leve Relatório ✓ Ok	

Fonte: (O AUTOR)

Figura 30- Verificação da terça para galpão com pé direito de 8 metros

Identificação	
Perfil U 76,2 x 38,1 x 2,5	
	
Dimensões d 76,2 mm Ag 3,68 cm ² Wx 8,77 cm ³ tw 2,5 mm Ix 33,4 cm ⁴ Wy 1,89 cm ³ bf 38,1 mm Iy 5,23 cm ⁴ x 1 cm tf 2,5 mm IT 0,08 cm ⁴ P 2,94 kg/m	
Compr. Flambagem Lfx 600 cm Lfy 600 cm Lb 20 cm	
Solicitações Nd 0,00 kN Vd 2,4 kN Mdx 36 kN.cm Mdy 10 kN.cm	
Resultados Rd(Nd) 0,00 kN Rd(Vd) 24,03 kN OK! Rd(Mdx) 229,24 kN.cm OK! Rd(Mdy) 53,16 kN.cm OK! Rd(Md+Nd) 0,35 <= 1 OK!	
Calcular Mais Leve Relatório ✓ Ok	

Fonte: (O AUTOR)

O perfil adotado apresenta força peso de 28,84 N/m que ao longo de 6 m, distância entre apoios das terças, equivale a 173,04 N incidente sobre a área de influência de 16,2 m² para o galpão com pé direito de 6 m e de 13,8 m² para o galpão com pé direito de 8 m, obtida

através do produto da distância entre pórticos (6 m) e a do espaçamento entre as terças correspondentes.

Não foram adotados correntes entre as terças, desta forma o peso próprio total real é imposto somente pelo peso próprio da terça sobre a área de influencia equivalente a $10,7 \text{ N/m}^2$ e $12,5 \text{ N/m}^2$ para os galpões com pé direito de 6 e 8 m respectivamente, valores estes inferior ao estimado de 60 N/m^2 , o que significa que o perfil atenderá as solicitações.

3.3.3 Dimensionamento das vigas de fechamento lateral

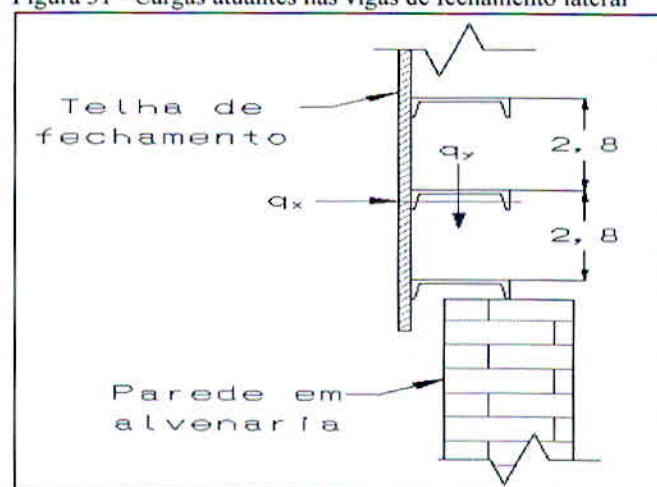
As cargas atuantes na vigas laterais, q_x e q_y conforme apresentado na figura 28, são oriundas das combinações entre peso próprio da viga, tirantes e telhas (q_y), prevista anteriormente no item 3.3.2 e equivalente a $108,9 \text{ N/m}^2$, e da ação do vento (q_x), que valem $0,51$ e $0,58 \text{ KN/m}^2$ para os galpões com pé direito de 6 e 8 m, respectivamente.

A área de influência em estudo corresponde ao espaçamento máximo entre as vigas de tapamento, equivalente a 2,8 m.

Portanto os valores de q_x valem, para o galpão com pé direito de 6 e 8 m respectivamente, $1,4 \text{ KN}$ e $1,6 \text{ N}$.

Os valores de q_y para os dois caso vale $0,305 \text{ KN}$.

Figura 31 - Cargas atuantes nas vigas de fechamento lateral



Fonte: (Adaptado, PINHEIRO, 2005)

As vigas, de forma semelhante as terças, apresentam flexão composta e, portanto, serão analisadas em função do esforços internos de flexão encontrados através da equação 15

e do esforço cisalhante obtido com a aplicação da equação 17, está última, uma versão adaptada da apresentada por Pinheiro (2005).

$$V_{d_{m\acute{a}x}} = \frac{L_e}{2} \cdot \sqrt{(q_x^2 + q_y^2)} \quad \text{Equação 17}$$

Onde:

$V_{d_{m\acute{a}x}}$ = Esforço cortante máximo;

q_x = Carga máxima no eixo x;

q_y = Carga máxima no eixo y;

L_e = Distância entre apoios em relação ao eixo em análise, igual á 6 m.

Aplicando as equações 15 e 17 é obtida a tabela 08, que apresenta os esforços internos nas vigas de fechamento lateral.

Tabela 08 - Esforços internos nas vigas de fechamento lateral

Altura do pé direito em metros	Esforços interno		
	M_x KN.m	M_y KN.m	$V_{d_{m\acute{a}x}}$ KN
6	2,3	0,5	4,38
8	2,61	0,5	4,96

Fonte: (O AUTOR)

De posse dos valores, foi verificado o perfil mais leve que atenda os esforços para cada galpão em análise, de acordo com as figuras 32 e 33.

Figura 32 - Verificação da viga de fechamento lateral para galpão com pé direito de 6 metros

The screenshot shows a software interface for structural analysis. It includes the following sections:

- Identificação:** Perfil U 76,2 x 38,1 x 2,5
- Dimensões:**
 - d: 76,2 mm; Ag: 3,68 cm²; Wx: 8,77 cm³
 - tw: 2,5 mm; Ix: 33,4 cm⁴; Wy: 1,89 cm³
 - bf: 38,1 mm; Iy: 5,23 cm⁴; x: 1 cm
 - tf: 2,5 mm; IT: 0,08 cm⁴; P: 2,94 kgf/m
- Compr. Flambagem:** Lfx: 600 cm; Lfy: 600 cm; Lb: 600 cm
- Solicitações:** Nd: 0,00 kN; Vd: 4,38 kN; Mdx: 23 kN.cm; Mdy: 5 kN.cm
- Resultados:**
 - Rd(Nd): 0,00 kN
 - Rd(Vd): 24,03 kN [Ok!]
 - Rd(Mdx): 229,24 kN.cm [Ok!]
 - Rd(Mdy): 53,16 kN.cm [Ok!]
 - Rd(Md+Nd): 0,19 <- 1 [Ok!]
- Diagrama:** Perfil indicado para elementos sujeitos
- Botões:** Calcular, Mais Leve, Relatório, Ok

Fonte: (O AUTOR)

Figura 33 - Verificação da viga de fechamento lateral para galpão com pé direito de 8 metros

Identificação			
Perfil U 76,2 x 38,1 x 2,5			
Dimensões			
d	76,2 mm	Ag	3,68 cm ²
tw	2,5 mm	Ix	33,4 cm ⁴
bf	38,1 mm	Iy	5,23 cm ⁴
tf	2,5 mm	IT	0,08 cm ⁴
		Wx	8,77 cm ³
		Wy	1,89 cm ³
		x	1 cm
		P	2,94 kgf/m

Compr. Flambagem		Solicitações		Resultados	
Lfx	600 cm	Nd	0,00 kN	Rd(Nd)	0,00 kN
Lfy	600 cm	Vd	4,96 kN	Rd(Vd)	24,03 kN
Lb	600 cm	Mdx	26,1 kN.cm	Rd(Mdx)	229,24 kN.cm
		Mdy	5 kN.cm	Rd(Mdy)	53,16 kN.cm
				Rd(Md+Nd)	0,21 <= 1

Perfil indicado para elementos sujeitos

Calcular Mais Leve Relatório ~ Ok

Fonte: (O AUTOR)

O perfil adotado para os dois galpões em análise é o mesmo utilizado para terça, portanto, perfil laminado U 76,2 x 38,1 x 2,5.

3.4 Dimensionamento das tesouras

As cargas atuantes na tesoura são oriundas das combinações entre peso próprio total, sobrecarga e dos ventos (PINHEIRO, 2005).

As ações devido ao vento variam na faces do pórtico conforme apresentado na tabela 04, que demonstra o esforço crítico para cada região do pórtico em estudo.

O peso próprio estimado da tesoura Pratt é dado pela equação 18, conforme apresentado por Pinheiro (2005):

$$g_t = 2,3 \cdot (1 + 0,33 \cdot L) \cdot g \quad \text{Equação 18}$$

Onde:

g_t = Peso próprio estimado da tesoura Pratt;

g = Aceleração da gravidade, com valor aproximado de 9,81 m/s²;

L = Distância do vão do galpão, equivalentes a 20,6 e 17,6 m, apresentados nas figuras 19 e 21 para os galpões com pé direito de 6 e 8 m, respectivamente.

Portanto o peso próprio total a ser adotado é o somatório de:

- Peso próprio da tesoura Pratt, obtido através da equação 18 e equivalente a 176 N/m²;
- Peso próprio das telhas, apresentado na figura 24 e equivalente a 48,9 N/m²;

c) Peso próprio das terças de cobertura, apresentado no item 3.3.2 deste trabalho e equivalente a $10,3 \text{ N/m}^2$.

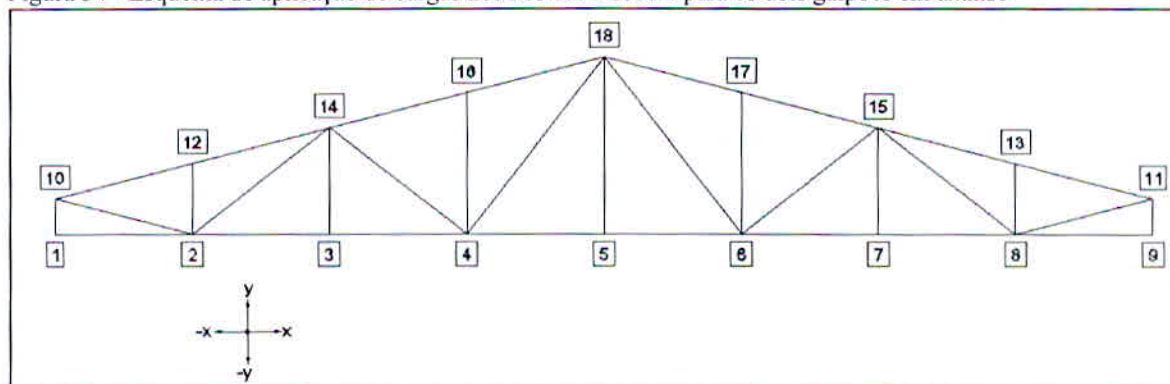
Deste modo o somatório para o peso próprio total é de $235,2 \text{ N/m}^2$.

A sobrecarga a ser adotada é prevista pela NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), apresentada no item 3.2.1 deste trabalho, e é de 250 N/m^2 .

A análise das cargas é feita sobre o pórtico mais solicitado através da área de influência, correspondente ao produto da distância entre pórticos de 6 m e da distância entre cada montante da tesoura para as cargas gravitacionais e para cargas ortogonais ao pórtico corresponde ao produto da força devido ao vento e distância entre nós.

As cargas sobre a tesoura são aplicadas nos nós conforme esquema apresentado na figura 32 e com os respectivos valores de cada combinação possível apresentados nas tabelas 09 e 10 para cada galpão em análise.

Figura 34 - Esquema de aplicação de cargas nos nós das tesouras para os dois galpões em análise



Fonte: (O AUTOR)

Tabela 09 - Distribuição das cargas nodais (KN) para galpão com pé direito de 6 metros

Nó	PP	SC	Vento a 0°		Vento a 90°	
			x	y	x	y
1	0	0	-0,34	0,00	0,92	0
9	0	0	-0,34	0,00	-0,084	0
10	1,8	1,95	-0,74	-1,45	0,33	-2,19
11	1,8	1,95	-0,74	-1,45	-0,084	0
12	3,7	3,9	-0,78	-2,90	-1,17	-4,38
13	3,7	3,9	-0,78	-2,90	0	0
14	3,7	3,9	-0,78	-2,90	-1,17	-4,38
15	3,7	3,9	-0,78	-2,90	0	0
16	3,7	3,9	-0,78	-2,90	-1,17	-4,38
17	3,7	3,9	-0,78	-2,90	0	0
18	3,7	3,9	0,00	-5,79	-1,17	-4,38

Fonte: (O AUTOR)

Tabela 10 - Distribuição das cargas nodais (KN) para galpão com pé direito de 8 metros

Nó	PP	SC	Vento a 0°		Vento a 90°	
			x	y	x	y
1	0	0	-0,38	0,00	1,05	0
9	0	0	-0,38	0,00	-0,096	0
10	1,55	1,65	-0,76	-1,41	-0,04	-2,12
11	1,55	1,65	-0,76	-1,41	-0,096	0
12	3,1	3,3	-0,76	-2,82	-1,14	-4,24
13	3,1	3,3	-0,76	-2,82	0	0
14	3,1	3,3	-0,76	-2,82	-1,14	-4,24
15	3,1	3,3	-0,76	-2,82	0	0
16	3,1	3,3	-0,76	-2,82	-1,14	-4,24
17	3,1	3,3	-0,76	-2,82	0	0
18	3,1	3,3	0,00	5,64	-1,14	-4,24

Fonte: (O AUTOR)

De posse das cargas nodais foi utilizado o software Ftool para os cálculos das reações das barras da tesoura, verificados nos apêndices G e H.

Os esforços resultantes foram aplicados em uma planilha, que realizou todas as combinações das cargas na estrutura, aplicando os coeficientes de ponderação, majoração e ou de redução previstos pela NBR 8.800/2008 apresentados no anexo A deste trabalho.

Os esforços para cada galpão em análise são apresentados no apêndice I, os valores em destaque representam os esforços máximos para cada barra da tesoura, divididos em:

- a) Montante;
- b) Diagonais;
- c) Banzo superior;
- d) Banzo inferior.

A tabela 11 apresenta os esforços máximos encontrados para cada elemento, conforme apresentado anteriormente, para cada galpão em análise.

Tabela 11 - Esforços máximos resultantes nas barras da tesoura

Altura do pé direito em metros	Elemento	Esforços normais		Comprimento de flambagem
		Tração KN	Compressão KN	
6	Montante	1,8	42,2	0,60
	Diagonal	73,2	11,2	3,30
	Banzo superior	3,3	79,7	2,70
	Banzo inferior	83,0	4,4	2,60
8	Montante	2,4	35,5	0,60
	Diagonal	57,1	11,1	2,84
	Banzo superior	7,8	64	2,30
	Banzo inferior	65,8	6,9	2,2

Fonte: (O AUTOR)

Por padronização são adotados dois modelos de perfil para confecção das tesouras, o perfil U para montantes, banzo superior e inferior e o perfil duplo L de abas iguais para as diagonais.

A verificação é feita utilizando o maiores valores de esforços normais de compressão e tração apresentados, respeitando o limite de esbeltez previsto pela NBR 8.800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), que não deve ser superior a 200.

3.4.1 Dimensionamento dos montantes e banzos superior e inferior

Dos dados apresentados da tabela 11 é possível selecionar os maiores esforços normais e os comprimentos de flambagem adotados nos cálculos, que são apresentados abaixo:

Tabela 12 - Esforços máximos para dimensionamento dos montantes e banzos

Altura do pé direito em metros	Esforços normais máximos		Comprimento de flambagem
	Tração KN	Compressão KN	
6	83,0	79,7	2,70
8	65,8	64	2,30

Fonte: (O AUTOR)

A verificação dos perfis são feitas para os esforços normais de tração e compressão, conforme as figuras geradas pela tela do software Visual metal, para os dois galpões em análise.

Figura 35 - Verificação quanto à tração para galpão com pé direito de 6 metros

Identificação
Perfil U 76,2 x 30,1 x 3,1

Dimensões
d 76,2 mm Ag 4,63 cm² Wx 10,82 cm³
tw 3,17 mm Ix 41,23 cm⁴ Wy 2,36 cm³
bf 30,1 mm Iy 5,46 cm⁴ x 1 cm
tf 3,17 mm It 0,16 cm⁴ P 3,68 kg/m

Compr. Flambagem
Lflx 270 cm
Lfly 270 cm
Lb 270 cm

Solicitações
Nd 83 kN
Vd 0,00 kN
Mdx 0,00 kN.cm
Mdy 0,00 kN.cm

Resultados
Rd(Nd) 104,17 kN OK!
Rd(Vd) 0,00 kN
Rd(Mdx) 0,00 kN.cm
Rd(Mdy) 0,00 kN.cm
Rd(Md+Nd) 0,00 <- 1

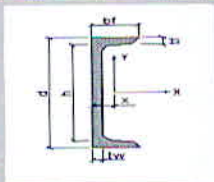
Perfil indicado para elementos sujeitos

Calcular Mais Leve Relatório Ok

Fonte: (O AUTOR)

Figura 36 - Verificação quanto à compressão para galpão com pé direito de 6 metros

Identificação			
Perfil U 203 x 17.1			
Dimensões			
d	203 mm	Ag	21,8 cm ²
Wx	133 cm ³	Wx	133 cm ³
tw	5,6 mm	Ix	1356 cm ⁴
Wy	12,8 cm ³	Wy	12,8 cm ³
bf	57,4 mm	Iy	55 cm ⁴
x	1,45 cm	x	1,45 cm
tf	9,9 mm	IT	5,45 cm ⁴
P	17,1 kgf/m	P	17,1 kgf/m



Perfil indicado para elementos sujeitos

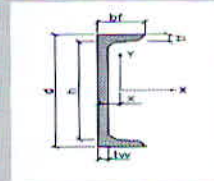
Compr. Flambagem		Solicitações		Resultados	
Lfx	270 cm	Nd	-79,7 kN	Rd(Nd)	-109,05 kN OK!
Lfy	270 cm	Vd	0,00 kN	Rd(Vd)	0,00 kN
Lb	270 cm	Mdx	0,00 kN.cm	Rd(Mdx)	0,00 kN.cm
		Mdy	0,00 kN.cm	Rd(Mdy)	0,00 kN.cm
				Rd(Md+Nd)	0,00 <- 1

Calcular Mais Leve Relatório -/ Ok

Fonte: (O AUTOR)

Figura 37 - Verificação quanto à tração para galpão com pé direito de 8 metros

Identificação			
Perfil U 76,2 x 30,1 x 2,5			
Dimensões			
d	76,2 mm	Ag	3,68 cm ²
Wx	8,77 cm ³	Wx	8,77 cm ³
tw	2,5 mm	Ix	33,4 cm ⁴
Wy	1,89 cm ³	Wy	1,89 cm ³
bf	30,1 mm	Iy	5,23 cm ⁴
x	1 cm	x	1 cm
tf	2,5 mm	IT	0,08 cm ⁴
P	2,94 kgf/m	P	2,94 kgf/m



Perfil indicado para elementos sujeitos

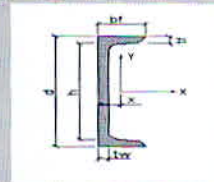
Compr. Flambagem		Solicitações		Resultados	
Lfx	230 cm	Nd	65,8 kN	Rd(Nd)	82,80 kN OK!
Lfy	230 cm	Vd	0,00 kN	Rd(Vd)	0,00 kN
Lb	230 cm	Mdx	0,00 kN.cm	Rd(Mdx)	0,00 kN.cm
		Mdy	0,00 kN.cm	Rd(Mdy)	0,00 kN.cm
				Rd(Md+Nd)	0,00 <- 1

Calcular Mais Leve Relatório -/ Ok

Fonte: (O AUTOR)

Figura 38 - Verificação quanto à compressão para galpão com pé direito de 8 metros

Identificação			
Perfil U 152 x 12,2			
Dimensões			
d	152 mm	Ag	15,5 cm ²
Wx	72 cm ³	Wx	72 cm ³
tw	5,08 mm	Ix	546 cm ⁴
Wy	8,2 cm ³	Wy	8,2 cm ³
bf	48,8 mm	Iy	29 cm ⁴
x	1,3 cm	x	1,3 cm
tf	8,7 mm	IT	3,12 cm ⁴
P	12,2 kgf/m	P	12,2 kgf/m



Perfil indicado para elementos sujeitos

Compr. Flambagem		Solicitações		Resultados	
Lfx	230 cm	Nd	-64 kN	Rd(Nd)	-78,97 kN OK!
Lfy	230 cm	Vd	0,00 kN	Rd(Vd)	0,00 kN
Lb	230 cm	Mdx	0,00 kN.cm	Rd(Mdx)	0,00 kN.cm
		Mdy	0,00 kN.cm	Rd(Mdy)	0,00 kN.cm
				Rd(Md+Nd)	0,00 <- 1

Calcular Mais Leve Relatório -/ Ok

Fonte: (O AUTOR)

Os esforços de compressão são mais críticos para as barras para os dois casos em análise, comprovado pela verificação realizada.

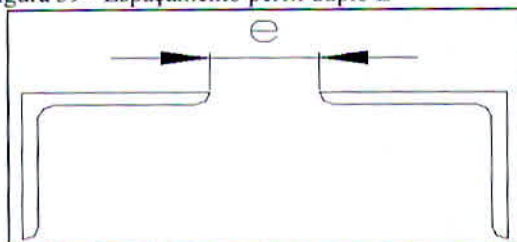
Portanto os perfil adotado para montantes, banzo superior e inferior, para os galpões com pé direito de 6 e 8 m respectivamente são U 203 X17,1 e U 152 X 12,2.

3.4.2 Dimensionamento das diagonais

A tabela 12 já fornece esforços normais máximos e os comprimentos de flambagem encontrados para as barrar diagonais da tesoura.

O perfil adotado, conforme visto anteriormente, é o duplo L com abas iguais, que apresenta um espaçamento e entre eles de 56 milímetros (mm) e 33 mm respectivamente para diagonal da tesoura do galpão com pé direito de 6 m e para diagonal da tesoura do galpão com pé direito de 8 m, conforme esquema apresentado na figura abaixo:

Figura 39 - Espaçamento perfil duplo L



Fonte: (O AUTOR)

Novamente foi realizada a verificação quanto a compressão e tração, e os resultados são apresentados nas figuras seguintes, para cada caso em estudo.

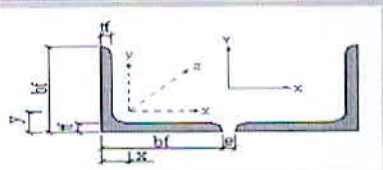
Figura 40 - Verificação da diagonal quanto a tração para galpão com pé direito de 6 metros

Identificação		
Perfil L 38,1 x 1,83		
Dimensões		
b_f	38,1 mm	
t_f	3,2 mm	
$x-y$	1,07 cm	
A_g	2,32 cm ²	
$I_x=I_y$	3,33 cm ⁴	
r_x	0,76 cm	
P	1,83 kgf/m	
* Dado referente a uma única cantoneira		
<input type="button" value="←"/> <input type="button" value="→"/> <input type="button" value="↑"/> <input type="button" value="↓"/> <input type="button" value="↖"/> <input type="button" value="↗"/> <input type="button" value="↙"/> <input type="button" value="↘"/> <input type="button" value="↻"/>		
Espaçamento		
e	56 mm	
Compr. Flambagem		
L_{fx}	330 cm	
L_{fy}	330 cm	
Solicitações		
N_d	73,2 kN	
Resultados		
$R_d(N_d)$	104,40 kN	<input type="button" value="Ok!"/>
Espaçadores em X a cada		44,25 cm
<input type="button" value="Calcular"/>		<input type="button" value="Mais Leve"/>
<input type="button" value="Relatório"/>		<input type="button" value="Ok"/>

Fonte: (O AUTOR)

Figura 41 - Verificação da diagonal quanto a compressão para galpão com pé direito de 6 metros

Identificação	
Perfil L 63.5 x 4.57	
Dimensões	
b_f^* 63.5 mm	A_g^* 5.8 cm ²
t_f^* 4.8 mm	$I_x^* - I_y^*$ 23 cm ⁴
$x - y^*$ 1.75 cm	r_z^* 1.24 cm
P^* 4.57 kgf/m	
* Dado referente a uma única cantoneira	
<input type="button" value="←"/> <input type="button" value="→"/> <input type="button" value="↶"/> <input type="button" value="↷"/> <input type="button" value="↵"/> <input type="button" value="↶"/> <input type="button" value="↷"/> <input type="button" value="↵"/>	
Espaçamento	
e 56 mm	Solicitações
Nd 11.2 kN	
Compr. Flambagem	
L_{fx} 330 cm	
L_{fy} 330 cm	
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="button" value="Mais Leve"/> <input type="button" value="Relatório"/> <input type="button" value="~/ Ok"/>	



Perfil indicado para elementos sujeitos à tração ou compressão (Ex.: elementos de treliça)

Resultados

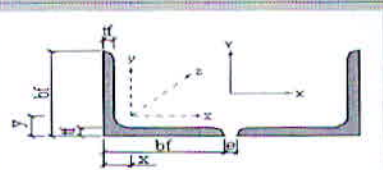
Rd(Nd) **-60.73** kN

Espaçadores em X a cada **53.40** cm

Fonte: (O AUTOR)

Figura 42 - Verificação da diagonal quanto a tração para galpão com pé direito de 8 metros

Identificação	
Perfil L 38.1 x 1.83	
Dimensões	
b_f^* 38.1 mm	A_g^* 2.32 cm ²
t_f^* 3.2 mm	$I_x^* - I_y^*$ 3.33 cm ⁴
$x - y^*$ 1.07 cm	r_z^* 0.76 cm
P^* 1.83 kgf/m	
* Dado referente a uma única cantoneira	
<input type="button" value="←"/> <input type="button" value="→"/> <input type="button" value="↶"/> <input type="button" value="↷"/> <input type="button" value="↵"/> <input type="button" value="↶"/> <input type="button" value="↷"/> <input type="button" value="↵"/>	
Espaçamento	
e 33 mm	Solicitações
Nd 57.1 kN	
Compr. Flambagem	
L_{fx} 284 cm	
L_{fy} 284 cm	
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="button" value="Mais Leve"/> <input type="button" value="Relatório"/> <input type="button" value="~/ Ok"/>	



Perfil indicado para elementos sujeitos à tração ou compressão (Ex.: elementos de treliça)

Resultados

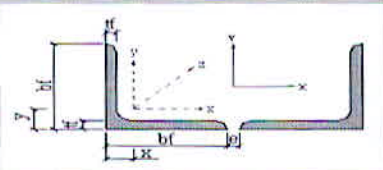
Rd(Nd) **104.40** kN

Espaçadores em X a cada **47.43** cm

Fonte: (O AUTOR)

Figura 43 - Verificação da diagonal quanto a compressão para galpão com pé direito de 8 metros

Identificação	
Perfil L 50.8 x 3.63	
Dimensões	
b_f^* 50.8 mm	A_g^* 4.50 cm ²
t_f^* 4.8 mm	$I_x^* - I_y^*$ 11.7 cm ⁴
$x - y^*$ 1.45 cm	r_z^* 1.02 cm
P^* 3.63 kgf/m	
* Dado referente a uma única cantoneira	
<input type="button" value="←"/> <input type="button" value="→"/> <input type="button" value="↶"/> <input type="button" value="↷"/> <input type="button" value="↵"/> <input type="button" value="↶"/> <input type="button" value="↷"/> <input type="button" value="↵"/>	
Espaçamento	
e 33 mm	Solicitações
Nd 11.1 kN	
Compr. Flambagem	
L_{fx} 284 cm	
L_{fy} 284 cm	
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="button" value="Mais Leve"/> <input type="button" value="Relatório"/> <input type="button" value="~/ Ok"/>	



Perfil indicado para elementos sujeitos à tração ou compressão (Ex.: elementos de treliça)

Resultados

Rd(Nd) **-42.48** kN

Espaçadores em X a cada **52.51** cm

Fonte: (O AUTOR)

Novamente os esforços de compressão são mais críticos para as barras para os dois casos em análise, comprovado pela verificação realizada.

Portanto os perfil adotado para diagonais, para os galpões com pé direito de 6 e 8 m respectivamente são L 63,5 X 4,57 e L 50,8 X 3,63.

3.5 Dimensionamento das colunas

As colunas sofrem ação do seu peso próprio, do peso próprio da tesoura, peso próprio dos elementos de fechamento lateral e de cobertura, da sobrecarga e devido as ações do vento sobre a cobertura e fechamentos laterais (PINHEIRO, 2005).

As reações da coluna devido as combinações de peso próprio da tesoura e dos elementos de cobertura, da sobrecarga, e da ação do vento para cobertura são apresentados nos apêndices G e H, para os dois casos em análise.

Os esforços causado pelos elementos dos fechamentos laterais e da ação do vento sobre estes, foram apresentados no item 3.3.3, correspondentes as cargas q_x e q_y para cada galpão em análise, impostos nos apoios de cada viga de fechamento lateral sobre a coluna.

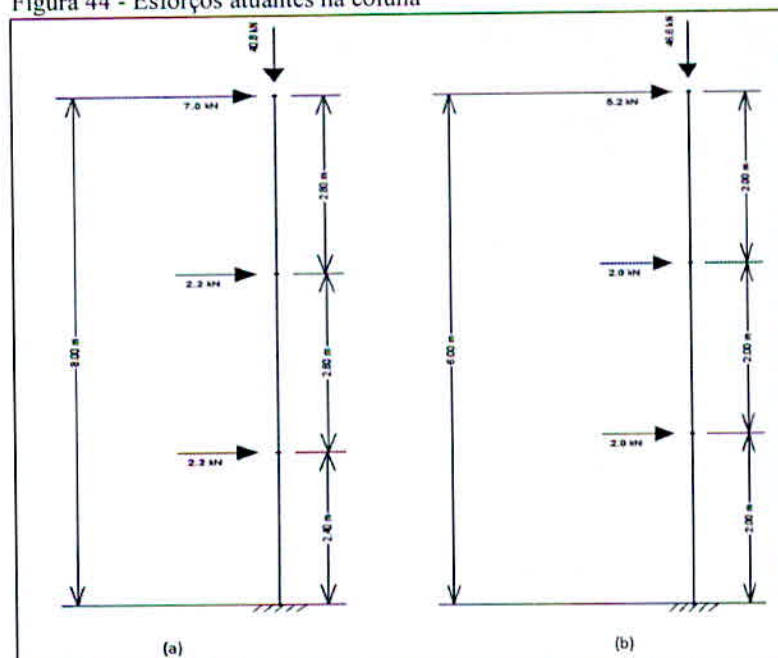
Portanto os valores de q_x valem, para o galpão com pé direito de 6 e 8 m respectivamente, 1,4 KN e 1,6 KN e os valores de q_y para os dois casos vale 0,305 KN.

O peso próprio da coluna é estimado em 380 N/m, o peso próprio das ligações segundo Pinheiro (2005) pode ser estimado em 10%, portanto o, peso a ser adotado é de 418 N/m.

Os esforços determinados para cada caso em estudo foram aplicados em uma planilha, apresentados no apêndice J, que realizou todas as combinações das cargas aplicadas na coluna aplicando os coeficientes previstos pela NBR 8.800/2008.

De posse das combinações foi utilizado o software Ftool para determinar os esforços internos que a coluna sofre em função das ações, conforme esquema apresentado na figura 44 itens a e b, respectivamente para os galpões com pé direito de 6 e 8 m, onde a coluna é engastada na base e apresenta rotação impedida e translação livre no topo.

Figura 44 - Esforços atuantes na coluna



Fonte: (O AUTOR)

A análise do software fornece os esforços internos, tabela 13, que cada coluna sofre em função das cargas atuantes.

As envoltórias das reações são apresentados no apêndice K para os dois casos em análise.

Tabela 13 - Esforços internos para as colunas

Altura do pé direito em metros	Esforços internos		
	N KN	$M_{máx}$ KN.m	$V_{d_{máx}}$ KN
6	-46,6	43,2	9,2
8	-40,6	72,7	11,4

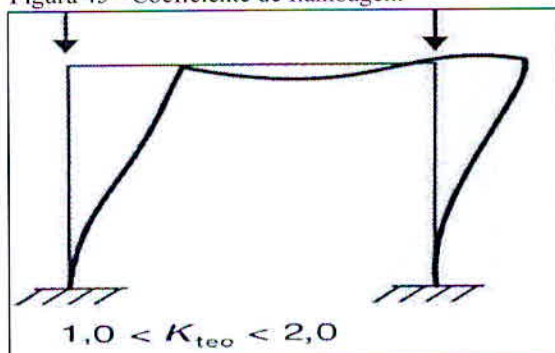
Fonte: (O AUTOR)

Para efeito de cálculo o comprimento de flambagem será o mesmo que o comprimento real, adotando o coeficiente de flambagem igual a 1.

A simplificação é válida conforme prevê Pfeil W. e Pfeil M. (2009), que salienta que apesar de um processo de flambagem envolver todos os componentes ligados, a coluna pode ser tratada como uma peça isolada com condições de apoios extremos bem definidos.

Tal situação é apresentada na figura 45.

Figura 45 - Coeficiente de flambagem



Fonte: (Adaptado, PFEIL W.; PFEIL M., 2009)

A verificação do perfil foi feita através do software Visual Metal, figuras 46 e 47, que apresenta o perfil mais leve que atenda a as solicitações e as prescrições da NBR 8.800/2008.

Figura 46 - Verificação da coluna para galpão com pé direito de 6 metros

Identificação		Perfil W 200 x 26.6	
Dimensões			
d	207 mm	Ag	34.2 cm ²
tw	5.8 mm	P	26.6 kgf/m
bf	133 mm	Ix	2611 cm ⁴
tf	8.4 mm	Iy	330 cm ⁴
		IT	7.65 cm ⁴
		Wx	252.3 cm ³
		Wy	49.6 cm ³
		Zx	282.3 cm ³
		Zy	76.3 cm ³
Perfil indicado para elementos sujeitos à flexão composta (Ex: vigas)			
Compr. Flambagem		Solicitações	
Lfx	600 cm	Nd	-46.6 kN
Lfy	600 cm	Vd	9.2 kN
Lb	600 cm	Mdx	43.2 kN.cm
		Mdy	0 kN.cm
Resultados		Rd(Nd)	-137.19 kN OK!
		Rd(Vd)	148.57 kN OK!
		Rd(Mdx)	3451.75 kN.cm OK!
		Rd(Mdy)	0.00 kN.cm
		Rd(Md+Nd)	0.98 <= 1 OK!
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="button" value="Mais Leve"/> <input type="button" value="Relatório"/> <input checked="" type="button" value="Ok"/>			

Fonte: (O AUTOR)

Figura 47 - Verificação da coluna para galpão com pé direito de 8 metros

Identificação		Perfil W 250 x 38.5	
Dimensões			
d	262 mm	Ag	49.6 cm ²
tw	6.6 mm	P	38.5 kgf/m
bf	147 mm	Ix	6057 cm ⁴
tf	11.2 mm	Iy	594 cm ⁴
		IT	17.63 cm ⁴
		Wx	462.4 cm ³
		Wy	80.8 cm ³
		Zx	517.0 cm ³
		Zy	124.1 cm ³
Perfil indicado para elementos sujeitos à flexão composta (Ex: vigas)			
Compr. Flambagem		Solicitações	
Lfx	800 cm	Nd	-40.6 kN
Lfy	800 cm	Vd	11.4 kN
Lb	800 cm	Mdx	72.7 kN.cm
		Mdy	0 kN.cm
Resultados		Rd(Nd)	-144.31 kN OK!
		Rd(Vd)	213.99 kN OK!
		Rd(Mdx)	5065.20 kN.cm OK!
		Rd(Mdy)	0.00 kN.cm
		Rd(Md+Nd)	0.93 <= 1 OK!
<input type="button" value="Calcular"/> <input type="button" value="Mais Leve"/> <input type="button" value="Relatório"/> <input checked="" type="button" value="Ok"/>			

Fonte: (O AUTOR)

Verifica-se que o peso próprio das duas colunas analisadas são inferiores ao valor estimado anteriormente, portanto o perfil atenderá as solicitações.

O perfil a ser adotado para os galpões com pé direito de 6 e 8 m são respectivamente W 200 X 26,6 e W 250 X 38,5.

3.6 Consumo de aço e telhas de fechamento

O aço a ser utilizando na construção de cada galpões, exceto das ligações e contraventamentos que não estão no escopo da análise, corresponde do produto entre somatório do comprimento linear de cada perfil e peso linear que cada um apresenta.

A tabela 14 apresenta o resumo dos perfis utilizados, bem como o comprimento e peso linear total, para cada galpão em estudo.

A quantidade telhas corresponde ao quociente da área total de fechamento, lateral e cobertura, pela área de uma telha.

As áreas correspondentes de fechamento metálico são 1878 m² e 1562 m², respectivamente para os galpões com pé direito de 6 e 8 m.

Conforme previsto por Pinheiro (2005), é adotado um acréscimo de 10% no peso total do aço em função das conexões.

Tabela 14 - Consumo de aço para os dois caso em análise

Altura do pé direito	Componente	Perfil	Comprimento linear total m	Peso linear Kg/m	Peso total Kg
6	Terça	U 72,2 X 38,1 X 2,5	546	2.94	1605
	Viga	U 72,2 X 38,1 X 2,5	164	2.94	482
	Montantes e bancos	U 203 X 17,1	620	17.10	10602
	Diagonais	L 63,5 X 4,57	528	4.57	2413
	Colunas	W 200 X 26,6	120	26.60	3192
					Somatório
				Total + 10 %	20123
8	Terça	U 72,2 X 38,1 X 2,5	426	2.94	1252
	Viga	U 72,2 X 38,1 X 2,5	128	2.94	376
	Montantes e bancos	U 152 X 12,2	440	12.20	5368
	Diagonais	L 50,8 X 3,63	371	3.63	1347
	Colunas	W 250 X 38,5	128	38.50	4928
					Somatório
				Total + 10 %	14599

Fonte: (O AUTOR)

4 CUSTOS DE CONSTRUÇÃO

Conforme apresentando no item 3, a análise limita-se aos seguintes itens:

- a) Custo para construção dos pórticos, adotando o pórtico mais solicitado;
- b) Custo de estruturas porta paletes;
- c) Custo com a compra da área a ser construída;
- d) Custo com alvenaria da paredes laterais.

A título de comparação, foi utilizado como referência os dados provenientes do Gerador de Preços. Brasil, uma ferramenta informática que permite aos profissionais obter preços para a construção com previsões de custos ajustadas à realidade (CYPE INGENIEIROS, 2015).

As unidades de obra determinadas para os custos de construção dos pórticos e do fechamento em alvenaria, apresentados no anexo B, são classificados da seguinte forma com as referidas características técnicas:

- a) Tesoura, que inclui o fornecimento e montagem de tesouras, barras e terças de aço laminado A 36 através de uniões soldadas (CYPE INGENIEIROS, 2015).
- b) Coluna, que inclui o fornecimento e montagem de aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, peças simples para colunas, através de uniões soldadas (CYPE INGENIEIROS, 2015).
- c) Fechamento, que inclui o fornecimento e montagem do recobrimento de vertentes de coberturas inclinadas, com um caimento maior que 10%, através de chapa de aço galvanizado, modelo PL- 40/250 "ACERALIA", de 0,6 mm de espessura, em perfil comercial galvanizado por ambas as faces, fixada mecanicamente a qualquer tipo de terça estrutural (não incluída neste preço). Incluindo parte proporcional de cortes, sobreposições, parafusos e elementos de fixação, acessórios e juntas (CYPE INGENIEIROS, 2015).
- d) Alvenaria das paredes laterais

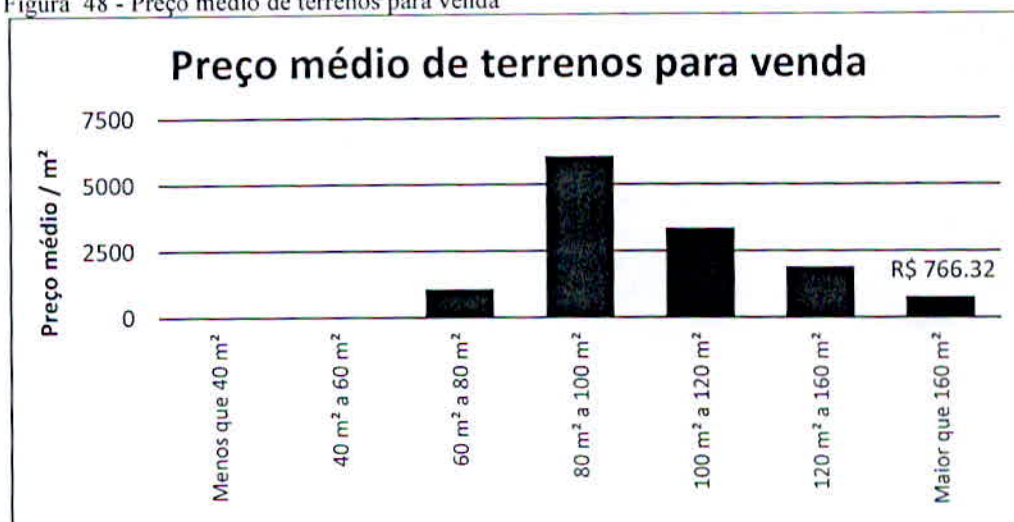
Por simplificação, será adotado o mesmo custo de unidade de obra de fechamento da cobertura para o fechamento das laterais, que é designado simplesmente por fechamento, item b, onde a telha foi considerada com 0,6 mm de espessura.

Outra simplificação realizada é referente o custo com as vigas de fechamento lateral, no qual seu peso total foi incluindo na unidade de obra da tesoura, item a.

A terceira simplificação realizada é em relação ao custo da tesoura para o galpão com pé direito de 6 metros, visto que a unidade de obra é prevista para um vão máximo de 20 m, sendo que o adotado equivale a 20,6.

O custo referente a área de construção é obtida através do preço médio de terrenos para venda, com avaliação do último ano para terrenos maiores que 160 m², conforme a figura 48, obtido pelo índice de preços médios da Expo Imóvel.

Figura 48 - Preço médio de terrenos para venda



Fonte: (EXPOIMOVEL, 2015)

O custo com as estruturas estáticas é obtido do orçamento fornecido por uma empresa especializada do setor que, por motivos de competitividade e normas internas, não autorizou a divulgação de seu nome, qual parte do documento é apresentado no anexo C.

A tabela 15 apresenta o resumo dos custos envolvidos de construção, conforme explanação, para os dois casos em análise.

Tabela 15 - Resumo de custos para os dois casos em análise

Altura do pé direito	Insumos	Unidade	Quantidade	Preço unitário	Subtotal
6	Tesoura de 13,42 kg/m ²	m ²	1125	R\$ 93.19	R\$ 104,838.75
	Fechamento lateral e cobertura	m ²	1878	R\$ 29.76	R\$ 55,889.28
	Colunas	Kg	3192	R\$ 4.33	R\$ 13,821.36
	Parede em alvenaria	m ²	301	R\$ 75.89	R\$ 22,842.89
	Estruturas porta palete	módulo	87	R\$ 613.05	R\$ 53,335.35
	Área	m ²	1125	R\$ 766.32	R\$ 862,110.00
	TOTAL				R\$ 1,112,837.63
8	Tesoura de 11,12 Kg/m ²	m ²	750	R\$ 81.12	R\$ 60,840.00
	Fechamento lateral e cobertura	m ²	1562	R\$ 29.76	R\$ 46,485.12
	Colunas	Kg	4928	R\$ 4.33	R\$ 21,338.24
	Parede em alvenaria	m ²	241	R\$ 75.89	R\$ 18,289.49
	Estruturas porta palete	módulo	65	R\$ 783.46	R\$ 50,924.90
	Área	m ²	750	R\$ 766.32	R\$ 574,740.00
	TOTAL				R\$ 772,617.75

Fonte: (O AUTOR)

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO

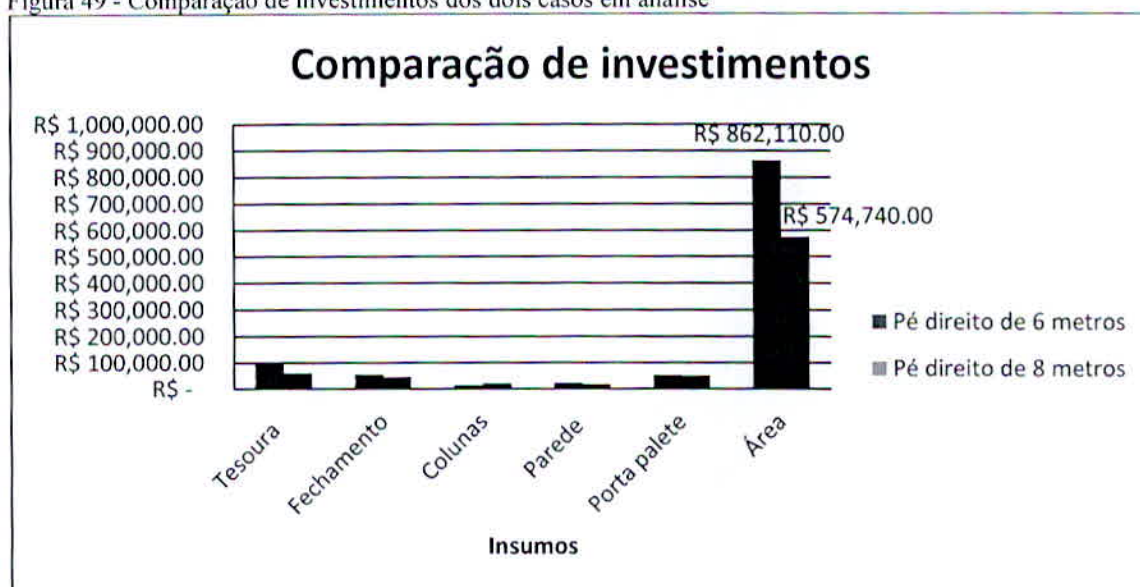
O tipo de estrutura de armazenagem adotado interfere diretamente nas dimensões de altura, comprimento e largura de cada galpão que, conseqüente, interfere no valor da pressão dinâmica do vento equivalente a $0,47 \text{ KN/m}^2$ para o galpão com pé direito de 6 m e $0,53 \text{ KN/m}^2$ para o galpão com pé direito de 8 m.

Apesar do incremento de 12,76% de pressão dinâmica, o galpão com pé direito de 8 m apresenta consumo de aço 27,45% menor que o galpão com pé direito de 6 m, este fato é diretamente relacionado ao vão livre adotado para o galpão com pé direito de 6, que exige uma tesoura mais robusta, e a quantidade de pórticos, este último fator multiplicador no consumo de aço.

É notável como o tipo de estrutura porta paleta interfere nos custos para a construção do armazém com a capacidade de 520 endereços, confirmado pela análise da tabela 15, onde, ao elevar a altura de armazenagem foi possível ter ganhos expressivos nos custos com aço, montagem e com a área onde o galpão é locado.

O figura 49 apresenta a comparação de investimentos de construção para cada galpão em análise em relação em cada insumo categorizado anteriormente.

Figura 49 - Comparação de investimentos dos dois casos em análise



Fonte: (O AUTOR)

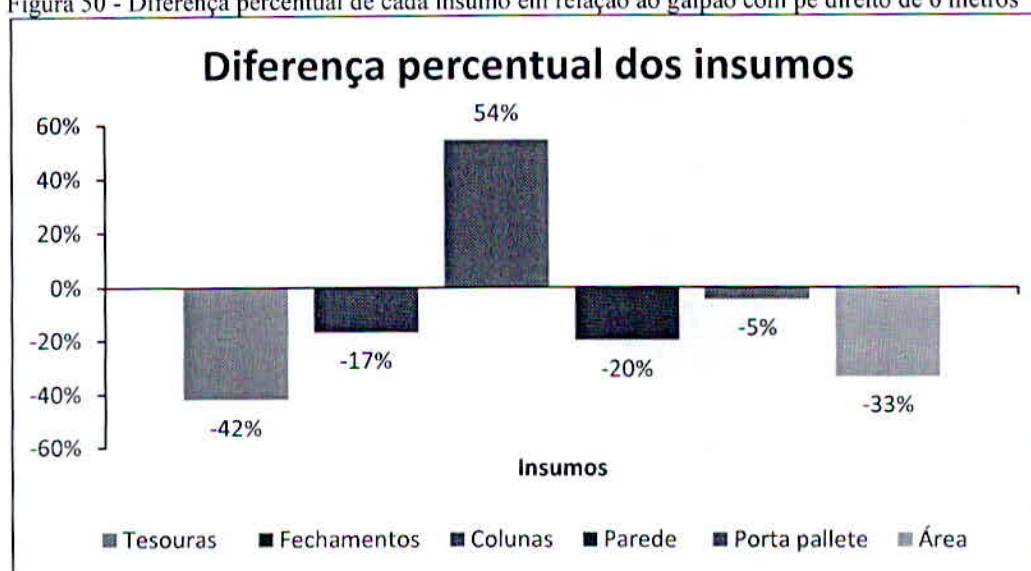
É possível verificar como o custo relacionado a área é crítico para o investimento de construção de cada galpão.

Comparando com os valores totais de construção apresentados na tabela 16, o percentual de investimento com a compra da área para cada galpão equivale a 77% e 74% respectivamente para os galpões com pé direito de 6 e 8 .

Claramente, o galpão com pé direito 8 m apresenta o melhor custo benefício de armazenagem, onde cada endereço apresenta o custo de R\$ 1,485.80, enquanto o galpão com pé direito de 6 m apresenta o custo de R\$ 2,140.07, uma diferença de 44%.

Ao analisar a figura 50, é possível compreender como o custo de cada insumo do galpão com pé direito de 8 m difere em relação ao galpão com pé direito de 6 m.

Figura 50 - Diferença percentual de cada insumo em relação ao galpão com pé direito de 6 metros



Fonte: (O AUTOR)

A coluna é único insumo que não apresenta redução que, para o galpão com pé direito de 8 m, necessita 54% mais investimento.

Este fato é derivado do maior esforço cortante e de momento fletor que a coluna sofre em função das ações, apresentados no item 3.5 deste trabalho, tabela 14.

De uma forma geral obtém uma redução significativa de 30,6%, R\$ 340,219.88, de investimento ao adotar a estrutura porta paletes de 4 níveis de armazenamento e o projeto do galpão com pé direito de 8 metros.

6 CONCLUSÃO

No cenário econômico atual de recessão e alta competitividade, as empresas buscam em seus projetos aliar a demanda existente com o menor investimento possível, preservando os recursos financeiros, alocando-os de forma estratégica.

Alinhado com o plano estratégico da empresa, o estudo de viabilidade técnico-econômico realizado, das concepções de galpões apresentadas para o armazenamento de 520 paletes, possibilitou identificar e relatar os principais pontos que interferem no investimento de construção para este tipo de edifício industrial.

A análise prévia dos cálculos de projeto apresentou uma redução percentual no consumo de aço para o cenário mais oneroso de 27,45%, e do investimento com a compra da área a ser construída de 33,3%.

De forma geral, o galpão com as estruturas porta paletes de 4 níveis de armazenamento e altura do pé direito de 8 metros apresenta redução de 30,6%, mostrando-se mais econômico em relação ao cenário do galpão com estruturas porta paletes de 3 níveis e altura do pé direito de 6 metros.

Algumas simplificações adotadas no estudo, como por exemplo a não contabilização dos custos com fundação e preparo do solo, abre caminho para uma nova diretriz de estudo mais completa e precisa.

Outra análise possível, para um estudo futuro sobre o tema, é avaliar novas concepções estruturais para os pórticos e diferentes inclinações de telhado, com o intuito de reduzir o efeito da ação do vento, os custos de matéria prima e mão de obra de montagem.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6.123**: forças devidas ao vento em edificações: procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 5.884**: perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico: especificação. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **NBR 8.800**: projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

_____. **NBR 14.762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **NBR 6.120**: cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2010.

BELLEI, I. H. **Edifícios Industriais em aço**: projeto e cálculo. 5. ed. rev. e ampl. São Paulo: Pini, 2006.

CYPE INGENIEROS. **Gerador de preços. Brasil**. [S.l.: s.n.], 2015. Disponível em: <www.brasil.geradordeprecos.info>. Acesso em: 23 de set. 2015.

EXPO IMÓVEL. **Expo índice**. [S.l.: s.n.], 2015. Disponível em: <www.expoimovel.com><www.expoimovel.com/preco-imovel/venda/terrenos-loteamentos>. Acesso em: 25 de set. 2015.

MELCONIAN, S. **Elementos de máquinas**. 9. ed. rev. São Paulo: Érica, 2008

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático segundo a NBR 8.800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas metálicas**: cálculos, detalhes, exercícios e projetos. 2. ed. rev. e ampl. São Paulo: Blucher, 2005.

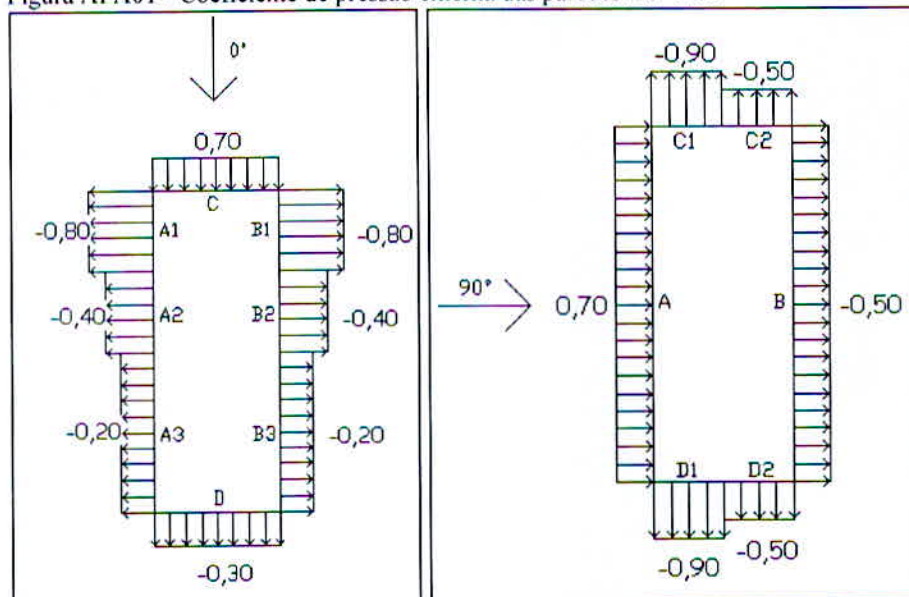
PINHO, F. O.; PENNA, F. **Viabilidade econômica**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro de Construção em aço, 2008. (Série Manual de Construção em Aço).

STABILE, M. **Stabile**: Composições Analíticas de Custos. Rio de Janeiro: Informativo SBC, 2006.

TCPO. **Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos**. 13. ed. São Paulo: Pini, 2008.

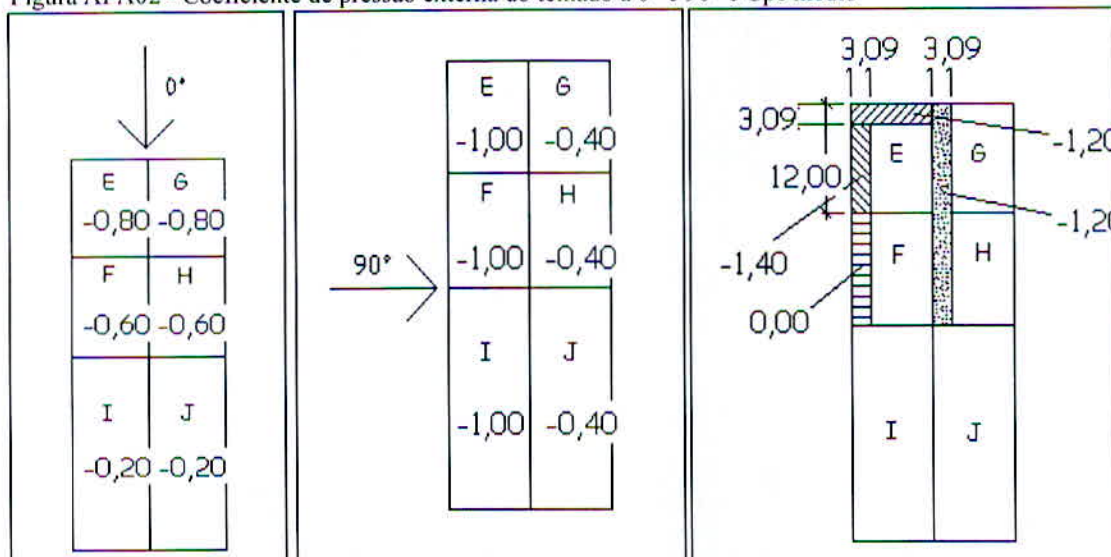
APÊNDICE A - Memorial dos coeficientes de pressão externa (Cpe) e interna (Cpi) devido a ação variável do vento para galpão com pé direito de 6 metros

Figura APA01 - Coeficiente de pressão externa das paredes a 0° e 90°



Fonte: (O AUTOR)

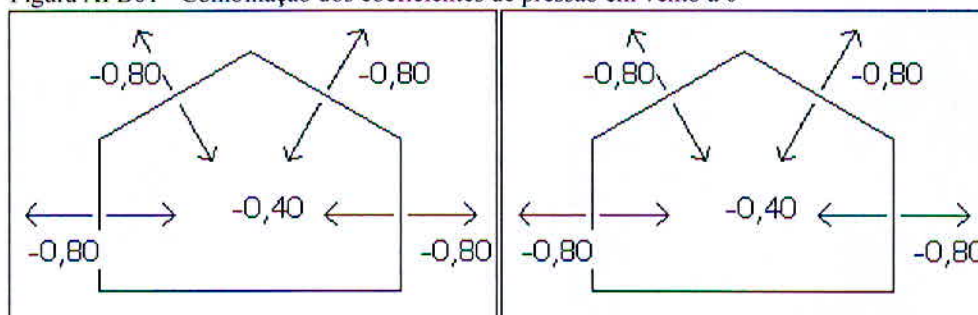
Figura APA02 - Coeficiente de pressão externa do telhado a 0° e 90° e Cpe médio



Fonte: (O AUTOR)

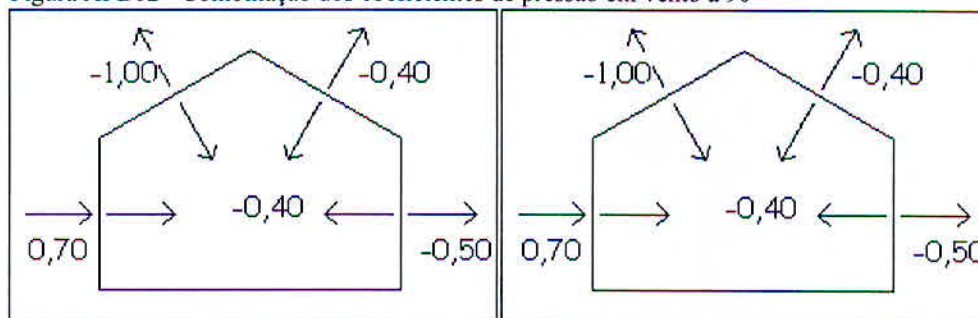
APÊNDICE B - Memorial da combinação dos coeficientes de pressão externa (C_{pe}) e interna (C_{pi}) devido a ação variável do vento para galpão com pé direito de 6 metros

Figura APB01 - Combinação dos coeficientes de pressão em vento a 0°



Fonte: (O AUTOR)

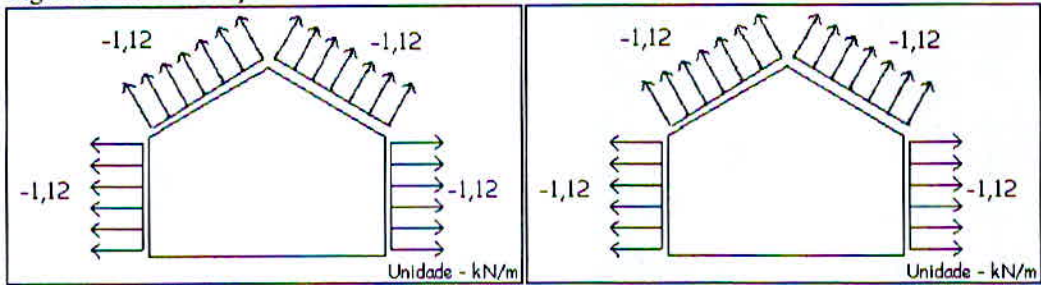
Figura APB02 - Combinação dos coeficientes de pressão em vento a 90°



Fonte: (O AUTOR)

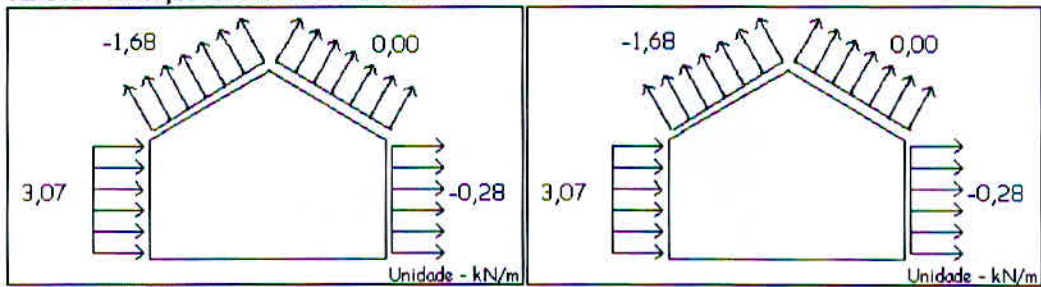
**APÊNDICE C - Memorial dos esforços resultantes devido a ação do vento para o galpão
com pé direito de 6 metros**

Figura APC01 - Esforços resultantes em vento a 0°



Fonte: (O AUTOR)

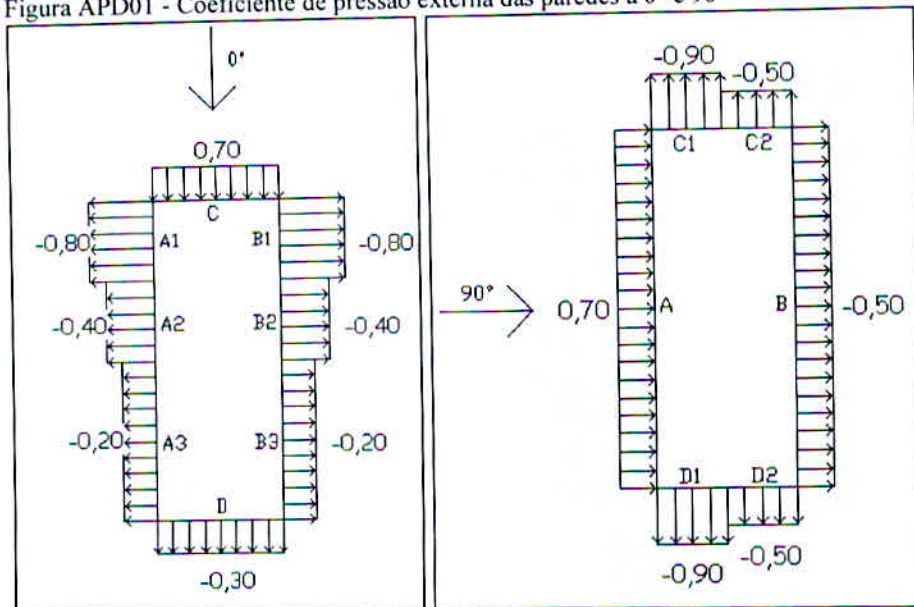
APC02 - Esforços resultantes em vento a 90°



Fonte: (O AUTOR)

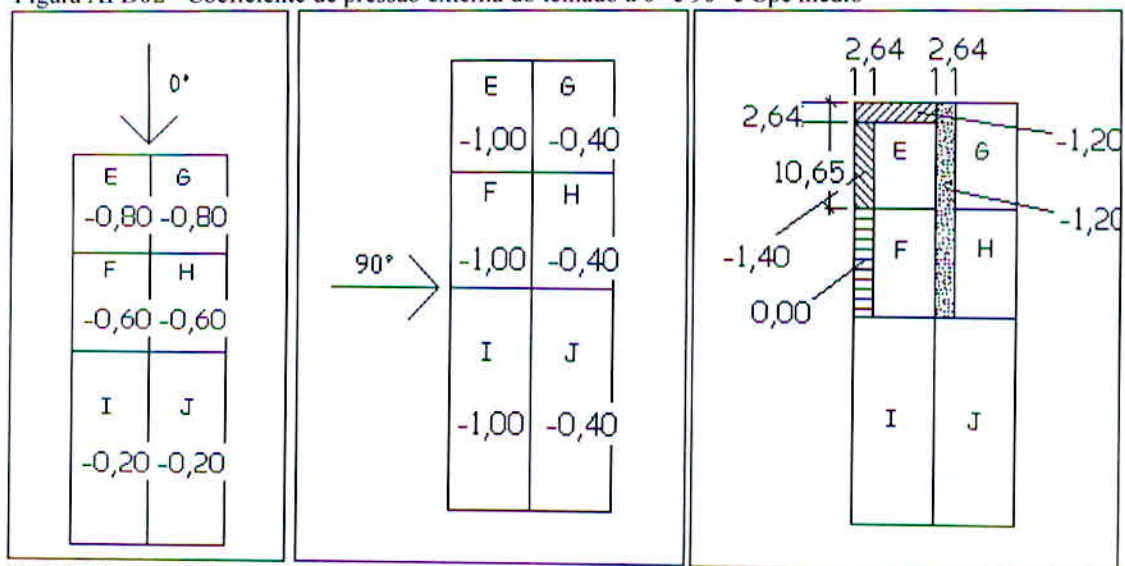
APÊNDICE D - Memorial dos coeficientes de pressão externa (Cpe) e interna (Cpi) devido a ação variável do vento para galpão com pé direito de 8 metros

Figura APD01 - Coeficiente de pressão externa das paredes a 0° e 90°



Fonte: (O AUTOR)

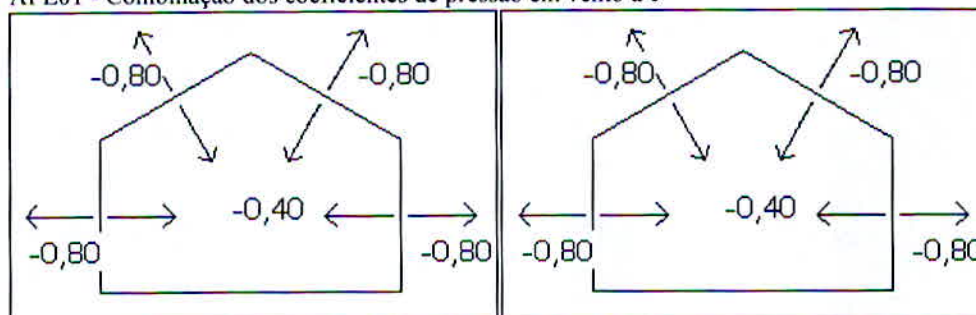
Figura APD02 - Coeficiente de pressão externa do telhado a 0° e 90° e Cpe médio



Fonte: (O AUTOR)

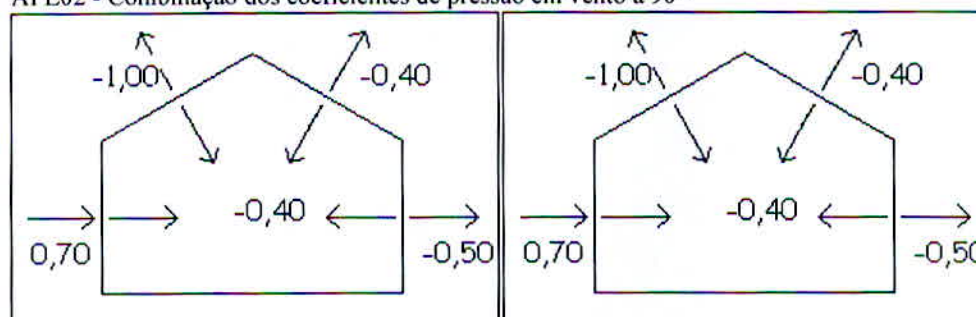
APÊNDICE E - Memorial da combinação dos coeficientes de pressão externa (C_{pe}) e interna (C_{pi}) devido a ação variável do vento para galpão com pé direito de 8 metros

APE01 - Combinação dos coeficientes de pressão em vento a 0°



Fonte: (O AUTOR)

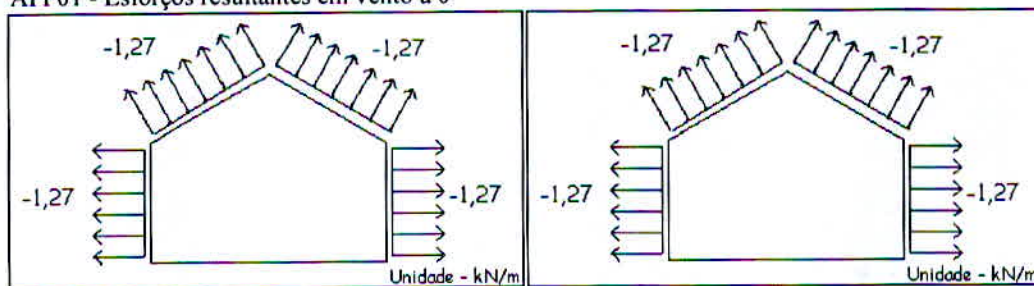
APE02 - Combinação dos coeficientes de pressão em vento a 90°



Fonte: (O AUTOR)

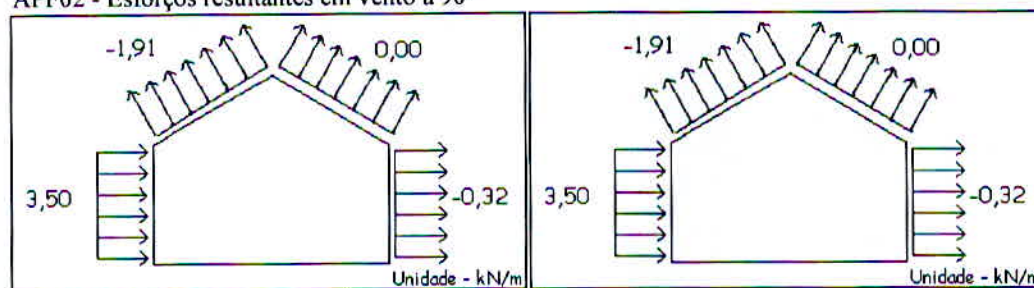
APÊNDICE F - Memorial dos esforços resultantes devido a ação do vento para o galpão com pé direito de 8 metros

APF01 - Esforços resultantes em vento a 0°



Fonte: (O AUTOR)

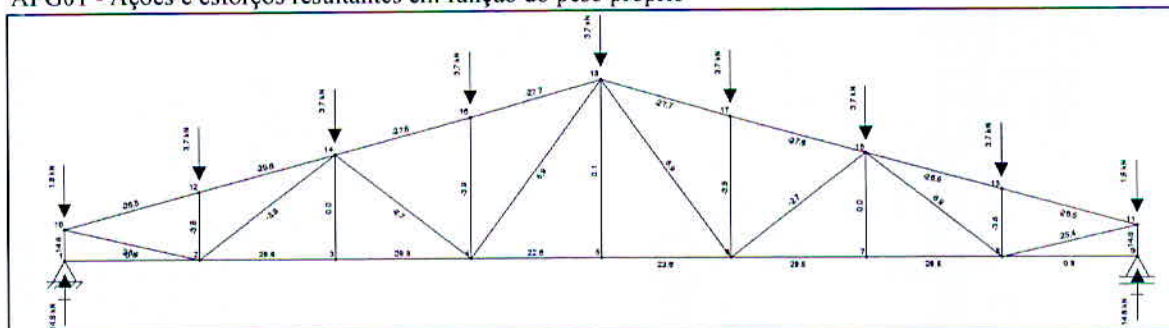
APF02 - Esforços resultantes em vento a 90°



Fonte: (O AUTOR)

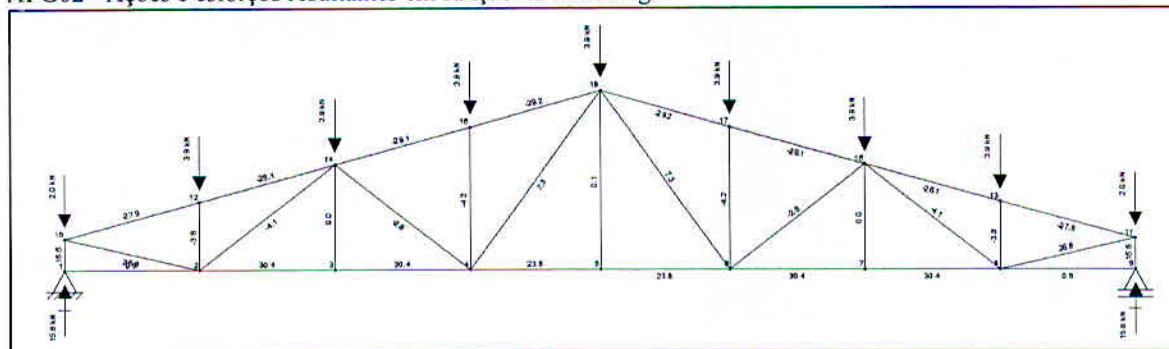
APÊNDICE G - Memorial dos esforços resultantes na tesoura para galpão com pé direito de 6 metros

APG01 - Ações e esforços resultantes em função do peso próprio



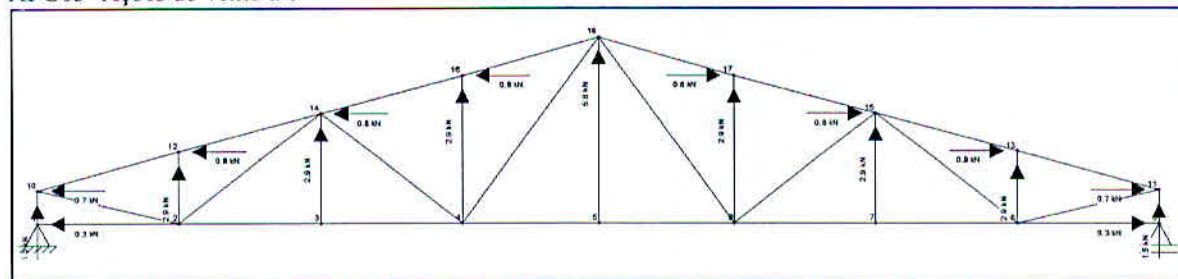
Fonte: (O AUTOR)

APG02 - Ações e esforços resultantes em função da sobrecarga



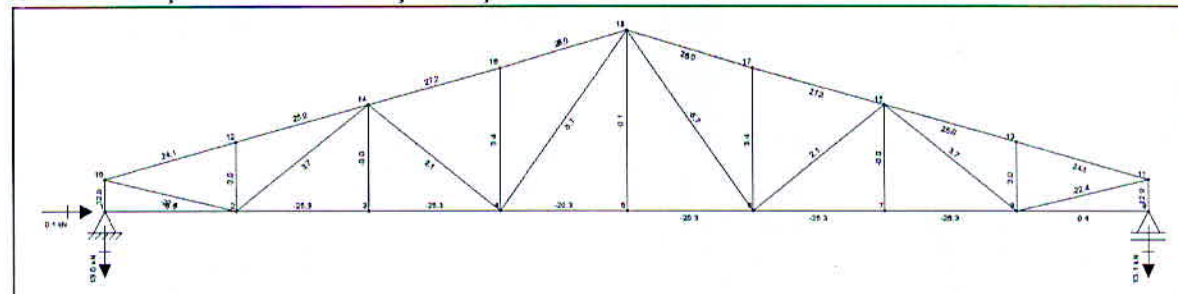
Fonte: (O AUTOR)

APG03- Ações do vento a 0°



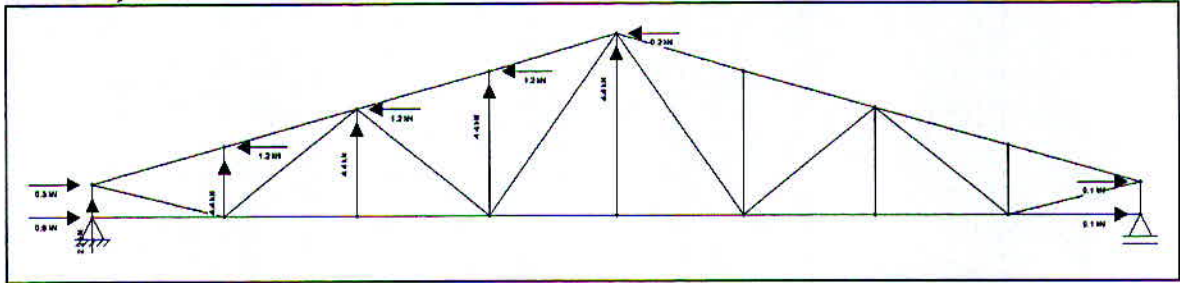
Fonte: (O AUTOR)

APG04 - Esforços resultantes em função da ação do vento a 0°



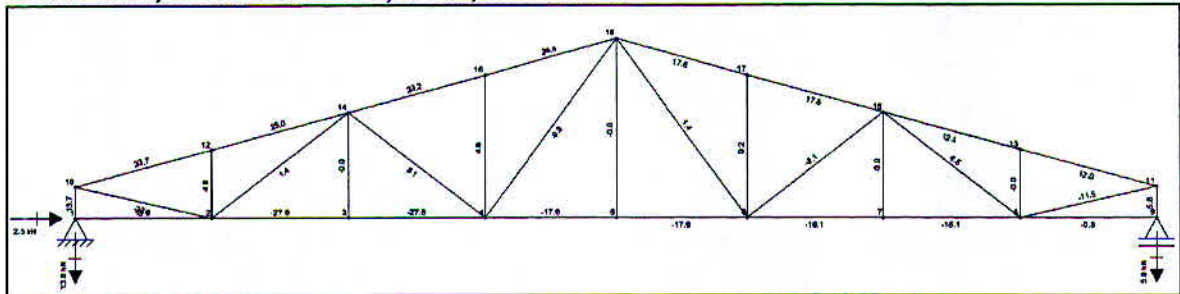
Fonte: (O AUTOR)

APG05- Ações do vento a 90°



Fonte: (O AUTOR)

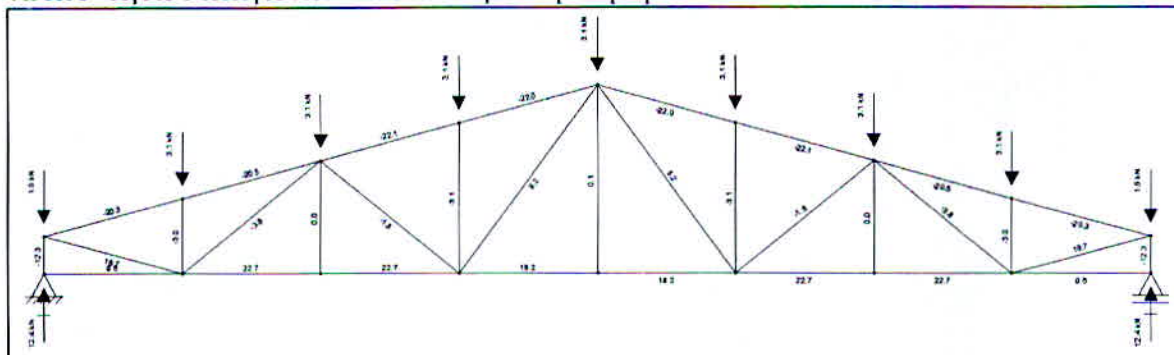
APG06- Esforços resultantes em função da ação do vento a 90°



Fonte: (O AUTOR)

APÊNDICE H - Memorial dos esforços resultantes na tesoura para galpão com pé direito de 8 metros

APH01 - Ações e esforços resultantes em função do peso próprio



APÊNDICE I - Combinação de esforços da tesoura para os dois caso em análise

API01- Combinação de esforços da tesoura para galpão com pé direito de 6 metros

Posição	Barra	Peso Próprio (KN)	Sobrecarga (KN)	Vento 0° (KN)	Vento 90° (KN)	Combinação 1 (KN)	Combinação 2 (KN)	Combinação 3 (KN)	Combinação 4 (KN)	Combinação 5 (KN)	L (cm)
Banzo Superior	(10-12)	-26.5	-27.9	24.1	23.7	-76.3	-0.7	-1.3	-76.3	-76.3	270
	(12-14)	-26.5	-28.1	25.0	25.0	-76.6	0.5	0.5	-76.6	-76.6	
	(14-16)	-27.6	-29.1	27.2	23.2	-79.5	2.2	-3.4	-79.5	-79.5	
	(16-18)	-27.6	-29.2	28.0	24.4	-79.7	3.3	-1.7	-79.7	-79.7	
	(18-17)	-27.6	-29.2	28.0	17.6	-79.7	3.3	-11.2	-79.7	-79.7	
	(17-15)	-27.6	-29.1	27.2	17.5	-79.5	2.2	-11.4	-79.5	-79.5	
	(15-13)	-26.5	-28.1	25.0	12.1	-76.6	0.5	-17.5	-76.6	-76.6	
	(13-11)	-26.5	-27.9	24.1	12.0	-76.3	-0.7	-17.7	-76.3	-76.3	
	(1-2)	0.8	0.8	-0.4	-3.9	2.2	0.5	-4.4	2.2	2.2	
(2-3)	28.8	30.4	-25.3	-27.6	83.0	2.0	-1.2	83.0	83.0		
(3-4)	28.8	30.4	-25.3	-27.6	83.0	2.0	-1.2	83.0	83.0		
(4-5)	22.6	23.8	-20.3	-17.6	65.1	1.0	4.7	65.1	65.1		
(5-6)	22.6	23.8	-20.3	-17.6	65.1	1.0	4.7	65.1	65.1		
(6-7)	28.8	30.4	-25.3	-15.1	83.0	2.0	16.3	83.0	83.0		
(7-8)	28.8	30.4	-25.3	-15.1	83.0	2.0	16.3	83.0	83.0		
(8-9)	0.8	0.8	-0.4	-0.3	2.2	0.5	0.6	2.2	2.2		
(11-10)	-14.6	-15.5	12.9	13.7	-42.2	-0.9	0.2	-42.2	-42.2	60	
Montante	(2-12)	-3.6	-3.8	3.0	4.6	-10.4	-0.5	1.8	-10.4	-10.4	130
	(3-14)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	200
	(4-16)	-3.9	-4.2	3.4	4.9	-11.4	-0.3	1.8	-11.4	-11.4	270
	(5-18)	0.1	0.1	-0.1	0.0	0.3	0.0	0.1	0.3	0.3	340
	(6-17)	-3.9	-4.2	3.4	0.2	-11.4	-0.3	-4.8	-11.4	-11.4	270
	(7-15)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	200
	(8-13)	-3.6	-3.8	3.0	0.0	-10.4	-0.5	-4.7	-10.4	-10.4	130
	(9-11)	-12.6	-15.5	12.9	5.8	-39.6	1.7	-8.3	-39.6	-39.6	60
	(2-10)	25.4	26.8	-22.4	-23.1	73.2	1.7	0.7	73.2	73.2	270
Diagonal	(2-14)	-3.9	-4.1	3.7	1.4	-11.2	0.1	-3.1	-11.2	-11.2	330
	(4-14)	-2.7	-2.8	2.1	5.1	-7.7	-0.6	3.6	-7.7	-7.7	330
	(4-18)	6.9	7.3	-5.7	-9.9	19.9	1.0	-4.9	19.9	19.9	420
	(6-18)	6.9	7.3	-5.7	1.4	19.9	1.0	10.9	19.9	19.9	420
	(6-15)	-2.7	-2.8	2.1	-2.1	-7.7	-0.6	-6.5	-7.7	-7.7	330
	(8-15)	-3.9	-4.1	3.7	4.5	-11.2	0.1	1.2	-11.2	-11.2	330
	(8-11)	25.4	26.8	-22.4	-11.5	73.2	1.7	16.9	73.2	73.2	270

Fonte: (O AUTOR)

API02- Combinação de esforços da tesoura para galpão com pé direito de 8 metros

Posição	Barra	Peso Próprio	Sobrecarga	Vento 0°	Vento 90°	Combinação 1 (KN)	Combinação 2 (KN)	Combinação 4 (KN)	Combinação 6 (KN)	Combinação 7 (KN)	L (cm)
Banco Superior	(10-12)	-20.3	-21.6	21.5	20.9	-58.8	3.8	2.9	-58.8	-58.8	230.00
	(12-14)	-20.5	-21.8	22.5	22.2	-59.4	4.8	4.4	-59.4	-59.4	
	(14-16)	-22.1	-23.5	25.3	21.1	-64.0	6.6	0.8	-64.0	-64.0	
	(16-18)	-22.0	-23.5	26.0	22.2	-63.8	7.8	2.5	-63.8	-63.8	
	(18-17)	-22.0	-23.5	26.0	16.7	-63.8	7.8	-5.2	-63.8	-63.8	
	(17-15)	-22.1	-23.5	25.3	16.7	-64.0	6.6	-5.4	-64.0	-64.0	
	(15-13)	-20.5	-21.8	22.5	11.1	-59.4	4.8	-11.1	-59.4	-59.4	
	(13-11)	-20.3	-21.6	21.5	11.0	-58.8	3.8	-11.0	-58.8	-58.8	
	Banco Inferior	(1-2)	0.6	0.7	-0.3	-4.9	1.8	0.4	-6.1	1.8	
(2-3)		22.7	24.2	-23.0	-26.0	65.8	-2.6	-6.9	65.8	65.8	
(3-4)		22.7	24.2	-23.0	-26.0	65.8	-2.6	-6.9	65.8	65.8	
(4-5)		18.2	19.4	-18.8	-17.0	52.7	-2.7	-0.1	52.7	52.7	
(5-6)		18.2	19.4	-18.8	-17.0	52.7	-2.7	-0.1	52.7	52.7	
(6-7)		22.7	24.2	-23.0	-14.1	65.8	-2.6	9.8	65.8	65.8	
(7-8)		22.7	24.2	-23.0	-14.1	65.8	-2.6	9.8	65.8	65.8	
(8-9)		0.6	0.7	-0.3	-0.2	1.8	0.4	0.5	1.8	1.8	
Montante		(1-10)	-12.3	-13.1	12.5	13.1	-35.5	1.6	2.4	-35.5	-35.5
	(2-12)	-3.0	-3.2	2.9	4.5	-8.7	0.2	2.4	-8.7	-8.7	120
	(3-14)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	180
	(4-16)	-3.1	-3.3	3.0	4.5	-8.8	0.2	2.3	-8.8	-8.8	240
	(5-18)	0.1	0.1	-0.1	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2	0.2	300
	(6-17)	-3.1	-3.3	3.0	0.0	-8.8	0.2	-4.0	-8.8	-8.8	240
	(7-15)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	180
	(8-13)	-3.0	-3.2	2.9	0.0	-8.7	0.2	-4.0	-8.7	-8.7	120
	(9-11)	-12.3	-13.1	12.6	5.8	-35.5	1.6	-7.9	-35.5	-35.5	60
Diagonal	(2-10)	19.7	21.0	-20.1	-20.3	57.1	-2.5	-2.7	57.1	57.1	228
	(2-14)	-3.8	-4.1	4.1	1.8	-11.1	0.8	-2.5	-11.1	-11.1	284
	(4-14)	-1.8	-1.9	1.6	4.6	-5.3	-0.1	4.0	-5.3	-5.3	284
	(4-18)	5.2	5.5	-4.9	-9.1	15.0	-0.1	-6.1	15.0	15.0	372
	(6-18)	5.2	5.5	-4.9	1.8	15.0	-0.1	9.3	15.0	15.0	372
	(6-15)	-1.8	-1.9	1.6	-2.3	-5.3	-0.1	-5.6	-5.3	-5.3	284
	(8-15)	-3.8	-4.1	4.1	4.6	-11.1	0.8	1.5	-11.1	-11.1	284
	(8-11)	19.7	21.0	-20.1	-10.6	57.1	-2.5	10.8	57.1	57.1	228

Fonte: (O AUTOR)

APÊNDICE J - Combinação de esforços da coluna para os dois casos em análise

APJ01- Combinação de esforços da coluna para galpão com pé direito de 6 metros

Posição	Apoio	Ação	Peso Próprio (KN)	Sobrecarga (KN)	Vento 0° (KN)	Vento 90° (KN)	Combinação 1 (KN)	Combinação 2 (KN)	Combinação 4 (KN)	Combinação 6 (KN)	Combinação 7 (KN)	L (cm)
colunas	Fixo	Horizontal topo da coluna			0.1	3.7	0.0	0.1	5.2	0.0	0.0	6.00
		Horizontal apoios vigas de fechamento			-0.5	1.4	0.0	-0.7	2.0	0.0	0.0	
		Vertical	-17.8	-15.6	13.0	13.8	-46.6	-5.0	-3.9	-46.6	-46.6	
	Móvel	Vertical	-17.8	-15.6	13.1	5.9	-46.6	-4.8	-14.9	-46.6	-46.6	

Fonte: (O AUTOR)

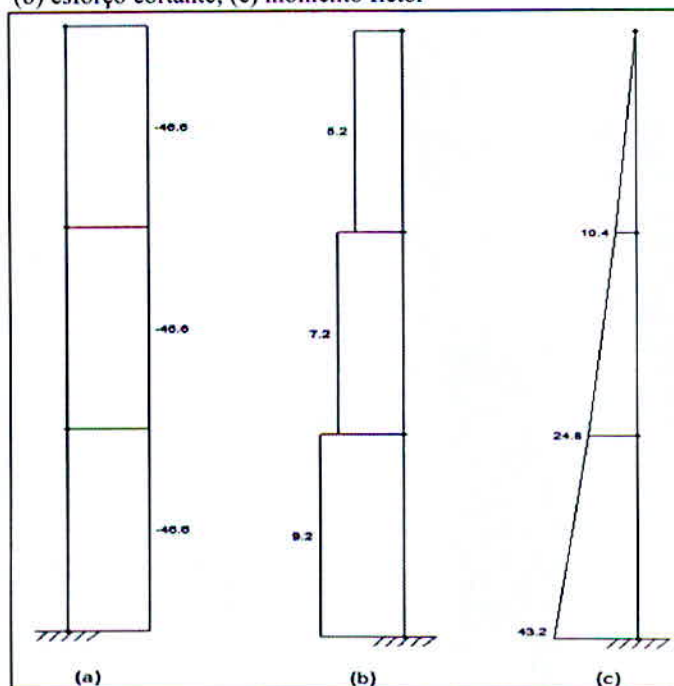
APJ02- Combinação de esforços da coluna para galpão com pé direito de 8 metros

Posição	Apoio	Ação	Peso Próprio (KN)	Sobrecarga (KN)	Vento 0° (KN)	Vento 90° (KN)	Combinação 1 (KN)	Combinação 2 (KN)	Combinação 4 (KN)	Combinação 6 (KN)	Combinação 7 (KN)	L (cm)
colunas	Fixo	Horizontal topo da coluna			0.1	5	0.0	0.0	7	0.0	0.0	8.00
		Horizontal apoios vigas de fechamento			-0.5	1.4	0.0	-0.8	2.2	0.0	0.0	
		Vertical	-17.8	-15.6	13.0	13.8	-40.8	-3.2	-2.5	-40.8	-40.8	
	Móvel	Vertical	-17.8	-15.6	13.1	5.9	-40.8	-3.2	-12.9	-40.8	-40.8	

Fonte: (O AUTOR)

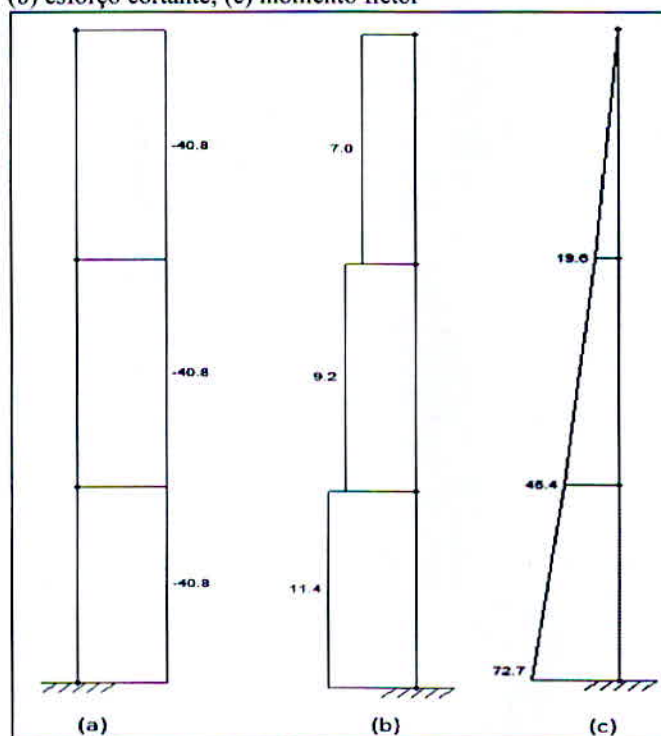
APÊNDICE K - Memorial dos esforços resultantes na coluna para os dois casos em análise

APK01- Galpão com pé direito de 6 metros: (a) compressão; (b) esforço cortante; (c) momento fletor



Fonte: (O AUTOR)

APK02 - Galpão com pé direito de 8 metros: (a) compressão; (b) esforço cortante; (c) momento fletor



Fonte: (O AUTOR)

ANEXO A - Coeficientes e fatores para ações e combinações de ações

ANA01- Valores dos coeficientes de ponderação e ações

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

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

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

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

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

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

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

ANA02- Valores dos fatores de combinação e de redução para ações variáveis

Ações		γ_{Ω}^a		
		ψ_0	ψ_1^d	ψ_2^e
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^{c)}	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

^a Ver alínea c) de 4.7.5.3.
^b Edificações residenciais de acesso restrito.
^c Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.
^d Para estado-limite de fadiga (ver Anexo K), usar ψ_1 igual a 1,0.
^e Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para ψ_2 o valor zero.

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

ANA03- Valores dos coeficientes de ponderação das resistências

Combinações	Aço estrutural ^a		Concreto γ_c	Aço das armaduras γ_s
	γ_a			
	Escoamento, flambagem e instabilidade γ_{a1}	Ruptura γ_{a2}		
Normais	1,10	1,35	1,40	1,15
Especiais ou de construção	1,10	1,35	1,20	1,15
Excepcionais	1,00	1,15	1,20	1,00

^a Inclui o aço de fôrma incorporada, usado nas lajes mistas de aço e concreto, de pinos e parafusos.

Fonte: (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

ANEXO B - Unidades de obras

ANB01- Estrutura metálica realizada com tesouras de aço laminado A 36, com uma quantidade de aço de 13,42 kg/m², 15 < L < 20 m, separação de 6 m entre tesouras.

Unidade	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo (m ²)
kg	Aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 36, tesouras, para aplicações estruturais.	13,420	4,87	65,36
l	Tinta de fundo de secagem rápida, formulado com resinas alquídicas modificadas e fosfato de zinco.	0,127	12,96	1,65
h	Equipamento de oxicorte, com acetileno como combustível e oxigênio como comburente.	0,010	19,82	0,20
h	Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica.	0,015	8,33	0,12
Un	Aluguel diário de cesta elevatória de braço articulado de 16 m de altura máxima de trabalho, incluindo manutenção e seguro de responsabilidade civil.	0,010	324,02	3,24
h	Guindaste móvel de braço telescópico com uma capacidade de elevação de 12 t e 20 m de altura máxima de trabalho.	0,010	131,65	1,32
h	Oficial de 1ª montador de estrutura metálica.	0,607	17,11	10,39
h	Ajudante de montador de estrutura metálica.	0,607	10,60	6,43
%	Meios auxiliares	2,000	88,71	1,77
%	Custos indiretos	3,000	90,48	2,71
Total:				93,19

Fonte: (Adaptado, CYPE INGENIEIROS , 2015)

ANB02- Estrutura metálica realizada com tesouras de aço laminado A 36, com uma quantidade de aço de 11,12 kg/m², 15 < L < 20 m, separação de 6 m entre tesouras.

Unidade	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo (m ²)
kg	Aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 36, tesouras, para aplicações estruturais.	11,120	4,87	54,15
l	Tinta de fundo de secagem rápida, formulado com resinas alquídicas modificadas e fosfato de zinco.	0,106	12,96	1,37
h	Equipamento de oxicorte, com acetileno como combustível e oxigênio como comburente.	0,010	19,82	0,20
h	Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica.	0,015	8,33	0,12
Un	Aluguel diário de cesta elevatória de braço articulado de 16 m de altura máxima de trabalho, incluindo manutenção e seguro de responsabilidade civil.	0,010	324,02	3,24
h	Guindaste móvel de braço telescópico com uma capacidade de elevação de 12 t e 20 m de altura máxima de trabalho.	0,010	131,65	1,32
h	Oficial de 1ª montador de estrutura metálica.	0,607	17,11	10,39
h	Ajudante de montador de estrutura metálica.	0,607	10,60	6,43
%	Meios auxiliares	2,000	77,22	1,54
%	Custos indiretos	3,000	78,76	2,36
Total:				81,12

Fonte: (Adaptado, CYPE INGENIEIROS , 2015)

ANB03- Aço A 36 em colunas

Unidade	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo (Kg)
kg	Aço laminado A 36, em perfis laminados a quente, segundo ASTM A 36, peças simples, para aplicações estruturais.	1,050	2,59	2,72
l	Tinta de fundo de secagem rápida, formulado com resinas alquídicas modificadas e fosfato de zinco.	0,050	12,96	0,65
h	Equipamentos e elementos auxiliares para soldagem elétrica.	0,015	8,33	0,12
h	Oficial de 1ª montador de estrutura metálica.	0,023	17,11	0,39
h	Ajudante de montador de estrutura metálica.	0,023	10,60	0,24
%	Meios auxiliares	2,000	4,12	0,08
%	Custos indiretos	3,000	4,20	0,13
Total:				4,33

Fonte: (Adaptado, CYPE INGENIEIROS , 2015)

ANB04- Cobertura inclinada de chapa de aço galvanizado, modelo PL- 40/250 "ACERALIA", de 0,6 mm de espessura, com um caimento maior que 10%.

Unidade	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo (m²)
m²	Chapa perfilada de aço galvanizado PL-40/250 "ACERALIA", espessura 0,6 mm.	1,100	17,77	19,55
Un	Parafuso auto-roscante de 6,5x70 mm de aço inoxidável, com arruela.	3,000	1,35	4,05
h	Oficial de 1ª montador de painéis metálicos.	0,175	16,84	2,95
h	Ajudante de montador de painéis metálicos.	0,175	10,10	1,77
%	Meios auxiliares	2,000	28,32	0,57
%	Custos indiretos	3,000	28,89	0,87
m²	Chapa perfilada de aço galvanizado PL-40/250 "ACERALIA", espessura 0,6 mm.	1,100	17,77	19,55
Total:				29,76

Fonte: (Adaptado, CYPE INGENIEIROS , 2015)

ANB05- Parede de alvenaria estrutural, de bloco de concreto.

Unidade	Descrição	Rend.	Preço unitário	Preço Insumo (m ²)
Un	Bloco estrutural vazado de concreto, 19x19x39 cm, resistência à compressão 4,5 MPa. Segundo ABNT NBR 6136.	11,588	3,00	34,76
Un	Bloco estrutural vazado de concreto, 19x19x19 cm, resistência à compressão 4,5 MPa. Segundo ABNT NBR 6136.	1,145	1,72	1,97
Un	Bloco compensador estrutural de concreto, 19x19x5 cm, resistência à compressão 4,5 MPa. Segundo ABNT NBR 6136.	1,071	1,32	1,41
Un	Canaleta estrutural de concreto, 19x19x39 cm, resistência à compressão 4,5 MPa. Segundo ABNT NBR 6136.	1,785	3,12	5,57
kg	Aço em barras nervuradas, CA-50, elaborado em oficina e colocado em obra, diâmetros vários, segundo ABNT NBR 7480.	2,205	3,93	8,67
kg	Cimento cinza em sacos.	7,290	0,55	4,01
m ³	Água.	0,006	4,05	0,02
m ³	Areia média lavada.	0,012	103,82	1,25
m ³	Pedra britada tipo 0.	0,018	103,09	1,86
t	Areia de pedreira, para argamassa preparada em obra.	0,015	48,59	0,73
Un	Tela soldada de 7,5x50 cm, com malha de 15x15 mm, de aço galvanizado, para ancoragem de alvenarias.	0,384	0,69	0,26
h	Betoneira.	0,019	4,51	0,09
h	Oficial de 1ª pedreiro de edificações.	0,412	16,30	6,72
h	Auxiliar de pedreiro.	0,459	9,69	4,45
h	Oficial de 1ª armador.	0,017	17,11	0,29
h	Ajudante de armador.	0,017	10,60	0,18
%	Meios auxiliares	2,000	72,24	1,44
%	Custos indiretos	3,000	73,68	2,21
			Total:	75,89

Fonte: (Adaptado, CYPE INGENIEIROS, 2015)

ANEXO C - Orçamento das estruturas porta paletes

Item 02: Estrutura Porta Pallets A

65 Módulos de estruturas reforçadas tipo porta pallets, com 03 pares de longarinas com capacidade de carga para 1.600 kg por plano e capacidade de armazenagem total para 520 pallets, nas dimensões de 2.300 mm de comprimento (entre colunas), 1.000 mm de profundidade e 5.640 mm de altura.

Incluso no preço o ICMS de 7%.

Acrescer no preço 5% de IPI (Classificação fiscal – 73089090).

Item	Qtde	Descrição	RS Total
2.1	65	Módulos de Porta Pallets nas dimensões de 2.300 x 1.000 x 5.640 mm	50.925,00

Item 03: Estrutura Porta Pallets “C”

077 Módulos de estruturas reforçadas tipo porta pallets, com 02 pares de longarinas com capacidade de carga para 1.600 kg por plano e capacidade de armazenagem total para 432 pallets, nas dimensões de 1.200/2.300 mm de comprimento (entre colunas), 1.000 mm de profundidade e 4.000 mm de altura.

Incluso no preço o ICMS de 7%.

Acrescer no preço 5% de IPI (Classificação fiscal – 73089090).

Item	Qtde	Descrição	RS Total
3.1	87	Módulos de Porta Pallets nas dimensões de 1.200/2.300 x 1.000 x 4.000 mm	53.336,00