

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Alisson Ramos Madeira**

**ESTRUTURA EM AÇO PARA PAVILHÃO INDUSTRIAL:  
COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES COM ELEMENTOS  
TRELIÇADOS E DE ALMA CHEIA**

Porto Alegre  
dezembro 2009

**ALISSON RAMOS MADEIRA**

**ESTRUTURA EM AÇO PARA PAVILHÃO INDUSTRIAL:  
COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES COM ELEMENTOS  
TRELIÇADOS E DE ALMA CHEIA**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Paulo Roberto Marcondes de Carvalho**

Porto Alegre  
dezembro 2009

**ALISSON RAMOS MADEIRA**

**ESTRUTURA EM AÇO PARA PAVILHÃO INDUSTRIAL:  
COMPARAÇÃO ENTRE SOLUÇÕES COM ELEMENTOS  
TRELIÇADOS E DE ALMA CHEIA**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, dezembro de 2009

Prof. Paulo Roberto Marcondes Carvalho  
Mestre pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt  
Coordenadora

**BANCA EXAMINADORA**

**Eng. Luiz Eduardo Pillar da Silva**  
Engenheiro Civil / PUCRS

**Eng. Marcelo Marcondes de Carvalho**  
Engenheiro Civil / UFRGS

**Prof. Eng. Paulo Roberto Marcondes de Carvalho**  
Mestre / UFRGS

Dedico este trabalho a meus pais, Edson e Graça, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Paulo Roberto Marcondes Carvalho, orientador deste trabalho, pelos conhecimentos valiosos repassados para a execução deste trabalho.

Agradeço à Prof<sup>ª</sup>. Carin Maria Schmitt, pela atenção e pelo acompanhamento durante as diversas etapas deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Edson Ricardo Lisboa Madeira e Maria das Graças Ramos Madeira, pela estrutura dada não apenas durante o período de graduação, mas por toda a vida.

Agradeço aos meus irmãos, Jaisson Ramos Madeira e Suan Ramos Madeira, pelo respeito e carinho.

Agradeço a Simon Engenharia, em especial a Luiz Pillar, Jose Espinosa e Carlos Araya pela oportunidade de crescimento profissional e pessoal oferecida.

Agradeço aos meus colegas e amigos, Renan Kirst e Luiz Roberto Meneghetti, pelos momentos vivenciados durante todo o Curso de Graduação.

Agradeço ao meu tio, Clayrton Sales Ramos, por todo o apoio dado desde sempre.

O maior prêmio que a vida oferece é a chance de trabalhar  
intensamente em algo que valha a pena.

*Theodore Roosevelt*

## RESUMO

MADEIRA, A. R. **Estrutura em Aço para Pavilhão Industrial**: comparação entre soluções com elementos treliçados e de alma cheia. 2009. 73 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

O aço tem larga escala de utilização na construção civil atual, tanto solidarizando estruturas de concreto (sendo a armadura existente), de madeira (parafusos) ou sendo a estrutura principal. Em edifícios industriais, onde a velocidade de execução é um fator chave para a determinação do tipo de estrutura escolhida, a solução com estrutura em aço encontra seu uso mais corrente. Porém, a concepção estrutural do projeto de um edifício industrial em estrutura metálica é definida geralmente através da experiência dos projetistas e calculistas da área. O processo de escolha entre os diferentes tipos de sistemas estruturais não é uma questão muito discutida nos projetos de Engenharia Civil. O nível de competição das estruturas de edifícios industriais exige que respostas rápidas e econômicas sejam dadas para atender o mercado consumidor. Dentre as diversas opções existentes com solução em estrutura metálica, pode-se citar pórticos com coluna simples e tesoura, coluna simples e vigas de cobertura treliçadas, com colunas e vigas de cobertura treliçadas ou formada com perfis de alma cheia. O objetivo deste trabalho foi avaliar, comparativamente, o desempenho dos pórticos treliçados e os pórticos formados por perfis em alma cheia. Para se avaliar a eficiência destes sistemas foram utilizados como parâmetros de comparação o consumo de aço e sua respectiva resposta estrutural utilizando um edifício específico para este estudo. O edifício foi modelado, analisado e calculado no software mCalc3D 2009. Conclui-se que sobre o ponto de vista estrutural, dentre os sistemas e os parâmetros avaliados nas análises, o pórtico treliçado é mais eficiente que o pórtico em alma cheia no consumo de aço, já que otimiza a utilização do aço na estrutura.

Palavras-chave: estruturas em aço; pavilhão industrial; treliças; perfis de alma cheia.

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1: vista de um edifício industrial.....  | 14 |
| Figura 2: edifício industrial formado com pórticos em perfis de alma cheia.....                   | 14 |
| Figura 3: edifício industrial formado com pórticos treliçados.....                                | 16 |
| Figura 4: diagrama das etapas de pesquisa.....  | 18 |
| Figura 5: curva tensão-deformação de um aço estrutural.....                                       | 23 |
| Figura 6: edifício com coluna simples e tesoura.....  | 33 |
| Figura 7: edifício com coluna simples e treliça.....  | 33 |
| Figura 8: edifício com pórtico em alma cheia.....   | 34 |
| Figura 9: peças que compõem um galpão industrial.....   | 35 |
| Figura 10: arranjo das coberturas treliçadas.....   | 39 |
| Figura 11: pórtico de alma cheia.....   | 40 |
| Figura 12: contraventamentos longitudinais em um pavilhão.....                                    | 42 |
| Figura 13: taxa de consumo de aço para galpões leves comuns.....                                  | 43 |
| Figura 14: taxa de consumo de aço para galpões médios.....  | 44 |
| Figura 15: pavilhões formados por perfis de alma cheia e treliçados.....                          | 44 |
| Figura 16: modelo do pórtico de alma cheia.....   | 47 |
| Figura 17: modelo do pórtico treliçado.....   | 48 |
| Figura 18: ação das cargas permanentes.....   | 49 |
| Figura 19: ação das sobrecargas na cobertura.....   | 49 |
| Figura 20: isopletas do Brasil.....   | 50 |
| Figura 21: coeficientes de forma externos para as paredes.....                                    | 52 |
| Figura 22: coeficientes de forma externos para a cobertura.....                                   | 52 |
| Figura 23: sobreposição dos coeficientes de forma e de pressão para vento longitudinal (V0°)..... | 53 |
| Figura 24: sobreposição dos coeficientes de forma e de pressão para vento transversal (V90°)..... | 53 |
| Figura 25: caso crítico de carga para vento longitudinal (V0°).....                               | 54 |
| Figura 26: caso crítico de carga para vento transversal (V90°).....                               | 54 |
| Figura 27: ações permanentes atuantes no pórtico de alma cheia.....                               | 56 |
| Figura 28: sobrecarga na cobertura atuante no pórtico de alma cheia.....                          | 57 |
| Figura 29: ações devido ao vento longitudinal (V0°) no pórtico de alma cheia (kN/m)               | 57 |
| Figura 30: ações devido ao vento transversal (V90°) no pórtico de alma cheia.....                 | 57 |
| Figura 31: diagrama de esforço axial – combinação 1 (1,25xAP + 1,5xSC).....                       | 58 |

|  |    |
|--|----|
| Figura 32: diagrama de esforço cortante – combinação 1 (1,25xAP + 1,5xSC)..... | 58 |
| Figura 33: diagrama de momento fletores – combinação 1 (1,25xAP + 1,5xSC)..... | 59 |
| Figura 34: diagrama de esforço axial – combinação 2 (1xAP + 1,4xV0°).....      | 59 |
| Figura 35: diagrama de esforço cortante – combinação 2 (1xAP + 1,4xV0°).....   | 59 |
| Figura 36: diagrama de momento fletores – combinação 2 (1xAP + 1,4xV0°).....   | 60 |
| Figura 37: diagrama de esforço axial – combinação 3 (1xAP + 1,4xV90°).....     | 60 |
| Figura 38: diagrama de esforço cortante – combinação 3 (1xAP + 1,4xV90°).....  | 60 |
| Figura 39: diagrama de momento fletores – combinação 3 (1xAP + 1,4xV90°).....  | 61 |
| Figura 40: ações permanentes atuantes no pórtico treliçado.....                | 62 |
| Figura 41: sobrecarga na cobertura atuante no pórtico treliçado.....           | 62 |
| Figura 42: ações devido ao vento longitudinal (V0°) no pórtico treliçado.....  | 62 |
| Figura 43: ações devido ao vento transversal (V90°) no pórtico treliçado.....  | 63 |
| Figura 44: diagrama de esforço axial – combinação 1 (1,25xAP + 1,5xSC).....    | 63 |
| Figura 45: diagrama de esforço axial – combinação 2 (1xAP + 1,4xV0°).....      | 63 |
| Figura 46: diagrama de esforço axial – combinação 3 (1xAP + 1,4xV90°).....     | 64 |
| Figura 47: S <sub>d</sub> /R <sub>d</sub> (%) – pórtico de alma cheia.....     | 65 |
| Figura 48: perfis adotados – pórtico de alma cheia.....                        | 65 |
| Figura 49: S <sub>d</sub> /R <sub>d</sub> (%) – pórtico treliçado.....         | 66 |
| Figura 50: perfis adotados na região central – pórtico treliçado.....          | 66 |
| Figura 51: perfis adotados na região lateral – pórtico treliçado.....          | 67 |
| Figura 52: perfis adotados na região lateral – pórtico treliçado.....          | 68 |
| Figura 52: ponto de verificação da flecha vertical.....                        | 68 |
| Figura 52: ponto de verificação da flecha horizontal.....                      | 68 |
| Figura 54: comparativo da taxa de consumo de aço.....                          | 71 |
| Figura 55: comparativo do peso total dos pórticos.....                         | 71 |

## LISTA DE QUADROS

|   |    |
|---|----|
| Quadro 1: constantes físicas dos aços estruturais .....     | 23 |
| Quadro 2: espaçamento dos pórticos em alma cheia .....      | 24 |
| Quadro 3: perfis mais utilizados conforme solicitação ..... | 36 |
| Quadro 4: comparação entre galpões industriais .....        | 45 |
| Quadro 5: deslocamentos máximos dos pórticos.....           | 67 |
| Quadro 6: lista de materiais do pórtico de alma cheia.....  | 69 |
| Quadro 7: lista de materiais do pórtico treliçado.....      | 70 |

## SUMÁRIO

|   |    |
|---|----|
| <b>1 INTRODUÇÃO</b> .....   | 13 |
| <b>2 MÉTODO DE PESQUISA</b> .....   | 16 |
| 2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....   | 16 |
| 2.2 OBJETIVOS .....   | 16 |
| <b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....   | 16 |
| <b>2.2.1 Objetivos secundários</b> .....  | 16 |
| 2.3 HIPÓTESE .....  | 16 |
| 2.4 PRESSUPOSTO .....   | 17 |
| 2.5 PREMISA .....   | 17 |
| 2.6 DELIMITAÇÕES .....  | 17 |
| 2.7 LIMITAÇÕES .....  | 17 |
| 2.8 DELINEAMENTO .....  | 17 |
| <b>2.8.1 Pesquisa bibliográfica</b> .....   | 18 |
| <b>2.8.2 Seleção do projeto</b> .....   | 19 |
| <b>2.8.3 Determinação do modelo estrutural</b> .....  | 19 |
| <b>2.8.4 Dimensionamento das estruturas</b> .....   | 19 |
| <b>2.8.5 Avaliação do consumo de aço</b> .....  | 19 |
| <b>2.8.6 Avaliação da velocidade de execução</b> .....                                      | 19 |
| <b>2.8.7 Análise final e conclusão</b> .....  | 19 |
| <b>3 PAVILHÕES INDUSTRIAIS COM ESTRUTURA METÁLICA..</b> .....                               | 20 |
| 3.1 AÇO ESTRUTURAL .....  | 21 |
| <b>3.1.1 Propriedades dos aços estruturais</b> .....  | 21 |
| <b>3.1.2 Curva de tensão-deformação dos aços estruturais</b> .....                          | 22 |
| <b>3.1.3 Constantes físicas dos aços estruturais</b> .....                                  | 23 |
| <b>3.1.4 Influência da composição química nas propriedades dos aços</b> .....               | 24 |
| 3.2 PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS DO AÇO E MEIOS DE<br>LIGAÇÃO DE PEÇAS METÁLICAS ..... | 25 |
| 3.3 ALGUNS TÓPICOS SOBRE O DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS.....                              | 25 |
| <b>3.3.1 Ações atuantes</b> .....   | 26 |
| <b>3.3.2 Ação do vento em edificações</b> .....   | 27 |
| <b>3.3.3 Forças resistentes</b> .....   | 28 |
| 3.3.3.1 Compressão axial .....  | 28 |
| 3.3.3.2 Tração axial .....  | 29 |

|  |           |
|--|-----------|
| 3.4 PAVILHÕES DE USO GERAL EM ESTRUTURA METÁLICA.....                    | 30        |
| <b>3.4.1 Tipos mais usuais de um pavilhão de uso geral.....</b>          | <b>32</b> |
| <b>3.4.2 Peças que compõem um pavilhão .....</b>                         | <b>34</b> |
| 3.5 SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS .....                  | 37        |
| <b>3.5.1 Pórticos planos.....</b>  | <b>37</b> |
| 3.5.1.1 Pórticos treliçados.....   | 38        |
| 3.5.1.2 Pórticos de alma cheia.....                                      | 40        |
| <b>3.5.2. Vinculação das bases de coluna.....</b>                        | <b>41</b> |
| 3.5.2.1 Bases rotuladas .....  | 41        |
| 3.5.2.2 Bases engastadas .....   | 41        |
| <b>3.5.3 Estruturas de estabilização longitudinal.....</b>               | <b>42</b> |
| 3.6 PARÂMETROS DE COMPARAÇÃO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS.....                | 43        |
| <b>4 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS.....</b>           | <b>46</b> |
| 4.1 DEFINIÇÃO DOS MODELOS.....   | 46        |
| <b>4.1.1 Pórtico de alma cheia.....</b>                                  | <b>46</b> |
| <b>4.1.2 Pórtico treliçado.....</b>                                      | <b>47</b> |
| 4.2 AÇÕES.....   | 48        |
| <b>4.2.1 Carga permanente.....</b>                                       | <b>48</b> |
| <b>4.2.2 Sobrecarga da cobertura.....</b>                                | <b>49</b> |
| <b>4.2.3 Vento.....</b>  | <b>50</b> |
| 4.2.3.1 Características geométricas.....                                 | 51        |
| 4.2.3.2 Coeficientes de forma externos.....                              | 52        |
| 4.2.3.3 Coeficientes de pressão interna.....                             | 53        |
| 4.2.3.4 Sobreposição dos coeficientes de forma e de pressão interna..... | 53        |
| 4.2.3.5 Casos de carga críticos.....                                     | 54        |
| 4.3 COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....   | 54        |
| 4.4 ANÁLISE ESTRUTURAL.....  | 55        |
| <b>4.4.1 Pórtico de alma cheia.....</b>                                  | <b>55</b> |
| <b>4.4.2 Pórtico treliçado.....</b>                                      | <b>61</b> |
| 4.5 DIMENSIONAMENTO .....  | 64        |
| <b>4.5.1. Dimensionamento do pórtico de alma cheia.....</b>              | <b>64</b> |
| <b>4.5.2. Dimensionamento do pórtico treliçado.....</b>                  | <b>65</b> |
| 4.6 DESLOCAMENTOS .....  | 67        |
| <b>5 RESULTADOS.....</b>   | <b>68</b> |
| 5.1 MATERIAIS EMPREGADOS.....  | 67        |

|  |    |
|--|----|
| <b>5.1.1 Pórtico de alma cheia</b> .....               | 68 |
| <b>5.1.2 Pórtico treliçado</b> .....                   | 69 |
| <b>5.2 COMPARATIVO DA TAXA DE CONSUMO DE AÇO</b> ..... | 69 |
| <b>6 CONCLUSÕES</b> .....                              | 72 |
| <b>REFERÊNCIAS</b> .....                               | 73 |

## 1 INTRODUÇÃO

A globalização do mercado, que se tornou cada vez mais competitivo, fez com que o valor econômico dos empreendimentos industriais passasse a ser um parâmetro muito importante para a construção civil e, em particular, para as empresas que fabricam estruturas metálicas. Os projetos atuais devem combinar três aspectos fundamentais: segurança, economia e durabilidade. Estes aspectos atestam a competitividade de um projeto.

As primeiras obras em aço datam de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-lo industrialmente. Seu emprego estrutural foi feito na França por volta de 1780, na escadaria do Louvre e no Teatro do Palais Royal. Na Inglaterra, em 1757, executou-se uma ponte de ferro fundido. Porém, a sua grande utilização nos edifícios iniciou por volta de 1812. Acredita-se que a primeira obra a usar ferro pudlado<sup>1</sup>, fundido no Brasil no Estaleiro Mauá, em Niterói, foi a Ponte de Paraíba do Sul, no estado do Rio de Janeiro em 1857, em uso até hoje. A primeira obra em que usou aço importado em edifícios no Brasil foi o Teatro Santa Izabel, em Recife em 1876 (BELLEI, 2006, p. 1). Devido aos avanços tecnológicos da siderurgia que a construção civil é hoje um importante setor de consumo de aço em todo o mundo.

Atualmente, na construção metálica brasileira, os edifícios industriais (figura 1) são responsáveis por grande parte dos empreendimentos em estruturas metálicas. Nesse importante segmento, as estruturas de um só pavimento são as mais utilizadas, onde se requer soluções econômicas e versáteis para uma larga faixa de vãos e uma ampla gama de aplicações, tais como: fábricas, depósitos, lojas, academias, ginásios poliesportivos, garagens, hangares, etc. Diversos sistemas estruturais podem ser empregados na composição da estrutura de edifícios de um só pavimento. Os sistemas formados por pórticos planos transversais estabilizados longitudinalmente por contraventamentos são os mais comuns e normalmente levam a estruturas simples, sem interferências, de grande velocidade construtiva e economia. Estas características levam a disseminação do uso desses sistemas para edifícios industriais de um só pavimento.

---

<sup>1</sup> Ferro pudlado é um produto siderúrgico obtido no estado pastoso com numerosas partículas de escória em virtude de seu processo particular de fabricação: vazado em moldes e depois "pudlado", quer dizer, agitado ao ar por meio de barras, para a redução do teor de carbono, com conseqüente formação do aço.



Figura 1: vista de um edifício industrial

Existem basicamente dois tipos de pórticos planos utilizados nos edifícios industriais de um só pavimento: os pórticos formados com perfis de alma cheia (figura 2), que utilizam perfis laminados ou perfis soldados, e os pórticos treliçados (figura 3), que empregam perfis leves (laminados e/ou formados a frio).



Figura 2: edifício industrial formado com pórticos em perfis de alma cheia



Figura 3: edifício industrial formado com pórticos treliçados

No capítulo 2 apresenta-se o método de pesquisa do estudo, incluindo a questão de pesquisa, objetivos, hipótese, pressupostos, limitações, delimitações, premissa e delineamento que orientaram a realização deste trabalho. No capítulo 3 apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre diversos temas relacionados ao projeto de edifícios industriais, apresentando desde o aço estrutural até resultados de alguns estudos sobre soluções estruturais para edifícios industriais em estrutura metálica.

No capítulo 4 realiza-se a análise e dimensionamento dos modelos definidos pelo estudo comparativo. Apresentam-se a análise estrutural, o dimensionamento e os resultados do dimensionamento. No capítulo 5 apresenta-se os resultados obtidos e uma discussão sobre os mesmos, tendo como base as taxas de consumo de aço nos modelos analisados no estudo. Por fim no capítulo 6 apresentam-se as conclusões.

## **2 MÉTODO DE PESQUISA**

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa deste trabalho é: para um pavilhão industrial com estrutura em aço, quando se compara o uso de pórticos treliçados e pórticos formados com perfis de alma cheia, qual a redução no consumo de aço que a solução treliçada representa para um projeto específico?

### **2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO**

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal deste trabalho é a verificação da redução do consumo de aço na utilização de pórticos treliçados quando comparado com pórticos formados com perfis de alma cheia para um pavilhão industrial em estrutura em aço.

#### **2.2.2 Objetivos secundários**

São objetivos secundários do trabalho a apresentação da solução:

- a) com uso de estruturas treliçadas;
- b) em perfis de alma cheia.

### **2.3 HIPÓTESE**

A hipótese do trabalho é a de que o pavilhão industrial com estrutura em aço formado por estruturas treliçadas reduz o consumo de aço em aproximadamente 18%.

## 2.4 PRESSUPOSTO

É pressuposto do trabalho que todos os métodos de cálculo e informações apresentados na NBR 8800/2008: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios são válidos.

## 2.5 PREMISSA

Como premissa teve-se que as estruturas em aço comparadas são equivalentes, ou seja, não há restrições estruturais em nenhuma das soluções apresentadas, ambas podendo ser utilizadas para o projeto do edifício estudado.

## 2.6 DELIMITAÇÃO

Este trabalho delimita-se à realização do estudo com um único pavilhão industrial, situado no município de Porto Alegre/RS, com 30 metros de largura, 42 metros de comprimento e 7 metros de pé-direito e com espaçamento entre pórticos de 6 metros.

## 2.7 LIMITAÇÕES

As limitações deste trabalho são considerar:

- a) o consumo de aço por área do projeto, não considerando o custo específico de cada peça que compõe a estrutura final;
- b) a utilização de apenas um software de cálculo estrutural, o mCalc3D 2009, para o dimensionamento da estrutura.

## 2.8 DELINEAMENTO

O trabalho foi desenvolvido através das seguintes etapas:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) seleção do projeto;
- c) determinação do modelo estrutural;

- d) dimensionamento das estruturas;
- e) avaliação do consumo de aço;
- f) comparação dos resultados;
- g) análise final e conclusão.

Na figura 4 apresenta-se a seqüência de etapas de como a pesquisa foi desenvolvida. Cada etapa será detalhada nos itens a seguir.

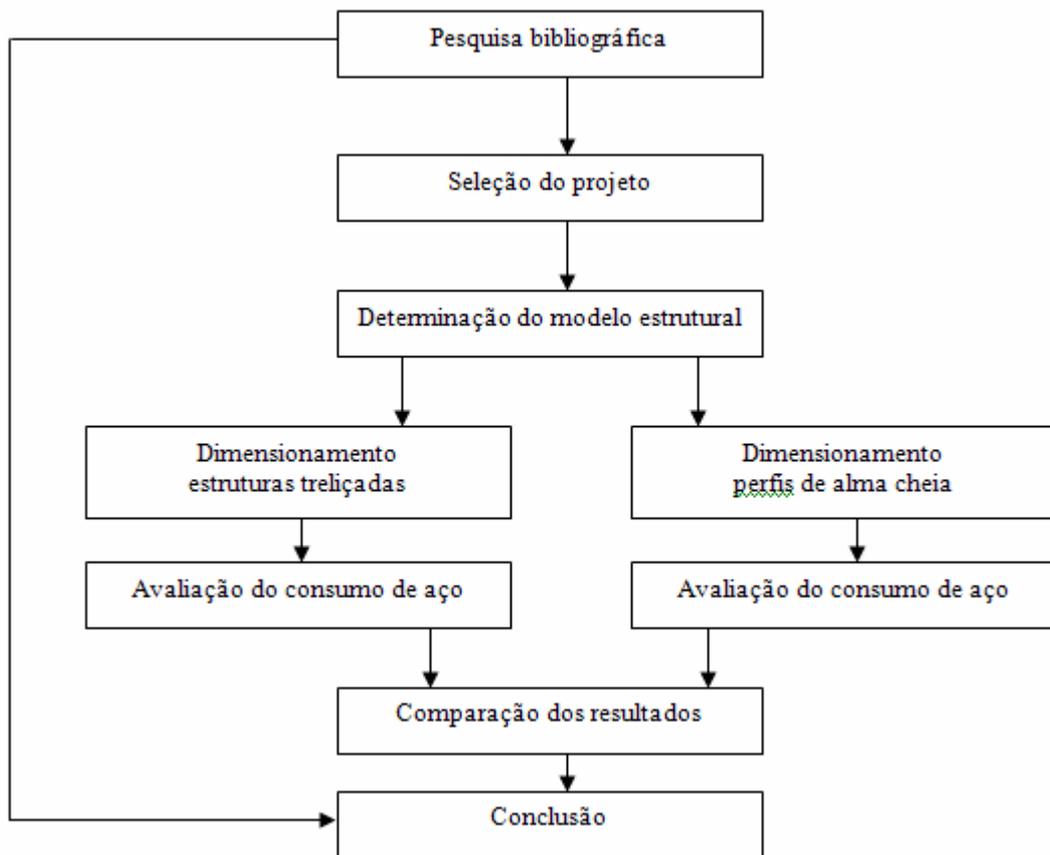


Figura 4: diagrama das etapas de pesquisa

### 2.8.1 Pesquisa bibliográfica

A pesquisa bibliográfica foi direcionada principalmente no estudo da norma NBR 8800/2008 e, também, o estudo em livros específicos relacionados ao tema abordado, artigos técnicos encontrados em revistas e em publicações e no manual do programa utilizado para o dimensionamento da estrutura.

### **2.8.2 Seleção do projeto**

Nesta etapa foi feita a seleção do projeto para o desenvolvimento do estudo em questão.

### **2.8.3 Determinação do modelo estrutural**

Com base no projeto selecionado foi definido o modelo estrutural mais adequado.

### **2.8.4 Dimensionamento das estruturas**

A partir do modelo estrutural fez-se o dimensionamento da estrutura, definindo as peças componentes para as duas soluções em estudo.

### **2.8.5 Avaliação do consumo de aço**

Com as dimensões das peças obtidas na etapa de dimensionamento da estruturas, calculou-se a quantidade de aço necessária para a realização do projeto.

### **2.8.6 Comparação de resultados**

Nesta etapa realizou-se as adequações necessárias para a comparação das soluções estudadas.

### **2.8.7 Análise final e conclusão**

Através da análise dos dados obtidos ao longo do trabalho, tem-se a comparação entre as soluções estudadas nos quesitos abordados.

### 3 PAVILHÕES INDUSTRIAIS COM ESTRUTURA METÁLICA

O projeto de um pavilhão em estrutura metálica envolve a definição do sistema estrutural, a avaliação das ações atuantes, a análise estrutural e o dimensionamento dos elementos estruturais. Neste capítulo apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre a formação do aço estrutural, os principais produtos siderúrgicos, os tipos de edifícios industriais, aspectos envolvidos no projeto de pavilhões industriais compostos por perfis de aço e uma revisão sobre formas de avaliação de soluções estruturais para pavilhões em estrutura metálica.

#### 3.1 AÇO ESTRUTURAL

Dias (2008, p. 59) define o aço como uma liga metálica constituída basicamente de ferro e carbono, obtida pelo refino de ferro-gusa, que é o produto da primeira fusão do minério de ferro e contém cerca de 3,5 a 4,0% de carbono. Por refino do ferro gusa, entende-se a diminuição dos teores de carbono e de silício e enxofre, que são, a princípio, prejudiciais ao aço.

Os aços utilizados em estruturas são divididos em quatro grupos segundo Bellei (2006, p. 8):

- a) **aço-carbono**: são os mais utilizados, os mais usuais, nos quais o aumento de resistência do ferro puro é produzido pelo carbono, e em menor escala, pela adição de manganês. Porém, um maior teor de carbono torna o aço mais quebradiço e diminui sua soldabilidade. Exemplos de normas que descrevem estes aços são: da ASTM<sup>2</sup>, as normas A36 e A570, da ABNT<sup>3</sup> as NBR 7007, 6648, 6649, 6650 e a DIN<sup>4</sup> St37;
- b) **aço de baixa liga**: são aços carbono acrescidos de elementos de liga em pequena quantidade, tais como: nióbio, cobre, manganês, silício, entre outros, que provocam um aumento de resistência do aço, através da modificação da microestrutura para grãos finos. Com isto tem-se uma maior quantidade de carbono, conseqüentemente uma maior resistência sem prejudicar a

---

<sup>2</sup> American Society for Testing and Materials

<sup>3</sup> Associação Brasileira de Normas Técnicas

<sup>4</sup> Deutsches Institut für Normung

soldabilidade do aço. Exemplos de normas que descrevem estes aços são: da ASTM a A572 e A441, da ABNT as NBR 7007, 5000 e 5004, e a DIN St 52;

- c) **aços patináveis:** são aços de baixa liga que com uma pequena variação na composição química e com adição de alguns componentes, tais como vanádio, cromo, níquel, alumínio, podem ter aumentada sua resistência a corrosão atmosférica de duas a quatro vezes. Exemplos de normas que descrevem estes aços são: da ASTM a A588, da ABNT as NBR 5920, 5921 e 5008;
- d) **aços com tratamento térmico:** tanto os aços-carbono quanto os de baixa liga podem ter sua resistência aumentada pelo tratamento térmico. Exemplos de normas que descrevem estes aços são: parafusos de alta resistência da ASTM A325 (aço carbono) e A490 (baixa liga).

Nós próximos itens será descrito algumas das propriedades dos aços estruturais, assim como suas constantes físicas e alguns elementos químicos que afetam seu desempenho.

### 3.1.1 Propriedades dos aços estruturais

Pfeil e Pfeil (1995, p. 7) listam as principais propriedades dos aços estruturais que são descritas nos próximos parágrafos.

- a) ductilidade;
- b) fragilidade;
- c) resiliência;
- d) tenacidade;
- e) dureza;
- f) elasticidade
- g) fadiga.

**Ductilidade** é a capacidade do material de se deformar sob a ação de cargas. Os aços dúcteis, quando submetidos a tensões locais elevadas sofrem deformações plásticas capazes de redistribuir as tensões. Esse comportamento plástico permite que se considere numa ligação rebitada distribuição uniforme da carga entre os rebites, além disso, conduz a mecanismos de ruptura acompanhados de grandes deformações que fornecem avisos da atuação de cargas elevadas. **Fragilidade**, por sua vez, é o oposto da ductilidade. Os aços podem ser tornados frágeis pela ação de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais causados, por exemplo, por solda elétrica. O estudo das condições que causam fragilidade no

aço é muito importante, pois materiais frágeis se rompem bruscamente (PFEIL; PFEIL, 1995, p. 7).

**Resiliência** é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico. **Tenacidade** é a capacidade de absorver energia mecânica com deformações elásticas e plásticas. **Dureza** é a capacidade do aço de resistir à deformação inelástica, sem fraturar, sustentando a fluência local durante a fabricação e a construção permitindo que seja cisalhado, flexionado e martelado sem dano aparente (PFEIL; PFEIL, 1995, p. 8).

**Elasticidade** é a capacidade dos metais de voltar a forma original após sucessivos ciclos de carregamento e descarregamento. **Fadiga** é o efeito que ocorre quando as peças metálicas trabalham sob efeito de esforços repetidos em grande número, podendo haver ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos (PFEIL; PFEIL, 1995, p. 8).

### 3.1.2 Curva de tensão-deformação dos aços estruturais

Pfeil e Pfeil (1995, p. 13) descrevem os passos para obtenção da curva de tensão-deformação para aços estruturais:

Quando uma barra é tracionada sua seção transversal diminui. Desta forma, a tensão real em cada estágio da barra é obtida, dividindo-se a força pela área medida no estágio. Para simplificar o trabalho, defini-se uma tensão convencional como sendo o resultado da divisão da força pela área inicial (sem carga).

O alongamento unitário  $\epsilon$  também se calcula com o comprimento inicial (sem carga) da haste. Se representarmos em abscissas os valores dos alongamentos unitários  $\epsilon$  e em ordenadas os valores das tensões convencionais  $\sigma$ , teremos um diagrama tensão-deformação que reflete o comportamento do aço sob efeito de cargas estáticas.

Na figura 5, tem-se uma curva tensão-deformação característica de um aço estrutural, onde se tem o limite de resistência à tração ( $F_u$ ), limite de escoamento ( $F_y$ ) e tangente a esta curva, o módulo de elasticidade do aço estrutural ( $E$ ), geralmente adotado como  $2.100 \text{ tf/cm}^2$  (BELLEI, 2006, p. 9).

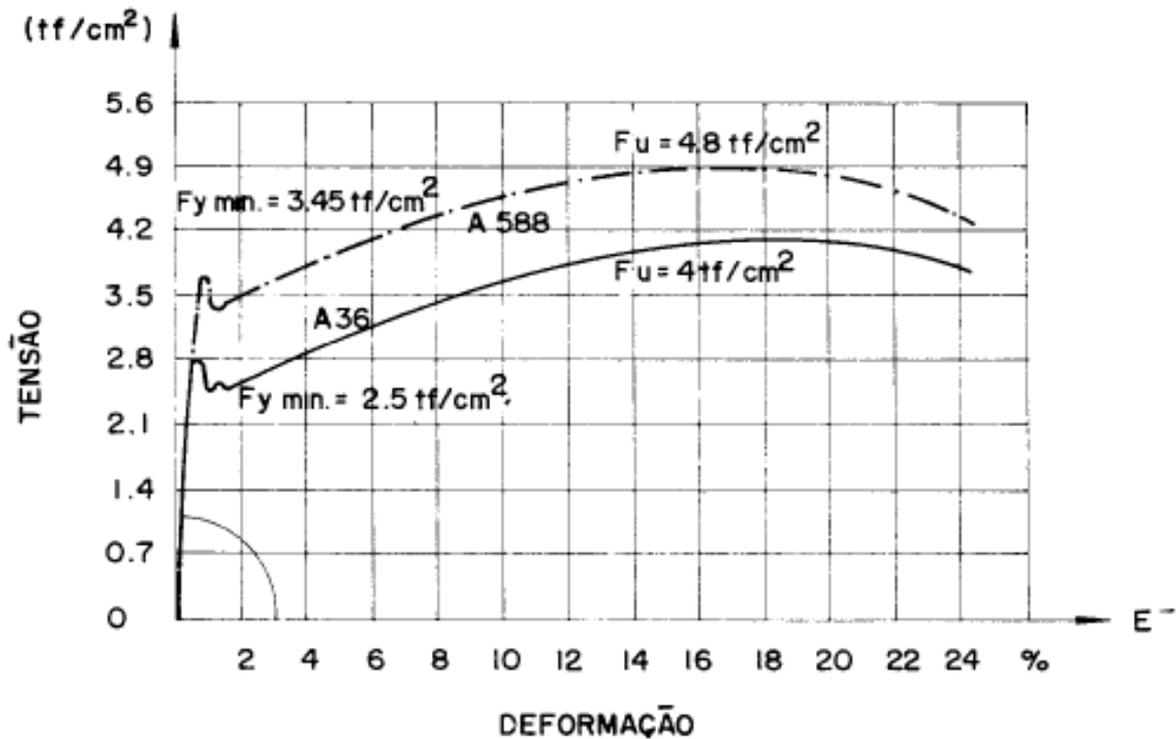


Figura 5: curva tensão-deformação de um aço estrutural (BELLEI, 2006)

### 3.1.3 Constantes físicas dos aços estruturais

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 21) apresenta algumas constantes físicas dos aços estruturais medida na pressão atmosférica representadas no quadro 1.

| Constante Física do Aço Estrutural         | Valor   |
|--|---|
| Massa Específica                           | $\rho = 7,85 \text{ t/m}^3$                   |
| Módulo de Elasticidade                     | $E = 200.000 \text{ MPa}$                     |
| Coefficiente de Poisson no regime elástico | $\nu = 0,3$                                   |
| Módulo transversal de elasticidade         | $G = 77.700 \text{ MPa}$                      |
| Coefficiente de Poisson no regime plástico | $\nu_p = 0,3$                                 |
| Coefficiente de dilatação térmica          | $\alpha = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ |

Quadro 1: constantes físicas dos aços estruturais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

### 3.1.4 Influência da composição química nas propriedades dos aços

A composição química determina muitas características dos aços importantes para aplicações estruturais. Alguns dos elementos químicos presentes nos aços comerciais são consequência dos métodos utilizados para sua obtenção, enquanto outros são adicionados deliberadamente, para atingir objetivos específicos (QUEIROZ, 1988, p. 98). Dias (2008, p. 77) faz uma relação dos principais elementos químicos adicionados ao aço e seu efeito nas propriedades mecânicas:

- a) **carbono (C):** o aumento do teor de carbono constitui a maneira mais econômica para obtenção da resistência mecânica nos aços, cada aumento de 0,01% no teor de carbono eleva o limite de escoamento em 0,35 MPa. Porém, grandes teores de carbono comprometem a ductilidade, soldabilidade, a resistência a corrosão atmosférica e aumenta a suscetibilidade ao envelhecimento;
- b) **cobre (Cu):** aumenta a resistência a corrosão atmosférica dos aços e a resistência a fadiga, mas diminui a ductilidade, a tenacidade e a soldabilidade;
- c) **cromo (Cr):** aumenta a resistência mecânica a abrasão e a corrosão e reduz a soldabilidade;
- d) **enxofre (S):** é extremamente prejudicial aos aços, desfavorecendo a ductilidade e diminuindo a soldabilidade;
- e) **fósforo (P):** aumenta o limite de resistência, melhora o desempenho quanto a resistência a corrosão e a dureza, prejudicando a ductilidade e a soldabilidade;
- f) **manganês (Mn):** melhora a resistência mecânica e a resistência a fadiga. Prejudica a soldabilidade, porém menos que o carbono;
- g) **molibdênio (Mo):** aumenta o limite de escoamento e a resistência a corrosão atmosférica, melhora a soldagem e o comportamento do aço a temperaturas elevadas;
- h) **nióbio (Nb):** mesmo em teores baixíssimos permite aumentar o limite de resistência, melhora a soldagem, a tenacidade e, de forma notória, o limite de escoamento, mas desfavorece a ductilidade;
- i) **silício (Si):** é usado como desoxidante do aço, favorece a resistência mecânica e a resistência a corrosão, prejudicando, porém a soldagem;
- j) **níquel (Ni):** aumenta a resistência mecânica, a tenacidade e a resistência à corrosão. Reduz a soldabilidade;
- l) **titânio (Ti):** aumenta o limite de resistência, a resistência a abrasão e melhora o desempenho do aço a temperaturas elevadas e evita o envelhecimento precoce do aço;
- m) **vanádio (V):** aumenta o limite de resistência sem prejudicar a soldagem e a tenacidade.

## 3.2 PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS DO AÇO E MEIOS DE LIGAÇÃO DE PEÇAS METÁLICAS

Pfeil e Pfeil (1995, p. 8) apresentam os principais produtos de aço estrutural produzidos pelas siderúrgicas brasileiras:

- a) **chapas**: são produtos laminados, nos quais uma dimensão (a espessura) é muito menor que as outras duas (largura e comprimento);
- b) **barras**: são produtos laminados nos quais duas dimensões (da seção transversal) são pequenas em relação à terceira (comprimento);
- c) **perfis laminados**: os laminadores produzem perfis de grande resistência estrutural, em forma de H, I, C, L, os quais são denominados correntemente de perfis laminados;
- d) **perfis formados a frio**: existem máquinas chamadas viradeiras, que permitem dobrar chapas a frio, formando perfis L e U. Para evitar a fissuração da chapa, as dobras obedecem a raios mínimos, de maneira que os cantos dos perfis são arredondados;
- e) **fios (ou arames)**: são obtidos por trefilação, podendo ser de aço doce ou de aço duro (empregados em molas e cabos de protensão de estruturas);
- f) **cordoalhas**: são formadas por três ou setes fios arrumados em forma de hélice;
- g) **cabos de aço**: são formados por fios trefilados finos, agrupados em arranjos helicoidais variáveis.

Existem, basicamente, dois tipos de ligações entre peças metálicas: por meio de conectores ou por solda. Os **conectores** (rebites, parafusos) são colocados em furos que atravessam as peças a ligar. A **ligação por solda** consiste em fundir as partes em contato de modo a provocar coalescência das mesmas (PFEIL; PFEIL, 1995, p. 11).

## 3.3 ALGUNS TÓPICOS SOBRE O DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

Nos próximos itens, tem-se a descrição das ações que devem ser consideradas, tendo ênfase para a ação do vento e algumas das forças resistentes consideradas para o dimensionamento da estrutura.

### 3.3.1 Ações atuantes

Os pavilhões industriais estão sujeitos a um conjunto de cargas que atuam ora isoladamente ora em combinações umas com as outras. Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 23). Devem, a princípio, ser considerados estes tipos de ações:

- a) permanentes;
- b) variáveis;
- c) excepcionais.

As ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. Também são consideradas permanentes as ações que crescem no tempo, tendendo a um valor-limite constante. Exemplo: peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 23).

Ações variáveis são as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. As ações variáveis comumente existentes são constituídas pelas cargas acidentais decorrentes do uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 24).

Ações excepcionais são as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. São ações excepcionais aquelas decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 24).

### 3.3.2 Ação do vento em edificações

Devido à ação do vento é comum a ruína total ou parcial de edificações. Segundo Blessmann (2001, p.11) o vento não era problema em construções baixas e pesadas, de grossas paredes, mas passou a ser, e em medida crescente, quando as construções foram tornando-se mais esbeltas, e as estruturas usadas constituídas com menos quantidade de material. A maioria dos acidentes ocorre em construções leves, principalmente de grandes vãos livres, tais como hangares, pavilhões de feira, cobertura de estádios, etc. Além de prejuízos materiais, comprometem também a integridade humana.

Os acidentes ocorrem em construções mal executadas como, por exemplo, telhas leves mal ancoradas, paredes mal construídas, estruturas sem contraventamentos, concreto de má qualidade, tesouras de telhados mal dimensionadas e/ou ancoradas, etc. Se as normas correspondentes à ação do vento e ao dimensionamento estrutural forem rigorosamente seguidas, tem-se menor probabilidade de ocorrer acidentes devido à ação do vento (BLESSMANN, 2001, p.23).

A velocidade do vento é responsável por vários efeitos danosos em edificações. Os ventos de maiores intensidades são de interesse na engenharia estrutural. Assim como a rugosidade do terreno, os obstáculos naturais e artificiais serão objetos de considerações para sua determinação (BLESSMAN, 2001, p. 16).

A ação de vento no Brasil é calculada segundo a NBR 6123/1988 dependendo necessariamente de dois aspectos: meteorológico e aerodinâmicos. A velocidade a ser considerada no projeto de uma dada edificação é válida a partir das considerações como (GONÇALVES et al., 2004, p. 12):

- a) local da edificação;
- b) tipo de terreno (plano, aclone, morro, etc.);
- c) altura da edificação;
- d) rugosidade do terreno (tipo e altura dos obstáculos à passagem de vento);
- e) tipo de ocupação.

### 3.3.3 Forças resistentes

Com as cargas já mensuradas, parte-se para o cálculo das solicitações em cada pórtico. Os valores de cada solicitação assim como os valores resistentes de cada peça são definidos através de formulas previstas pela norma NBR 8800/2008.

#### 3.3.3.1 Compressão axial

As barras prismáticas submetidas à força axial de compressão devem atender a condição (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 52):

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Onde:

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

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

A força axial de compressão resistente de cálculo,  $N_{c,Rd}$ , de uma barra, associada aos estados-limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada pela expressão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 52):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \times Q \times A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{expressão 1})$$

Onde:

$\chi$  é o fator de redução associado à resistência à compressão;

$Q$  é o fator de redução total associado à flambagem local;

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

### 3.3.3.2 Tração axial

As barras prismáticas submetidas à força axial de tração devem atender a condição (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 46):

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Onde:

$N_{t,Sd}$  é a força axial de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$  é a força axial de tração resistente de cálculo.

A força axial de tração resistente de cálculo,  $N_{t,Rd}$ , a ser usada no dimensionamento, exceto para barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos, é o menor dos valores obtidos, considerando-se os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões indicadas a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 46).

Segundo esta norma para escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} \quad (\text{expressão 2})$$

Para ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \times f_u}{\gamma_{a2}} \quad (\text{expressão 3})$$

Onde:

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

$A_e$  é a área líquida efetiva da seção transversal da barra;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço;

$f_u$  é a resistência à ruptura do aço.

### 3.4 PAVILHÕES DE USO GERAL EM ESTRUTURA METÁLICA

De acordo com o Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA E COMÉRCIO, 1986, p. 269), os galpões são, geralmente, construções de um pavimento, com a finalidade de fechar e cobrir grandes áreas, protegendo as instalações, os produtos armazenados ou, simplesmente, fornecendo abrigo em relação às condições climáticas externas. Destinam-se a diversos fins, como fábricas, almoxarifado, feiras, estádios, hangares, etc. Na maioria das vezes os galpões de uso geral se estendem por grandes áreas em um único pavimento e são constituídos por pórticos planos regularmente espaçados com cobertura na parte superior e fechamento lateral.

Segundo Schulte et al.<sup>5</sup> (1978 apud NOGUEIRA, 2009, p. 8) os galpões leves em duas águas possuem a função de transmitir aos pilares, através das tesouras, as ações resultantes do peso próprio e as provenientes da cobertura. Para Santos (1977, p. 52) os galpões industriais são edifícios projetados para a instalação de atividades do tipo industrial como fábricas, oficinas, depósitos, etc. O estudo detalhado da solução estrutural e arquitetônica de um edifício industrial é condição fundamental para a eficiência do trabalho a ser desenvolvido e para o êxito da produção.

No projeto de galpões industriais, devem ser considerados os seguintes parâmetros (BRASIL, 1986, p. 269):

- a) disposição e dimensões dos equipamentos que serão abrigados;
- b) movimentação de cargas;
- c) circulação interna;
- d) iluminação natural e artificial;

---

<sup>5</sup> SCHULTE, H., YAGUI, T., PITTA, J. A. A. **Estruturas Metálicas para Coberturas**: informações construtivas para projetos escolares. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos/Universidade de São Paulo, 1978.

- e) ventilação;
- f) condições e tipo de terreno.

Além desses parâmetros é conveniente considerar futuras modificações e ampliações, além do conforto térmico que possibilita condições adequadas de trabalho. Em função dos diversos aspectos que devem ser considerados, nota-se que a elaboração de projetos de galpões exige um planejamento global cuidadoso (BRASIL, 1986, p. 269).

O projeto de um edifício industrial pode parecer um campo de atuação exclusivo do engenheiro estrutural, no entanto, a maioria dos edifícios industriais requer muito mais do que projetos estruturais. Os galpões podem ser fabricados e montados no local da obra ou fabricados em partes no pátio de uma empresa especializada e, posteriormente, levados para o local onde serão montados.

Uma das características mais marcantes dos galpões industriais em aço é a possibilidade de industrializar o processo de fabricação. A industrialização torna-se viável desde que exista uma padronização de elementos estruturais que seja compatível com os equipamentos disponíveis na empresa fabricante, o que garantirá rapidez, segurança e economia no processo de fabricação (CHAVEZ, 2007, p. 7).

NOGUEIRA (2009, p. 9) diz que as maiores vantagens das estruturas de aço são a grande resistência mecânica do material e o baixo peso próprio das estruturas. Nas estruturas em aço, a influência do peso próprio é bem menor do que a de outras ações. Por outro lado, certas situações de carregamento que pouco influenciam o dimensionamento de estrutura de concreto, podem ser determinantes no dimensionamento de estruturas de aço. Para ilustrar a diferença da importância de uma situação de carregamento típica para uma estrutura de aço e outra de concreto, apresentam-se alguns dados:

- a) uma cobertura plana feita com estrutura de aço apresenta um peso próprio aproximadamente na faixa de 0,15 a 0,30 kN/m<sup>2</sup>. O peso de uma estrutura de concreto armado situa-se entre 2 a 3 kN/m<sup>2</sup>;
- b) a sobrecarga de cobertura prevista pela NBR 8800/2008 é de 0,25 kN/m<sup>2</sup>, o que representa cerca de 50% do valor da combinação entre o peso próprio e a sobrecarga de cobertura (AP + SC), para uma estrutura de aço. Para uma estrutura de concreto armado, esta sobrecarga de cobertura representa cerca de 10% do valor da combinação de (AP + SC);
- c) a ação do vento em uma cobertura plana pode gerar um efeito global de sucção da ordem de 0,30 a 0,70 kN/m<sup>2</sup>. Portanto, ações devidas ao vento em uma

cobertura com estrutura de aço normalmente superam o seu peso próprio, o que implica em uma inversão do sentido das forças. Por outro lado, para uma estrutura de concreto as ações devidas ao vento são muitas vezes desprezadas, devido à magnitude do seu peso próprio.

Como consequência mais específica do reduzido peso próprio das estruturas de aço verifica-se, frequentemente, uma inversão de sinais nas solicitações que ocorrem nos elementos estruturais. Pode-se observar este fenômeno quando a cobertura for treliçada, em que o banzo inferior, normalmente tracionado, poderá ser comprimido e ficar sujeito a fenômenos de instabilidade. Se a esbeltez do banzo inferior for grande, uma solicitação de compressão de pequena magnitude poderá se tornar o fator condicionante do dimensionamento, até mesmo anulando os efeitos da tração (NOGUEIRA, 2009, p.10).

### **3.4.1 Tipos mais usuais de um pavilhão de uso geral**

Bellei (2006, p. 111) lista os principais tipos de edifícios industriais com vãos simples:

- a) com coluna simples e tesoura;
- b) com coluna simples e treliça;
- c) com pórtico em alma cheia.

A estrutura de edifícios com coluna simples e tesoura, apesar de ser um dos tipos mais antigos, possivelmente ainda é o sistema mais barato de construção para galpões. O peso da estrutura de aço por unidade de área é muito baixo, porém sofre restrições quanto ao vão a ser vencido (BELLEI, 2006, p. 112). Na figura 6 é apresentada a configuração mais utilizada para este tipo de edifício.

Quando o vão do edifício é muito grande, têm-se vantagens associando menores inclinações de cobertura e vigas treliçadas, em vez de tesouras. Nas vigas treliçadas recomenda-se utilizar perfis estruturais ociosos feitos de chapa dobrada a frio, já nas colunas recomenda-se a seção **I**, laminado ou soldado (BELLEI, 2006, p.113). A figura 7 mostra um exemplo típico.

Os edifícios com pórticos em alma cheia (apresentados na figura 8) são muito utilizados e têm substituído, com frequência cada vez maior, outros modelos compostos por coluna simples e tesoura. Estes pórticos podem ser executados com bases rotuladas (mais simples e recomendado quando se têm médios ou grandes vãos) ou com bases engastadas, o que implica em fundações mais onerosas (BELLEI, 2006, p. 115).

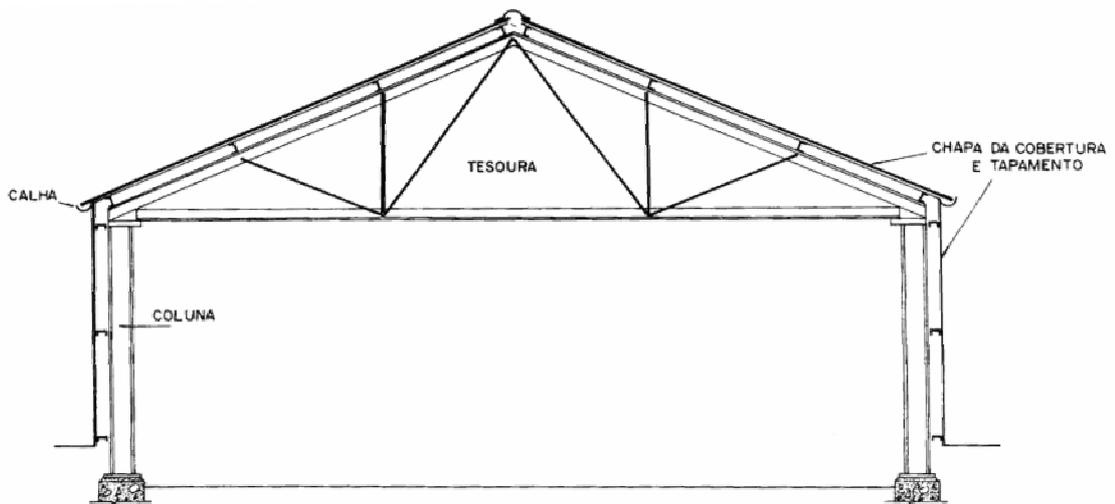


Figura 6: edifício com coluna simples e tesoura (BELLEI, 2006)

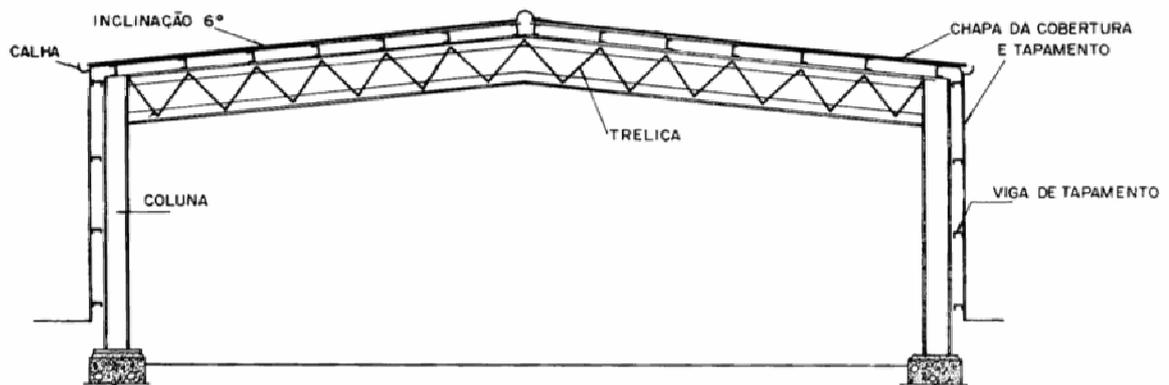


Figura 7: edifício com coluna simples e treliça (BELLEI, 2006)

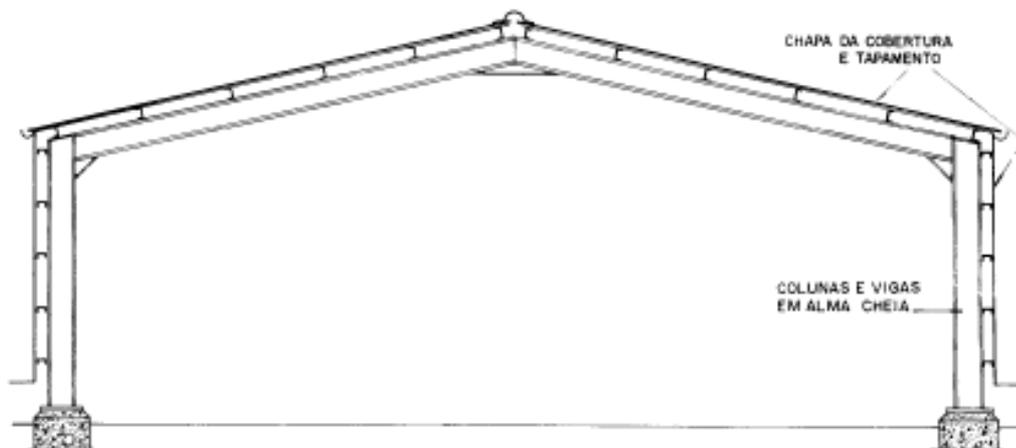


Figura 8: edifício com pórtico em alma cheia (BELLEI, 2006)

Bellei (2006, p. 116) recomenda os espaçamentos dos pórticos em alma cheia mais convenientes para diferentes vãos representados no quadro 2.

| Vão              |           | Espaçamento entre pórticos |                     |
|------------------|-----------|----------------------------|---------------------|
|                  |           | Limite superior (m)        | Limite inferior (m) |
| Pequeno          | até 15 m  | 3                          | 5                   |
| Médio            | 16 a 25 m | 4                          | 7                   |
| Longo            | 36 a 45 m | 8                          | 10                  |
| Inércia variável | 46 a 60 m | 9                          | 12                  |

Quadro 2: espaçamento dos pórticos em alma cheia (BELLEI, 2006)

### 3.4.2 Peças que compõem um pavilhão

Na figura 9 é apresentado um arranjo das peças que compõem um galpão industrial e no quadro 3 estão as principais solicitações a que estão sujeitos e as seções típicas destes elementos.

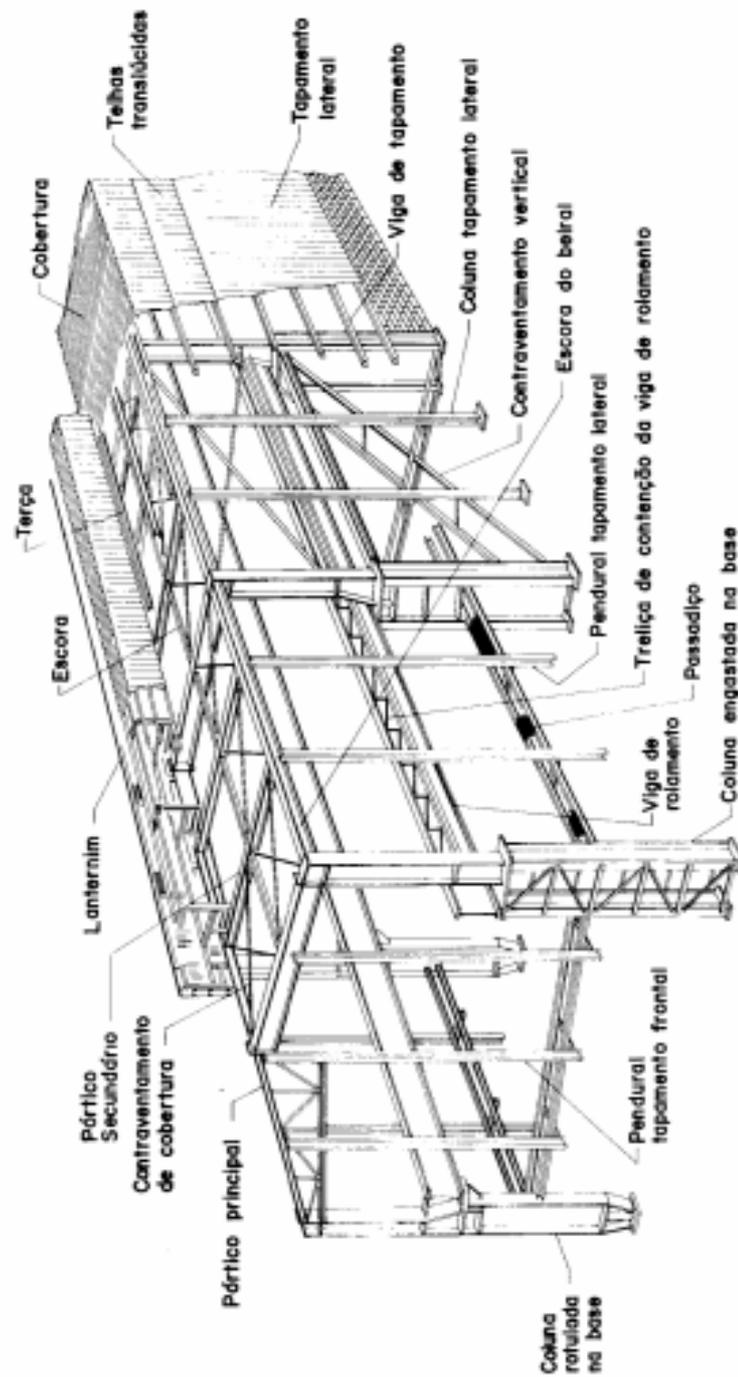


Figura 9: peças que compõem um galpão industrial (BELLEI, 2006)

| Elementos Estruturais | Solicitações |            |        |   |              |        | Tipos de Materiais<br>Empregados |                           |
|-----------------------|--------------|------------|--------|---|--------------|--------|----------------------------------|---------------------------|
|                       | Tração       | Compressão | Flexão |   | Cisalhamento | Fadiga |                                  | Verificação<br>Deformação |
|                       |              |            | S      | D |              |        |                                  |                           |
| Terços                |              |            | x      | x |              |        | x                                |                           |
| Escoras do Beiral     |              | x          | x      | x |              |        | x                                |                           |
| Tirantes              | x            |            |        |   |              |        |                                  | Ø Barra Redonda           |
| Cumeeira              |              |            | x      | x |              |        | x                                |                           |
| Vigas de Tapamento    |              |            |        | x |              |        | x                                |                           |
| Colunas de Tapamento  | x            | x          | x      |   |              |        | x                                |                           |
| Contrav. Horizontais  | x            | x          |        |   |              |        |                                  | Ø L J I +                 |
| Contrav. Verticais    | x            | x          |        |   |              |        |                                  | Ø L J I I                 |
| Placas de Base        |              | x          | x      |   |              |        |                                  | Chapas                    |
| Chumbadores           | x            |            |        |   | x            |        |                                  | Ø                         |
| Tesouras              | x            | x          |        |   |              |        | x                                | L J I + I C               |
| Vigas do Pórtico      |              | x          | x      |   | x            |        | x                                | I C O                     |
| Vigas Int. do Pórtico |              |            | x      |   | x            |        | x                                | I C                       |
| Colunas               | x            | x          | x      | x |              |        | x                                | I H C H H                 |
| Vigas de Rolamento    |              | x          | x      | x | x            | x      | x                                | I I T T                   |
| Juntas Soldadas       | x            | x          | x      | x | x            | x      |                                  |                           |
| Juntas Parafusadas    | x            | x          |        |   | x            | x      |                                  |                           |

Quadro 3: perfis mais utilizados conforme solicitação (BELLEI, 2006)

### 3.5. SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PAVILHÕES INDUSTRIAIS

Dada às amplas possibilidades de concepção, e das finalidades a que se destinam são muitos os sistemas estruturais que podem ser empregados no projeto de pavilhões industriais. Independentemente do tipo de pavilhão, podem ser feitas algumas considerações sobre os sistemas estruturais que compõem estes prédios. Dentre os diversos sistemas estruturais aplicáveis aos pavilhões industriais, o sistema formado por pórticos planos transversais, compondo a estrutura principal, estabilizados longitudinalmente por estruturas secundárias, é um dos mais comuns e difundidos.

A seguir apresenta-se uma discussão sobre os aspectos mais relevantes no projeto de pórticos planos transversais e das estruturas estabilizadas longitudinalmente.

#### 3.5.1 Pórticos planos

Nogueira (2009, p. 19) afirma que existem diversas alternativas para composição de pórticos planos transversais destinados aos galpões de uso geral. Um pórtico plano típico de um galpão é formado por duas colunas e uma viga de cobertura. A diferenciação entre as soluções estruturais se dá, basicamente, pela variação de alternativas para composição das colunas e vigas que formam esta estrutura principal.

Em função da combinação das soluções entre colunas e vigas de cobertura, pode-se conseguir uma maior ou menor transmissão de momentos fletores, o que determina o grau de continuidade entre estes elementos estruturais. Outro aspecto importante na concepção dos pórticos transversais é a definição do tipo de vinculação das colunas com a fundação. O tipo de vínculo das colunas com a base altera os esforços transmitidos para as fundações e influencia, de maneira importante, o deslocamento horizontal da estrutura (NOGUEIRA, 2009, p. 20).

Segundo Bellei (2006, p. 233) ao se trabalhar com um pórtico engastado nas bases é possível obter uma melhor redistribuição de esforços e um dimensionamento mais econômico, com uma maior facilidade de montagem. Isso só é possível se o terreno de fundação for capaz de suportar os esforços adicionais de momento fletor transmitidos pelo pórtico.

Quando se trata de pórticos rotulados nas bases obtêm-se fundações mais econômicas se comparadas aos pórticos engastados na base, favorecendo a implantação dessas estruturas em terrenos de baixa capacidade de suporte. Por outro lado, os esforços na estrutura são maiores quando comparados com os pórticos de bases engastadas. Neste caso os deslocamentos horizontais são maiores que aqueles observados com pórticos de bases engastadas. A distância entre pórticos transversais é outro parâmetro importante na definição dos sistemas estruturais. Esta distância é condicionada pela finalidade do pavilhão. Caso não haja restrições, escolhe-se o espaçamento que conduz à maior economia no custo global de pórticos transversais, terças e travessas de tapamento (BELLEI, 2006, p. 232).

Elementos secundários são beneficiados quando o espaçamento entre pórticos transversais são menores. Neste caso, as ações em cada pórtico são reduzidas, mas ocorre um aumento no número de pórticos e, conseqüentemente, no número de bases. Por outro lado, espaçamentos maiores aumentam os elementos secundários da cobertura, mas reduzem o número de pórticos e de bases (NOGUEIRA, 2009, p. 20).

#### 3.5.1.1 Pórticos treliçados

As treliças são constituídas de segmentos de hastes, unidos em pontos denominados nós, formando uma configuração geométrica estável. Cada haste da treliça esta sujeita a um esforço normal de tração ou compressão, sendo que existem momentos agindo na treliça principalmente devido às conexões, porém são muito pequenos e acabam desprezados no dimensionamento (PFEIL; PFEIL, 1995, p. 180).

Nogueira (2009, p. 21) diz que os pórticos treliçados são formados por colunas e viga de cobertura treliçada. Na figura 10 estão apresentados alguns tipos mais comuns de vigas treliçadas de cobertura. A forma da treliça e a disposição das peças são escolhidas em função de requisitos estruturais, funcionais, estéticos e econômicos, mas dependem muito da capacidade de julgamento do projetista, pois não há apenas um determinado tipo de treliça mais adequado para cada condição específica. Na escolha de um tipo de viga treliçada pode-se levar em conta, por exemplo, a possibilidade da utilização dos vazios para passagem de utilidades (tubos, dutos, equipamentos, etc.).

As vigas treliçadas de pórticos são formadas por associação de cantoneiras ou perfis, ligados por solda ou rebite. Apresentando vantagens econômicas quando se tem vãos maiores que 25 metros (BELLEI, 2006, p. 197).

As colunas treliçadas apresentam vantagens na sua utilização, pois permitem obter uma resistência equivalente a um perfil de alma cheia com um menor consumo de aço. Sendo, geralmente, formadas por dois perfis U laminados com as abas voltadas para dentro (BELLEI, 2006, p. 217).

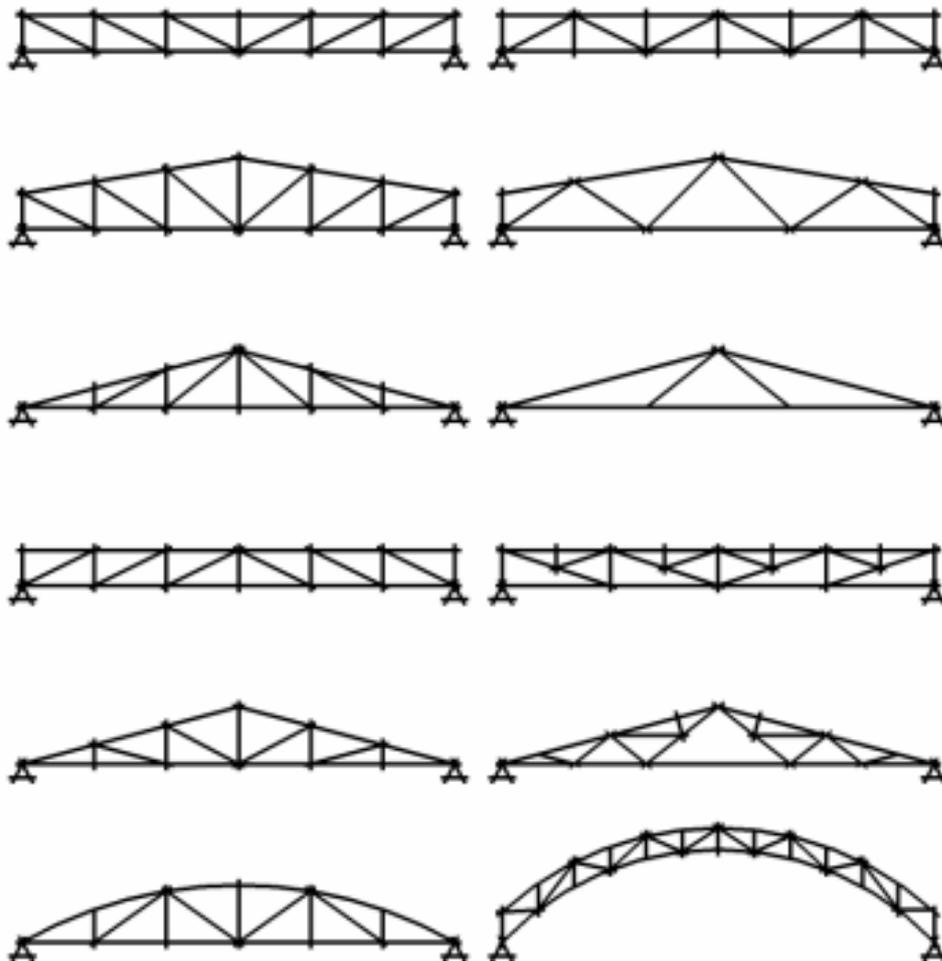


Figura 10: arranjo das coberturas treliçadas (NOGUEIRA, 2009)

### 3.5.1.2 Pórticos de Alma Cheia

Na figura 11 apresenta-se um esquema típico de um pórtico de alma cheia que é formado por colunas e vigas de cobertura em alma cheia. As principais vantagens são: “limpeza” da

solução estrutural, pequeno número de peças de travamento, baixo custo de limpeza e pintura, facilidade de fabricação e transporte e maior rigidez no processo de montagem quando comparado às soluções treliçadas. Normalmente, os pórticos de alma cheia são economicamente competitivos para vãos livres da ordem de 20 metros (NOGUEIRA, 2009, p. 21).

As vigas deste tipo de pórtico são formadas por perfis laminados, soldados ou vazados, ou originados de ambos. Podem ser com altura constante para vãos de até 30 m, ou variáveis, muito usados em grandes vãos (acima de 30 m) para pavilhões sem ponte rolante (BELLEI, 2006, p. 194). As colunas apresentam o perfil tubular como o mais racional, porém como há pouca oferta no mercado deste tipo de perfil, os perfis I e H são os mais utilizados, podendo ser tanto laminados (mais utilizados) como soldados (BELLEI, 2006, p. 214).

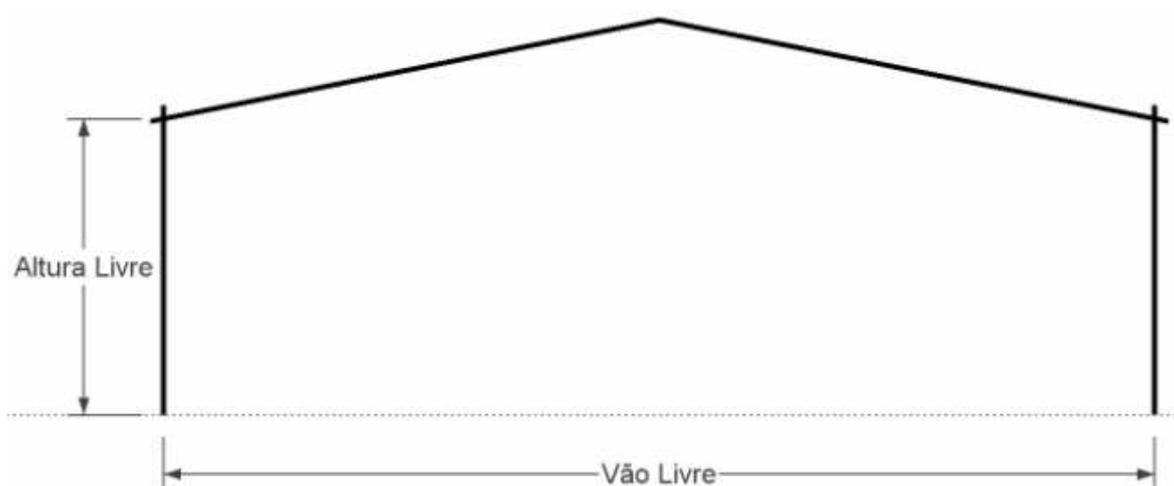


Figura 11: pórtico de alma cheia (NOGUEIRA, 2009)

### 3.5.2. Vinculação das bases de coluna

As bases das colunas que compõem os pórticos transversais podem apresentar diferentes tipos de vínculos. Normalmente, os tipos de bases mais utilizados são bases rotuladas e bases engastadas.

### 3.5.2.1 Bases Rotuladas

As bases rotuladas são responsáveis pela transmissão de esforços normais e esforços cortantes da estrutura para a fundação. As mais simples são formadas por uma placa soldada no pé da coluna com dois chumbadores no centro, o mais próximo do seu eixo. Essas bases são mais econômicas para as fundações e mais indicadas nos casos de locais com solos de baixa capacidade de suporte (NOGUEIRA, 2009, p. 23).

### 3.5.2.2 Bases Engastadas

As bases engastadas são responsáveis pela transmissão de esforços normais, esforços cortantes e momentos fletores da estrutura para a fundação. Propiciam estruturas mais econômicas devido a melhor distribuição de esforços, mas conduzem a fundações mais caras que as rotuladas. As bases engastadas mais simples e econômicas são aquelas em que a coluna é soldada à placa de base, com os chumbadores afastados da linha do centro, formando um braço de alavanca (NOGUEIRA, 2009, p. 23).

Em grande parte dos galpões de uso geral não é comum considerar momentos transmitidos às bases porque, se por um lado isto permite reduzir o peso da estrutura, por outro, faz aumentar o custo da fundação. Como boa parte dos terrenos onde são edificados galpões é de baixa capacidade de suporte, é usual transmitir apenas esforços normais e esforços cortantes. Dessa forma no projeto usual de galpões de uso geral admite-se que as colunas são rotuladas na base, o que redundaria em colunas mais robustas e menos esforços na fundação. Ao se optar pelo engastamento com o objetivo de minimizar o peso da estrutura metálica, as fundações podem ter seu custo aumentado devido à necessidade de se absorver os momentos fletores (NOGUEIRA, 2009, p. 23).

A vinculação das colunas com a fundação influencia também o deslocamento horizontal da estrutura, em que os limites são definidos pelas normas técnicas. Bases engastadas levam à obtenção de menores deslocamentos horizontais no topo das colunas do que bases rotuladas (NOGUEIRA, 2009, p. 24).

Quando se trata de galpões simples (altura de coluna até aproximadamente 8 metros e sem ponte rolante), algumas empresas empregam fundações rotuladas com o intuito de obter fundações mais econômicas para o empreendimento, mas para garantir o baixo consumo de

aço utilizam pórticos com seções transversais variáveis. A geometria do pórtico principal baseia-se na distribuição do momento fletor, e, portanto tem-se conseguido baixas taxas de consumo de aço. Desta forma, consegue-se uma grande economia global do empreendimento de galpões de uso geral (NOGUEIRA, 2009, p. 24).

### 3.5.3 Estruturas de estabilização longitudinal

Conforme Nogueira (2009, p. 24) a estabilidade espacial de uma estrutura de um pavilhão industrial, ou seja, a estabilidade fora do plano da estrutura principal (pórtico transversal) é garantida com a colocação de estruturas de estabilização na direção longitudinal. Para promover esta estabilização é necessário dispor de contraventamentos horizontais (no plano da cobertura) e verticais (nas laterais do edifício) (figura 12).

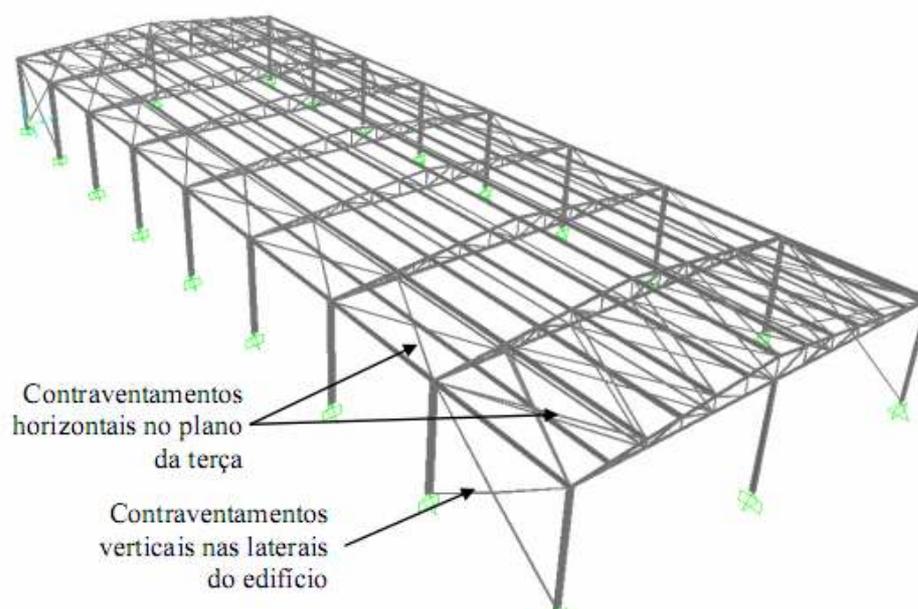


Figura 12: contraventamentos longitudinais em um pavilhão (NOGUEIRA, 2009)

## 3.6 PARÂMETROS DE COMPARAÇÃO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS

A avaliação do desempenho de um sistema estrutural pode ser feita em função de diversos parâmetros, sendo a taxa de consumo de aço o parâmetro mais utilizado para avaliar o desempenho econômico de um sistema estrutural. O Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas (BRASIL, 1986, p. 95) apresenta alguns gráficos que permitem estimar a

taxa de consumo de aço, incluindo-se todos os elementos que compõem a estrutura metálica do galpão. Na figura 13, apresenta-se um gráfico para determinação da taxa de consumo de aço ( $K_2$ ) em  $\text{kg}/\text{m}^2$  de área coberta, em função do vão  $s$  em metros, para galpões leves comuns, sem pontes rolantes ou com pontes rolantes de capacidade inferior a 50 kN.

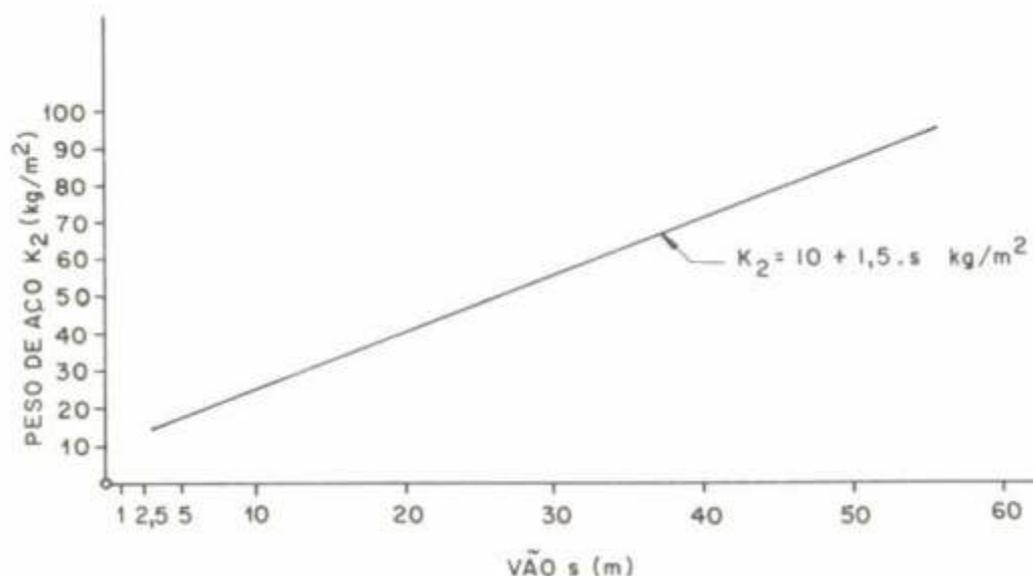


Figura 13: taxa de consumo de aço para galpões leves comuns (BRASIL, 1986)

Na figura 14 é apresentado um gráfico que permite estimar a taxa de consumo de aço, considerando todos os elementos que compõem a estrutura, abrangendo galpões comuns, excluídos os tipos “shed”, dotados de pontes rolantes com capacidade variáveis de 50 a 600 kN. A taxa de consumo de aço ( $K_3$ ) em  $\text{kg}/\text{m}^2$  de área coberta, é dada em função do vão  $s$  em metros (BRASIL, 1986).

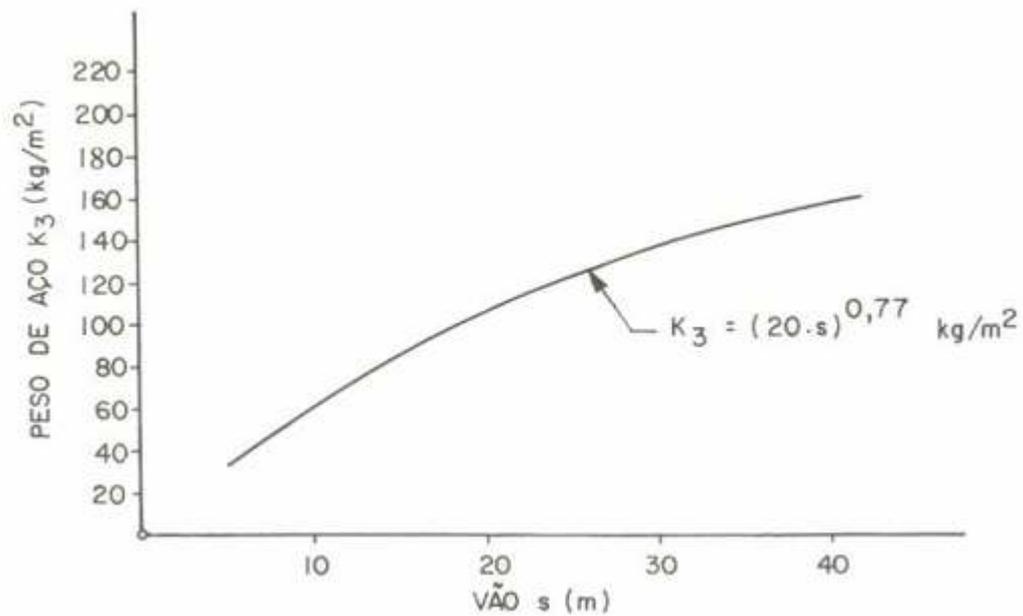


Figura 14: taxa de consumo de aço para galpões médios (BRASIL, 1986)

Bellei (2006, p. 132) apresenta uma comparação entre os tipos de pavilhões estudados neste trabalho. Nota-se a existência de uma viga de rolamento. O quadro 4 apresenta esta comparação entre os tipos de estruturas em aço com soluções com elementos treliçados e soluções com perfis em alma cheia (figura 15).

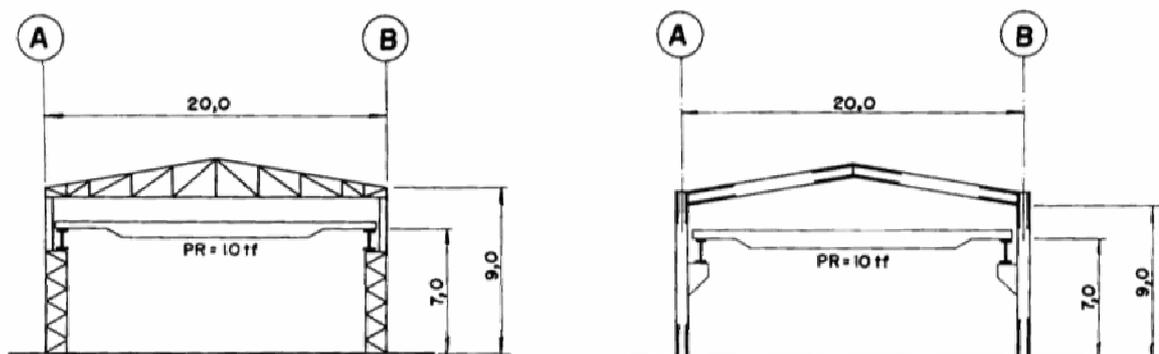


Figura 15: pavilhões formados por perfis de alma cheia e treliçados (BELLEI, 2006)

| Estrutura Tipo            | Trelaçado         |     | Alma cheia        |      |
|---------------------------|-------------------|-----|-------------------|------|
|                           | kg/m <sup>2</sup> | %   | kg/m <sup>2</sup> | %    |
| Partes da estrutura       |                   |     |                   |      |
| Parte Superior            | 15                | 26  | 18                | 28,8 |
| Parte Inferior            | 35                | 74  | 41                | 71,2 |
| Total – kg/m <sup>2</sup> | 50                | 100 | 59                | 100  |
| Total – kg/m <sup>3</sup> | 5,6               | -   | 6,6               | -    |

Quadro 4: comparação entre galpões industriais (BELLEI, 2006)

Para fazer esta comparação, Bellei (2006) utilizou um pavilhão tipo com 20 m de vão, 6 m de distância entre colunas, altura do topo do trilho igual a 7 m, altura livre de 9 m, comprimento total de 48 m e com uma ponte rolante que suporta 10 tf.

## 4 ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS

Neste capítulo apresentam-se os principais aspectos da análise e dimensionamento dos modelos de pórticos que compõem o estudo comparativo.

### 4.1 DEFINIÇÃO DOS MODELOS

Como objetivo de avaliar a influência da solução estrutural na taxa de consumo de aço para pavilhões industriais e considerando que a estrutura desses edifícios é marcada pela repetição de pórticos planos transversais, o estudo comparativo se concentrou na avaliação estrutural dos pórticos principais. Com este critério de comparação entre os pórticos transversais, neste item definem as características geométricas de cada modelo.

#### 4.1.1 Pórtico de alma cheia

Para definição da geometria do pavilhão estudado, toma-se como referência uma inclinação de 10% para a cobertura, o que é usual no caso de telhas de fibrocimento (atualmente para telhas metálicas é adotada uma inclinação entre 3 e 5%). Para os pórticos de alma cheia, a inclinação de 10% resulta em uma flecha no meio do vão equivalente a  $L/20$ , sendo “L” o vão livre do pórtico transversal.

Na figura 16 apresenta-se o modelo de pórtico de alma cheia cujo vão livre é de 30 metros. Para este modelo admite-se que a ligação entre a coluna e a viga de cobertura em alma cheia é rígida e as colunas estão rotuladas na base

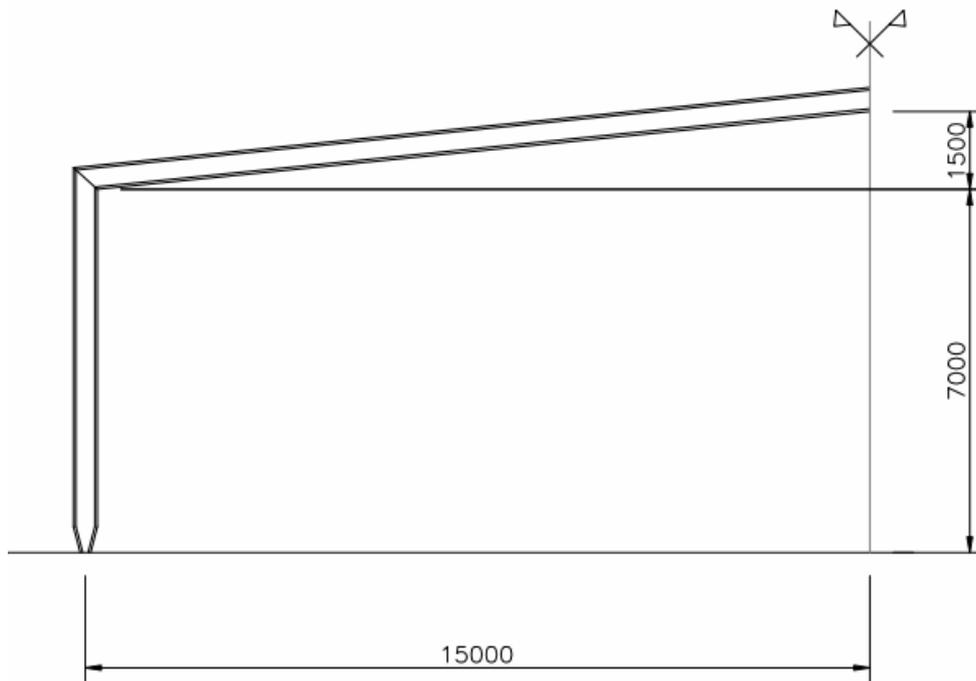


Figura 16: modelo do pórtico de alma cheia (medidas em mm)

#### 4.1.2 Pórtico treliçado

Na figura 17 apresenta-se o modelo de pórtico treliçado com o mesmo vão livre do pórtico de alma cheia. As colunas são rotuladas na base e a ligação dos banzos da treliça com a coluna é flexível. Os elementos das diagonais e montantes são rotulados nas suas extremidades. Neste modelo admite-se que a distância entre banzos corresponde à 800 mm e mantém a inclinação de 10% para a cobertura.

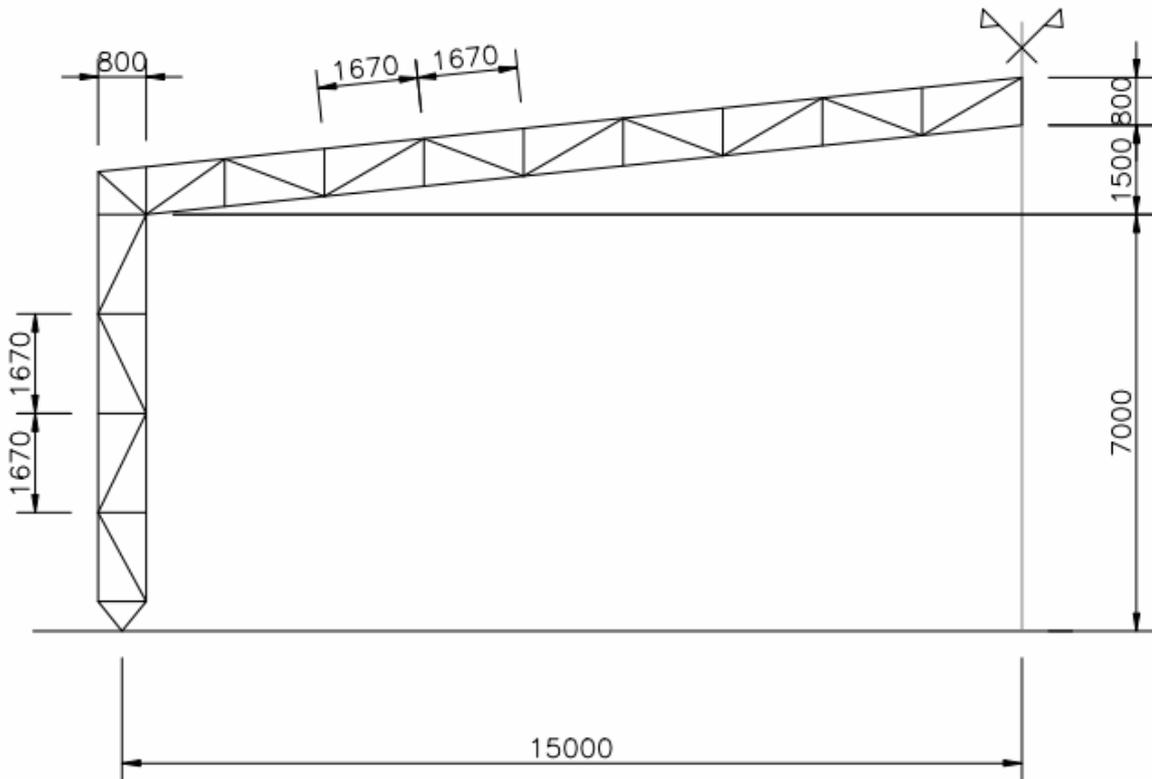


Figura 17: modelo do pórtico treliçado (medidas em mm)

## 4.2 AÇÕES

As ações atuantes nos modelos foram determinadas de acordo com as recomendações do Anexo B da NBR 8800/2008.

### 4.2.1 Carga permanente

No caso de um pavilhão industrial, as ações permanentes correspondem ao peso próprio dos elementos que formam a estrutura e dos materiais a ela ligados. O peso próprio dos elementos estruturais do pórtico transversal é determinado diretamente pelo mCalc3D 2009, enquanto as demais ações são informadas separadamente. Para todos os modelos considerou-se uma ação permanente de  $0,18 \text{ kN/m}^2$ , levando-se em conta o peso próprio das telhas, terças e elementos secundários de cobertura. Na figura 18 está ilustrado o sentido e a forma de atuação das ações permanentes.

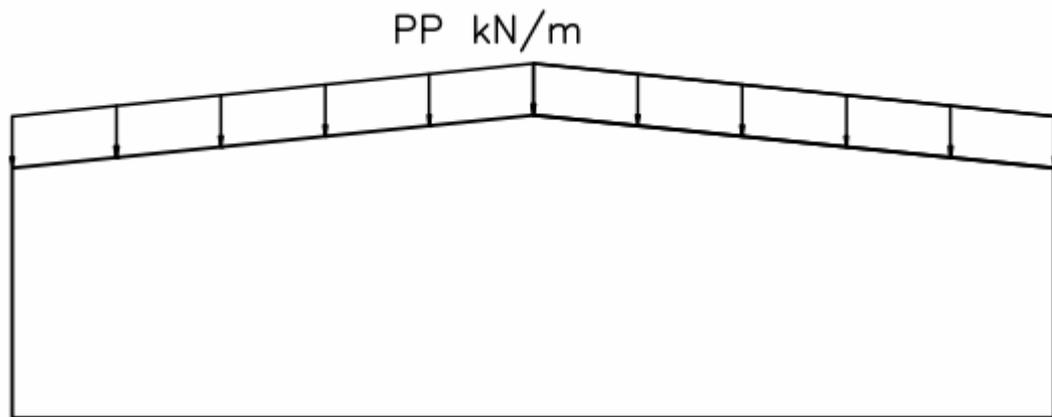


Figura 18: ação das cargas permanentes

#### 4.2.2 Sobrecarga da cobertura

Para coberturas comuns, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga nominal mínima de  $0,25 \text{ kN/m}^2$  – Anexo B da NBR8800 – (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 122). Segundo BELLEI (2006, p. 77) para pavilhões de pequeno e médio porte, fora de zonas de acúmulo de poeira, pode-se adotar para sobrecargas de cobertura o valor de  $0,15 \text{ kN/m}^2$ .

Para os modelos foi considerado uma sobrecarga de cobertura recomendada pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) que é de  $0,25 \text{ kN/m}^2$ . Na figura 19 está ilustrado o sentido e forma de aplicação do carregamento.

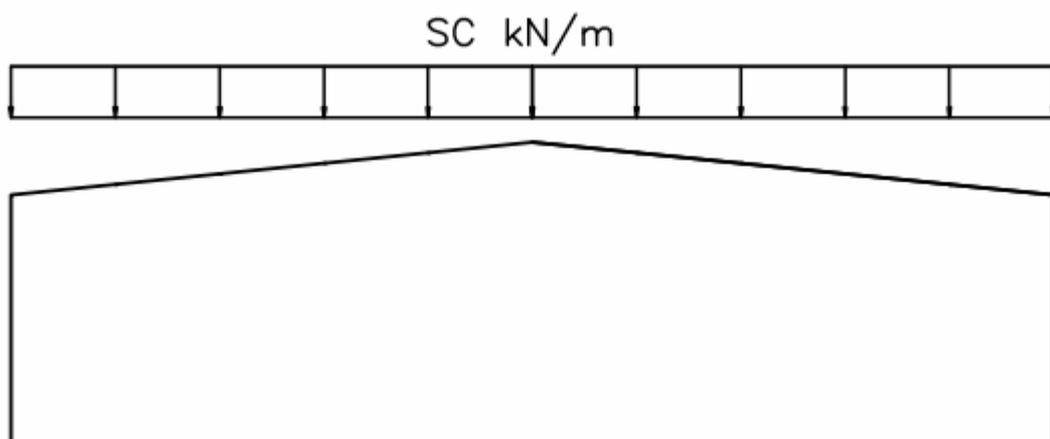


Figura 19: ação das sobrecargas na cobertura

### 4.2.3 Vento

O estudo de vento para o pavilhão considerado neste trabalho foi feito de acordo com as prescrições da NBR 6123/1988. Na avaliação das forças devidas ao vento se estabeleceu uma velocidade básica  $V_0 = 45 \text{ m/s}$ , velocidade encontrada na região onde o pavilhão será executado (Porto Alegre, RS). Esta velocidade básica é obtida através do mapa das isopletas do Brasil (figura 20).

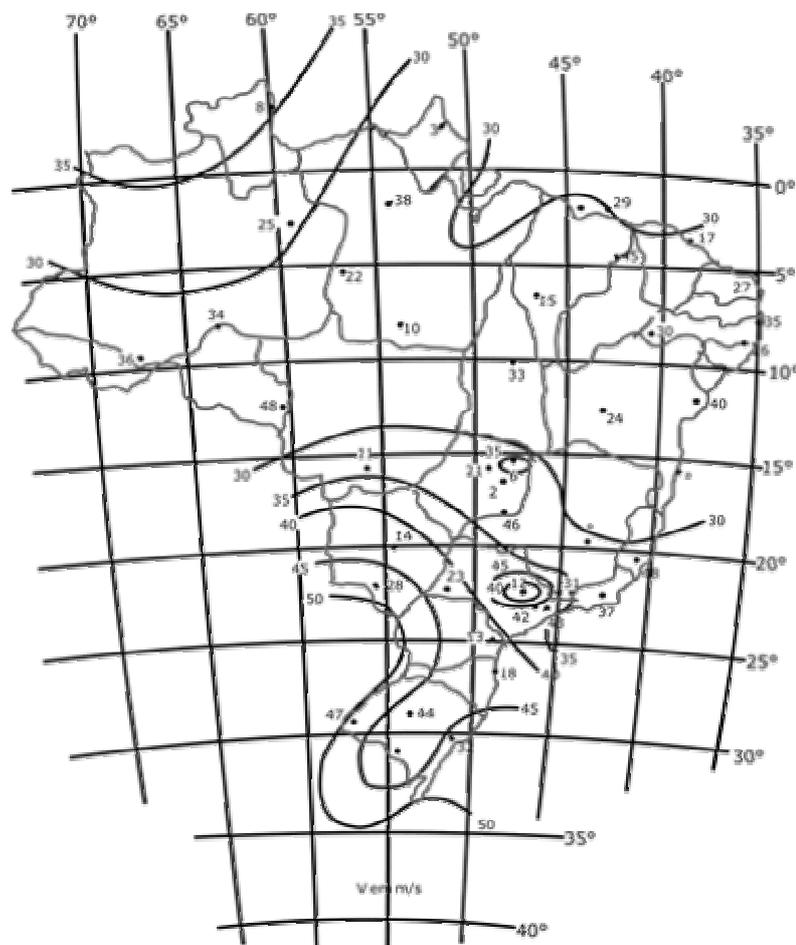


Figura 20: isopletas do Brasil  
(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

Admitiu-se também que o pavilhão será implantado em terreno plano ou fracamente acidentado, aberto em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas (a cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1m). Por último tem-se que as aberturas principais do pavilhão estejam fechadas numa situação crítica de vento, o que permitiu admitir que as quatro faces são igualmente impermeáveis.

Em função da descrição anterior, foram admitidas as seguintes características para o vento:

- a) velocidade básica -  $V_0 = 45\text{m/s}$ ;
- b) fator topográfico -  $S_1 = 1,0$ ;
- c) fator de rugosidade -  $S_2 = 0,92$ ;
- d) fator estatístico -  $S_3 = 1,0$ .

Para essas condições, a pressão dinâmica (q) admitida é de:

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 = 41,4 \text{ m/s}$$

expressão 3

$$q = 0,613 \times V_k^2 = 1,05 \text{ kN/m}^2$$

expressão 4

Para desenvolvimento do trabalho é necessário determinar as forças devidas ao vento para dois casos distintos de pórticos para o edifício estudado (que possui cobertura em duas águas). A seguir apresenta-se o estudo das ações de vento atuantes para o modelo.

#### 4.2.3.1 Características geométricas

Para o pavilhão estudado têm-se as seguintes características geométricas:

- a) vão livre = 30 metros;
- b) distância entre pórticos transversais = 6 metros;
- c) altura da coluna = 6 metros;
- d) flecha no meio do vão = 1,5 metros;
- e) comprimento = 42 metros.

#### 4.2.3.2 Coeficientes de forma externos

Nas figuras 21 e 22 têm-se os coeficientes de forma para as paredes e cobertura para o pavilhão.

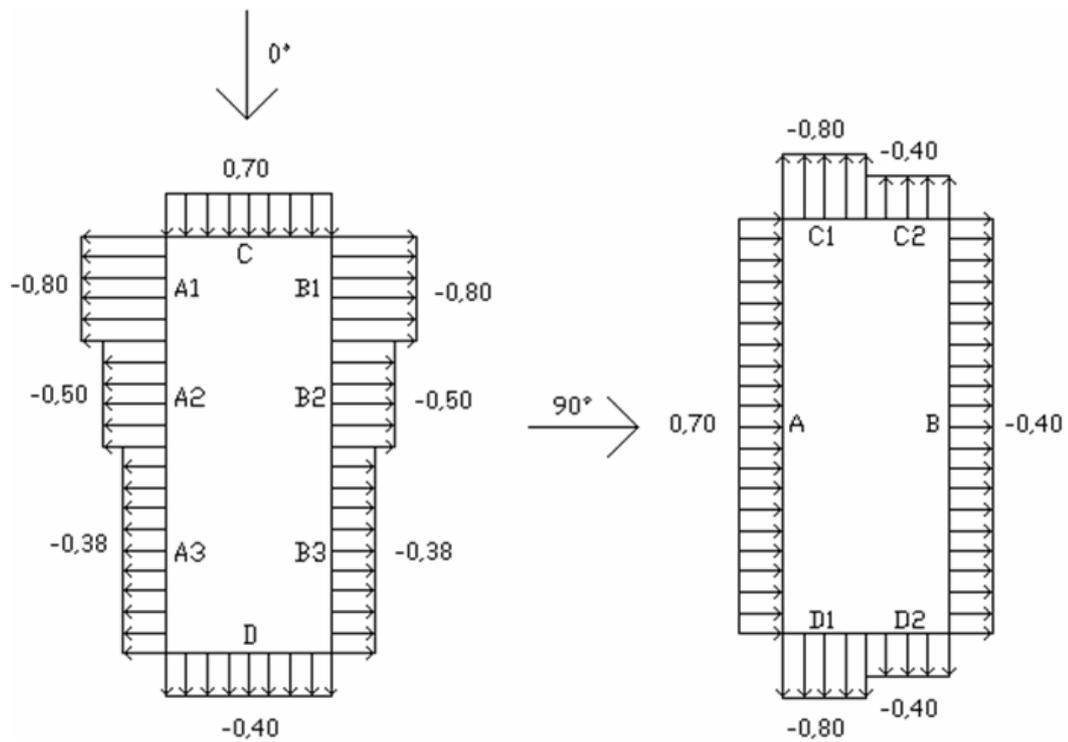


Figura 21: coeficientes de forma externos para as paredes

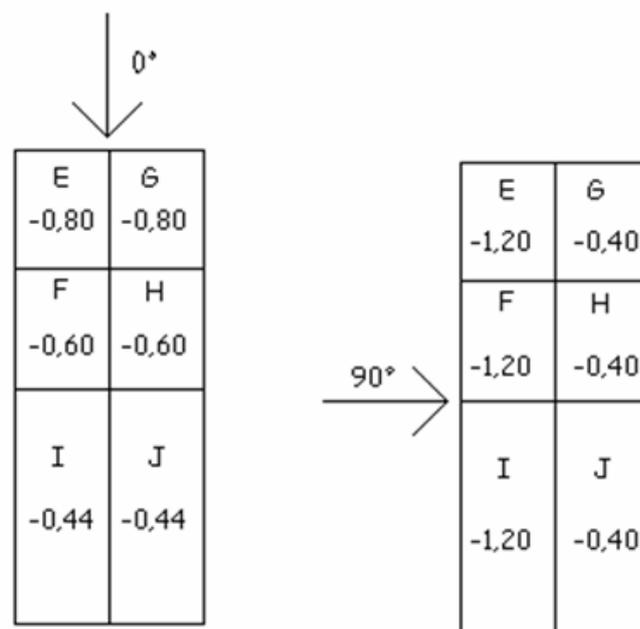


Figura 22: coeficientes de forma externos para a cobertura

#### 4.2.3.3 Coeficientes de pressão interna

Admite-se que o pavilhão possui quatro faces igualmente permeáveis, sendo assim  $C_{pi} = -0,3$  ou 0 (considerar o valor mais nocivo).

#### 4.2.3.4 Sobreposição dos coeficientes de forma e de pressão interna

Nas figuras 23 e 24 têm-se a sobreposição coeficientes de forma e pressão interna para as duas direções de vento consideradas.

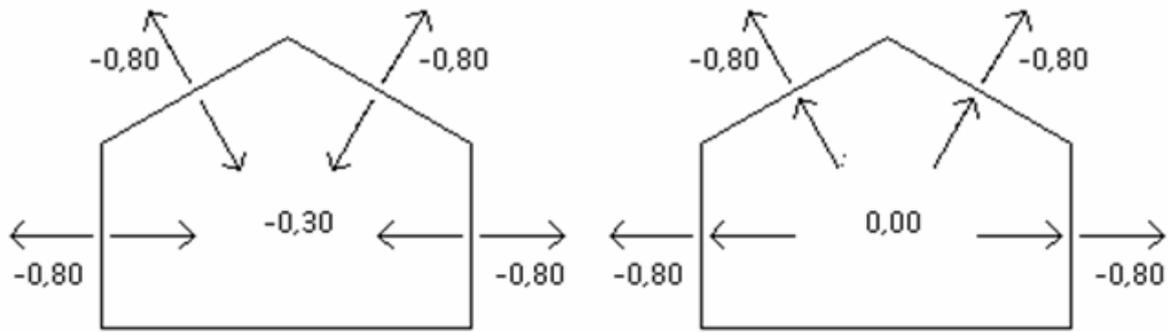


Figura 23: sobreposição dos coeficientes de forma e de pressão para vento longitudinal ( $V0^\circ$ )

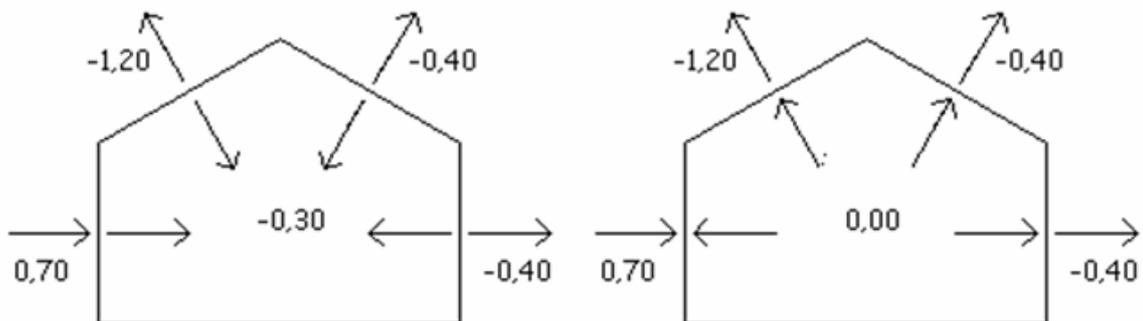


Figura 24: sobreposição dos coeficientes de forma e de pressão para vento transversal ( $V90^\circ$ )

#### 4.2.3.5 Casos de carga críticos

Nas figuras 25 e 26 têm-se os casos críticos de cada direção de vento para os quais será dimensionado o pavilhão.

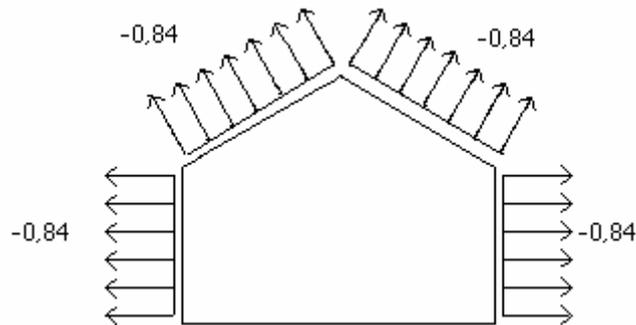


Figura 25: caso crítico de carga para vento longitudinal ( $V0^\circ$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )

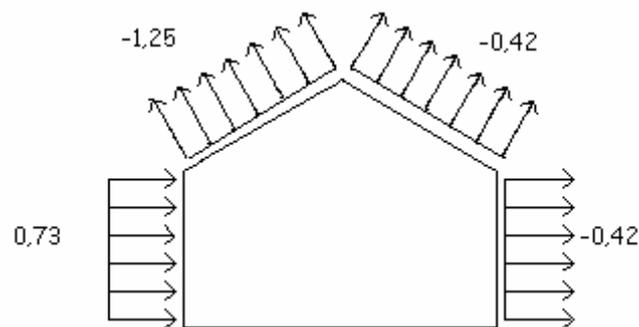


Figura 26: caso crítico de carga para vento transversal ( $V90^\circ$ ) ( $\text{kN/m}^2$ )

### 4.3 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Os critérios para combinação das ações, ou seja, que há probabilidade de ocorrer simultaneamente num período de tempo, estão definidos na NBR 8800/2008. Na referida norma está prescrito as seguintes combinações de ações:

- combinação 01 =  $1,25 \times AP$  (ação permanente) +  $1,5 \times SC$  (sobrecarga);
- combinação 02 =  $1,0 \times AP$  (ação permanente) +  $1,4 \times V90^\circ$  (vento transversal).
- combinação 03 =  $1,0 \times AP$  (ação permanente) +  $1,4 \times V0^\circ$  (vento longitudinal).

### 4.4 ANÁLISE ESTRUTURAL

Após a definição da geometria e das combinações de ações atuantes na estrutura definidas procede-se a análise estrutural e dimensionamento de cada um dos modelos de pórtico adotados para o estudo do pavilhão.

A análise e dimensionamento serão realizados pelo mCalc3D 2009. O método de dimensionamento adotado neste trabalho será o Método dos Estados-Limites, onde devem ser considerados os estados-limites últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS). 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. Os estados-limites de serviço estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

Segundo o Método dos Estados-limites, exige-se que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações de ações. Se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada. Devem ser considerados os estados-limites últimos (ELU) e os estados-limites de serviço (ELS).

A Norma Brasileira de estruturas de aço e mistas de aço e concreto, NBR 8800/2008 é baseada no Método dos Estados-limites e aplica-se às estruturas de edifícios destinados à habitação, de edifícios de usos comerciais e industriais e de edifícios públicos. Aplica-se também às estruturas de passarelas de pedestres e a suportes de equipamentos. Esta Norma não abrange o dimensionamento de elementos estruturais constituídos por perfis formados a frio, que deve ser feito de acordo com a NBR 14762/2001.

#### **4.4.1 Pórtico alma cheia**

No pórtico transversal formado com perfis de alma cheia, as colunas e vigas são definidas como barras de pórtico plano, sujeitas a esforço axial, momento fletor e esforço cortante. Considera-se ainda que as colunas estão rotuladas nas bases. Por fazerem parte de um pórtico plano, as barras de extremidade da viga de cobertura transmitem momentos para a coluna, conferindo uma continuidade da viga de cobertura com a coluna do pórtico.

Considera-se que a viga superior está contida lateralmente nos pontos de interseção das linhas que passam pelas terças que compõem o contraventamento frontal do pavilhão com o pórtico transversal. Portanto, no caso do pórtico formado por perfis de alma cheia, considera-se um comprimento de flambagem de 167 cm com relação aos eixos x e y.

Nas figuras 27 e 28 mostra-se a aplicação das ações permanentes e sobrecarga de cobertura no modelo estrutural, o peso próprio dos elementos já são considerados pelo mCalc3D 2009. Já nas figuras 29 e 30 são indicadas as ações devidas ao vento longitudinal ( $V0^\circ$ ) e ao vento transversal ( $V90^\circ$ ), respectivamente. Ao atuar sobre o pavilhão o vento incide sobre as telhas de cobertura e de tapamento lateral, que, transferem esta ação para as terças de cobertura e travessas de tapamento respectivamente. Por esse motivo deve-se aplicar as ações sobre os nós do pórtico transversal. Quando o usuário define que a viga de cobertura é uma viga treliçada, o programa mCalc3D 2009 transmite as ações linearmente distribuídas para os nós da estrutura.

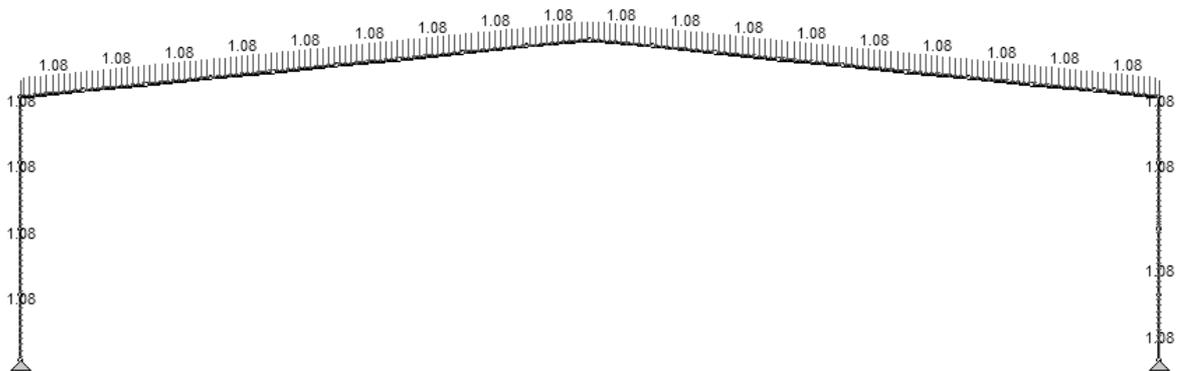


Figura 27: ações permanentes atuantes no pórtico de alma cheia (kN/m)

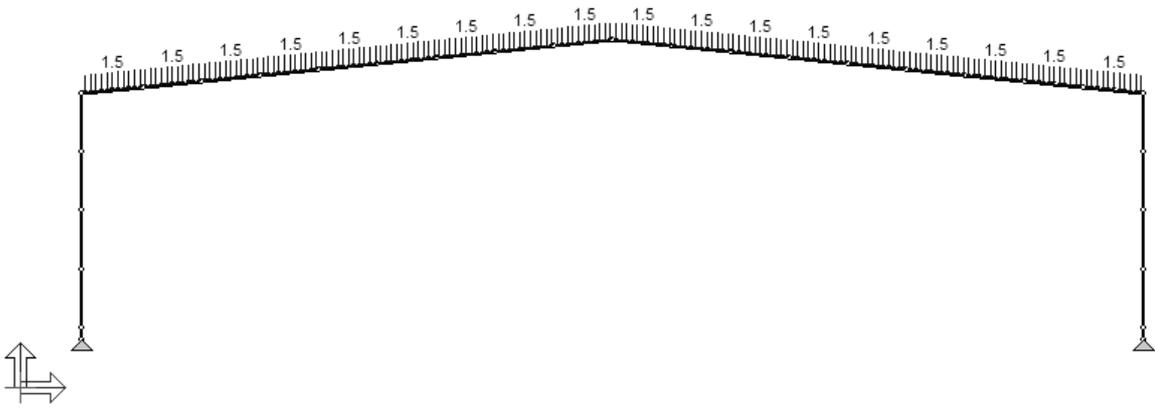


Figura 28: sobrecarga na cobertura atuante no pórtico de alma cheia (kN/m)

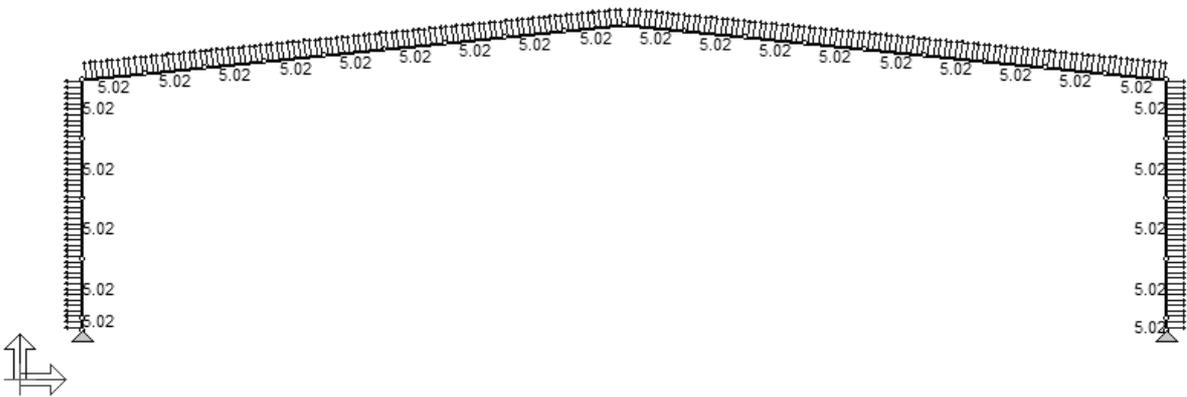


Figura 29: ações devido ao vento longitudinal ( $V0^\circ$ ) no pórtico de alma cheia (kN/m)

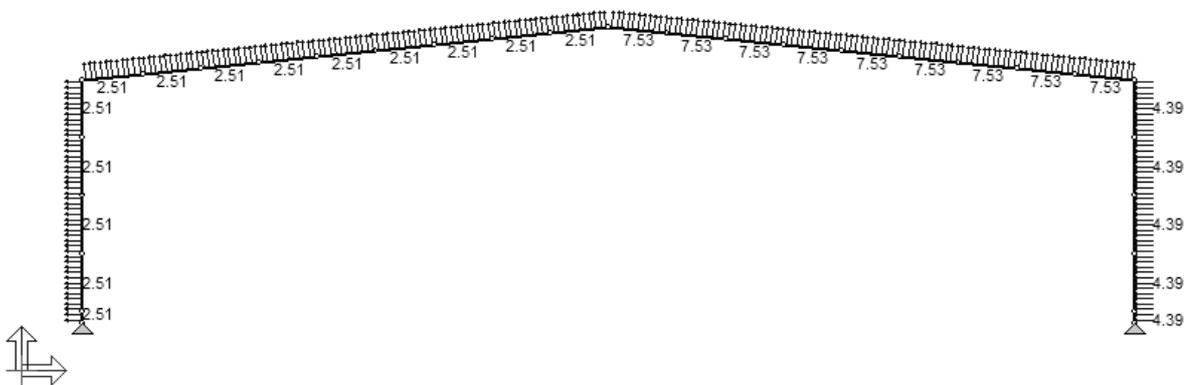


Figura 30: ações devido ao vento transversal ( $V90^\circ$ ) no pórtico de alma cheia (kN/m)

Os resultados das análises estão ilustrados nas figuras 31 a 39 onde mostram-se os diagramas de esforços axiais, esforços cortantes e momentos fletores devido às combinações **combinação 1**, **combinação 2** e **combinação 3**, respectivamente.

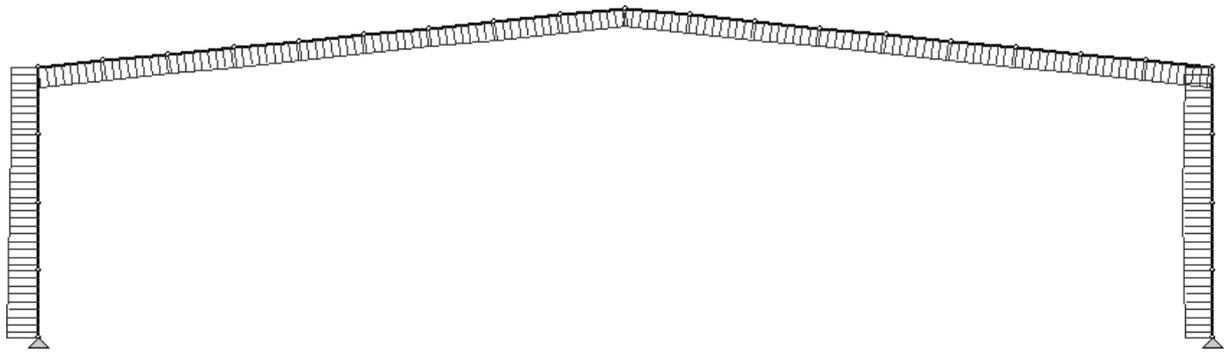


Figura 31: diagrama de esforço axial – combinação 1 (1,25xAP + 1,5xSC)

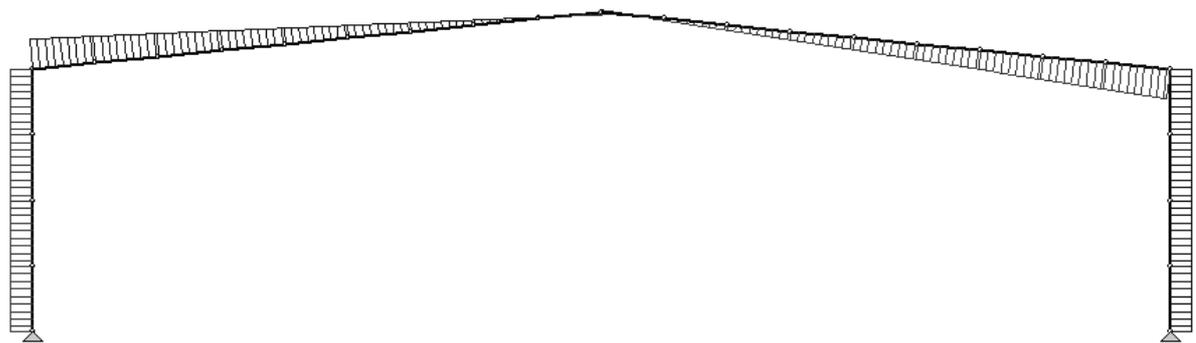


Figura 32: diagrama de esforço cortante – combinação 1 (1,25xAP + 1,5xSC)

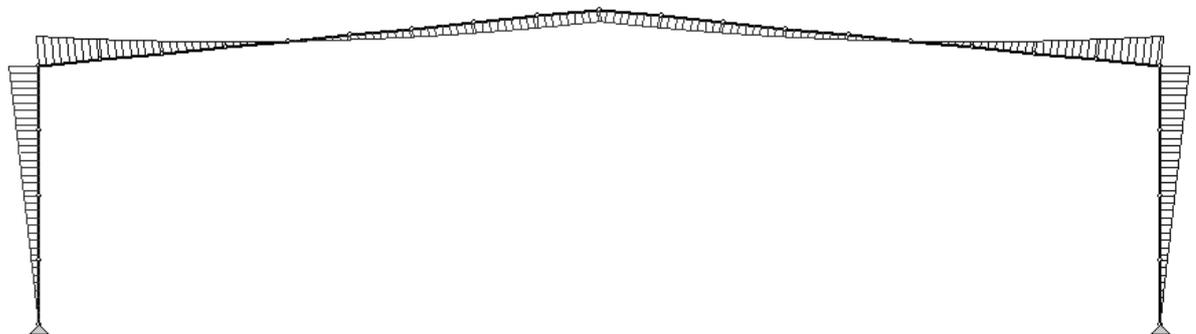


Figura 33: diagrama de momento fletores – combinação 1 (1,25xAP + 1,5xSC)

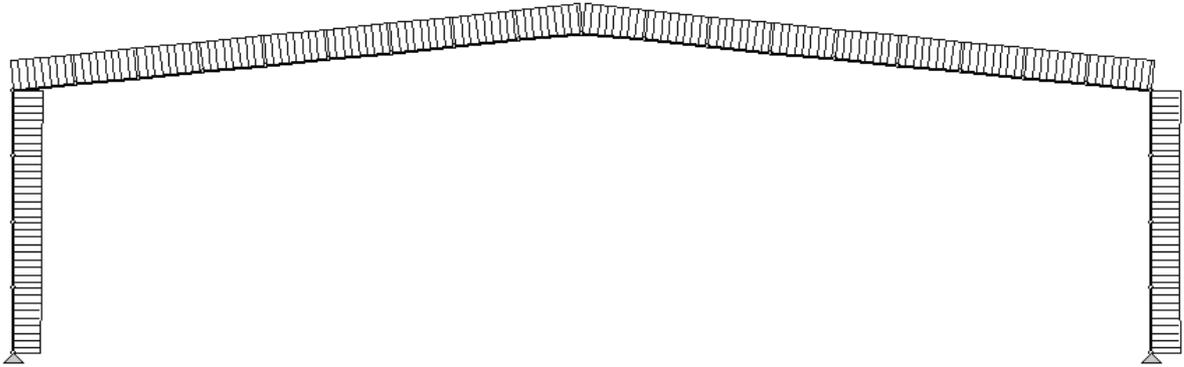


Figura 34: diagrama de esforço axial – combinação 2 (1xAP + 1,4xV0°)

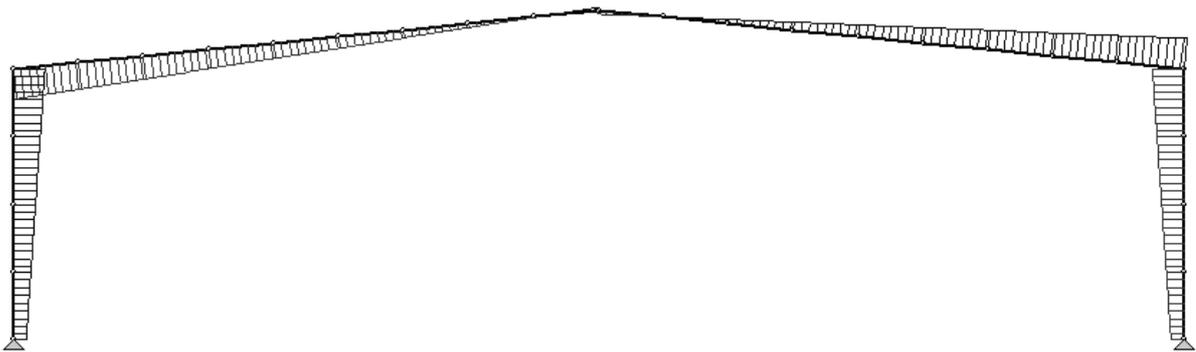


Figura 35: diagrama de esforço cortante – combinação 2 (1xAP + 1,4xV0°)

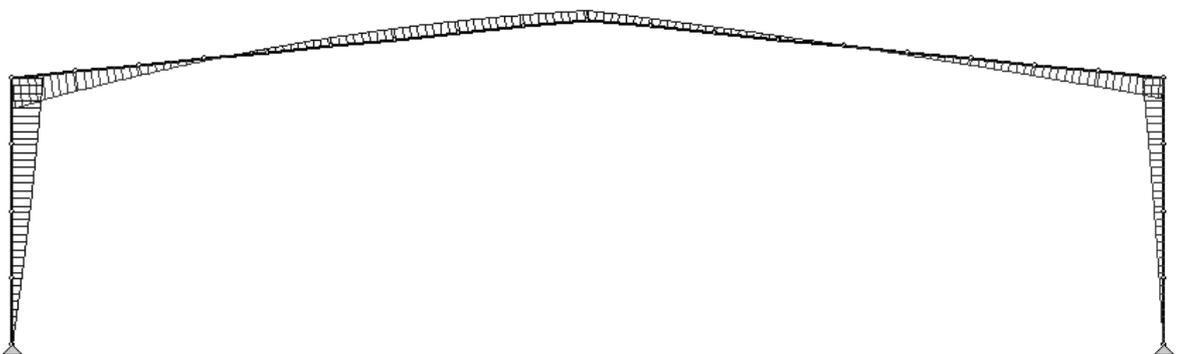


Figura 36: diagrama de momento fletores – combinação 2 (1xAP + 1,4xV0°)

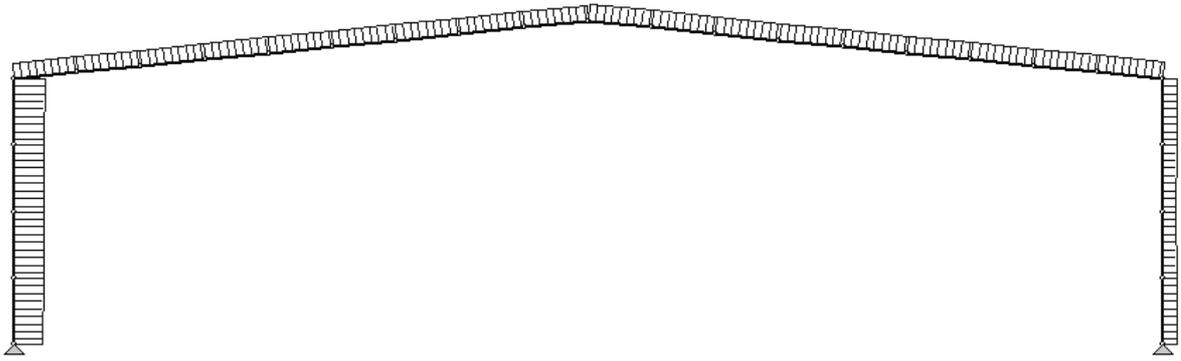


Figura 37: diagrama de esforço axial – combinação 3 ( $1xAP + 1,4xV90^\circ$ )



Figura 38: diagrama de esforço cortante – combinação 3 ( $1xAP + 1,4xV90^\circ$ )

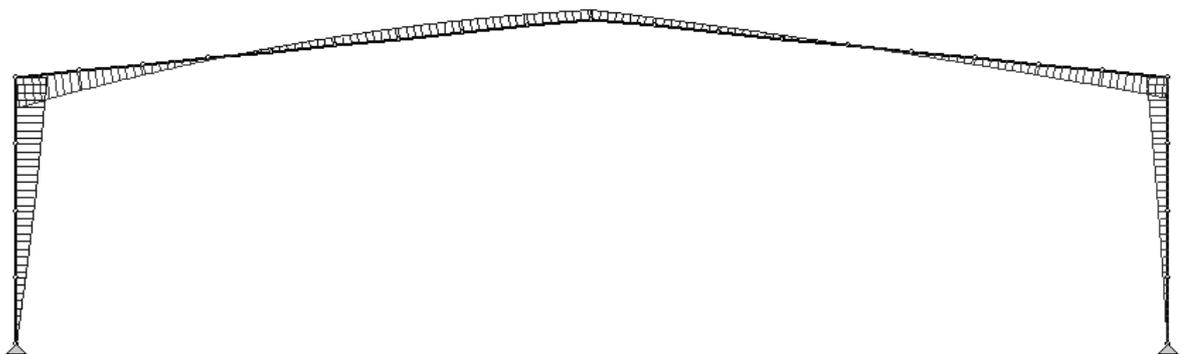


Figura 39: diagrama de momento fletores – combinação 3 ( $1xAP + 1,4xV90^\circ$ )

#### 4.4.2 Pórtico treliçado

No pórtico transversal treliçado, os elementos que compõem a viga treliçada de cobertura e a coluna são definidos como barras de treliça plana estando sujeitos somente a esforços axiais. Considera-se ainda que as colunas estão rotuladas nas bases. São utilizadas mãos-francesas entre as terças e os nós do banzo inferior das vigas treliçadas de cobertura para fazer o travamento lateral do banzo inferior da treliça de cobertura.

Como não será considerada a continuidade das terças de cobertura, as mãos francesas passam a ter um papel fundamental de travamento lateral do banzo inferior da treliça de cobertura. O banzo superior está contido lateralmente nos pontos de interseção das terças e por correntes. Portanto, no caso do pórtico treliçado, tanto na viga de cobertura quanto na coluna, considera-se um comprimento de flambagem de 167 cm com relação aos eixos x e y.

Nas figuras 40 a 43 mostra-se a aplicação das ações devidas às ações permanentes e sobrecarga de cobertura no modelo estrutural do pórtico treliçado, o peso próprio dos elementos já são considerados pelo mCalc3D 2009, as ações devidas ao vento longitudinal ( $V0^\circ$ ) e ao vento transversal ( $V90^\circ$ ), respectivamente.

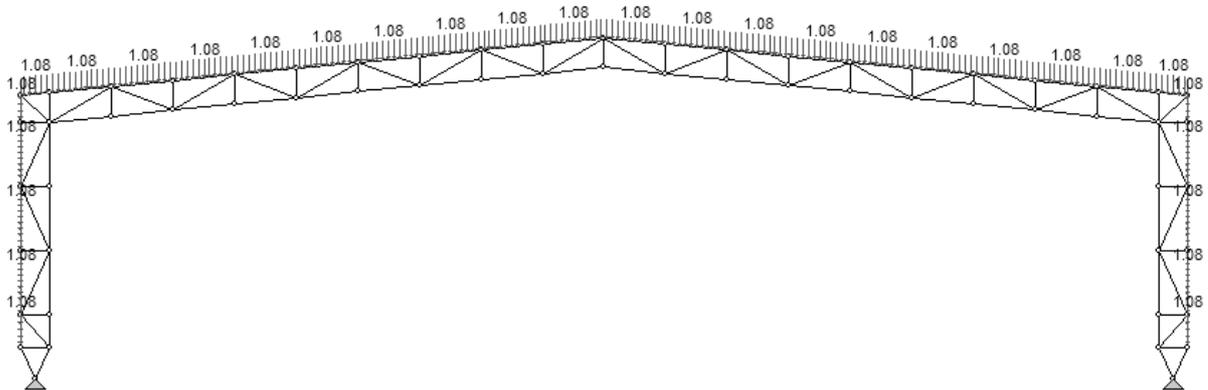


Figura 40: ações permanentes atuantes no pórtico treliçado (kN/m)

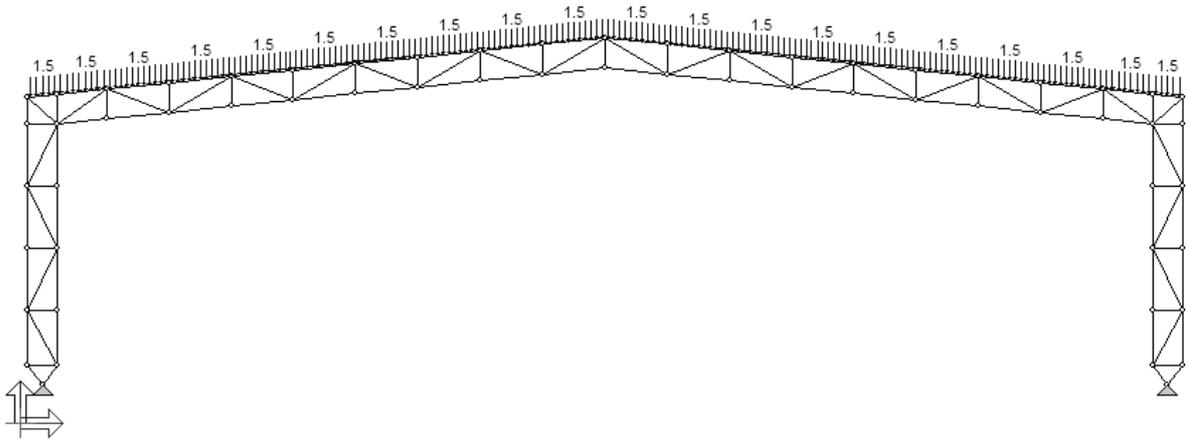


Figura 41: sobrecarga na cobertura atuante no pórtico treliçado (kN/m)

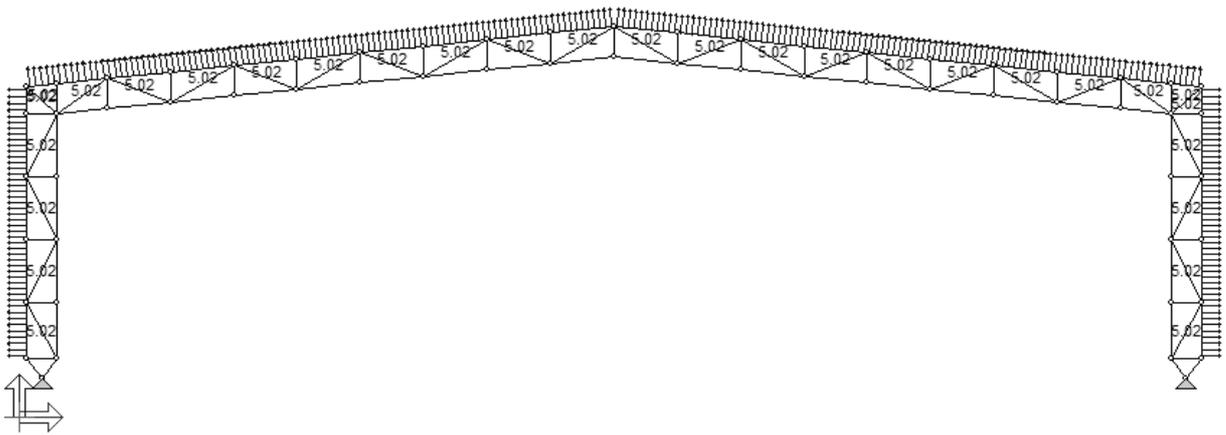


Figura 42: ações devido ao vento longitudinal ( $V0^\circ$ ) no pórtico treliçado (kN/m)

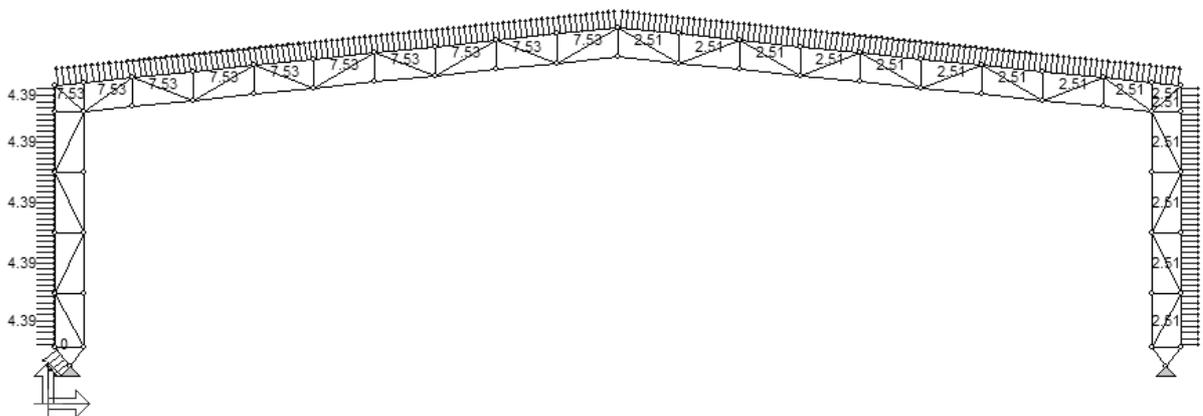


Figura 43: ações devido ao vento transversal ( $V90^\circ$ ) no pórtico treliçado (kN/m)

Os resultados das análises estão ilustrados nas figuras 44 a 46 onde mostra-se os diagramas de esforços axiais devido às combinações **combinação 1**, **combinação 2** e **combinação 3**, respectivamente.

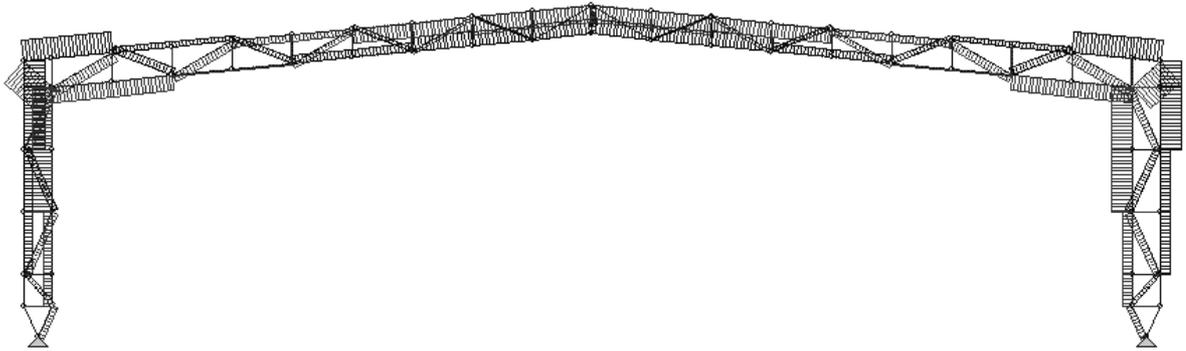


Figura 44: diagrama de esforço axial – combinação 1 ( $1,25xAP + 1,5xSC$ )

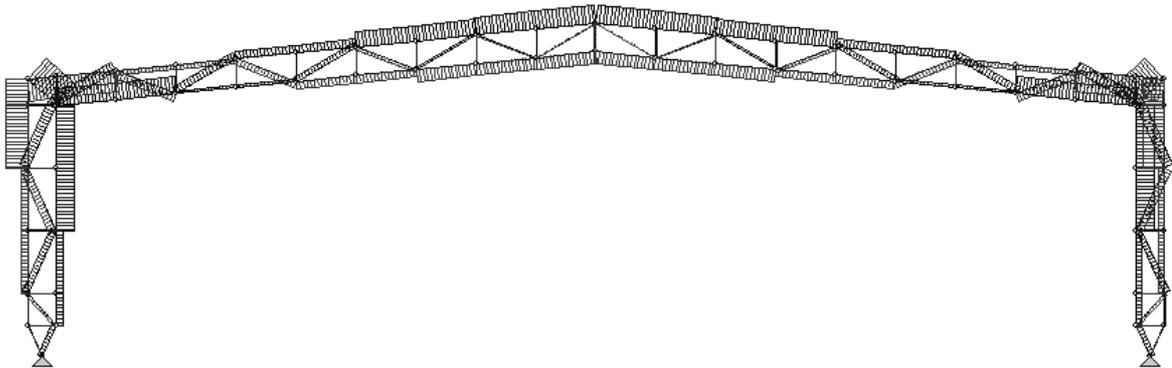


Figura 45: diagrama de esforço axial – combinação 2 ( $1xAP + 1,4xV0^\circ$ )

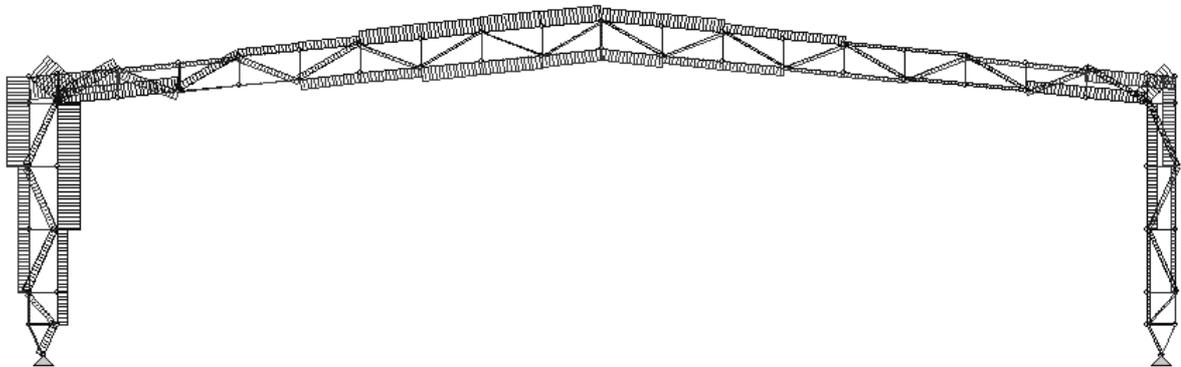


Figura 46: diagrama de esforço axial – combinação 3 ( $1xAP + 1,4xV90^\circ$ )

## 4.5 DIMENSIONAMENTO

Com base nos resultados obtidos na análise estrutural, parte-se para o dimensionamento dos perfis que compõem o pórtico. Este é realizado no módulo de Dimensionamento do mCalc3D 2009 que permite calcular as resistências de cálculo do perfil escolhido e comparar esses resultados com as solicitações de cálculo obtidas na Análise formando o processo de verificação de cada uma das barras da estrutura.

O dimensionamento dos perfis é definido de acordo com a norma a qual ele se enquadra. No caso dos perfis laminados ou soldados, utilizados na composição do pórtico de alma cheia os cálculos são feitos com base na NBR 8800/2008. Já no pórtico treliçado são utilizados perfis formados a frio, onde os cálculos seguirão os procedimentos prescritos pela NBR 14762/2001.

### 4.5.1. Dimensionamento do pórtico de alma cheia

Apresentam-se os resultados da verificação de seções transversais para o pórtico formado por perfis de alma cheia na figura 47. Os resultados indicam a relação de forças resistentes ( $R_d$ ) e solicitantes ( $S_d$ )  $S_d/R_d$  para a combinação crítica em cada barra do pórtico transversal. Os valores de  $S_d/R_d$  menores de 1,00 indicam que a barra atende ao critério de estado-limite e se mostra adequado para a sua utilização. Os perfis foram adotados de forma a otimizar seu aproveitamento.

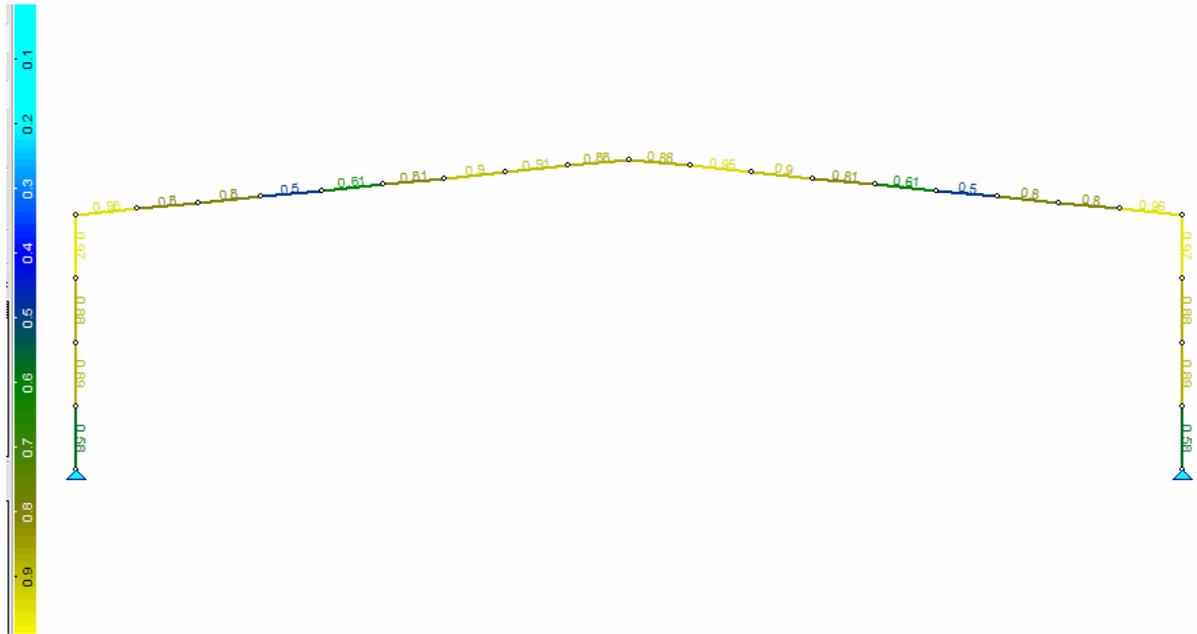


Figura 47:  $S_d/R_d$  (%) – Pórtico de alma cheia

Na figura 48 o arranjo final dos perfis que compõem o pórtico de perfis de alma cheia após conclusão das etapas de análise e dimensionamento.

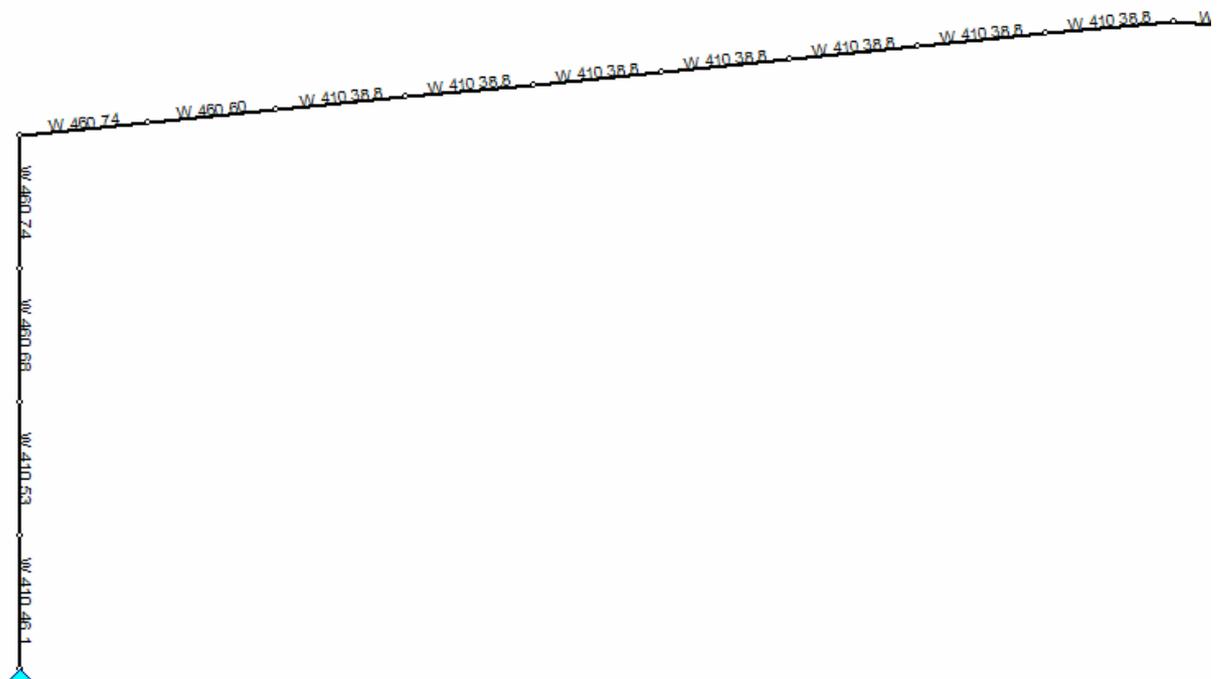


Figura 48: perfis adotados – pórtico de alma cheia



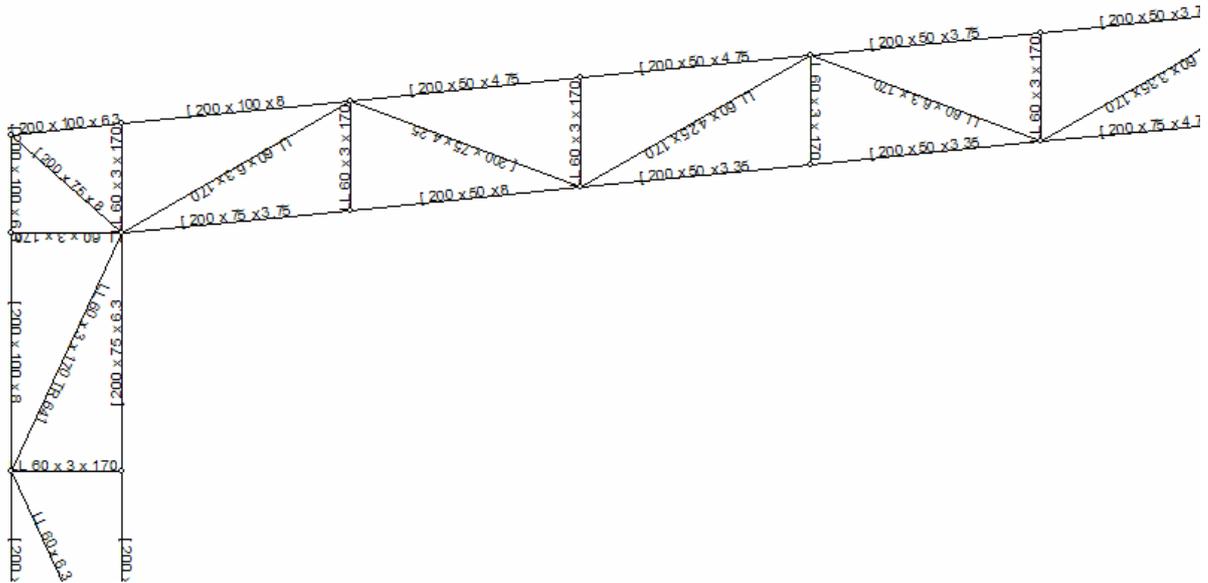


Figura 51: perfis adotados na região lateral – pórtico treliçado

#### 4.6 DESLOCAMENTOS

Neste trabalho a verificação do deslocamento vertical e horizontal máximo foi feito com base no critério indicado no Anexo C da NBR 8800/2008.

Para o deslocamento vertical máximo, leva-se em conta a ação permanente e a sobrecarga de cobertura, onde se estabelece um valor máximo de  $L/250$  para o caso de estrutura biapoiadas, suportando elementos de cobertura elásticos. Para verificação do deslocamento horizontal máximo, recomenda-se levar em conta a ação do vento e estabelecer um valor máximo de  $H/300$ . No quadro 5 apresenta-se os deslocamentos máximos e os deslocamentos permitidos para ambos os tipos de pórticos. Nas figuras 52 e 53 mostra pontos onde foram verificadas as flechas.

| Deslocamento | Admissível | Alma Cheia | Treliçado |
|--------------|------------|------------|-----------|
| Horizontal   | 2,33 cm    | 2,27 cm    | 2,30 cm   |
| Vertical     | 12 cm      | 11,33 cm   | 8,08 cm   |

Quadro 5: Deslocamentos máximos dos pórticos

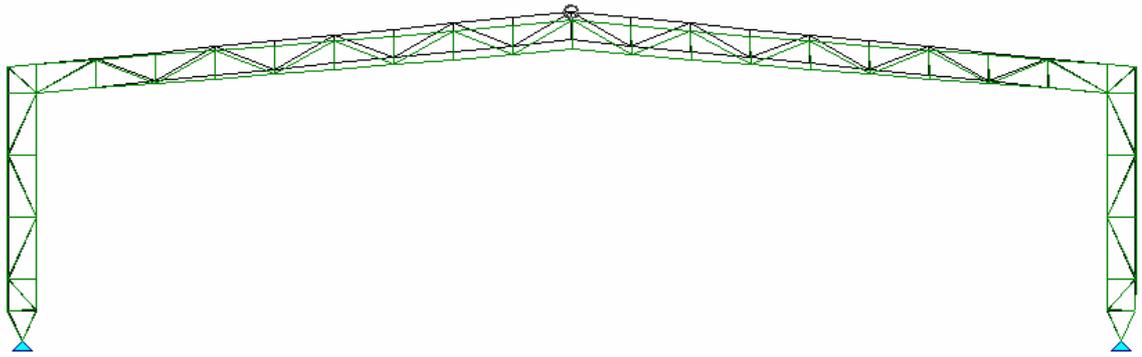


Figura 52: ponto de verificação da flecha vertical

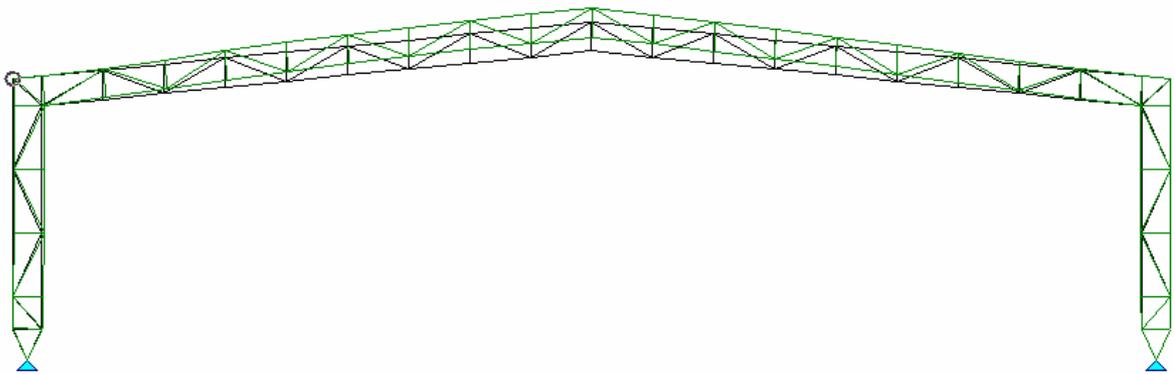


Figura 53: ponto de verificação da flecha horizontal

## 5 RESULTADOS

Apresentam-se neste capítulo a lista de materiais de cada tipo de pórticos, as taxas de consumo de aço e uma comparação com os resultados obtidos na literatura estudada.

### 5.1 MATERIAIS EMPREGADOS

Neste item apresenta-se a lista de materiais de cada um dos tipos de pórtico. Na lista de material apresentam-se algumas características a respeito da composição do pórtico transversal do edifício como:

- a) descrição do modelo de pórtico;
- b) descrição do perfil e definição do tipo de elemento estrutural;
- c) comprimento total;
- d) peso total do pórtico transversal;
- e) taxa de consumo de aço do pórtico principal.

#### 5.1.1 Pórtico de alma cheia

No quadro 6 apresenta-se a lista de materiais para o pórtico de alma cheia.

| Lista de material - Pórtico Alma Cheia     |                |              |              |
|--|----------------|--------------|--------------|
| Perfil                                     | Aço            | L total (cm) | Peso (kgf)   |
| W 410 38.8                                 | ASTM A572 GR50 | 2345         | 909,85       |
| W 410 46.1                                 | ASTM A572 GR50 | 350          | 161,35       |
| W 410 53                                   | ASTM A572 GR50 | 350          | 185,50       |
| W 460 60                                   | ASTM A572 GR50 | 335          | 201,00       |
| W 460 68                                   | ASTM A572 GR50 | 350          | 238,00       |
| W 460 74                                   | ASTM A572 GR50 | 685          | 506,90       |
| Peso total (kg)                            |                |              | 2202,60      |
| Área de influência (m <sup>2</sup> )= 30x6 |                |              | 180,00       |
| <b>Taxa do Pórtico (kg/m<sup>2</sup>)</b>  |                |              | <b>12,24</b> |

Quadro 6: Lista de materiais do pórtico de alma cheia

### 5.1.2 Pórtico treliçado

No quadro 7 apresenta-se a lista de materiais para o pórtico treliçado.

| <b>Lista de material - Pórtico Treliçado</b> |                |                     |                   |
|--|----------------|---------------------|-------------------|
| <b>Perfil</b>                                | <b>Aço</b>     | <b>L total (cm)</b> | <b>Peso (kgf)</b> |
| [ 200 x 50 x 3.35                            | ASTM A572 GR50 | 1405                | 105,88            |
| [ 200 x 50 x 3.75                            | ASTM A572 GR50 | 670                 | 56,21             |
| [ 200 x 50 x 4.25                            | ASTM A572 GR50 | 350                 | 33,05             |
| [ 200 x 50 x 4.75                            | ASTM A572 GR50 | 670                 | 70,20             |
| [ 200 x 50 x 8                               | ASTM A572 GR50 | 1005                | 169,14            |
| [ 200 x 75 x 3.75                            | ASTM A572 GR50 | 335                 | 33,04             |
| [ 200 x 75 x 4.25                            | ASTM A572 GR50 | 1027                | 114,05            |
| [ 200 x 75 x 4.75                            | ASTM A572 GR50 | 670                 | 82,69             |
| [ 200 x 75 x 6.3                             | ASTM A572 GR50 | 2405                | 386,31            |
| [ 200 x 75 x 8                               | ASTM A572 GR50 | 215                 | 42,99             |
| [ 200 x 100 x 6.3                            | ASTM A572 GR50 | 305                 | 56,50             |
| [ 200 x 100 x 8                              | ASTM A572 GR50 | 685                 | 158,31            |
| LL 60 x 3 x 170                              | ASTM A572 GR50 | 3752                | 180,78            |
| LL 60 x 3.35 x 170                           | ASTM A572 GR50 | 385                 | 22,96             |
| LL 60 x 3.75 x 170                           | ASTM A572 GR50 | 821                 | 54,41             |
| LL 60 x 4.25 x 170                           | ASTM A572 GR50 | 622                 | 46,31             |
| LL 60 x 6.3 x 170                            | ASTM A572 GR50 | 1127                | 119,70            |
| Peso total (kg)                              |                |                     | 1732,53           |
| Área de influência (m <sup>2</sup> )= 30x6   |                |                     | 180,00            |
| <b>Taxa do Pórtico (kg/m<sup>2</sup>)</b>    |                |                     | <b>9,63</b>       |

Quadro 7: Lista de materiais do pórtico treliçado

### 5.2 COMPARATIVO DA TAXA DE CONSUMO DE AÇO

Apresenta-se a comparação das taxas de consumo de aço e de peso total do pórtico principal para os dois tipos estudados nas figuras 54 e 55.

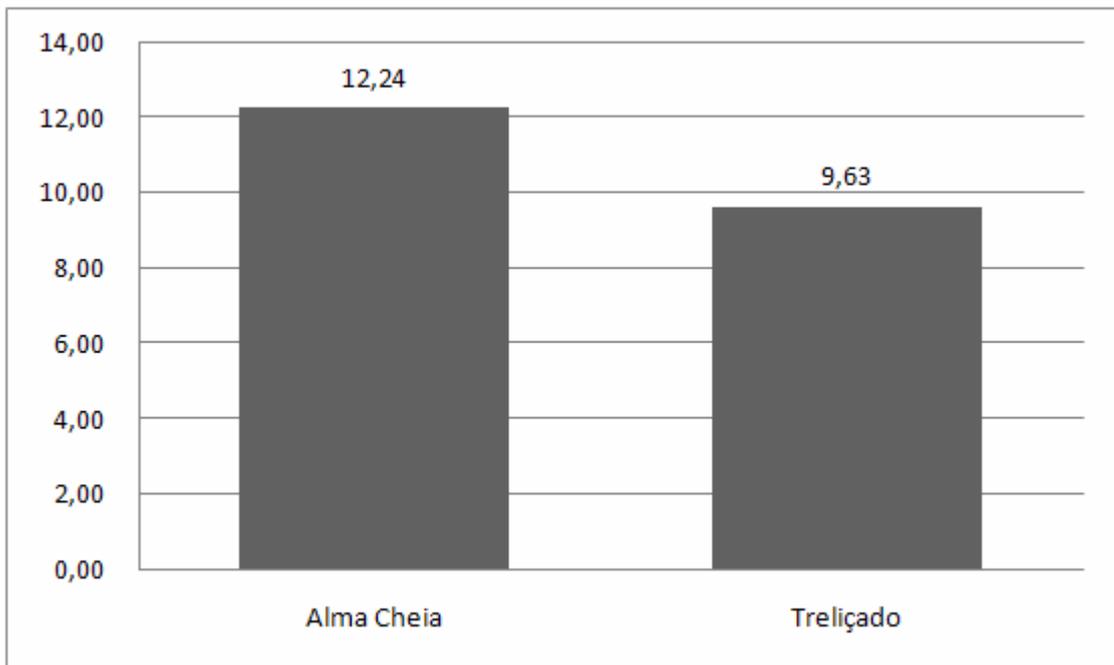
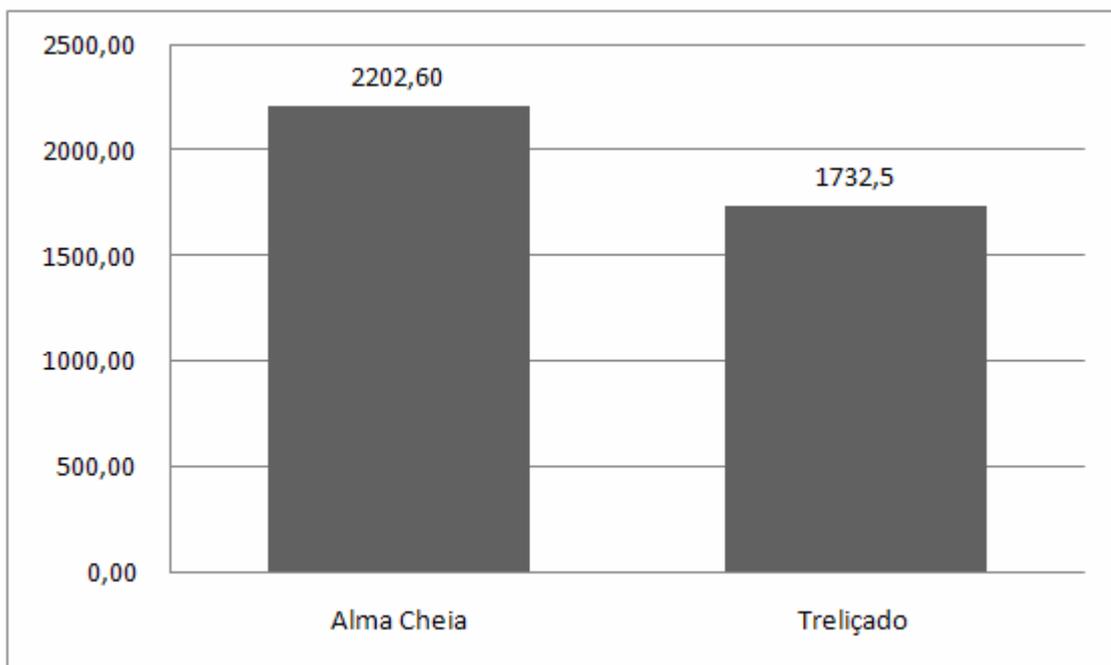


Figura 54: comparativo da taxa de consumo de aço (kg/m<sup>2</sup>)



: comparativo do peso total dos pórticos (kg)

Figura55

## 6 CONCLUSÕES

As análises indicam que o pórtico composto por perfis em alma cheia apresenta taxa de consumo de aço superior ao pórtico treliçado confirmando a idéia inicial deste trabalho, confirmando a hipótese inicial apesar da diferença no consumo que foi aproximadamente 21%, número próximo para o tipo de comparação proposto. Vale ressaltar que esta diferença pode variar dependendo da geometria escolhida para o pórtico treliçado.

Também é importante ressaltar que o menor valor na taxa de consumo de aço não reflete um preço final menor da edificação, uma vez que o pórtico treliçado exige mais horas/homem de trabalho, maior quantidade de material de ligações e maior volume de pintura de proteção na sua fabricação. Portanto, para a escolha do tipo de modelo a ser adotado dependerá da disposição de materiais e mão de obra existente no local da edificação.

## REFERÊNCIAS

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

\_\_\_\_\_. **NBR 14.762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2001.

\_\_\_\_\_. **NBR 8.800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

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

BLESSMANN, J. **Acidentes Causados pelo Vento**. 5. ed. rev. e ampl. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1986.

BRASIL. Ministério da Indústria e do Comércio. Secretaria de Tecnologia Industrial. **Manual Brasileiro para Cálculo de Estruturas Metálicas**. v. 1. Brasília, 1986.

CHAVES, M. R. **Avaliação do Desempenho de Soluções Estruturas para Galpões Leves**. Ouro Preto: Editora da Universidade/UFOP, 2007.

DIAS, L. A. M. **Estruturas de Aço**: conceitos, técnicas e linguagem. 6. ed. São Paulo: Ziguarte, 2008.

GONÇALVES, R. M., SALES, J. J. de S., MALITE, M. **Ação do Vento nas Edificações**: teoria e exemplos. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos/USP, 2004.

NOGUEIRA, G. S. **Avaliação de Soluções Estruturais para Galpões Compostos por Perfis de Aço Formados a Frio**. Ouro Preto: Editora da Universidade/UFOP, 2009.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço**: dimensionamento prático. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1995.

QUEIROZ, G. **Elementos das Estruturas de Aço**. 2. ed. Belo Horizonte: Gilson Queiroz, 1988.

SANTOS, A. F. dos. **Estruturas Metálicas**: Projeto e detalhes para fabricação. São Paulo: McGraw Hill do Brasil, 1977.