

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG
ENGENHARIA CIVIL
TIAGO SILVA MARMONTELO

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE
GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA E MISTA (AÇO E CONCRETO ARMADO)**

Varginha/MG

2014

TIAGO SILVA MARMONTELO

N. CLASS.	M 624.182
CUTTER	M 3529
ANO/EDIÇÃO	2014

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE
GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA E MISTA (AÇO E CONCRETO ARMADO)**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS MG como pré-requisito para obtenção do grau bacharel.

Orientação: Prof. Ms. Antônio de Faria.

Varginha/MG

2014

FFDECM

TIAGO SILVA MARMONTELO

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE
GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA E MISTA (AÇO E CONCRETO ARMADO)**

Monografia apresentada ao curso de Engenharia Civil do Centro
Universitário do Sul de Minas- Uins MG, como pré-requisito para
obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora composta
pelos membros:

Aprovado em / /

Prof. Me. Antônio de Faria

Prof. Esp. Leopoldo Freire Bueno

Prof. Esp. Mauricio Pinto da Silva

Varginha/MG

2014

Dedico este trabalho aos meus pais pelo apoio, incentivo e compreensão em todos os momentos de minha vida acadêmica.

RESUMO

Este trabalho trata da análise dos processos de aprendizagem em ambientes virtuais de aprendizagem (AVA) e da utilização de recursos tecnológicos para a melhoria da qualidade do ensino. O estudo foi realizado em uma instituição de ensino superior, com o objetivo de identificar as necessidades dos alunos e dos professores em relação ao uso de tecnologias digitais. Os resultados indicam que há uma necessidade de capacitação dos professores em relação ao uso de ferramentas digitais e de uma maior interação entre os alunos e os professores em ambientes virtuais.

A metodologia utilizada foi a pesquisa qualitativa, com a realização de entrevistas e a análise de documentos. Os dados foram analisados por meio da análise de conteúdo, com o objetivo de identificar os temas mais relevantes para o estudo. Os resultados indicam que há uma necessidade de capacitação dos professores em relação ao uso de ferramentas digitais e de uma maior interação entre os alunos e os professores em ambientes virtuais.

Para a realização deste trabalho, foram utilizados os recursos de pesquisa disponíveis em bases de dados eletrônicas de acesso livre. Os resultados foram analisados por meio da análise de conteúdo, com o objetivo de identificar os temas mais relevantes para o estudo.

Os resultados indicam que há uma necessidade de capacitação dos professores em relação ao uso de ferramentas digitais e de uma maior interação entre os alunos e os professores em ambientes virtuais. Os resultados também indicam que há uma necessidade de uma maior interação entre os alunos e os professores em ambientes virtuais.

Palavras-chave: aprendizagem, tecnologia, ensino superior.

“O homem começa a envelhecer quando as lamentações começam a tomar o lugar dos sonhos!”

Autor: John Barrymore

AGRADECIMENTOS

Aos meus colegas; aos professores; à minha família por terem ajudado na construção deste trabalho.

RESUMO

Neste trabalho serão apresentados os procedimentos relacionados ao dimensionamento de um galpão todo em estrutura metálica e de estrutura mista, na qual envolvem perfis metálicos e elementos em concreto armado. O sistema estrutural desenvolvido é composto por pórticos regularmente espaçados, com cobertura superior apoiada em sistemas de telhas e vigas ou tesouras e treliças, com grande área coberta, destinada para uso comercial (lojas, estacionamentos, centro de distribuição, entre outros), uso industrial, agrícola ou outras aplicações.

Ao desenvolver os cálculos da cobertura do galpão, foram definidos os modelos de perfis das treliças, telhas da estrutura, de acordo com a capacidade de carga resistente desses elementos. Para os pilares, foram utilizados dois métodos de cálculos estruturais para suportar o carregamento da cobertura, sendo ele, um todo em perfil metálico com dimensões estabelecidas por fabricantes desse material e o outro todo em concreto armado, onde através de cálculos é possível definir sua seção.

Para o fechamento lateral da estrutura do galpão, foi realizado o dimensionamento em alvenaria de blocos em concreto para ambos os meios, e estabelecido uma viga engastada de centro a centro dos pilares no seu sentido perpendicular.

Depois de obtidos os resultados finais dos cálculos, houve uma análise comparativa das cargas geradas para fundação de acordo com as características de materiais e geométricas dos dois métodos exercidos.

Palavra-chave: Pilares, telhas, vigas, treliças e tesouras.

ABSTRACT

In this work related to the design of a whole shed in metal frame and mixed structure procedures, which involve metal profiles and elements in reinforced concrete will be presented. The structural system developed is composed of regularly spaced porticos, with top cover supported on purlins and rafters or trusses and scissors systems with large covered area intended for commercial use (shops, parking lots, distribution center, etc.), industrial use agricultural or other applications.

When developing the calculations of the coverage of the shed, models profiles of trusses, purlins structure were defined according to the carrying capacity of these resistant elements. For the pillars, two methods of structural calculations were used to support the load of the roof, they are, in a whole metal with dimensions established by manufacturers of such material and all the other reinforced concrete profile, which by calculation you can define your section .

For the lateral closing of the shed structure, the sizing was conducted in concrete masonry blocks for both media, and established a cantilever center to center pillar in its perpendicular direction.

After obtaining the final results of the calculations, hears a comparative analysis of the generated loads to the foundation according to the characteristics of the two materials and geometric methods exercised.

Keyword: *Pillars, roofing tiles, beams, trusses and scissors.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Detalhe estrutural do Galpão	15
Figura 2 - Vista superior do galpão	16
Figura 3 - Modelo treliça <i>Pratt</i> adotado para os cálculos.....	16
Figura 4 - Esquema estático de treliça simplesmente apoiada no pilar	17
Figura 5 - Mapa de isopletas.....	18
Figura 6 - Detalhe da geometria do galpão.....	22
Figura 7 - Ações do Vento nos sentidos 0° e 90°	23
Figura 8 - Ações do vento na cobertura a 0° e a 90°	23
Figura 9 - Esforços resultantes de cálculo no galpão	24
Figura 10 - Esforços resultantes de cálculo no galpão.....	24
Figura 11 - Característica da Telha.....	25
Figura 12 - Peso próprio na treliça realizado no ftool	26
Figura 13 - Esforço nas barras da treliças devido peso próprio.....	26
Figura 14 - Sobrecarga na treliça realizado no ftool.....	27
Figura 15 - Esforço nas barras da treliças devido sobrecarga	27
Figura 16 - Ações do vento a 0°	27
Figura 17 - Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 0°	28
Figura 18 - Ações do vento a 0°	28
Figura 19 - Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 0°	28
Figura 20 - Ações do vento a 90°	29
Figura 21 - Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°	29
Figura 22 - Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°	30
Figura 23 - Ações do vento a 90°	30
Figura 24 - Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°	31
Figura 25 - Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°	31
Figura 26 - Detalhe estrutural da treliça	41
Figura 27 - Seção do perfil (viga).....	43
Figura 28 - Esquema estático e carregamento no vão da viga.....	44
Figura 29 - Diagrama de momento fletor	44
Figura 30 - Detalhe de viga engastada em pilar	45
Figura 31 - Seção do perfil (pilar)	49
Figura 32 - Detalhe dos carregamentos em viga e pilar	50

Figura 33 - Comprimento de flambagem adotado	51
Figura 34 - Vista lateral dos pilares e viga de concreto	54
Figura 35 - Dimensão da seção transversal	55
Figura 36 - Comprimento de flambagem adotado	56
Figura 37 - Esquema estático e carregamento no vão da viga.....	57
Figura 38 - Diagrama de momento na viga	57
Figura 39 - Detalhe dos carregamentos em viga e pilar	58
Figura 40 - Detalhamento da armadura na seção transversal	61
Figura 41 - Dimensão da seção transversal	63
Figura 42 - Comprimento de flambagem adotado	63
Figura 43 - Esquema estático e carregamento no vão da viga.....	65
Figura 44 - Diagrama de momento na viga	65
Figura 45 - Detalhe dos carregamentos em viga e pilar	66
Figura 46 - Detalhamento da armadura na seção transversal	69
Figura 47 - Carregamento no longo da viga de concreto.....	69
Figura 48 - Diagrama de esforço cortante	69
Figura 49 - Diagrama de momento fletor	70

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades para dimensionamento do perfil C.....	33
Tabela 2 - Propriedades para dimensionamento do perfil C.....	37
Tabela 3 - Dimensionamento do banzo superior	39
Tabela 4 - Dimensionamento do banzo inferior	40
Tabela 5 - Dimensionamento do montante	40
Tabela 6 - Dimensionamento da diagonal	41
Tabela 7 - Resumo de perfis	41
Tabela 8 - Peso total das treliças.....	41
Tabela 9 - Peso total das telhas.....	41
Tabela 10 - Peso total da cobertura.....	42
Tabela 11 - Quantitativo de materiais da cobertura.....	42
Tabela 12 - Cálculo do peso da parede	44
Tabela 13 - Forças atuantes no topo da coluna.....	47
Tabela 14 - Cargas atuantes	55
Tabela 15 - Seção do pilar	55
Tabela 16 - Coeficientes aplicados	55
Tabela 17 - Cálculo do peso da parede	57
Tabela 18 - Peso próprio da viga	57
Tabela 19 - Cargas atuantes	62
Tabela 20 - Seção do pilar	62
Tabela 21 - Coeficientes aplicados	62
Tabela 22 - Cálculo do peso da parede	64
Tabela 23 - Peso próprio da viga	64
Tabela 24 - Resumo de Cargas	71

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO.....	13
2 – OBJETIVOS	14
2.1 - Objetivo Geral	14
2.2 - Objetivos Específicos.....	14
3 – GENERALIDADES	15
3.1 - Dados Preliminares do Projeto	15
3.2 - Características do Galpão	16
3.3 - Perfis utilizados	17
3.4 – Ações	17
3.5 - Carregamentos devido às ações do vento.....	18
3.6 - Velocidade básica do vento.....	18
3.7 - Fator topográfico	19
3.8 - Fator de rugosidade	19
3.9 - Fator estatístico.....	19
4 - CÁLCULO DA COBERTURA.....	20
5 - CARACTERÍSTICAS DA TELHA.....	25
6 - CARREGAMENTO NAS TELHAS DA COBERTURA.....	25
7 - CÁLCULO DA TRELIÇA.....	26
8 - DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS	32
9 - DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DAS TRELIÇAS.....	39
10 - DIMENSIONAMENTO DOS PILARES EM PERFIS SOLDADOS	42
10.1 - Cálculos da viga metálica engastada nos pilares.....	42
11 - DIMENSIONAMENTO DOS PILARES EM CONCRETO ARMADO.....	54
11.1 - Cálculos da viga de concreto engastada nos pilares.....	57
11.2 - Pilares de Canto.....	61
12 - DIMENSIONAMENTO DA VIGA	69
13 - ANÁLISES DOS RESULTADOS.....	71
14 – CONCLUSÃO.....	72
15 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	73
16 – PROGRAMAS UTILIZADOS.....	75
17 - APÊNDICE – PLANILHAS DE CÁLCULOS.....	76

1. INTRODUÇÃO

Atualmente a busca por um crescimento cada vez mais rápido aliado a competitividade, tem contribuído para o desenvolvimento do setor da construção civil, através da utilização de novos materiais e inovações tecnológicas. No mercado existe uma grande variedade de materiais e muitas possibilidades de combinações entre eles, mas a associação entre aço e concreto tem-se mostrado, ao longo dos anos, como uma das mais viáveis, tanto economicamente quanto sua disponibilidade para o uso.

O trabalho em conjunto das barras de aço inseridas em concreto, conhecido como concreto armado, é o que existe de mais usual em sistemas construtivos nas obras atualmente. Apesar disso, a necessidade de cumprir prazos cada vez mais curtos e a escassez de mão de obra vem motivando a substituição desse padrão construtivo tradicional por outras tecnologias, como as estruturas metálicas, onde os custos mais elevados dos elementos utilizados podem ser diluídos em menores prazos de execução, estrutura mais leve e menor carregamento para as fundações, além da possibilidade de se vencer maiores vãos.

Para o presente trabalho, foram adotadas dimensões usuais de um galpão de médio porte para fins comerciais ou industriais, onde foi estabelecida sua área, números de pilares, altura da edificação, distância entre pórticos e fechamento lateral. Os pilares foram calculados em dois métodos estruturais, sendo eles em perfis laminados e de concreto armado, sendo a combinação entre o concreto armado e cobertura em elementos metálicos é conhecida como estrutura mista, e para ambos os métodos foi definido o fechamento lateral em alvenaria com blocos de concreto.

O objetivo em calcular um galpão todo em estrutura metálica e de estrutura mista não foi apenas em obter seus resultados, sabendo que se trata de elementos estruturais diferentes, mas sim realizar uma análise comparativa dos esforços finais obtidos, tirando conclusões e descrevendo argumentos técnicos.

O processo de cálculo está de acordo com as seguintes normas:

- NBR-8800/86 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios;
- NBR-6123/88 – Forças Devidas ao Vento em Edificações;
- NBR-6118/03 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento;
- NBR 6120/80 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações;

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

O presente trabalho tem como objetivo apresentar o memorial de cálculo estrutural de todas as etapas de um galpão de uso comercial em cobertura metálica e realizar análise comparativa de carregamento inicial e final de pilares com características diferentes, impondo a mesma condição de cargas para ambos os métodos.

2.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar a estrutura de um galpão metálico e de estrutura mista para fins comerciais;
- Buscar soluções econômicas através de cálculos dos elementos estruturais;
- Analisar e comparar o carregamento inicial e final do galpão para cada situação calculada;

3. GENERALIDADES

3.1 Dados Preliminares do Projeto

- Cobertura em duas águas com tesoura em estrutura metálica;
- A cobertura será em telhas de aço trapezoidal (FT 25/1020), com 50 mm de espessura;
- Declividade da cobertura = $15^\circ = 27\%$
- As colunas serão calculadas em perfis metálicos e concreto armado;
- Os fechamentos das faces transversais são de alvenaria em blocos de concreto;
- Segundo a NBR 6123, a construção será considerada permeável;
- Os perfis serão laminados: MR – 250;
- Serão utilizados parafusos comuns: ASTM A – 307;
- Será utilizado para solda: eletrodo E60XX AWS;
- Local da construção: Três Corações-MG;
- Rugosidade do local = 4;
- Pé-direito = 6,0m;
- Largura da construção = 15,0 m;
- Comprimento da construção = 30,0 m.
- Área de Projeção: 450 m²

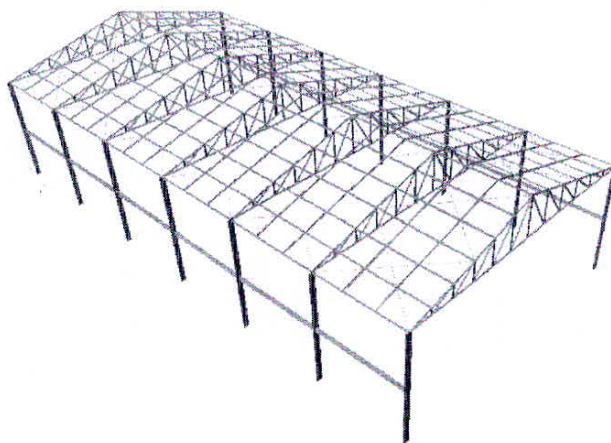


Figura 1: Detalhe estrutural do Galpão. – (Fonte própria).

3.2 Características do Galpão

O galpão é constituído por 7 pórticos planos e seus vãos são de 15 metros, com 5 metros de espaçamento entre eles, totalizando 30 metros de comprimento. Haverá contraventamento horizontal na cobertura da estrutura. Para o fechamento lateral será considerado alvenaria em blocos de concreto tanto para os pilares metálicos quanto para os pilares em concreto armado, e o modelo das treliças são do tipo simples apoiadas nos pilares.

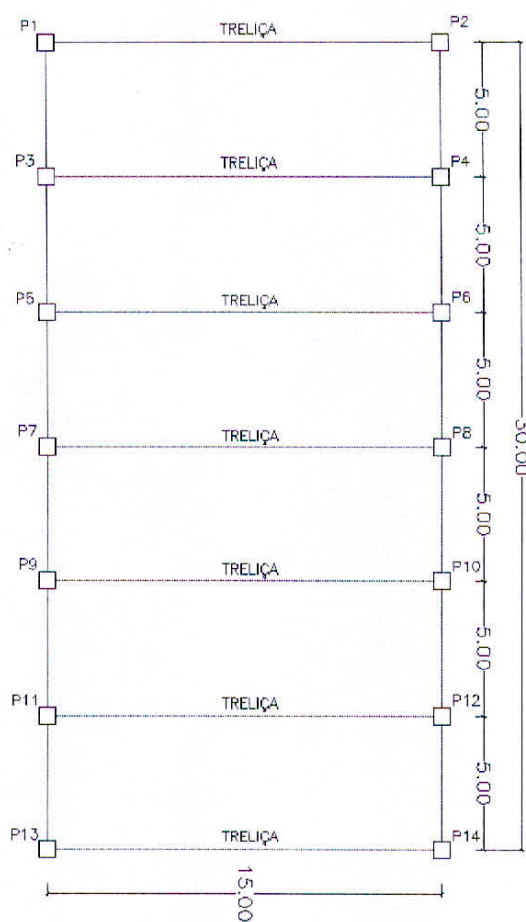


Figura 2: Vista superior do galpão - cotas em metros (m). – (Fonte própria).

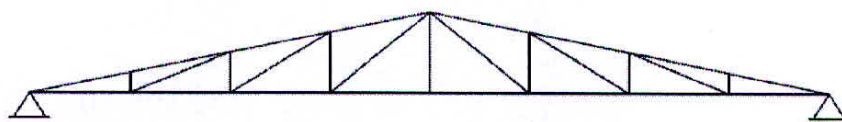


Figura 3: Modelo treliça *Pratt* adotado para os cálculos. – (Fonte própria).

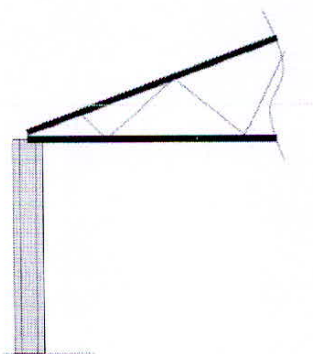


Figura 4: Esquema estático de treliça simplesmente apoiada no pilar. – (Fonte própria).

3.3 Perfis utilizados

Por serem em sua maioria industrializada, os perfis estruturais em aço possuem dimensões definidas em tabelas, onde empresas desse ramo informam as características geométricas necessárias para o dimensionamento de algum elemento estrutural, o que facilita muito na escolha da peça mais adequada para os cálculos.

Os perfis de aço utilizados nos cálculos do galpão foram os;

- Perfil “H”, utilizado nos pilares e vigas metálicas, pois apresenta grande inércia nos dois eixos transversais ao eixo principal da peça;
- Perfil “C”, utilizado nos banzos inferiores e superiores, montantes e diagonais das treliças e também nas terças.

3.4 Ações

A obtenção do projeto mais econômico e eficiente depende da correta obtenção das cargas atuantes na estrutura e principalmente do correto dimensionamento. Para tal estima-se as principais ações e quais destas podem agir em simultaneidade, gerando os maiores esforços na estrutura, formando o que se chama de envoltória de esforços. Busca-se o dimensionamento a fim de fazer com que a estrutura resista a tais carregamentos, garantindo conforto e durabilidade. Uma má determinação das cargas atuantes pode gerar uma estrutura superdimensionada (consequentemente não econômica) ou levar a estrutura ao colapso quando agem cargas de magnitudes maiores que as consideradas.

As ações na estrutura podem ser classificadas em:

- Cargas permanentes;
- Cargas acidentais;

- Cargas de vento;
- Outras ações que geram esforços; como variação térmica, recalque de fundação, etc.
- Para obtenção das cargas deste trabalho foi seguido o que preconiza a NBR 6120/80.

3.5 Carregamentos devido às ações do vento

O vento tem grande influência no dimensionamento de estruturas metálicas. Assim tomou-se cuidado para o correto levantamento das magnitudes das solicitações provocadas pelo vento, levando-se em consideração as recomendações da NBR-6123/88.

3.6 Velocidade básica do vento

De acordo com o mapa de isopletas, de autoria do professor Ivo José Padaratz, publicada na NBR6123/88, o vento com velocidade básica na região do projeto é de 35 m/s. Os passos para obtenção da pressão de projeto são prescritos na NBR 6123/88.

$V = 35 \text{ m/s}$.

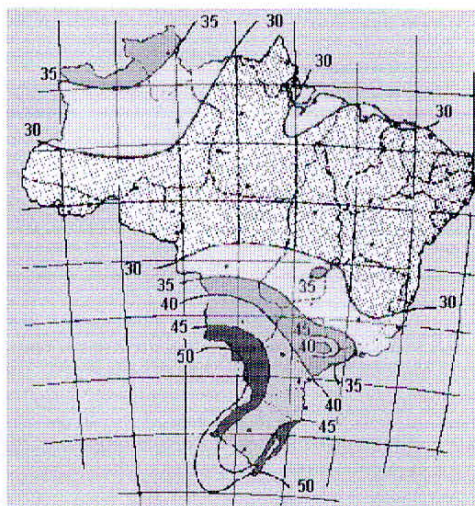


Figura 5: Mapa de isopletas

Fonte: NBR 6123/88. Autor: Ivo José Padaratz

3.7 Fator topográfico

O fator topográfico é determinado conforme as variações do relevo onde a edificação está localizada. Observando-se as características da região e considerando-se a topografia plana, sendo então, o fator $S1 = 1,0$.

3.8 Fator de rugosidade

Para a determinação deste fator, a rugosidade do terreno foi dividida em cinco categorias e as dimensões da edificação em três classes. O galpão está voltado para terrenos planos ou ondulado, portanto implicam no uso do fator $S2 = 0,90$, pois sua altura é maior que 5 metros, o que caracteriza CATEGORIA III, e seu comprimento igual a 30 metros, sendo então, CLASSE B.

3.9 Fator estatístico

Este fator considera o grau de segurança e a vida útil do prédio. Considera-se o fator $S3 = 1,0$, (GRUPO 3), pois o uso da edificação implica em alto fator de ocupação, visto que o mesmo se destina ao uso diário de atividades comerciais.

4. CÁLCULO DA COBERTURA

Os cálculos de esforços devido às ações do vento nas edificações foram realizados através do programa Visual Ventos da FEAR- Faculdade de Passo Fundo.

Relatório gerado pelo programa;

Dados Geométricos

$$b = 15,00 \text{ m}$$

$$a = 30,00 \text{ m}$$

$$b1 = 2 * h$$

$$b1 = 2 * 6,00$$

$$b1 = 12,00\text{m}$$

ou

$$b1 = b/2$$

$$b1 = 15,00/2$$

$$b1 = 7,50\text{m}$$

Adota-se o menor valor, portanto;

$$b1 = 7,50 \text{ m}$$

$$a1 = b/3$$

$$a1 = 15,00/3$$

$$a1 = 5,00\text{m}$$

ou

$$a1 = a/4$$

$$a1 = 30,00/4$$

$$a1 = 7,50\text{m}$$

Adota-se o maior valor, porém $a1 \leq 2 * h$

$$2 * 6,00 = 12,00 \text{ m}$$

Portanto

$$a1 = 7,50 \text{ m}$$

$$a2 = (a/2) - a1$$

$$a2 = (30,00/2) - 7,50$$

$$a2 = 7,50 \text{ m}$$

$$h = 6,00 \text{ m}$$

$$h_1 = 2,01 \text{ m}$$

$$\beta = 15,00^\circ$$

$$d = 5,00 \text{ m}$$

Área das aberturas

Fixas

$$\text{Face A1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face C1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face C2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face D1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face D2} = 0,00 \text{ m}^2$$

Movéis

$$\text{Face A1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face A3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face B3} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face C1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face C2} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face D1} = 0,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Face D2} = 0,00 \text{ m}^2$$

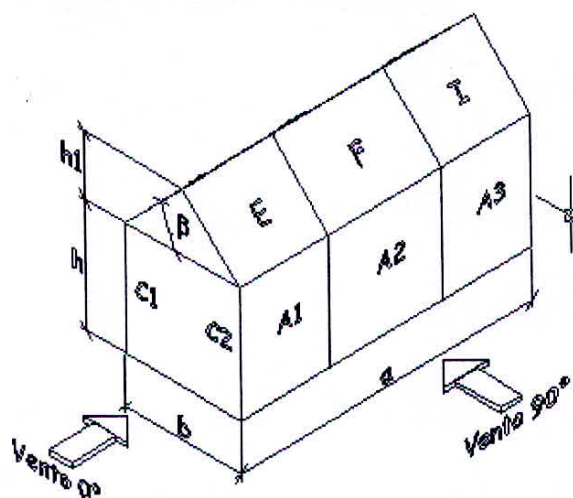


Figura 6: Detalhe da geometria do galpão

Fonte: Programa Visual Ventos

Velocidade básica do vento

$$V_o = 35,00 \text{ m/s}$$

Fator Topográfico (S1)

Terreno plano ou fracamente acidentado

$$S_1 = 1,00$$

Fator de Rugosidade (S2)

Categoria IV

Classe B

Parâmetros retirados da Tabela 2 da NBR6123/88 que relaciona Categoria e Classe

$$b = 0,85$$

$$Fr = 0,98$$

$$p = 0,13$$

$$S_2 = b * Fr * (z/10)^{exp p}$$

$$S_2 = 0,85 * 0,98 * (8,01/10)^{exp 0,13}$$

$$S_2 = 0,81$$

Fator Estático (S3)

Grupo 3

$$S_3 = 0,95$$

Coefficiente de pressão externa

Paredes

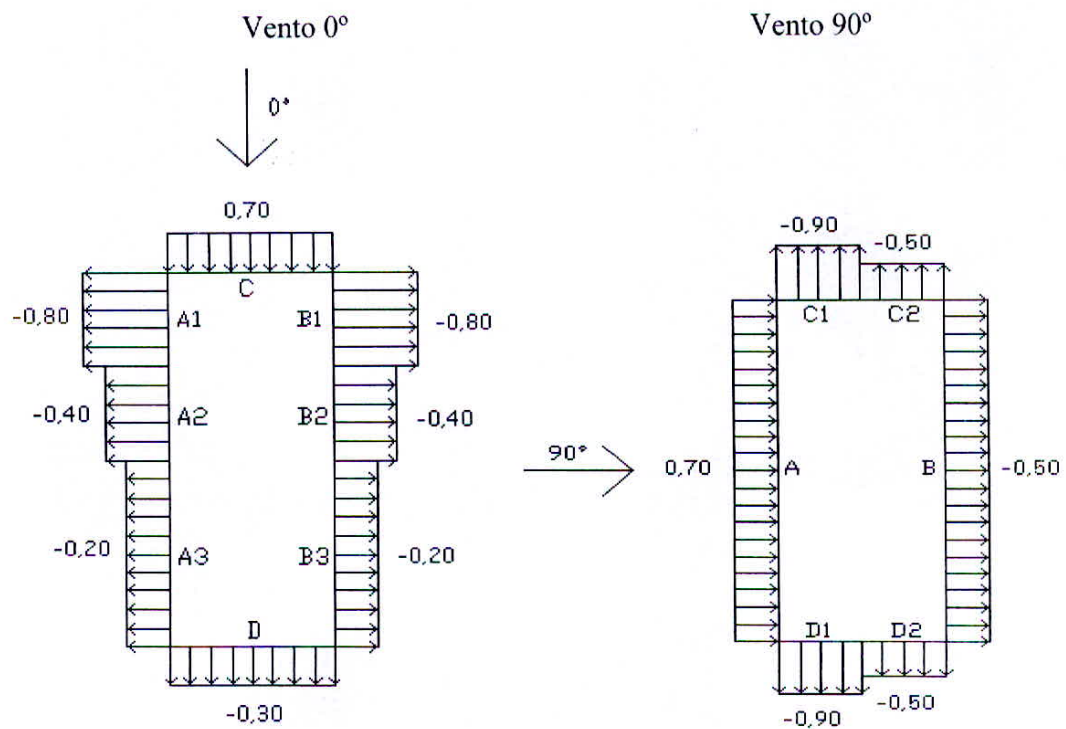


Figura 7: Ações do Vento nos sentidos 0° e 90°

Telhado

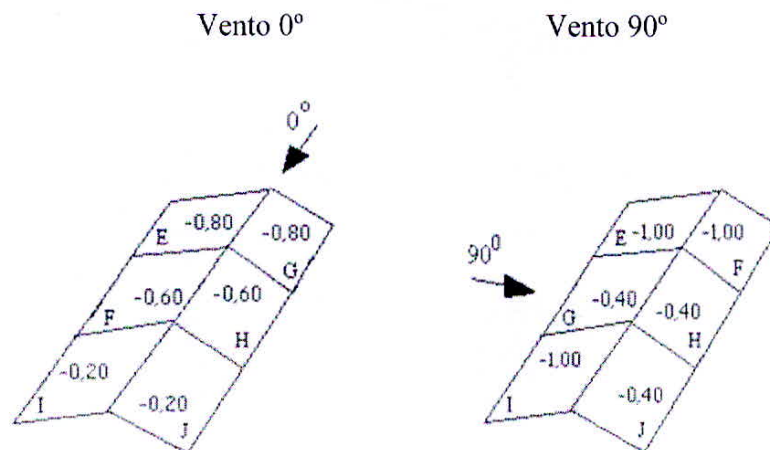


Figura 8: Ações do vento na cobertura a 0° e a 90°

$C_{pe} \text{ médio} = -1,00$

Coefficiente de pressão interno

$C_{pi} 1 = 0,20$

$C_{pi} 2 = -0,30$

Velocidade Característica de Vento

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3$$

$$V_k = 35,00 * 1,00 * 0,81 * 0,95$$

$$V_k = 26,94 \text{ m/s}$$

Pressão Dinâmica

$$q = 0,613 * V_k^2$$

$$q = 0,613 * 26,94^2$$

$$q = 0,44 \text{ kN/m}^2$$

Esforços Resultantes

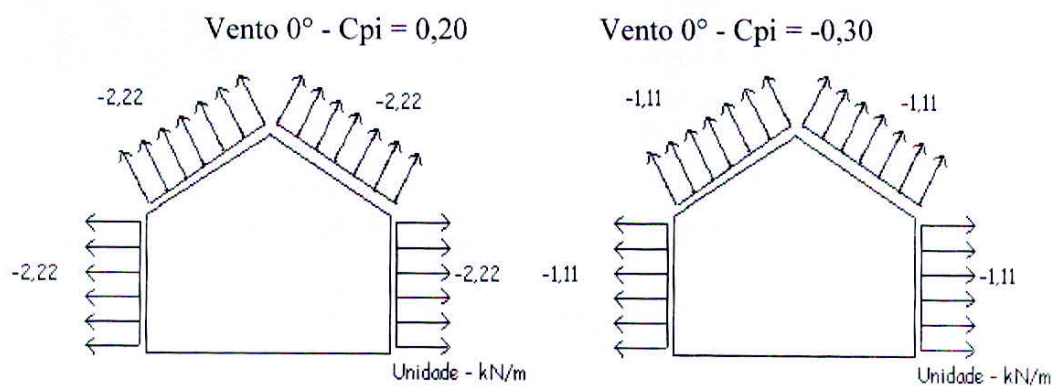


Figura 9: Esforços resultantes de cálculo no galpão

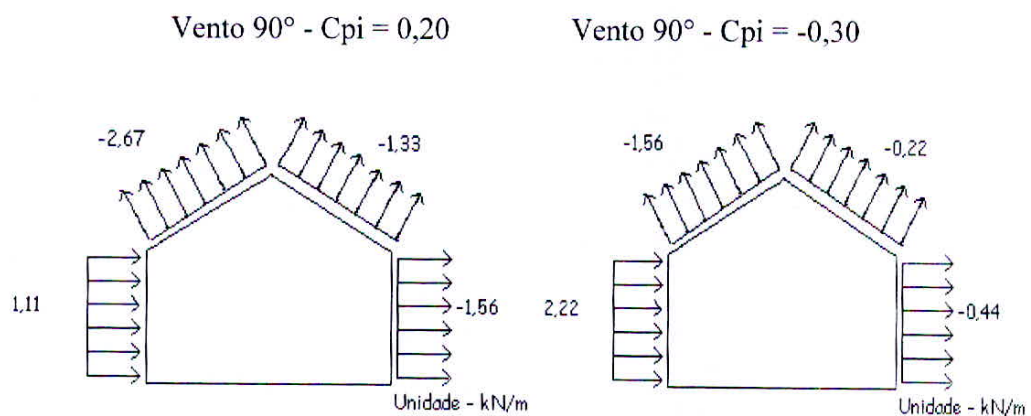


Figura 10: Esforços resultantes de cálculo no galpão

5. CARACTERÍSTICAS DA TELHA

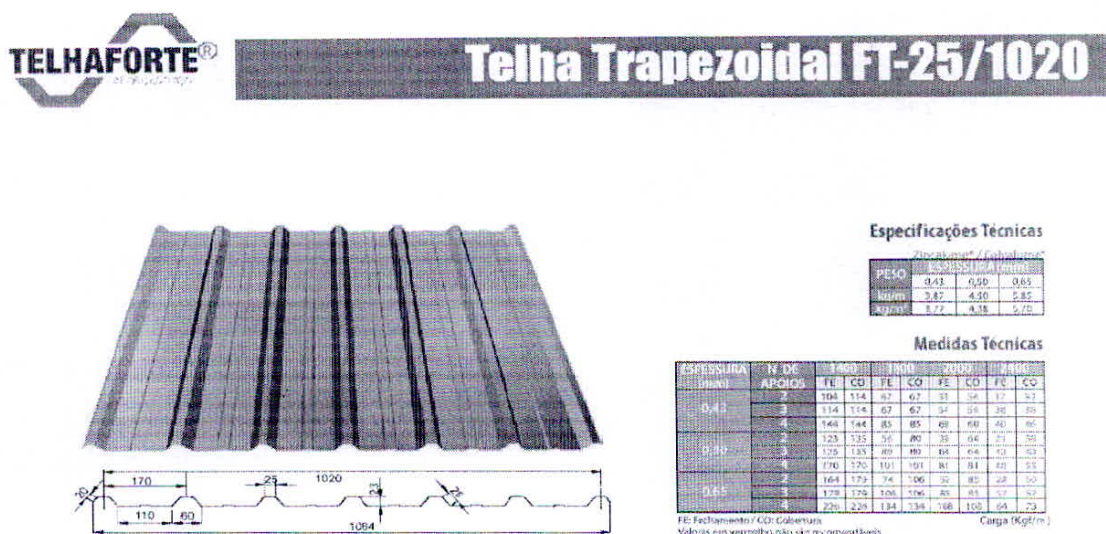


Figura 11: Característica da Telha

Fonte: Telha Forte Ltda.

TELHA: Trapezoidal FT 25/1020 (NBR 14.514)

Espessura: 0,50mm

Nº de Apoios adotado – 4 apoios

6. CARREGAMENTO NAS TELHAS DA COBERTURA

Peso Próprio (PP) = 43,8 N/m²

Sobrecarga (SC) = 250 N/m²

Total: 293,8 N/m²

Vento (Cpe + Ci) = -1.6 x 0,44 x 10³ = -704 N/m²

Combinações de Carregamento:

Carregamento 1 = PP + SC = 43,8 + 250 = 293,8 N/m²

Carregamento 2 = PP + Vento = 43,8 – 704 = - 660,2 N/m²

- Para carregamento de 660,2 N/m², e para uma flecha máxima de L/120, o fabricante da telha fornece o vão máximo entre terças de 2,40.
- Afastamento de terças adotado $7,76 / 6 = 1,29$ m

7. CÁLCULO DA TRELIÇA

- Peso Próprio

Estimativa do peso próprio da tesoura pela fórmula de Pratt;

$$g_T = 2,3 \times (1 + 0,33 \times L)$$

$L \Rightarrow$ vão da treliça em metros;

$g_T \Rightarrow$ peso próprio da treliça em Kgf/m^2 ;

$$g_T = 2,3 \times (1 + 0,33 \times 15)$$

$$g_T = 13,685 \text{ Kg/m}^2$$

$$g_T = 137 \text{ N/m}^2$$

Treliça $= 137 \text{ N/m}^2$

Terças $= 60 \text{ N/m}^2$

Contraventamentos + Correntes $= 10 \text{ N/m}^2$

$$P_{p\text{Estrutura}} = 197 \text{ N/m}^2$$

Telhas $= 60 \text{ N/m}^2$

$$P_{p\text{Total}} = 257 \text{ N/m}^2$$

PESO PRÓPRIO g' e g'' :

$$g' = 257 \times 1,32/2 \times 5 = 1.272,15 \text{ N} \text{ ----- } 848,1 \text{ KN}$$

$$g'' = 257 \times 1,32 \times 5 = 2.544,3 \text{ N} \text{ ----- } 1.735 \text{ KN}$$

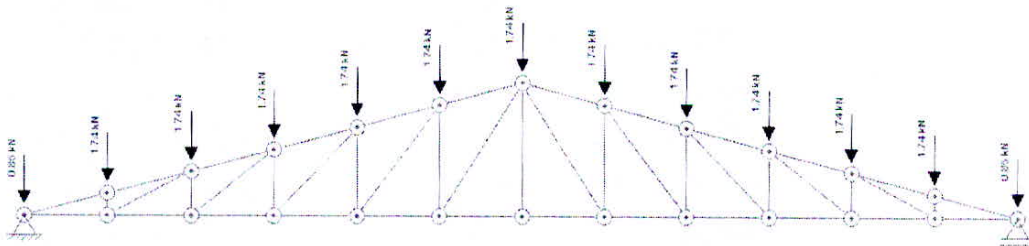


Figura 12: Peso próprio na treliça realizado no ftool

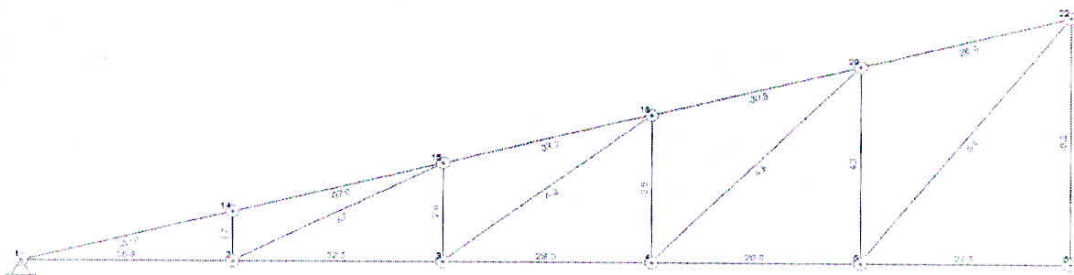


Figura 13: Esforço nas barras da treliças devido peso próprio

Sobrecarga:

$$q = 250 \text{ N/m}^2$$

$$q' = 250 \cdot 1,32/2 \cdot 5 = 0,825 \text{ KN}$$

$$q'' = 250 \cdot 1,32 \cdot 5 = 1,650 \text{ KN}$$

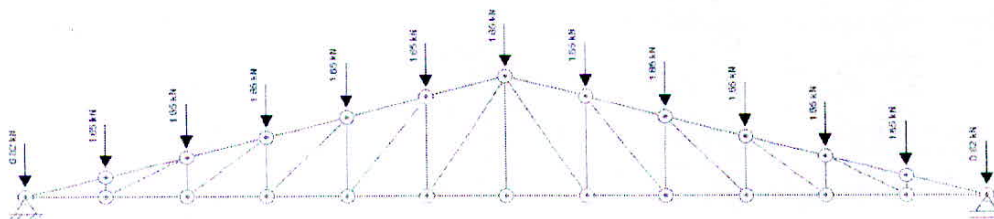


Figura 14: Sobrecarga na treliça realizado no ftool

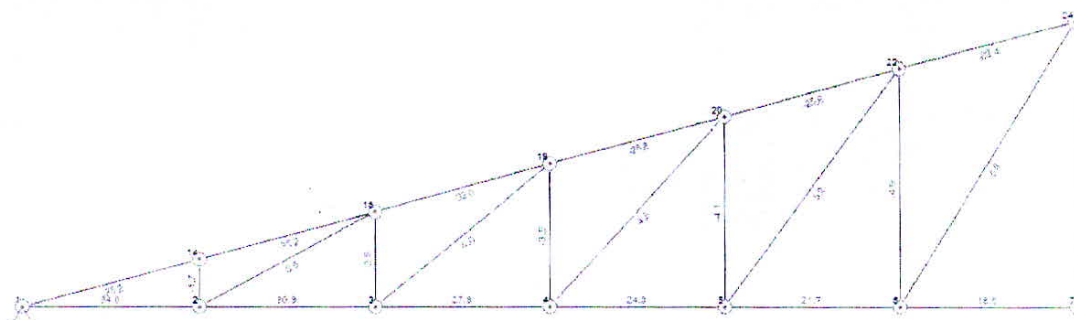


Figura 15: Esforço nas barras da treliças devido sobrecarga

Ações do Vento nas Terças

Vento 0° - $C_{pi} = 0,20$

$$V = -2,22 \text{ KN/m}$$

Y

$$q = 2,22 \times 7,90/6 = 2,92 \text{ KN}$$

$$q_v'' = 2,92 \times \cos 15^\circ$$

$$q_v'' = 2,82 \text{ KN}$$

$$q_v' = 1,41 \text{ KN}$$

X

$$q = 2,22 \times 7,90/4 = 2,92 \text{ KN}$$

$$q_v'' = 2,92 \times \sin 15^\circ$$

$$q_v'' = 0,756 \text{ KN}$$

$$q_v' = 0,38 \text{ KN}$$

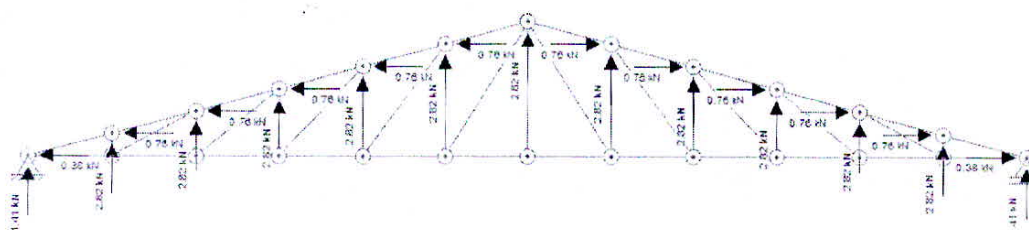


Figura 16: Ações do vento a 0°

Vento 90° - Cpi = 0,20

V1 = - 2,67 KN/m

V2 = - 1,33 KN/m

Y

$$q = 2,67 \times 7,90/6 = 3,52 \text{ KN}$$

$$qv'' = 3,52 \times \cos 15^\circ$$

$$qv'' = 3,40 \text{ KN}$$

$$qv' = 1,70 \text{ KN}$$

X

$$q = 2,67 \times 7,90/6 = 3,52 \text{ KN}$$

$$qv'' = 3,52 \times \sin 15^\circ$$

$$qv'' = 0,91 \text{ KN}$$

$$qv' = 0,45 \text{ KN}$$

Y

$$q = 1,33 \times 7,90/6 = 1,75 \text{ KN}$$

$$qv'' = 1,75 \times \cos 15^\circ$$

$$qv'' = 1,69 \text{ KN}$$

$$qv' = 0,85 \text{ KN}$$

X

$$q = 1,33 \times 7,90/6 = 1,75 \text{ KN}$$

$$qv'' = 1,75 \times \sin 15^\circ$$

$$qv'' = 0,45 \text{ KN}$$

$$qv' = 0,23 \text{ KN}$$

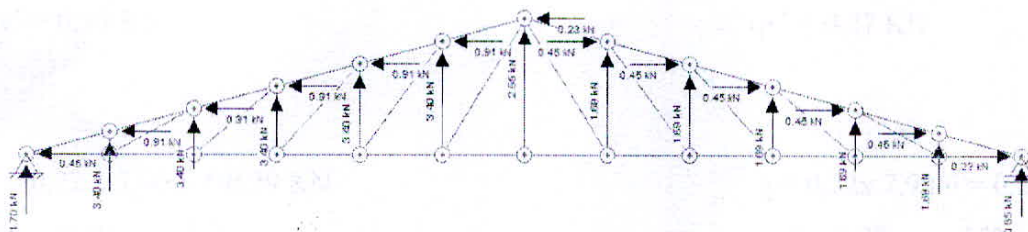


Figura 20: Ações do vento a 90°

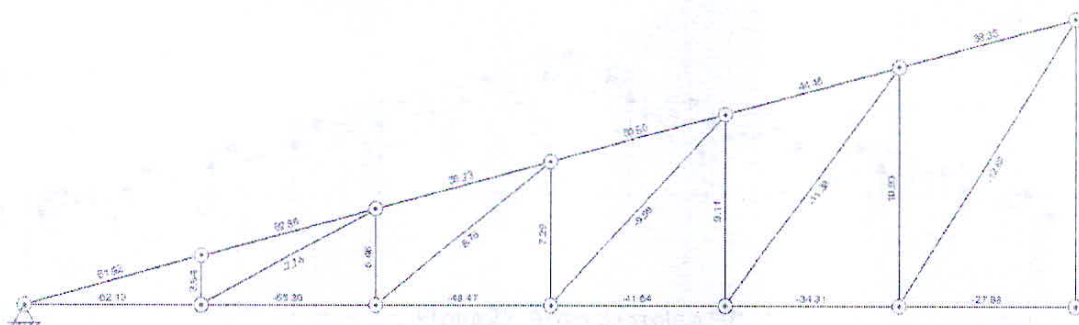


Figura 21: Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°

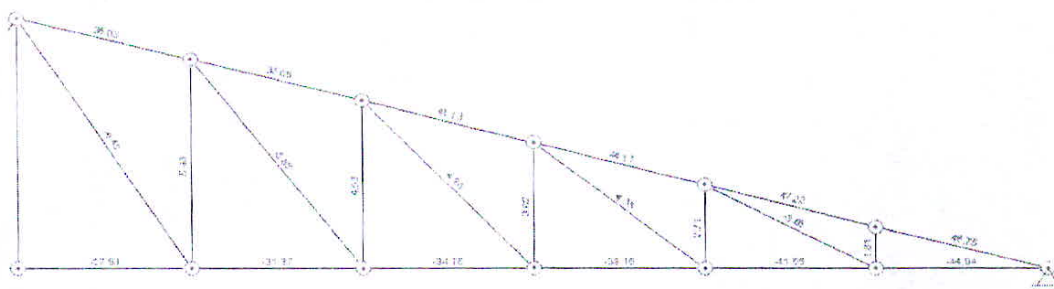


Figura 22: Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°

Vento 90° - $C_{pi} = -0,30$

$V_1 = -1,56 \text{ KN/m}$

$V_2 = -0,22 \text{ KN/m}$

Y

$q = 1,56 \times 7,90/6 = 2,05 \text{ KN}$

$q_{v''} = 2,05 \times \cos 15^\circ$

$q_{v''} = 1,98 \text{ KN}$

$q_{v'} = 0,99 \text{ KN}$

X

$q = 1,56 \times 7,90/6 = 2,05 \text{ KN}$

$q_{v''} = 2,05 \times \sin 15^\circ$

$q_{v''} = 0,53 \text{ KN}$

$q_{v'} = 0,27 \text{ KN}$

Y

$q = 0,22 \times 7,90/6 = 0,29 \text{ KN}$

$q_{v''} = 0,29 \times \cos 15^\circ$

$q_{v''} = 0,28 \text{ KN}$

$q_{v'} = 0,14 \text{ KN}$

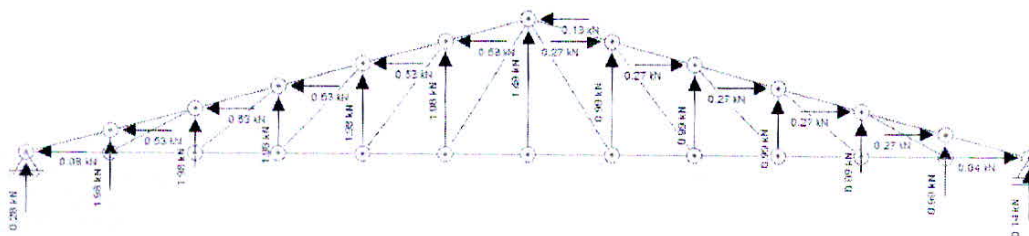
X

$q = 0,22 \times 7,90/6 = 0,29 \text{ KN}$

$q_{v''} = 0,29 \times \sin 15^\circ$

$q_{v''} = 0,075 \text{ KN}$

$q_{v'} = 0,038 \text{ KN}$



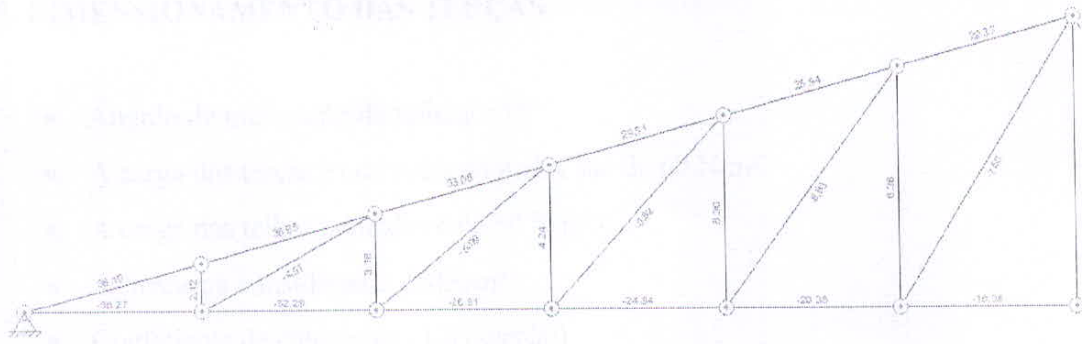


Figura 24: Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°

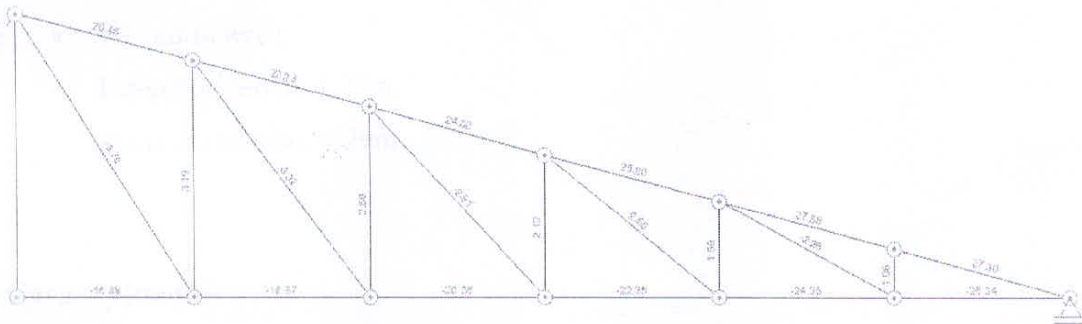


Figura 25: Esforço nas barras da treliça devido ações do vento a 90°

8. DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS

- Ângulo de inclinação do telhado: 15°
- A carga das terças e correntes adotadas são de 60 N/m^2
- A carga das telhas adotadas é de 60 N/m^2
- Sobrecarga considerada: 250 N/m^2
- Coeficiente de cálculo de $-1,6$ (sucção)
- Pressão dinâmica do vento: $q = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- Vão das terças:
em torno de x: $500,00 \text{ cm}$
em torno de y: $200,00 \text{ cm}$ (uma corrente intermediária)
- Vão entre terça:
Plano horizontal: $1,25 \text{ m}$
Plano do telhado: $1,29 \text{ m}$

Cargas atuantes

- PP (terça + tirante) = $60 \times 1,25 = 75 \text{ N/m}$
- PP (telhas) = $43,8 \times 1,25 = 54,75 \text{ N/m}$
- Total = $129,75 \text{ N/m}$

- SC (sobrecarga) = $250 \times 1,25 = 312,5 \text{ N/m}$
- Vento = $-1,6 \times 440 \times 1,29 = -908,16 \text{ N/m}$

Combinações de carregamento

- Cargas verticais: peso próprio e sobrecarga;
 - Carga ortogonal ao plano da cobertura: vento
- $$(PP + SC) q_y = (129,75 + 312,5) \times \cos 15^\circ = 427,18 \text{ N/m}$$
- $$q_x = (129,75 + 312,5) \times \sin 15^\circ = 114,46 \text{ N/m}$$
- $$(PP + VENTO) q_y = (129,75 \times \cos 15^\circ - 908,16) = -782,83 \text{ N/m}$$
- $$q_x = (129,75 \times \sin 15^\circ) = 33,58 \text{ N/m}$$

Esforços internos solicitantes

$$(PP + SC) M_x = (q_y \times L^2)/8 = (427,18 \times 5^2)/8 = 1334,94 \text{ N.m}$$

$$M_y = (q_x \times L^2)/8 = (114,46 \times 2,0^2)/8 = 57,23 \text{ N.m}$$

$$(PP + VENTO) M_x = (q_y \times L^2)/8 = (782,83 \times 5^2)/8 = 2446,34 \text{ N.m}$$

$$M_y = (q_x \times L^2)/8 = (33,58 \times 2,0^2)/8 = 16,79 \text{ N.m}$$

$$V_{\text{máx.}} = q \times L/2 = 782,83 \times 5/2 = 1957 \text{ N}$$

Pré-dimensionamento da terça

$$lt/60 \leq h \leq lt/40$$

$$500/60 \leq h \leq 500/40$$

$$8,33 \text{ cm} \leq h \leq 12,50 \text{ cm}$$

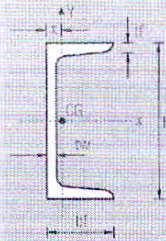


Tabela E.3 — Perfil C
Propriedades para dimensionamento

H	P	A	b _f	t _f	t _w	EIXO X-X			EIXO Y-Y			x	α	
						I	W	r	I	W	r			
pol	cm	kg/m	cm ²	cm	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	-
3"	7,62	6,11	7,78	3,58	0,69	0,432	68,9	18,1	2,98	8,2	3,32	1,03	1,11	276
		7,44	9,48	3,80	0,69	0,655	77,2	20,3	2,85	10,3	3,82	1,04	1,11	293
		8,93	11,40	4,05	0,69	0,904	86,3	22,7	2,75	12,7	4,39	1,06	1,16	313
4"	10,16	7,95	10,10	4,01	0,75	0,457	159,5	31,4	3,97	13,1	4,61	1,14	1,16	252
		9,30	11,90	4,18	0,75	0,627	174,4	34,3	3,84	15,5	5,10	1,14	1,15	260
		10,80	13,70	4,37	0,75	0,813	190,6	37,5	3,73	18,0	5,61	1,15	1,17	273

Tabela 1: Propriedades para dimensionamento do perfil C

Adotando a terça com o perfil C de 4" :

10,16 cm x 9,30 Kg/m

$$G_{\text{terça}} = 9,30/1,29.10 = 72,09 \text{ N/m}^2$$

Verificação da terça - Flambagem local da alma (FLA)**Eixo de maior inércia**

$$\lambda = h/t_w = 10,16 - 2 \times 0,75 / 0,627$$

$$\lambda = 13,81$$

$$\lambda_p = 3,76 \times \text{raiz}(E/f_y) = 3,76 \times \text{raiz}(200000/250) = 106,35$$

$$\text{Como } \lambda < \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rd} = M_{pl}/\gamma_{a1}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1,12 \cdot W_x \cdot f$$

$$M_{pl} = 1,12 \cdot 34,3 \cdot 25 = 960,4 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/\gamma_{a1}$$

$$M_{Rd} = 960,4/1,1 = 873,09 \text{ KN.cm}$$

Verificação da terça - Flambagem local da mesa (FLM)**Eixo de maior inércia**

$$\lambda = b_f/t_f = 4,18/0,75 = 5,57$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \text{raiz}(200000/250) = 10,75$$

$$\text{Como } \lambda < \lambda_p \quad \longrightarrow \quad M_{Rd} = M_{pl}/\gamma_{a1}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1,12 \cdot W_x \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 1,12 \cdot 34,3 \cdot 25 = 960,4 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/\gamma_{a1}$$

$$M_{Rd} = 960,4/1,1 = 873,09 \text{ KN.cm}$$

Verificação da terça

- Momento fletor resistente

Eixo de maior inércia(x)

Verificação da flambagem lateral com torção

$L_b = 0 \rightarrow$ travada nas telhas

$$M_{Rd} = M_{pl} / \gamma_{a1} = 873,09 \text{ KN.cm}$$

Verificação da terça - Flambagem local da mesa (FLM)

Eixo de menor inércia

$$\lambda = h/t_w = 10,16 - 2 \times 0,75 / 0,627$$

$$\lambda = 13,81$$

$$\lambda_p = 0,38 \times \text{raiz}(200000/250) = 10,75$$

$$\lambda_r = 0,83 \times \text{raiz}(E / (0,70 \times f_y)) = 0,83 \times \text{raiz}(200000 / (0,70 \times 250)) = 28,06$$

$$M_r = (0,7 \times f_y) \times W_y = (0,7 \times 25) \times 5,1 = 89,25 \text{ KN.cm}$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$

$$M_{pl} = Z_y \times f_y = 1,12 \times W_y \times f_y = 1,12 \times 5,10 \times 25 = 142,8 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = 1/\gamma_{a1} \times \{M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times [(\lambda - \lambda_p)/(\lambda_r - \lambda_p)]\}$$

$$M_{Rd} = 1/1,1 \times \{142,8 - (142,8 - 89,25) \times [(13,81 - 10,75)/(28,06 - 10,75)]\}$$

$$M_{Rd} = 133,33 \text{ KN.cm}$$

Verificação da terça - Flambagem local da alma (FLA)

Eixo de menor inércia

$$\lambda = b_f/t_f = 4,18 / 0,75 = 5,57$$

$$\lambda_p = 1,12 \times \text{raiz}(200000/250) = 31,68$$

Como $\lambda < \lambda_p \rightarrow M_{Rd} = M_{pl} / \gamma_{a1}$

$$M_{pl} = Z_y \times f_y = 1,12 \times W_y \times f_y = 1,12 \times 5,10 \times 25 = 142,8 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} / \gamma_{a1}$$

$$M_{Rd} = 142,8 / 1,1 = 129,82 \text{ KN.cm}$$

Resumo das verificações**Eixo de maior momento de inércia**

FLA: $M_{rd} = 873,09 \text{ KN.cm}$

FLM: $M_{rd} = 873,09 \text{ KN.cm} \quad \Rightarrow \quad M_{rd} = 873,09 \text{ KN.cm}$

FLT: $M_{rd} = 873,09 \text{ KN.cm}$

Eixo de menor momento de inércia

FLA: $M_{rd} = 129,82 \text{ KN.cm}$

FLM: $M_{rd} = 133,33 \text{ KN.cm} \quad \Rightarrow \quad M_{rd} = 133,33 \text{ KN.cm}$

Verificação do esforço combinado (NBR 8800 - item 5.6.1.3)

$$M_{s,dx}/M_{r,dx} + M_{s,dy}/M_{r,dy} \leq 1$$

Carregamento: PP + SC

$$1,4 \times 133,94 / 873,09 + 1,4 \times 5,72 / 133,33 = 0,21 + 0,06 = \mathbf{0,27} \leq 1$$

Carregamento: PP + VENTO

$$1,4 \times 244,63 / 873,09 + 1,4 \times 1,68 / 133,33 = 0,39 + 0,017 = \mathbf{0,41} \leq 1$$

Perfil atende com relativa folga.**Dimensionamento de Vigas - Flexão simples****Esforço cortante**

$$\lambda = h/t_w = 10,16 - 2 \times 0,75 / 0,627$$

$$\lambda = 13,81$$

$$a/h = 5000/86,6 = 57,73$$

$$K_v = 5,0$$

$$\lambda_p = 1,1 \times \text{raiz}(K_v \times E / f_y) = 1,1 \times \text{raiz}(5,0 \times 200000 / 250) = 69,57$$

Como $\lambda < \lambda_p \rightarrow V_{Rd} = V_{pl}/\gamma_{a1}$

$$A_w = d \times t_w = 10,16 \times 0,627 = 6,37 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times 6,37 \times 25 = 95,55 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = V_{pl}/\gamma_{a1} = 95,55 / 1,1 = 86,86 \text{ KN}$$

Como $V_{rd} = 86,86 \text{ KN} > V_{sd} = 1,4 \times 1,96 = 2,74 \text{ KN} \rightarrow$ Perfil atende.

Verificação da flecha máxima

Flecha admissível: $F_{\text{máx.}} = L/180 = 500/180 = 2,78 \text{ cm}$

Flecha prevista: $F = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 0,00427 \times 500^4 / 384 \times 20000 \times 174,4 = 0,99 \text{ cm}$

$F = 0,99 \text{ cm} < F_{\text{máx.}} = 2,78 \text{ cm KN} \rightarrow$ Perfil atende com folga.

Otimização da terça

2º Dimensionamento da terça

$$lt/60 \leq h \leq lt/40$$

$$500/60 \leq h \leq 500/40$$

$$8,33 \text{ cm} \leq h \leq 12,50 \text{ cm}$$

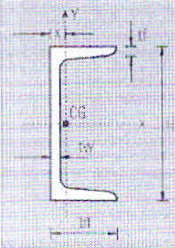


Tabela E.3 — Perfil C
Propriedades para dimensionamento

H	P	A	b _f	t _f	t _w	EIXO X-X			EIXO Y-Y			x	α	
						I	W	r	I	W	r			
pol	cm	kg/m	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	-	
3"	7,62	6,11	7,78	3,58	0,69	0,432	68,9	18,1	2,98	8,2	3,32	1,03	1,11	276
		7,44	9,48	3,80	0,69	0,655	77,2	20,3	2,85	10,3	3,82	1,04	1,11	293
		8,93	11,40	4,05	0,69	0,904	86,3	22,7	2,75	12,7	4,39	1,06	1,16	313

Tabela 2: Propriedades para dimensionamento do perfil C

Adotando a terça com o perfil C de 3" :

7,62 cm x 8,93 Kg/m

$$G_{\text{terça}} = 8,93 / 1,29 \cdot 10 = 69,22 \text{ N/m}^2$$

Dimensionamento de Vigas - Flexão simples

Esforço cortante

$$\lambda = h/t_w = 7,62 - 2 \times 0,69 / 0,904$$

$$\lambda = 5,96$$

$$a/h = 5000/62,4 = 80,13$$

$$K_v = 5,0$$

$$\lambda_p = 1,1 \times \text{raiz}(K_v \times E / f_y) = 1,1 \times \text{raiz}(5,0 \times 200000 / 250) = 69,57$$

Como $\lambda < \lambda_p \rightarrow V_{Rd} = V_{pl}/\gamma_{al}$

$$A_w = d \times t_w = 7,62 \times 0,904 = 6,89 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times 6,89 \times 25 = 103,35 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = V_{pl}/\gamma_{al} = 103,35 / 1,1 = 93,95 \text{ KN}$$

Como $V_{rd} = 93,95 \text{ KN} > V_{sd} = 1,4 \times 1,96 = 2,74 \text{ KN} \rightarrow$ Perfil atende.

Verificação da flecha máxima

Flecha admissível: $F_{m\acute{a}x.} = L/180 = 500/180 = 2,78 \text{ cm}$

Flecha prevista: $F = 5ql^4 / 384 EI = 5 \times 0,00614 \times 500^4 / 384 \times 20000 \times 86,3 = 2,89 \text{ cm}$

$F = 2,89 \text{ cm} > F_{m\acute{a}x.} = 2,78 \text{ cm} \rightarrow$ Perfil não atende.

Resultados:

O perfil 10,16 cm x 7,95Kg/m atendeu todas as verificações e será adotado para os cálculos do galpão.

9. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DAS TRELIÇAS

Foram adotados para os cálculos os perfis tipo C para as barras do banzo superior, inferior, montante e diagonais, os resultados são demonstrados nas tabelas a seguir:

DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
AÇO MR 250	E = 200000 MPa	$\lambda_{\text{máx}} = 200$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	Q = 1	$\gamma = 1,4$	$r \geq l_e/200$
POSICÃO	CARGA (KN)	Q	ESFORÇO	BARRA	MEDIDA (cm)	r
BANZO SUPERIOR	97,46	1,0	COMPRESSÃO	1 A 10	129,00	0,645
$\lambda = l_e/i \leq \lambda_{\text{máx}} = 200$	r (cm) Adotar	1,03	$b/t_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{20000/200}$	b/tlim =		42,14
1º PERFIL ADOTADO PARA BANZO SUPERIOR						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	γ_{a1}	I _y (cm ⁴)	$\lambda < 200$
C	611	7,78	1,03	1,1	8,2	OK
λ_0	λ_0	Ne (KN)	$0,658\lambda_0^2$	Ne,Rd (KN)	Ne,Sd (KN)	Ne,Sd > Ne,Rd
1,41	$1,41 < 1,5$	97,26	0,43	76,56	136,444	Perfil Não Atende
2º PERFIL ADOTADO PARA BANZO SUPERIOR						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	γ_{a2}	I (cm ⁴)	λ
C	744	9,48	1,04	1,1	10,3	OK
λ_0	λ_0	Ne (KN)	$0,658\lambda_0^2$	Ne,Rd (KN)	Ne,Sd (KN)	Ne,Sd > Ne,Rd
1,39	$1,39 < 1,5$	122,17	0,44	95,66	136,444	Perfil Não Atende
3º PERFIL ADOTADO PARA BANZO SUPERIOR						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	γ_{a3}	I (cm ⁴)	λ
C	893	11,4	1,06	1,1	12,7	OK
λ_0	λ_0	Ne (KN)	$0,658\lambda_0^2$	Ne,Rd (KN)	Ne,Sd (KN)	Ne,Sd > Ne,Rd
1,38	$1,38 < 1,5$	150,64	0,45	117,37	136,444	Perfil Não Atende
4º PERFIL ADOTADO PARA BANZO SUPERIOR						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	γ_{a4}	I (cm ⁴)	λ
C	795	10,1	1,14	1,1	13,1	OK
λ_0	λ_0	Ne (KN)	$0,658\lambda_0^2$	Ne,Rd (KN)	Ne,Sd (KN)	Ne,Sd > Ne,Rd
1,27	$1,27 < 1,5$	155,38	0,51	116,27	136,444	Perfil Não Atende
5º PERFIL ADOTADO PARA BANZO SUPERIOR						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	γ_{a5}	I (cm ⁴)	λ
C	930	11,9	1,14	1,1	15,5	OK
λ_0	λ_0	Ne (KN)	$0,658\lambda_0^2$	Ne,Rd (KN)	Ne,Sd (KN)	Ne,Sd > Ne,Rd
1,27	$1,27 < 1,5$	183,85	0,51	137,39	136,444	Perfil Atende

Tabela 3: Dimensionamento do banzo superior

DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
AÇO MR 250	E = 200000 MPa	$\lambda_{\text{máx}} = 200$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	Q = 1	$\gamma = 1,4$	$r \geq l_e/200$
POSIÇÃO	CARGA (KN)	Q	ESFORÇO	BARRA	MEDIDA (cm)	r
BANZO INFERIOR	94,16	1,0	TRAÇÃO	1 a 2 = 12 a 13	125,00	0,625
$\lambda = l_e/i \leq \lambda_{\text{máx}} = 200$	r (cm) Adotar	1,03	$b/t_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{20000/200}$		b/tlim =	42,14
1º PERFIL ADOTADO PARA BANZO INFERIOR						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	Nt,Rd	Ns,Rd	Nt,Rd > Ns,Rd
C	611	7,78	0,625	176,82	131,824	Perfil Atende

Tabela 4: Dimensionamento do banzo inferior

Obs: O perfil que atendeu as verificações através dos cálculos para o banzo inferior foi o perfil C 7,62cm x 7,44Kg/m, devido o banzo superior ter as dimensões de 10,16 cm x 9,30Kg/m, e por questão de modulação, foi definido para o banzo inferior a mesma seção do banzo superior.

DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
AÇO MR 250	E = 200000 MPa	$\lambda_{\text{máx}} = 200$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	Q = 1	$\gamma = 1,4$	$r \geq l_e/200$
POSIÇÃO	CARGA (KN)	Q	ESFORÇO	BARRA	MEDIDA (cm)	r
MONTANTE	13,69	1,0	COMPRESSÃO	2 A 10	167,00	0,835
$\lambda = l_e/i \leq \lambda_{\text{máx}} = 200$	r (cm) Adotar	1,03	$b/t_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{20000/200}$		b/tlim =	42,14
1º PERFIL ADOTADO PARA O MONTANTE						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	γ_{a1}	I (cm ⁴)	λ
C	611	1,4	1,03	1,1	8,2	OK
λ_0	λ_0	Ne (KN)	$0,658 \lambda_0^2$	Ne,Rd (KN)	Ne,Sd (KN)	Ne,Sd > Ne,Rd
0,78	$0,78 < 1,5$	58,0	0,78	24,72	19,166	Perfil Atende

Tabela 5: Dimensionamento do montante

DIMENSIONAMENTO DE BARRAS						
AÇO MR 250	E = 200000 MPa	$\lambda_{\text{máx}} = 200$	$f_y = 250 \text{ Mpa}$	Q = 1	$\gamma = 1,4$	$r \geq l_e/200$
POSIÇÃO	CARGA (KN)	Q	ESFORÇO	BARRA	MEDIDA (cm)	r
DIAGONAL	16,16	1,0	TRAÇÃO	4 A 16	236,00	1,18
$\lambda = l_e/i \leq \lambda_{\text{máx}} = 200$	r (cm) Adotar	1,03	$b/t_{\text{lim}} = 1,49\sqrt{20000/200}$	b/tlim =		42,14
1º PERFIL ADOTADO PARA DIAGONAL						
MODELO	P (KN/cm)	A (cm ²)	r (cm)	Nt,Rd	Ns,Rd	Nt,Rd > Ns,Rd
C	611	7,78	1,18	176,82	22,624	Perfil Atende

Tabela 6: Dimensionamento da diagonal

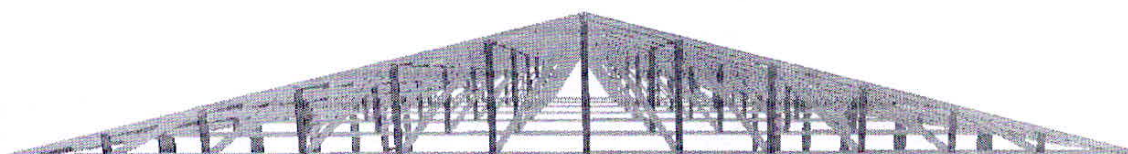


Figura 26: Detalhe estrutural da treliça.

Quadro Resumo de Perfis Utilizados						
Trelças						
	Barras	Comprimento (m)	Perfil	P (Kg/m)	P elemento (Kg)	P total (Kg)
Banzo Inferior	Todas	15,00	Perfil C - 10,16 cm x 9,30 Kg/m	9,30	139,50	482,90
Banzo Superior	Todas	15,52	Perfil C - 10,16 cm x 9,30 Kg/m	9,30	144,34	
Diagonal	Todas	18,58	Perfil C - 7,62 cm x 6,11 Kg/m	6,11	113,52	
Montante	Todas	14,00	Perfil C - 7,62 cm x 6,11 Kg/m	6,11	85,54	
Terças da cobertura						
Terça	Todas	390	Perfil C - 10,16 cm x 9,30 Kg/m	9,30	3627	3627

Tabela 7: Resumo de perfis

Peso total das treliças						
Largura (m)	Comprimento (m)	Área total (m ²)	Peso de uma treliça (Kg)	Nº treliças	Peso total das treliças (Kg)	Carga (N/m ²)
15,00	30,00	450,00	4109,90	7	28769,30	639,32

Tabela 8: Peso total das treliças

Telhas					
Largura (m)	Comprimento (m)	Área total (m ²)	Peso de uma telha (Kg/m ²)	Peso Total das telhas (Kg)	Carga (N/m ²)
15,00	30,00	450,00	4,83	2173,50	48,30

Tabela 9: Peso total das telhas

Peso Total da Cobertura					
Largura (m)	Comprimento (m)	Área total (m ²)	Σ total de peso da treliça (Kg)	Σ total de peso das telhas (Kg)	Carga (N/m ²)
15,00	30,00	450,00	28769,30	2173,50	687,62

Tabela 10: Peso total da cobertura

Quantitativo de Materiais			
Item	Descrição	Quant.	Unid.
1	Telha Trapezoidal FT - 25/1020 - Telha Forte - comp.: 4,0 m	195	Un.
2	Perfil C - 10,16 cm x 9,30 Kg/m	3911	Kg
3	Perfil C - 7,62 cm x 6,11 Kg/m	199	Kg
4	Parafusos comuns: ASTM A-307.	2340	Un.

Tabela 11: Quantitativo de materiais da cobertura

10. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES EM PERFIS SOLDADOS

Para o dimensionamento dos pilares foi definido o perfil “H”, pois apresenta grande inércia em ambos os eixos, assim garantindo maior rigidez tanto à peça quanto à estrutura. Os pilares serão engastados em sua base e a estrutura da cobertura será de apoio fixo em seu topo, e ainda contará com uma viga no sentido perpendicular engastada de centro a centro entre os pilares.

10.1 Cálculos da viga metálica engastada nos pilares

Antes de dimensionar os pilares metálicos, é necessário calcular a viga engastada e o seu fechamento lateral, pois os resultados obtidos serão acrescentados nos carregamentos das colunas.

O perfil adotado para as vigas é o CS 250 x 52, que apresenta as seguintes características geométricas:

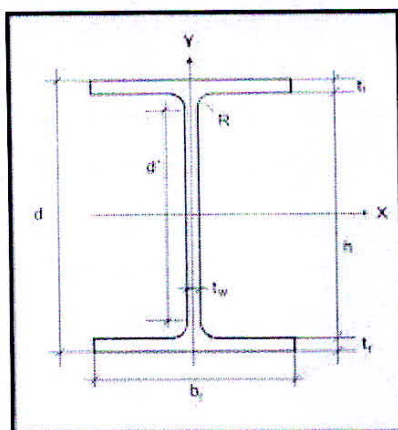


Figura 27: Seção do perfil (viga)

- $d = 250\text{mm}$
- $b = 250\text{ mm}$
- $t_f = 9,5\text{ mm}$
- $t_w = 8,0\text{ mm}$
- $A = 66\text{ cm}^2$
- $Z_y = 301\text{ cm}^3$
- $r_y = 6,12\text{ cm}$
- $Z_x = 678\text{ cm}^3$
- $r_x = 10,8\text{ cm}$
- $I_x = 7694\text{ cm}^4$
- $I_y = 2475\text{ cm}^4$

Onde:

Z = Módulo de resistência;

A = Área da seção transversal do perfil;

h = altura do perfil;

t_w = espessura da alma do perfil;

t_f = espessura da aba do perfil.

I = momento de inércia

Peso do perfil: 51,8 Kg/m

O aço do perfil é o A 588 com $f_y = 34,5\text{ kgf/cm}^2$.

VIGA 1 = VIGA 2 (CS 250 x 52)

CÁLCULO DO PESO DA PAREDE EM CADA VIGA							
Vigas	h adotado da Viga (m)	h da parede (m)	Largura do Bloco (m)	γ do Bloco (KN/m ³)	Revestimento (m)	γ do Revestimento (KN/m ³)	Parede de 1 Bloco (KN/m)
V1	0,25	3,00	0,20	16,20	0,050	19,00	12,57
V2	0,25	3,00	0,20	16,20	0,050	19,00	12,57

Tabela 12: Cálculo do peso da parede

$$g_{\text{viga}} = 51,8 \text{ Kg/m} \longrightarrow 0,518 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{parede}} = 12,57 \text{ KN/m}$$

$$g_{\text{total}} = 13,1 \text{ KN/m}$$

Para o momento de engastamento perfeito das vigas V1 e V2 nos pilares de extremidade será calculado conforme a figura a seguir;

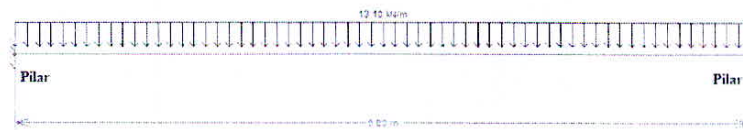


Figura 28: Esquema estático e carregamento no vão da viga.

Momento de engastamento perfeito nos pilares de extremidade é:

$$M_{\text{eng}} = (q \times l^2)/12 \longrightarrow (13,10 \times 5,0^2)/12 = 27,29 \text{ KN.m}$$

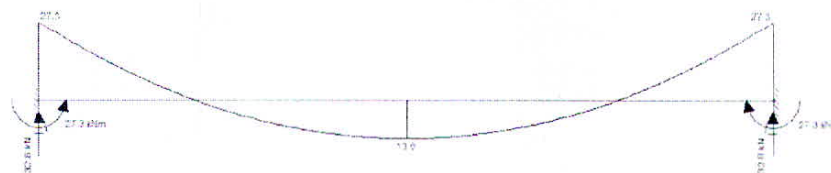


Figura 29: Diagrama de momento fletor.

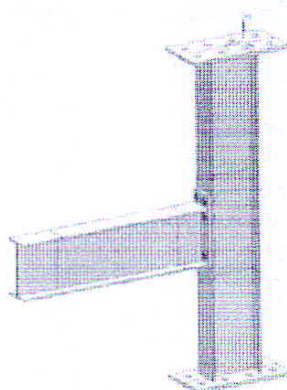


Figura 30: Detalhe de viga engastada em pilar

$$V_d = 32,8 \text{ KN}$$

Resistência à compressão

- FLEXO-COMPRESSÃO

- FLAMBAGEM LOCAL

$$\frac{b_{\text{mesa}}}{t_w} = \frac{(250 \cdot 0,5) - 8,0}{9,5} = 12,31 > 7 \Rightarrow \text{indica classe 2.}$$

$$t_w = 9,5$$

$$\frac{b_{\text{alma}}}{t_w} = \frac{250 - (2 \cdot 9,5)}{8,0} = 28,87 < 36 \Rightarrow \text{indica classe 1.}$$

$$t_w = 8,0$$

Sendo o perfil classe 2, não haverá flambagem local.

O perfil também suporta a plastificação, porém, não permite a redistribuição dos momentos.

- Resistência Nominal (M_n) a flexão:

$$M_n = Z_x \times f_y$$

$$M_n = 678 \times 34,5 = 23391 \text{ KN.cm}$$

- Resistência de cálculo (M_R) a flexão:

$$M_R = \gamma \times M_n$$

$$M_R = 0,9 \times 23391 = 21051,9 \text{ KN.cm}$$

Sendo,

$$M_d = 1360 \text{ KN.cm}$$

$$M_R > M_d \longrightarrow \text{OK!}$$

- Cisalhamento

O máximo valor do esforço de cisalhamento se dá no meio da alma e próximo do apoio do elemento. Não havendo enrijecedores entre os apoios, $a = l$. Então,

$$\frac{a}{h} = \frac{5000}{250 - (2 \times 9,5)} = 21,64 > 3 \quad \Rightarrow \quad K = 5,34$$

O índice de esbeltez da alma é:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{250 - (2 \times 9,5)}{8} = 28,87$$

Os limites para comparação são λ_p, λ_r .

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{K \times E}{f_y}} \Rightarrow \lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{5,34 \times 205000}{345}} = 60,84$$

$$\lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{K \times E}{f_y}} \Rightarrow \lambda_p = 1,49 \sqrt{\frac{5,34 \times 205000}{345}} = 83,93$$

Sendo $\lambda < \lambda_p$, a resistência nominal é dada por:

$$V_n = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y$$

Onde A_w é a área da alma do perfil

Sendo o perfil laminado,

$$A_w = d \times t_w = (250 - 2 \times 9,5) \times 8 = 1848 \text{ mm}^2 \longrightarrow 18,48 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 0,6 \times 18,48 \times 34,5 = 382,54$$

A resistência de cálculo é dada por,

$$V_R = \gamma \times V_n$$

$$V_R = 0,9 \times 382,54 = 344,29 \text{ KN}$$

Sendo,

$$V_R > V_d \longrightarrow \text{OK!}$$

- Verificação da flecha.

$$\delta_{\max} = \frac{L}{360}$$

$$\delta_{\max} = \frac{500}{360} = 1,38 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_x} \longrightarrow \text{Flecha máxima no eixo Y: } \delta = \frac{5 \times 0,2 \times 500^4}{384 \times 205000 \times 7694} = 1,03 \text{ cm}$$

Com os resultados acima, pode-se confirmar que o perfil escolhido é adequado para suportar as cargas atuantes.

FORÇAS ATUANTES NO TOPO DA COLUNA										
APOIO	REAÇÃO	CARREGAMENTO UNITÁRIO (KN)				CARREGAMENTO COMBINADO (KN)				
		PP	SC	V1	V2	PP+SC	PP+V1	PP+V2	PP+SC+V1	PP+SC+V2
A	HORIZONTAL	-	-	-	2,75 →	-	-	2,75 →	-	2,75 →
	VERTICAL	10,39 ↑	9,89 ↑	16,92 ↓	17,65 ↓	20,28 ↑	6,5 ↓	7,26 ↓	3,36 ↑	2,63 ↑
B	VERTICAL	10,39 ↑	9,89 ↑	8,45 ↓	7,17 ↓	20,28 ↑	1,94 ↑	3,52 ↑	11,83 ↑	13,11 ↑

Tabela 13: Forças atuantes no topo da coluna

Forças atuantes no topo da coluna para dimensionamento:

$$1) 20280 \text{ N} \uparrow$$

$$2) 13110 \text{ N} \uparrow \quad 2750 \text{ N} \rightarrow$$

Carregamento 1

$$P = 20280 + 4350 = 24630 \text{ N}$$

Carregamento 2 (Horizontal)

$$F1 = 2750 + 2420 = 5170 \text{ N}$$

$$F2 = 2420 \text{ N}$$

$$F3 = 2420 \text{ N}$$

Carregamento 2 (Vertical)

$$P1 = 13110 + 4350 + 519 = 17979 \text{ N}$$

$$P2 = 519 \text{ N}$$

$$P3 = 519 \text{ N}$$

Carregamento 1

$$N = 24630 \text{ (Compressão)}$$

$$\text{Adotando } \gamma = 1,4$$

$$N_{sd} = \gamma_f \cdot N = 1,4 \times 24630 = 34,48 \text{ KN}$$

Carregamento 2

$$N = 17979 + 519 + 519 = 19017 \text{ N (compressão)}$$

$$M = 5170 \times 6 + 2420 \times 4 + 2420 \times 2 = 45540 \text{ N.m}$$

$$V = 5170 + 2420 + 2420 = 10010 \text{ N}$$

$$\text{Adotando } \gamma = 1,4$$

$$N_{sd} = \gamma_f \cdot N = 1,4 \cdot 19017 = 26623,8 \text{ N}$$

$$M_{sd} = \gamma_f \cdot M = 1,4 \cdot 45540 = 63756 \text{ N.m}$$

$$V_{sd} = \gamma_f \cdot V = 1,4 \cdot 10010 = 14014 \text{ N}$$

Pilar adotado

Foi adotado para os pilares o perfil laminado CS 250 x 66, que apresenta as seguintes características geométricas:

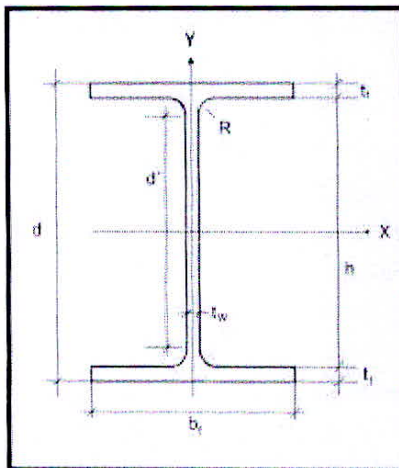


Figura 31: Seção do perfil (pilar)

- $d = 250\text{mm}$
- $b = 250\text{ mm}$
- $t_f = 12,5\text{ mm}$
- $t_w = 9,5\text{ mm}$
- $A = 83,9\text{ cm}^2$
- $Z_y = 396\text{ cm}^3$
- $r_y = 6,23\text{ cm}$
- $Z_x = 862\text{ cm}^3$
- $r_x = 10,77\text{ cm}$
- $I_x = 9723\text{ cm}^4$
- $I_y = 3257\text{ cm}^4$

Onde:

Z = Módulo de resistência;

A = Área da seção transversal do perfil;

h = altura do perfil;

t_w = espessura da alma do perfil;

t_f = espessura da aba do perfil.

I = momento de inércia

Peso do perfil: $6,0 \times 65,9 = 395,4 \text{ Kg}$

Ligações (10% do perfil) = $395,4 \text{ Kg}$

Peso próprio = $434,94 \text{ Kg}$

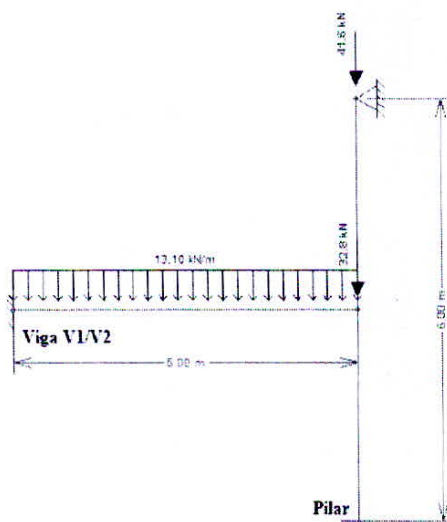


Figura 32: Detalhe dos carregamentos em viga e pilar

Resistência à compressão

- FLEXO-COMPRESSÃO

- FLAMBAGEM LOCAL

$$\frac{b_{\text{mesa}}}{t_w} = \frac{(250 \cdot 0,5) - 9,5}{12,5} = 9,24 > 7 \Rightarrow \text{indica classe 2.}$$

$$\frac{b_{\text{mesa}}}{t_w} = 12,5$$

$$\frac{b_{\text{alma}}}{t_w} = \frac{250 - (2 \cdot 12,5)}{9,5} = 23,68 < 36 \Rightarrow \text{indica classe 1.}$$

$$\frac{b_{\text{alma}}}{t_w} = 9,5$$

- Esbeltez da Peça

$$\lambda = \frac{k \times l}{r_y} = \frac{0,7 \times 600}{10,77} = 38,99 < 200 \rightarrow \text{a peça passou na verificação de esbeltez.}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{Q \cdot f_y}{E}} = \frac{38,99}{3,1415} \sqrt{\frac{1 \times 345}{205000}} = 0,51$$

Através do valor λ , obtém o valor de ρ na tabela fornecida pela NBR 8800/86.

$$\rho = 0,887$$

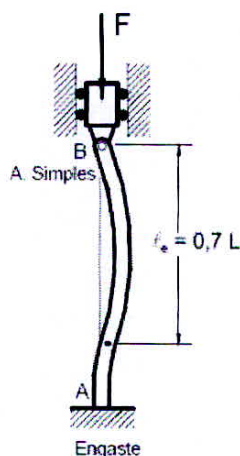


Figura 33: Comprimento de flambagem adotado

Sendo o perfil classe 2, não haverá flambagem local e o valor de Q é 1.

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} \quad \text{onde} \Rightarrow \quad N_{e,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Rightarrow \frac{\pi^2 \cdot 20500 \cdot 3257}{(0,7 \cdot 600)^2} = 3735,7 \text{ KN}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{1 \cdot 0,83 \cdot 9,25}{3735,7}} = 0,75 \Rightarrow \text{para } \lambda_o < 1,5: \chi = 0,65^{\lambda_o^2} = 0,65^{0,75^2} = 0,784$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{al}} = \frac{0,784 \cdot 1,083 \cdot 9,25}{1,1} = 1494,94 \text{ KN}$$

Como $N_{c,Rd} = 1494,94 \text{ KN} > N_{c,Sd} = 74,4 \text{ KN} \Rightarrow$ o perfil atende o carregamento 1 !

Resistência à flexão: Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda_{al} = \frac{h_{alma}}{t_w} = \frac{250 - (2 \cdot 12,5)}{9,5} = 23,68 < 36 \Rightarrow \text{indica classe 1.}$$

$$\lambda_{pa} = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow \lambda_{pa} = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35$$

Como $\lambda_0 \leq \lambda_{pa} \rightarrow$ a coluna é plástica quanto à alma.

$$M_{pl} = Z_y \cdot f_y = 1,12 \cdot W_x \cdot f_y = 1,12 \cdot 778 \cdot 25 = 21784 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} / \gamma_{al}$$

$$M_{Rd} = 21784 / 1,1 = 19803,63 \text{ KN.cm}$$

Resistência à flexão: Flambagem Local da Mesa (FLM)

$$\lambda_m = \frac{h_{mesa}}{t_w} = \frac{(250 \cdot 0,5) - 9,5}{12,5} = 9,24 > 7 \Rightarrow \text{indica classe 2.}$$

$$\lambda_{pa} = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow \lambda_{pa} = 0,38 \sqrt{\frac{205000}{250}} = 10,88$$

Como $\lambda_m \leq \lambda_{pm} \rightarrow$ a coluna é plástica quanto à alma.

$$M_{pl} = Z_y \cdot f_y = 1,12 \cdot W_x \cdot f_y = 1,12 \cdot 778 \cdot 25 = 21784 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} / \gamma_{al}$$

$$M_{Rd} = 21784 / 1,1 = 19803,63 \text{ KN.cm}$$

Resistência à flexão: Flambagem Lateral com torção (FLT)

$$\lambda_{Lr} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{600}{6,23} = 96,31$$

$$r_y = 6,23$$

$$\lambda_{pa} = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Rightarrow \lambda_{pa} = 1,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 49,78$$

$$\beta_l = \frac{(f_y - \sigma_r)w_x}{EJ} = \frac{(25 - 0,3 \cdot 25)778}{20000 \cdot 7,14} = 0,095$$

$$J_t = \sum \frac{b \cdot t^3}{3} = \frac{(25 \cdot 0,95^3)}{3} = 7,14 \text{ cm}^3$$

$$C_w = \frac{I_y(d-t)^2}{4}, \text{ para seções I} \Rightarrow C_w = \frac{3257(25-1,25)^2}{4} = 459287,89 \text{ cm}^6$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J_t}}{r_y J_t \beta_l} \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_l^2}{I_y}} \quad \text{onde} \quad \Rightarrow \lambda_r = 130,45$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r \rightarrow$ Flambagem Inelástica

$$M_{pl} = Z_y \cdot f_y = 1,12 \cdot W_y \cdot f_y = 1,12 \cdot 261 \cdot 25 = 7308 \text{ KN.cm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W = 0,7 \cdot 25 \cdot 778 = 13615 \text{ KN.cm}$$

$$C_b = 1$$

$$M_{Rd} = 1/\gamma_{al} \times \{M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \times [(\lambda - \lambda_p)/(\lambda_r - \lambda_p)]\} \leq M_{pl}/\gamma_{al}$$

$$M_{Rd} = 1/1,1 \times \{7308 - (7308 - 13615) \times [(96,31 - 48,78)/(130,45 - 48,78)]\}$$

$$M_{Rd} = 9980 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}} = \frac{7308}{1,1} = 6643,64 \text{ KN.cm}$$

$$\gamma_{al} = 1,1$$

Verificação do esforço combinado: NBR 8800 – item 5.5.1.2

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{74,4}{1376,15} = 0,05 < 0,2$$

$$N_{rd} = 1376,15$$

$$\frac{N_{sd}}{2 \cdot N_{rd}} + \frac{M_{x,sd} + M_{y,sd}}{M_{x,Rd} + M_{y,Rd}} \leq 1,0$$

0,69 ≤ 1,0 OK!

$$A_w = d \cdot t_w = 25 \cdot 0,95 = 23,75 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_y \rightarrow 0,6 \cdot 23,75 \cdot 25 = 356,25 \text{ kN}$$

$$V_{RD} = V_{pl} / \gamma_{a1} = 356,25 / 1,1 = 323,86$$

Como $V_{sd} = 14,01 \text{ kN} < V_{RD} = 323,86 \text{ kN} \rightarrow$ assim o perfil atende!

11. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES EM CONCRETO ARMADO

Carregamento no topo da coluna

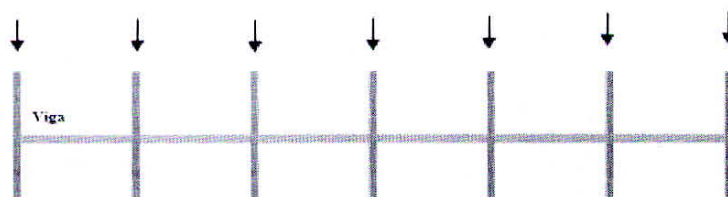


Figura 34: Vista lateral dos pilares e viga de concreto

Foi adotada uma viga intermediária e seu cálculo é realizado conforme o desenvolvimento abaixo;

Dados:

$$N_k = 26,62 \text{ kN}$$

$$P_{\text{pilar}} = 2,1875 \text{ kN/m} \times 6\text{m} = 13,125 \text{ kN}$$

Esforços solicitantes

$$\text{A força normal de cálculo é: } N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 39,745 = 55,64 \text{ kN.}$$

Além da força normal de compressão ocorrem também momentos fletores nos extremos do pilar, que solicitam o pilar na direção y, em função de existir a viga V1.

Pré-Dimensionamento dos pilares de extremidade, P3, P4, P5, P6, P7, P8, P9, P10, P11 e P12.

PILARES DE EXTREMIDADE				
NÍVEL	TRELIÇA (KN)	NÍVEL	VIGA V1/V2 (KN)	ACUMULADO (KN)
1	55,64	2	36,00	91,64

Tabela 14: Cargas atuantes

Pilar	NK (KN)	Nd (KN)	Ac (cm ²)	Dimensões
P3 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P4 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P5 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P6 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P7 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P8 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P9 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P10 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P11 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35
P12 (EXTREMIDADE)	91,64	192,44	86,44	25X35

Tabela 15: Seção do pilar

Aço CA 50	
δ_s (KN/cm ²)	42,00
$\rho = 1,5$ a $2,0$ %	
ρ medio	0,0175
Fck (Mpa)	25
Fcd	1,79
α	
Central	1,80
Extremidade	2,10
Canto	2,35

Tabela 16: Coeficientes aplicados

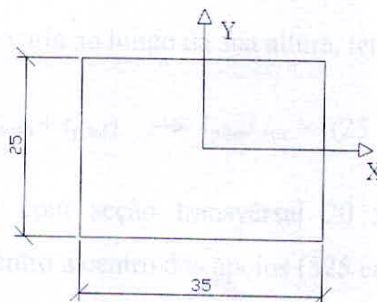


Figura 35: Dimensão da seção transversal

- Índice de Esbeltez

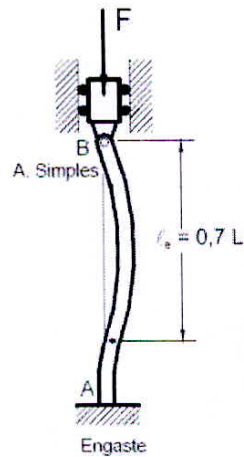


Figura 36: Comprimento de flambagem adotado

$$\lambda_x = (3,46 \times l_{ex})/h_x \longrightarrow (3,46 \times 0,7 \times 280)/35 = 19,38$$

$$\lambda_y = (3,46 \times l_{ey})/h_y \longrightarrow (3,46 \times 0,7 \times 280)/25 = 27,13$$

-Excentricidade de 1ª Ordem

$e_{1x} = M_{xd}/N_d$ com M_{xd} = momento fletor de ligação entre as vigas V1 e V2 e os pilares de extremidade na direção x.

O momento fletor solicitante na base do pilar será avaliado pela equação:

$$M_{k,inf} = M_{eng} = \Gamma_{pilar}/\Gamma_{pilar,sup} + \Gamma_{viga} + \Gamma_{pilar,inf}$$

A seção transversal do pilar não varia ao longo da sua altura, tem-se:

$$\Gamma_{pilar} = \Gamma_{p,inf} = M_{eng} (\Gamma_{pilar}/\Gamma_{p,sup} + \Gamma_{viga} + \Gamma_{p,inf}) \longrightarrow \Gamma_{pilar}/l_{ex} = ((25 \times 35^3)/12)/280 = 319 \text{ cm}^3$$

A rigidez da viga V1 e V2 com seção transversal 20 x 40 cm com vão adotado simplificada de centro a centro a centro dos apoios (525 cm), é:

$$\Gamma_{viga} = (b_w \times h^3)/12 = (20 \times 40^3)/12 \longrightarrow 106,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{viga}} = I_{\text{viga}} / l_{\text{ex}} = 106666,66 / 525 = 203,17 \text{ cm}^3$$

11.1 Cálculos da viga de concreto engastada

VIGA 1 = VIGA 2 (20 X 40)

CÁLCULO DO PESO DA PAREDE EM CADA VIGA							
Vigas	h adotado da Viga (m)	h da parede (m)	Largura do Bloco (m)	γ do Bloco (KN/m ³)	Revestimento int.+ ext.(m)	γ do Revestimento (KN/m ³)	Parede de 1 Bloco (KN/m)
V1	0,40	2,80	0,20	16,2	0,050	19,00	11,73
V2	0,40	2,80	0,20	16,2	0,050	19,00	11,73

Tabela 17: Cálculo do peso da parede

PESO PRÓPRIO DA VIGA			
Vigas	Seção (m ²)	γ do concreto Mpa	G Viga (KN/m)
V1	0,08	25,00	2,00
V2	0,08	25,00	2,00

Tabela 18: Peso próprio da viga

$g_{\text{viga}} = 2,00 \text{ KN/m}$

$P_{\text{parede}} = 11,73 \text{ KN/m}$

Para o momento de engastamento perfeito das vigas V1 e V2 nos pilares de extremidade será calculado conforme a viga abaixo:

Cálculo da viga engastada nos pilares.

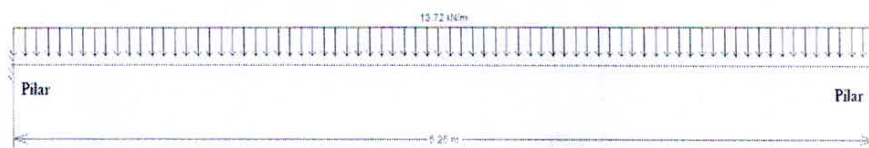


Figura 37: Esquema estático e carregamento no vão da viga

Diagrama de momento fletor (KN.m)

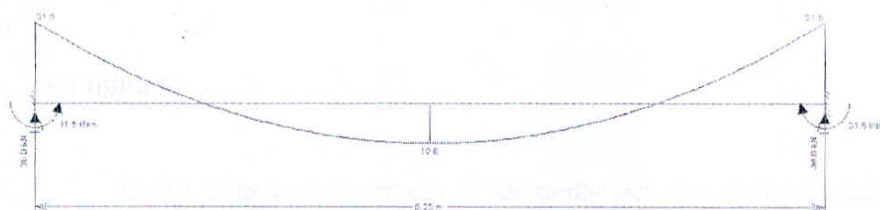


Figura 38: Diagrama de momento na viga

Momento de engastamento perfeito nos pilares de extremidade é:

$$M_{\text{eng}} = (q \times l^2)/12 \rightarrow (13,72 \times 5,25^2)/12 = 31,5 \text{ KN.m}$$

Os momentos fletores na base do pilar resultam:

$$M_{k, \text{inf}} = 3150 \times (319 / (319 + 203,17 + 319)) = 1194,63 \text{ KN.cm}$$

Considerando a propagação dos momentos fletores no pilar, conforme mostrado na figura, os momentos fletores de cálculo totais na base, são:

$$M_{d, \text{base}} = 1,4(1194,63 + 1194,63/2) = 2508,71 \text{ KN.cm}$$

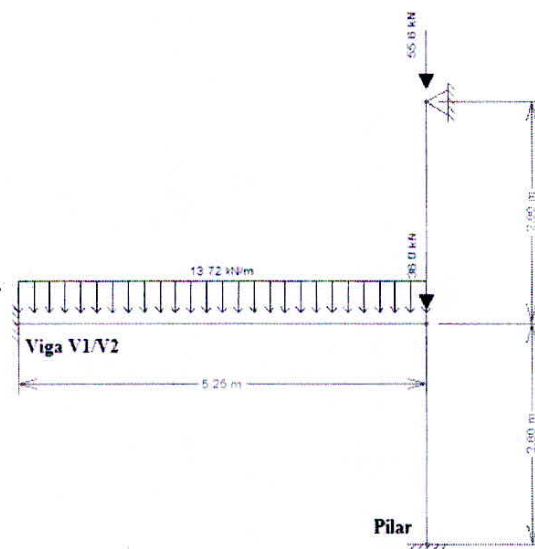


Figura 39: Detalhe dos carregamentos em viga e pilar

$$e_{1x} = \frac{2508,71}{91,64} = 27,37 \text{ cm}$$

- Momento fletor mínimo

$M_{1d, \text{min}} = Nd(1,5 + 0,03h)$, com a altura em cm. O momento fletor mínimo em cada direção é:

Direção x: $M_{1d,min,x} = 91,64 (1,5 + 0,03 \times 35) = 233,68 \text{ KN.cm}$

Direção y: $M_{1d,min,y} = 91,64 (1,5 + 0,03 \times 25) = 206,19 \text{ KN.cm}$

- Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5(e_1/h))}{\alpha_b} \quad \text{com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Dir. x: A excentricidade de 1ª ordem e_1 na direção x é 27,37 cm. Os momentos fletores de 1ª ordem na direção x são $M_{1d,A,x} = - M_{1d,B,x} = 2508,71 \text{ KN.cm}$, maiores que o momento fletor mínimo neste direção, o que leva ao cálculo de α_b .

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4(M_B/M_A) = 0,6 + 0,4(-2508,71 / 2508,71) = 0,2 \geq 0,4 \rightarrow \alpha_b = 0,4$$

$$\lambda_1 = ((25 + 12,5(27,37/35))/0,4) = 86,94 \geq 35 \rightarrow \lambda_{1,x} = 86,94$$

Dir. y: Na direção y não ocorrem momentos fletores e excentricidades de 1ª ordem, portanto $e_{1y} = 0$ e $\alpha_b = 1,0$. Assim:

$$\lambda_1 = ((25 + 12,5(0/25))/1,0) = 25 \geq 35 \rightarrow \lambda_{1,y} = 35$$

Desse modo:

$$\lambda_1 = 27,7 < \lambda_{1,x} \rightarrow \text{não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x;}$$

$$\lambda_1 = 48,4 > \lambda_{1,y} \rightarrow \text{são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y.}$$

- Momentos fletores totais

O momento fletor de 2ª ordem na direção y será avaliado pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \frac{\ell_e^2}{10 r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

$$\text{Força normal adimensional: } v = N_d/A_c \times f_{cd} \rightarrow 91,64/875(2,5/1,4) = 0,058$$

Curvatura segunda a direção y sujeita a esforços de 2ª ordem:

$$\frac{l}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,05)} = \frac{0,005}{35(0,058 + 0,05)} = 1,323 \times 10^{-3} \text{ cm}^{-1} \geq 0,005/25 = 2 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

Fazendo $M_{1d,A,x} \geq M_{1d,\min}$ em cada direção, tem-se o momento total máximo:

Dir. x:

$$M_{d,\text{Total},x} = 2508,71 \text{ KN.cm} \geq M_{d,\min,x} = 233,68 \text{ KN.cm}$$

Dir. y:

$$M_{d,\text{Total},y} = 1,0 \times 206,19 + 91,64 (280^2/10) \times 1,32 \times 10^{-3} = 1156,71 \geq M_{1d,\min,y} = 206,19 \text{ KN.cm}$$

$$M_{d,\text{Total},y} = 1156,71 \text{ KN.cm}$$

Com $v = 0,58$ e utilizando ábacos de VENTURINI (1987) para flexão reta:

Dir. x:

$$\mu = M_{d,\text{Total},x}/h_x \times A_c \times f_{cd} \rightarrow 2508,71/35 \times 875 \times (2,5/1,4) = 0,046$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,0}{35} = 0,11 \rightarrow 0,10$$

Ábaco A -1 b $\omega = 0,12$

$$h_x = 35$$

Dir. y:

$$\mu = M_{d,\text{Total},y}/h_y \times A_c \times f_{cd} \rightarrow 1156,71/25 \times 875 \times (2,5/1,4) = 0,03$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,0}{25} = 0,16 \rightarrow 0,15$$

Ábaco A -1 c $\omega = 0,18$

$$h_x = 25$$

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,18 \times 875 \times (2,5/1,4)}{50/1,15} = 7,11 \text{ cm}^2$$

- Detalhamento

$$A_{s,\min} = 0,15 \times N_d/f_{yd} \geq 0,004A_c \rightarrow 0,15 \times 91,64/50/1,15 = 0,32 \leq 0,004 \times 875 = 3,5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,1 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} \rightarrow 10 \# 10\text{mm} = 7,85 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \times 100 = \frac{7,29}{875} \times 100 = 0,83\% < \rho_{\text{máx}} = 4\%$$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$S_t \geq \begin{cases} \phi/4 \\ 5 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} S_t = 5 \text{ mm} \\ 20 S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 12 \phi_l = 12 \times 1,0 = 12 \text{ cm} \end{cases} \quad t = 12 \text{ cm}$$

A distância entre o eixo da barra do canto e a próxima barra é:

$$e_h = \frac{35 - [2 \times (2,5 + 0,5) + 4 \times 1,0]}{3} + \frac{1,0}{2} = 8,83 \text{ cm}$$

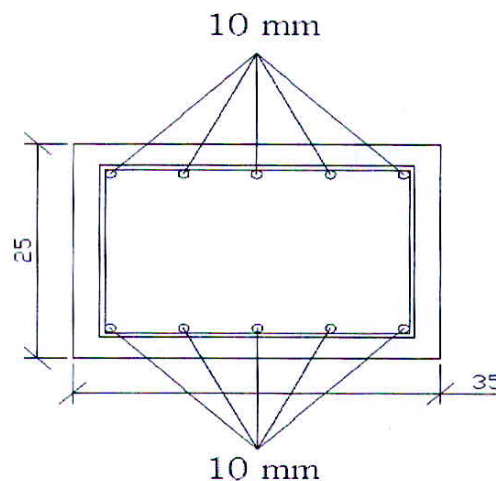


Figura 40: Detalhamento da armadura na seção transversal

11.2 Pilares de Canto

Dados: $N_k = 13,31 \text{ KN}$

$P_{\text{pilar}} = 1,875 \text{ KN/m} \times 6 \text{ m} = 11,25 \text{ KN}$

Esfórcos solicitantes

A força normal de cálculo é: $N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k = 1,0 \cdot 1,4 \cdot 24,56 = 34,38 \text{ KN}$.

Além da força normal de compressão ocorrem também momentos fletores nos extremos do pilar, que solicitam o pilar na direção y, em função de existir a viga V1.

Pré-Dimensionamento dos pilares de canto P1, P2, P13, P14.

PILARES DE CANTO				
NÍVEL	TRELIÇA (KN)	NÍVEL	VIGA VI/V2 (KN)	ACUMULADO (KN)
1	34,38	2	36,00	70,38

Tabela 19: Cargas atuantes

Pilar	NK (KN)	Nd (KN)	Ac (cm2)	Dimensões
P1 (CANTO)	70,38	165,39	74,29	25x30
P2 (CANTO)	70,38	165,39	74,29	25x30
P13 (CANTO)	70,38	165,39	74,29	25x30
P14 (CANTO)	70,38	165,39	74,29	25x30

Tabela 20: Seção do pilar

Aço CA 50	
σ_s (KN/cm2)	42,00
$\rho = 1,5 \text{ a } 2,0 \%$	
ρ medio	0,0175
Fck (Mpa)	25
Fcd	1,79
α	
Central	1,80
Extremidade	2,10
Canto	2,35

Tabela 21: Coeficientes aplicados

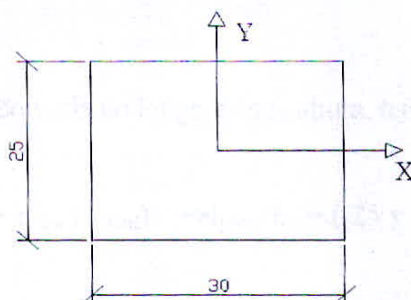


Figura 41: Dimensão da seção transversal

- Índice de Esbeltez

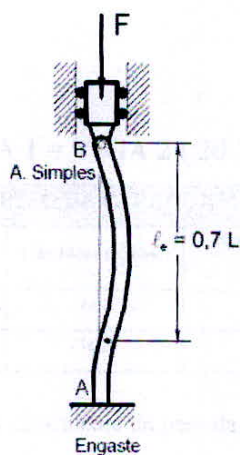


Figura 42: Comprimento de flambagem adotado

$$\lambda_x = (3,46 \times l_{ex})/h_x \longrightarrow (3,46 \times 0,7 \times 280)/30 = 22,60$$

$$\lambda_y = (3,46 \times l_{ey})/h_y \longrightarrow (3,46 \times 0,7 \times 280)/25 = 27,13$$

-Excentricidade de 1ª Ordem

$e_{1x} = M_{xd}/N_d$ com M_{xd} = momento fletor de ligação entre as vigas V1 e V2 e os pilares de extremidade na direção x.

O momento fletor solicitante na base do pilar será avaliado pela equação:

$$M_{k,inf} = M_{eng} = r_{pilar}/r_{pilar,sup} + r_{viga} + r_{pilar,inf}$$

A seção transversal do pilar não varia ao longo da sua altura, tem-se:

$$r_{\text{pilar}} = r_{\text{p.inf}} = M_{\text{eng}} (r_{\text{pilar}} / r_{\text{p.sup}} + r_{\text{viga}} + r_{\text{p.int}}) \rightarrow I_{\text{pilar}} / l_{\text{ex}} = ((25 \times 30^3) / 12) / 280 = 200,89 \text{ cm}^3$$

A rigidez da viga V1 e V2 com seção transversal 20 x 40 cm com vão adotado simplificada de centro a centro a centro dos apoios (525 cm), é:

$$I_{\text{viga}} = (b_w \times h^3) / 12 = (20 \times 40^3) / 12 \rightarrow 106,67 \text{ cm}^4$$

$$I_{\text{viga}} = I_{\text{viga}} / l_{\text{ex}} = 106666,66 / 525 = 203,17 \text{ cm}^3$$

VIGA 1 = VIGA 2 (20 X 40)

CÁLCULO DO PESO DA PAREDE EM CADA VIGA							
Vigas	H adotado da Viga (m)	H da parede (m)	Largura do Bloco (m)	Y do Bloco (KN/m3)	Revestimento int.+ ext.(m)	Y do Revestimento (KN/m3)	Parede de 1 Bloco (KN/m)
V1	0,40	2,80	0,20	16,2	0,050	19,00	11,73
V2	0,40	2,80	0,20	16,2	0,050	19,00	11,73

Tabela 22: Cálculo do peso da parede

PESO PRÓPRIO DA VIGA			
Vigas	Seção (m²)	Y do concreto Mpa	G Viga (KN/m)
V1	0,08	25,00	2,00
V2	0,08	25,00	2,00

Tabela 23: Peso próprio da viga

$$g \text{ viga} = 2,00 \text{ KN/m}$$

$$P \text{ parede} = 11,73 \text{ KN/m}$$

Para o momento de engastamento perfeito das vigas V1 e V2 nos pilares de extremidade será calculado conforme a viga abaixo:

Cálculo da viga engastada nos pilares.

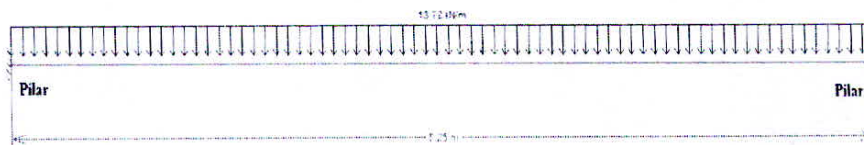


Figura 43: Esquema estático e carregamento no vão da viga

Diagrama de momento fletor (KN.m)

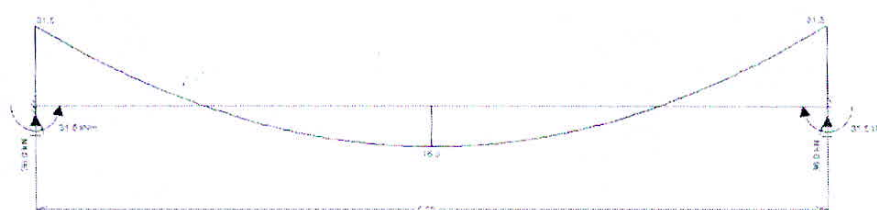


Figura 44: Diagrama de momento na viga

Momento de engastamento perfeito nos pilares de extremidade é:

$$M_{\text{eng}} = (q \times l^2)/12 \rightarrow (13,72 \times 5,25^2)/12 = 31,5 \text{ KN.m}$$

Os momentos fletores na base do pilar resultam:

$$M_{k, \text{inf}} = 3150 \times (200,89/(200,89 + 203,17 + 200,89)) = 1046 \text{ KN.cm}$$

Considerando a propagação dos momentos fletores no pilar, conforme mostrado na figura, os momentos fletores de cálculo totais na base, são:

$$M_{d, \text{base}} = 1,4(1046 + 1046/2) = 2196,66 \text{ KN.cm}$$

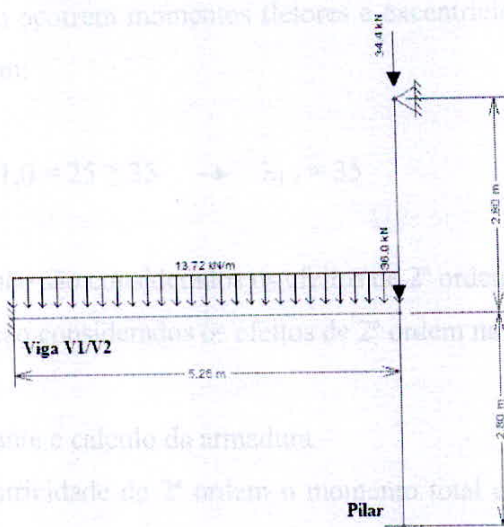


Figura 45: Detalhe dos carregamentos em viga e pilar

$$e_{1x} = \frac{2196,66}{70,38} = 31,21 \text{ cm}$$

- Momento fletor mínimo

$M_{1d,\min} = Nd (1,5 + 0,03h)$, com a altura em cm. O momento fletor mínimo em cada direção é:

$$\text{Direção x: } M_{1d,\min,x} = 70,38 (1,5 + 0,03 \times 30) = 168,91 \text{ KN.cm}$$

$$\text{Direção y: } M_{1d,\min,y} = 70,38 (1,5 + 0,03 \times 25) = 158,35 \text{ KN.cm}$$

- Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{(25 + 12,5(e_1/h))}{\alpha_b} \quad \text{com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

α_b

Dir. x: A excentricidade de 1ª ordem e_1 na direção x é 31,21 cm. Os momentos fletores de 1ª ordem na direção x são $M_{1d,A,x} = -M_{1d,B,x} = 2196,66 \text{ KN.cm}$, maiores que o momento fletor mínimo nesta direção, o que leva ao cálculo de α_b .

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4(M_B/M_A) = 0,6 + 0,4(-2196,66 / 2196,66) = 0,2 \geq 0,4 \rightarrow \alpha_b = 0,4$$

$$\lambda_1 = ((25 + 12,5(31,21/30))/0,4) = 95,01 \geq 35 \rightarrow \lambda_{1,x} = 95,01$$

Dir. y: Na direção y não ocorrem momentos fletores e excentricidades de 1ª ordem, portanto $e_{1y} = 0$ e $\alpha_b = 1,0$. Assim:

$$\lambda_1 = ((25 + 12,5(0/25))/1,0) = 25 \geq 35 \rightarrow \lambda_{1,y} = 35$$

Desse modo:

$$\lambda_1 = 27,7 < \lambda_{1,x} \rightarrow \text{não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x;}$$

$$\lambda_1 = 48,4 > \lambda_{1,y} \rightarrow \text{são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y.}$$

- Momento total solicitante e cálculo da armadura

Como não existe excentricidade de 2ª ordem o momento total é igual ao momento máximo momento de 1ª ordem, ou seja;

Dir.x:

$$M_{d,\text{total},x} = M_{1d,\text{min},x} = 168,91 \text{ KN.cm}$$

Dir.y:

$$M_{d,\text{total},y} = M_{1d,A} = 2196,66 \text{ KN.cm} \geq M_{1d,\text{min},y} = 158,35 \text{ KN.cm}$$

$$\text{Força normal adimensional: } v = N_d/A_c \times f_{cd} \rightarrow 70,38/750(2,5/1,4) = 0,053$$

Com $v = 0,53$ e utilizando ábacos de VENTURINI (1987) para flexão reta:

Dir. x:

$$\mu = M_{d,\text{Total},x}/h_x \times A_c \times f_{cd} \rightarrow 168,91/30 \times 750 \times (2,5/1,4) = 0,004$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,0}{30} = 0,13 \rightarrow 0,15$$

$$\text{Ábaco A -1 b } \omega = 0,1$$

$$h_x \quad 30$$

Dir. y:

$$\mu = M_{d,\text{Total},y}/h_y \times A_c \times f_{cd} \rightarrow 2196,66 / 25 \times 750 \times (2,5/1,4) = 0,065$$

$$\frac{d'}{h_x} = \frac{4,0}{25} = 0,16 \rightarrow 0,15$$

$$\text{Ábaco A -1 c } \omega = 0,17$$

$$h_x \quad 25$$

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,17 \times 750 \times (2,5/1,4)}{50/1,15} = 5,24 \text{ cm}^2$$

- Detalhamento

$$A_{s,\min} = 0,15 \times N_d / f_{yd} \geq 0,004 A_c \longrightarrow 0,15 \times 70,38 / 50 / 1,15 = 0,24 \leq 0,004 \times 750 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,24 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} \longrightarrow 7 \# 10 \text{ mm} = 5,49 \text{ cm}^2$$

Taxa de armadura resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \times 100 = \frac{5,71}{750} \times 100 = 0,76\% < \rho_{\max} = 4\%$$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$S_t \geq \begin{cases} \phi/4 \\ 5 \text{ mm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} S_t = 5 \text{ mm} \\ 20 S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{\max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \\ 12 \phi_l = 12 \times 1,0 = 12 \text{ cm} \end{cases} \quad t = 12 \text{ cm}$$

A distância entre o eixo da barra do canto e a próxima barra é:

$$e_h = \frac{30 - [2 \times (2,5 + 0,5) + 4 \times 1,0]}{3} + \frac{1,0}{2} = 7,16 \text{ cm}$$

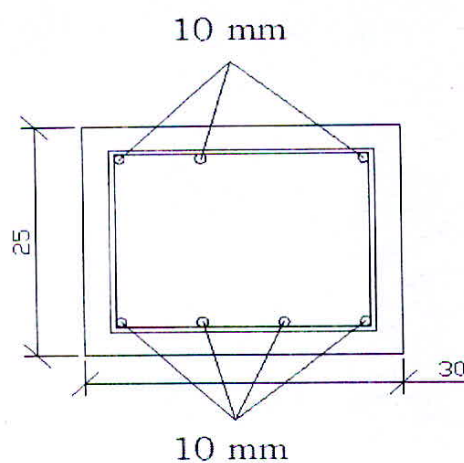


Figura 46: Detalhamento da armadura na seção transversal

12. DIMENSIONAMENTO DA VIGA

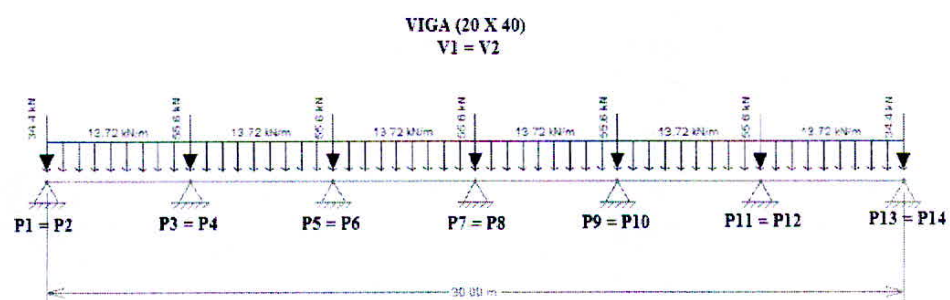


Figura 47: Carregamento no longo da viga de concreto

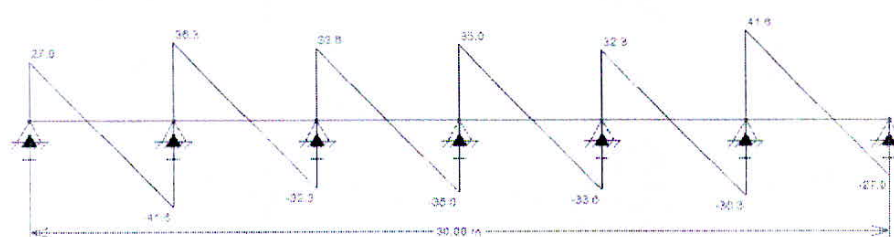


Figura 48: Diagrama de esforço cortante

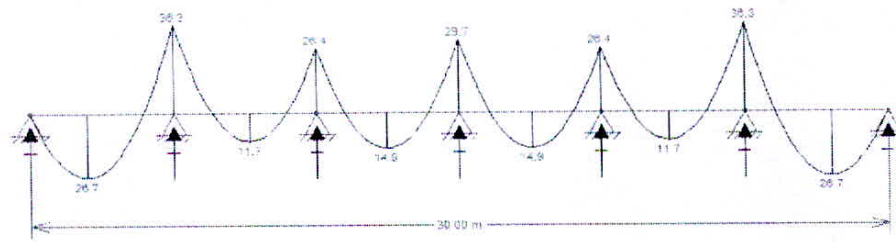


Figura 49: Diagrama de momento fletor

Viga calculada

Seção (cm): 20 x 40

Comprimento total: 30m

Estribo: #5 c/20cm

Armadura negativa: 2 \varnothing 8mm + 3 \varnothing 10mm

Armadura positiva: 2 \varnothing 8mm + 2 \varnothing 10mm

Volume de concreto: 4,8m³

13. ANÁLISE DOS RESULTADOS

TABELA DE RESUMO DE CARGAS								
MATERIAL	SEÇÃO	COMP. (m)	CARGA NO TOPO DA COLUNA (KN)	NORMAL DE CÁLCULO NO PILAR (KN)	PESO PRÓPRIO DO PILAR (KN/m)	REAÇÃO DA VIGA NO PILAR (KN)	MOMENTO DE ENGASTAMENTO (KN.m)	CARGA FINAL EM FUNDAÇÃO (KN)
PILAR METÁLICO	CS 250 X 66	6	26,62	37,27	0,72	32,8	27,3	74,42
PILAR DE CONCRETO	(25 X 35) cm	6	26,62	37,27	2,19	36,0	31,5	86,39

Tabela 24: Resumo de cargas

De acordo com os resultados obtidos, foi possível analisar a carga final até a fundação para cada método estrutural calculado, apesar de serem de propriedades de materiais diferentes foram aplicadas as mesmas condições de carregamento para ambos os pilares, seguindo a base de cálculos de acordo com cada propriedade dos materiais, tendo em vista o resultado deste trabalho, pode concluir que o carregamento até a fundação quando utilizado pilares e vigas concreto armado chega a se 16% maior que o de estrutura metálica.

14. CONCLUSÃO

Após a definição do local e formato de treliça a ser adotado para base de cálculo deste trabalho, onde foram dimensionadas todas as etapas da cobertura do galpão, sendo considerados aspectos normativos sobre estrutura metálica e ações provenientes da natureza como as do vento, obteve-se a carga final no topo das colunas, onde foram considerados dois métodos de estrutura de pilares de propriedades de materiais diferentes, abordando as mesmas condições de carregamento, com o propósito de análise comparativa de seus resultados até o esforço para fundação.

Cada método de cálculo dos pilares e de vigas metálicas e concreto armado da estrutura teve como objetivo sempre buscar a melhor otimização de sua seção, e através de verificações da sua capacidade de carga, foi definido dimensões próximas para esses elementos a serem analisados.

Foram estabelecidas vigas engastadas no centro dos pilares a fim de evitarem deslocamento e suportarem o fechamento lateral em blocos de concreto, suas reações foram transferidas para os pilares, obtendo resultados aproximados quando comparados.

No entanto, como resultado final de carregamento para fundação foi constatado que o concreto armado quando comparado com de estrutura metálica chega a ser 16% maior conforme a tabela 24, considerando seu peso próprio e o acumulado calculado de cargas obtidas no desenvolvimento, porém o metálico apresenta em ser mais leve, fácil instalação, racionalização do processo de execução na montagem, mas de acordo com estudos, o custo de uma estrutura metálica quando comparado com concreto armado ainda seja superior, tornando fatores essenciais pela decisão de qual método será utilizado em um projeto.

15. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVA, G. M. S. **Sobre o projeto de edifícios em estrutura mista aço-concreto**. 2000. 277 p. Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos - UFSCar, São Carlos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118 – Projeto e execução de obras de concreto armado - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003, 170p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008, 237p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. **Galpões para usos gerais**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA: 78 p. 2004.

MBCM. **Manual brasileiro para cálculo de estruturas metálicas**. Brasília: Graphilivros Editores, 1989.

QUEIROZ, G.; PRESTES, J. A. S. **Pilares mistos parcialmente revestidos de concreto**. In: CONGRESSO INTERNACIONAL DA CONSTRUÇÃO METÁLICA - CICOM,1., 2001. São Paulo. Anais... . Belo Horizonte: SME, 2001.

SAMHÁL, E. Lecture 1.1: composite construction. In: SSEDTA (Ed.). **European Steel Computer Aided Learning**, 2005.

WANG, Y. C. **Steel and composite structures: behavior and design for fire safety**. Londres: Spon Press, 2005. 331 p.

CARQUEJA, Moacir Henrique Andrade. **Apostila de estruturas metálicas**.

BAIÃO, Oswaldo Teixeira filho; SILVA, Antonio Carlos Viana. **Ligações para estruturas de aço – guia prático para estruturas com perfis laminados**. São Paulo: Açominas, 2004.

BELLEI, Ildony Hélio. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. São Paulo:
PINI, 1986.

Edifícios industriais em aço - projeto e cálculo. 2. ed. São Paulo:
PINI, 1994.

16. PROGRAMAS UTILIZADOS

Autocad – Detalhamento de seção de pilares.

Ftool – Cálculo de treliças, vigas e pilares.

Novo Metálica 3D – Detalhamento da seção da treliça.

Visual Ventos – Ações provenientes do vento.

ARMADURA LONGITUDINAL											
VIGA 1 = VIGA 2											
bw(cm)	20	d(cm)	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	22,87
ARMADURA SUPERIOR - TRECHO 1-2											
M (KN.cm)	3630	Md (KN.cm)	5082	Kmd	0,1098	Kx	0,1735	kz	0,9306	As (cm ²)	3,49
Nb - ø (mm)		2 ø 8mm + 3 ø 10mm			As Total (cm ²)				3,40		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	19,62
ARMADURA INFERIOR - TRECHO 1-2											
M (KN.cm)	2670	Md (KN.cm)	3738	Kmd	0,0808	Kx	0,1250	kz	0,9500	As (cm ²)	2,51
Nb - ø (mm)		2 ø 8mm + 2 ø 10mm			As Total (cm ²)				2,60		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	19,51
ARMADURA SUPERIOR - TRECHO 2-3											
M (KN.cm)	2640	Md (KN.cm)	3696	Kmd	0,0799	Kx	0,1235	kz	0,9506	As (cm ²)	2,48
Nb - ø (mm)		2 ø 8mm + 2 ø 10mm			As Total (cm ²)				2,60		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	12,99
ARMADURA SUPERIOR - TRECHO 2-3											
M (KN.cm)	1170	Md (KN.cm)	1638	Kmd	0,0354	Kx	0,0532	kz	0,9787	As (cm ²)	1,07
Nb - ø (mm)		2 ø 8 mm			As Total (cm ²)				1,00		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	20,69
ARMADURA SUPERIOR - TRECHO 3-4											
M (KN.cm)	2970	Md (KN.cm)	4158	Kmd	0,0898	Kx	0,1399	kz	0,9440	As (cm ²)	2,81
Nb - ø (mm)		2 ø 8mm + 2 ø 10mm			As Total (cm ²)				2,60		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	14,65
ARMADURA INFERIOR - TRECHO 3-4											
M (KN.cm)	1490	Md (KN.cm)	2086	Kmd	0,0451	Kx	0,0681	kz	0,9727	As (cm ²)	1,37
Nb - ø (mm)		3 ø 8 mm			As Total (cm ²)				1,50		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	19,51
ARMADURA SUPERIOR - TRECHO 4-5											
M (KN.cm)	2640	Md (KN.cm)	3696	Kmd	0,0799	Kx	0,1235	kz	0,9506	As (cm ²)	2,48
Nb - ø (mm)		2 ø 8mm + 2 ø 10mm			As Total (cm ²)				2,60		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	14,65
ARMADURA INFERIOR - TRECHO 4-5											
M (KN.cm)	1490	Md (KN.cm)	2086	Kmd	0,0451	Kx	0,0681	kz	0,9727	As (cm ²)	1,37
Nb - ø (mm)		3 ø 8 mm			As Total (cm ²)				1,50		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	22,87
ARMADURA SUPERIOR - TRECHO 5-6											
M (KN.cm)	3630	Md (KN.cm)	5082	Kmd	0,1098	Kx	0,1735	kz	0,9306	As (cm ²)	3,49
Nb - ø (mm)		2 ø 8mm + 3 ø 10mm			As Total (cm ²)				3,40		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	12,99
ARMADURA INFERIOR - TRECHO 5-6											
M (KN.cm)	1170	Md (KN.cm)	1638	Kmd	0,0354	Kx	0,0532	kz	0,9787	As (cm ²)	1,07
Nb - ø (mm)		2 ø 8 mm			As Total (cm ²)				1,00		
bw	20	d	36	fed	1,79	d'(cm)	4,00	fyd	43,48	dmin	19,62

ARMADURA INFERIOR - TRECHO 6-6											
M (KN.cm)	2670	Md (KN.cm)	3738	Kmd	0,0808	Kx	0,1250	kz	0,9500	As (cm ²)	2,51
Nb - ø (mm)			2 ø 8mm + 2 ø 10mm		As Total (cm ²)				2,60		

CÁLCULO DE SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA V1/V2									
Vigas	bw (cm)	H (cm)	D (cm)	D' (cm)	V (KN)	Vr (KN)	Vsd (KN)	Vsd,min (KN)	Vrd
V1	20	40	36,37	3,63	41,60	37,76	58,24	85,11	312,78
V2	20	40	36,37	3,63	41,60	37,76	58,24	85,11	312,78
Vsd ≤ Vrd	Asw,min (cm ² /cm)	Vc (KN)	Vsw	Asw (cm ² /m)	Bitola	S (cm)	C (m)	Comp. da Viga (m)	Nº de Estribos
OK!	0,02048	55,86	14,26	1,002	5 mm	19,2	1,05	30,00	157
OK!	0,02048	55,86	14,26	1,002	5 mm	19,2	1,05	30,00	157

Número de Barras por Camada	Cobrimento (cm)	# Barra (cm)	d'
3,33	2,5	1,2	3,6

Concreto C - 25	Aço CA - 60
25	60