

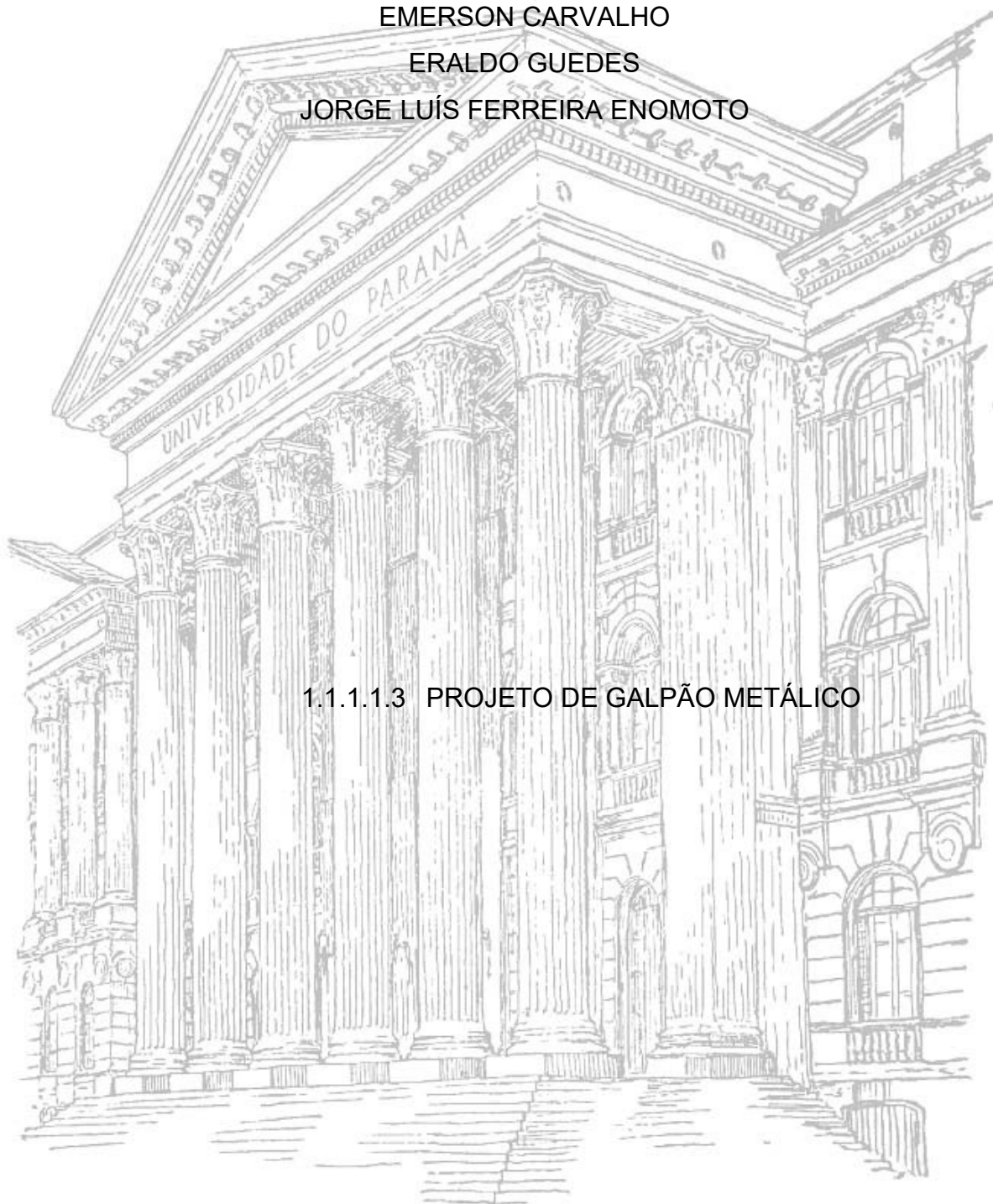
**1.1.1.1.1 UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ**

**1.1.1.1.2**

EMERSON CARVALHO

ERALDO GUEDES

JORGE LUÍS FERREIRA ENOMOTO



**1.1.1.1.3 PROJETO DE GALPÃO METÁLICO**

1.1.1.1.3.1 CURITIBA  
2016

EMERSON CARVALHO

ERALDO GUEDES  
JORGE LUÍS FERREIRA ENOMOTO

#### 1.1.1.1.4 PROJETO DE GALPÃO METÁLICO

Trabalho apresentado como requisito parcial à aprovação na disciplina de Estruturas Metálicas – TM-370 do curso de Engenharia Mecânica Noturno da Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Alexandre Augusto Pescador Sardá

CURITIBA  
2016

## SUMÁRIO

Introdução.....	4
2 Cargas adotadas .....	5
2.1 Cargas permanentes.....	5
2.2 Cargas acidentais – Sobrecarga .....	5
2.3 Cargas acidentais – Ventos .....	6
2.4 Combinações para estados limites últimos .....	12
3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PÓRTICO.....	15
3.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA A COLUNA.....	16
3.2 Verificação da esbeltez .....	16
3.2.1 Verificação da capacidade à compressão.....	17
3.3 Verificação da capacidade à flexão.....	20
3.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento .....	26
3.5 Verificação para a combinação de esforços solicitantes.....	27
4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA AS VIGAS.....	27
4.1.1 Verificação da esbeltez .....	28
4.2 Verificação da capacidade à compressão.....	28
4.3 Verificação da capacidade à flexão.....	29
4.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento .....	31
5 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS	31
6 Terças de cobertura, tirantes, contraventamento e telhas.....	32
7 Ligações coluna-viga .....	32
Anexos.....	34

## INTRODUÇÃO

As estruturas metálicas são soluções eficientes com grande poder de reaproveitamento. Apresentam material de alta resistência e rapidez na execução.

Considerando-se o pouco uso, em contraponto com os benefícios deste tipo de estrutura, faz-se necessário realizar um estudo aprofundado sobre estrutura em aço.

O objetivo geral deste trabalho é através da nova norma de aço NBR 8800:2008 elaborar uma sequência de cálculo para facilitar no dimensionamento de uma estrutura, principalmente os do pórtico principal.

As premissas iniciais para o galpão desejado são:

- Função: depósito de materiais;
- Terreno afastado da cidade em terreno plano;
- Estrutura em aço;
- Tamanho 50mx15mx5m + 1,5m telhado;
- Tapamento Lateral com telhas metálicas de alumínio;
- Cobertura com telhas metálicas de alumínio;

## 2 CARGAS ADOTADAS

### 2.1 CARGAS PERMANENTES

Conforme a bibliografia de Galpões para Usos Gerais (2010) serão considerados os seguintes carregamentos como cargas permanentes.

Telhas =  $0,026 \text{ kN/m}^2$  ([www.shockmetais.com.br/produtos/alumínio/telha-tra](http://www.shockmetais.com.br/produtos/alumínio/telha-tra))

Contraventamentos =  $0,05 \text{ kN/m}^2$

Terças e Tirantes =  $0,10 \text{ kN/m}^2$

Vigas e Colunas =  $0,20 \text{ kN/m}^2$

Total Permanente =  $0,376 \text{ kN/m}^2$

Para levar em conta a carga total permanente no pórtico, para fins de cálculo, devemos considerá-la como uma carga distribuída. Deve-se utilizar a distância entre pórticos, que é 5m.

$$0,376 \text{ kN/m}^2 * 5 \text{ m} = 1,88 \text{ kN/m}$$

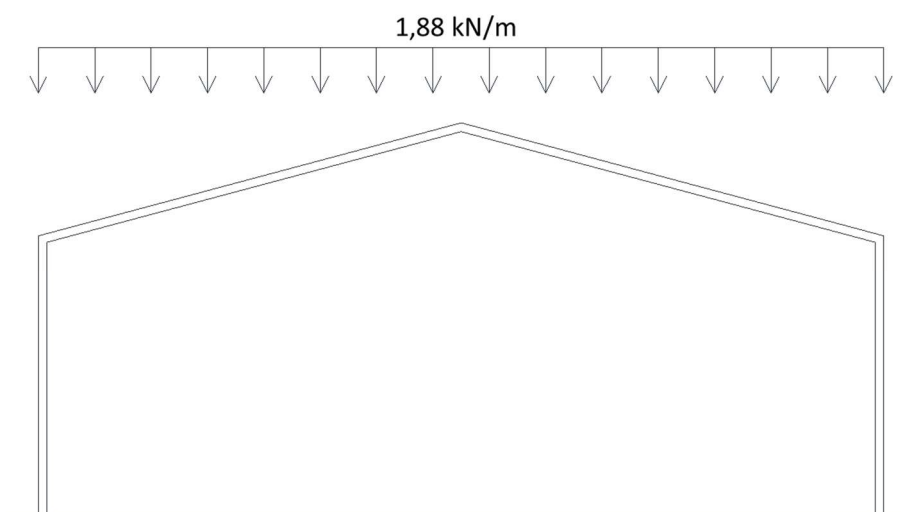


Figura 1 - Cargas Permanentes

### 2.2 CARGAS ACIDENTAIS – SOBRECARGA

Conforme a NBR 8800:2008 o mínimo a ser considerado é  $0,25 \text{ kN/m}^2$ . Analisando a carga total acidental (sobrecarga) no pórtico, para fins de cálculo também devemos considerá-la como uma carga distribuída. Deve-se utilizar a distância entre pórticos, que é 5m.

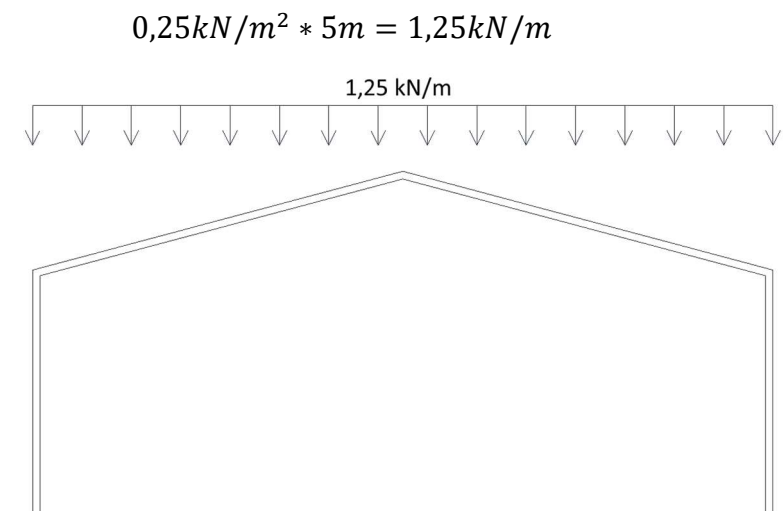


Figura 2 - Cargas Acidentais - Sobrecarga da Estrutura

## 2.3 CARGAS ACIDENTAIS – VENTOS

Para ser possível conhecer o carregamento de cargas acidentais, passamos por uma série de considerações e cálculos, como segue:

Isopletras do vento: Região Sul do Brasil (Curitiba - Paraná):  $v_0 = 45 \text{ m/s}$ ;

Fator Topográfico: Terreno plano ou fracamente acidentado:  $s_1 = 1,00$ ;

Fator de Rugosidade: Área industrial – Categoria IV e maior dimensão 50,00m – Classe B;

Será considerada nas alturas de 2,5m (metade da altura da coluna) e 6,5m (corresponde a maior altura da edificação).

$$s_{2(2,5\text{m})} = 0,85 * 0,98 \left( \frac{2,5}{10} \right)^{0,125} = 0,70$$

$$s_{2(6,5\text{m})} = 0,85 * 0,98 \left( \frac{6,5}{10} \right)^{0,125} = 0,79$$

Fator estatístico: Área industrial com baixo teor de ocupação – Grupo 3:  $s_3 = 0,95$ ;

As velocidades características para as duas alturas calculadas, tem-se:

$$v_{k(2,5\text{m})} = 45 * 1 * 0,70 * 0,95 = 29,925 \text{ m/s}$$

$$v_{k(6,5\text{m})} = 45 * 1 * 0,79 * 0,95 = 33,773 \text{ m/s}$$

Assim, a pressão de obstrução:

$$q_{(2,5\text{m})} = 0,613 * 29,925^2 = 548,95 \text{ N/m}^2$$

$$q_{(6,5\text{m})} = 0,613 * 33,773^2 = 699,20 \text{ N/m}^2$$

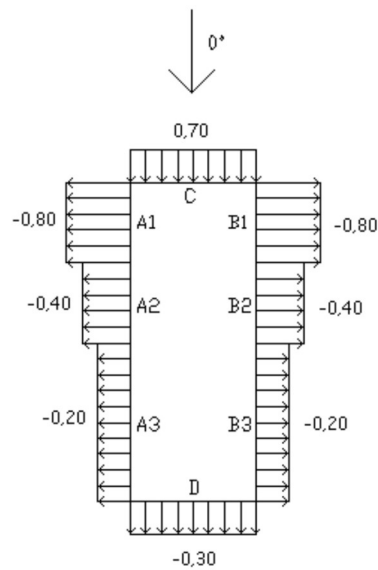
Os coeficientes de pressão externos das paredes ( $c_{pe}$ ) para uma edificação retangular, encontram-se através das relações:

Relação altura/largura:

$$\frac{h}{b} = \frac{5}{15} = 0,333 \leq \frac{1}{2}$$

Relação comprimento/largura:

$$\frac{a}{b} = \frac{50}{15} = 3,333 \quad 2 \leq 3,333 < 4$$



**Figura 3 -  $c_{pe}=0^{\circ}\text{C}$**

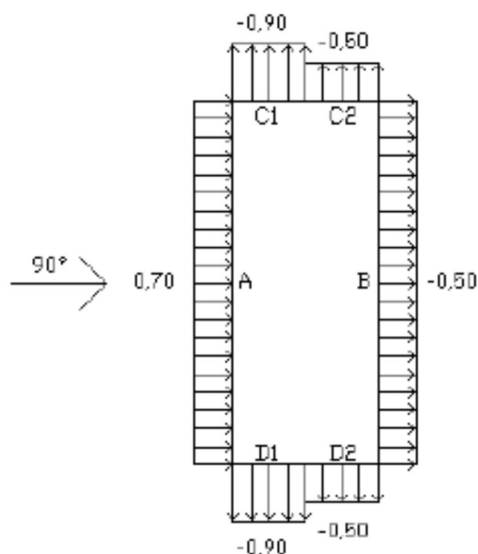
O comprimento de A1 e B1 segue a condição:

$$\frac{b}{3} = \frac{15}{3} = 5m$$

$$\frac{a}{4} = \frac{50}{4} = 12,5m$$

$$2 * h = 2 * 5 = 10m$$

Utiliza-se o maior valor entre a primeira e segunda condição. Caso este valor for maior que a terceira condição, usa-se a terceira. A1 e B1=12,5m.



**Figura 4 - Cpe para vento = 90°**

O comprimento de C1 e D1 segue a condição:

$$2 * h = 2 * 5 = 10m$$

$$\frac{b}{2} = \frac{15}{2} = 7,5m$$

Utiliza-se o menor valor entre a primeira e segunda condição. C1 e D1=7,5m.

Os coeficientes externos de pressão médio é:  $h = 5m$ .

$$0,2 * b = 0,2 * 15 = 3m$$

Utiliza-se o menor valor entre as condições superiores (3m).

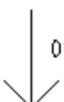
Os coeficientes de pressão externos no telhado ( $c_{pe}$ ):

Sabe-se que a inclinação do telhado é de 11° e,

$$\frac{h}{b} = \frac{5}{15} = 0,333 \leq \frac{1}{2}$$

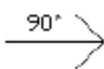
Têm-se os seguintes coeficientes:





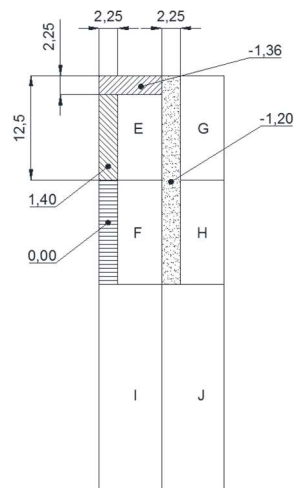
E	G
-0,80	-0,80
F	H
-0,60	-0,60
I	J
-0,20	-0,20

**Figura 5 - Cpe para vento 0°**



E	G
-1,16	-0,40
F	H
-1,16	-0,40
I	J
-1,16	-0,40

**Figura 6 - Cpe para vento 90°**

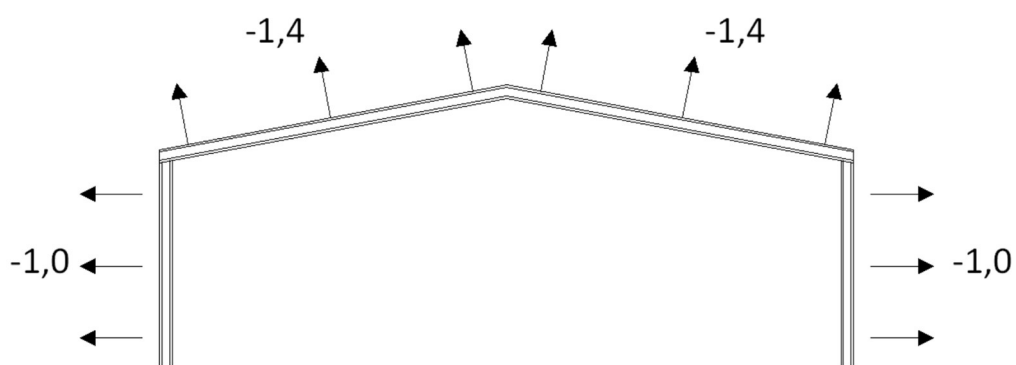


**Figura 7 - Cpe de cobertura**

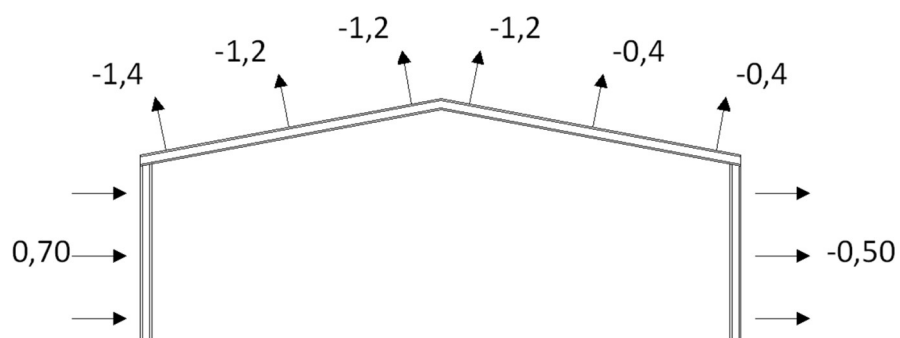
O coeficiente de pressão interna ( $c_{pi}$ ) considera que as paredes do pavilhão tenham duas faces igualmente permeáveis e duas faces igualmente impermeáveis.

Coeficientes adotados: 0,2 e -0,3.

Combinações para telhas, terças e ancoragens:

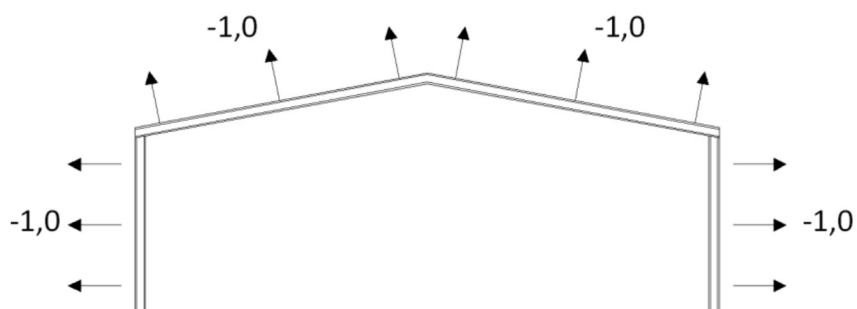


**Figura 8 - Cpe médio S1**

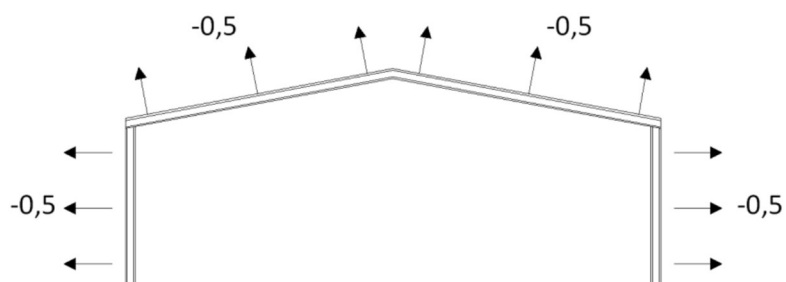


**Figura 9 - Cpe médio S2**

Combinações para elementos da estrutura principal:



**Figura 10 - Caso 1 – Vento 0° e Cpi= +0,2**



**Figura 11 – Caso 2 – Vento 0° e Cpi= -0,3**

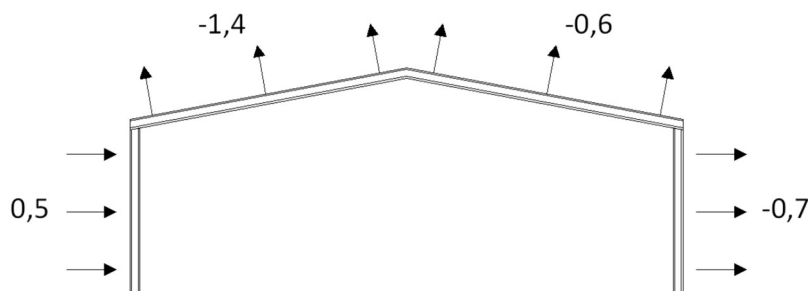


Figura 12 – Caso 3 – Vento 90° e  $C_{pi}=+0,2$

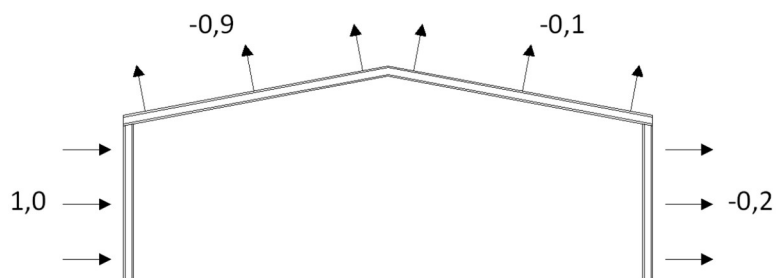


Figura 13 – Caso 4 – Vento 90° e  $C_{pi}=-0,3$

- Valores para as cargas de vento:

Sabendo que o espaçamento entre pórticos é de 5m e que a carga  $q$  calculada é:

$$q_{(2,5m)} = 548,95 \text{ N/m}^2 = 0,54895 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{(6,5m)} = 699,20 \text{ N/m}^2 = 0,6992 \text{ kN/m}^2$$

A fim de considerar as ações atuantes na estrutura, serão consideradas as duas piores situações (Caso 1 vento a 0° e  $c_{pi} = +0,2$  e Caso 3 vento a 90°  $c_{pi} = +0,2$ ) e que podem ocorrer:

$$P = \text{Espaçamento} * q = 5\text{m} * 0,54895 \text{ kN/m}^2 = 2,74475 \text{ kN/m}$$

$$P = \text{Espaçament} * q = 5\text{m} * 0,6992 \text{ kN/m}^2 = 3,496 \text{ kN/m}$$

Caso 1:

$$F = P * c_f$$

$$F = 2,74475 \text{ kN/m} * 1,0 = 2,7447 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 1,0 = 3,496 \text{ kN/m}$$

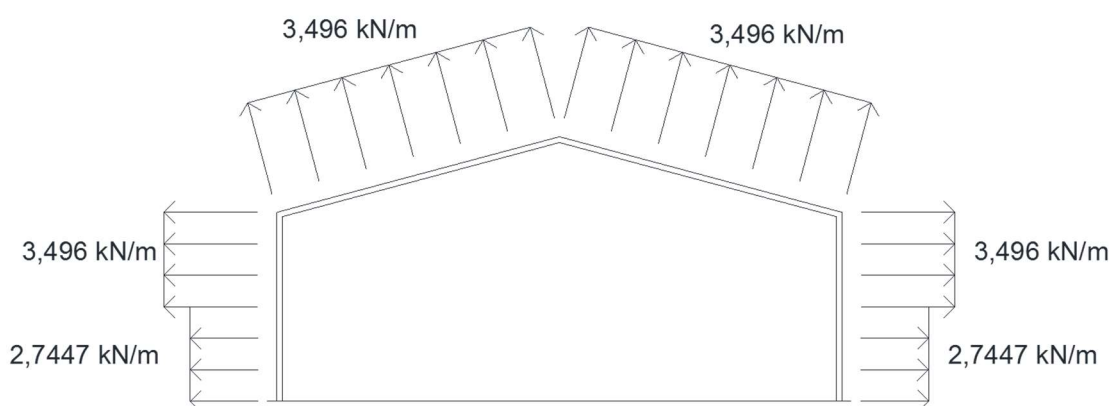


Figura 14 - Caso 1

Caso 3:

$$F = P * c_f$$

$$F = 2,74475 \text{ kN/m} * 0,5 = 1,3724 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 0,5 = 1,748 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 1,4 = 4,8944 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 0,6 = 2,0976 \text{ kN/m}$$

$$F = 3,496 \text{ kN/m} * 0,7 = 2,4472 \text{ kN/m}$$

$$F = 2,74475 \text{ kN/m} * 0,7 = 1,9213 \text{ kN/m}$$

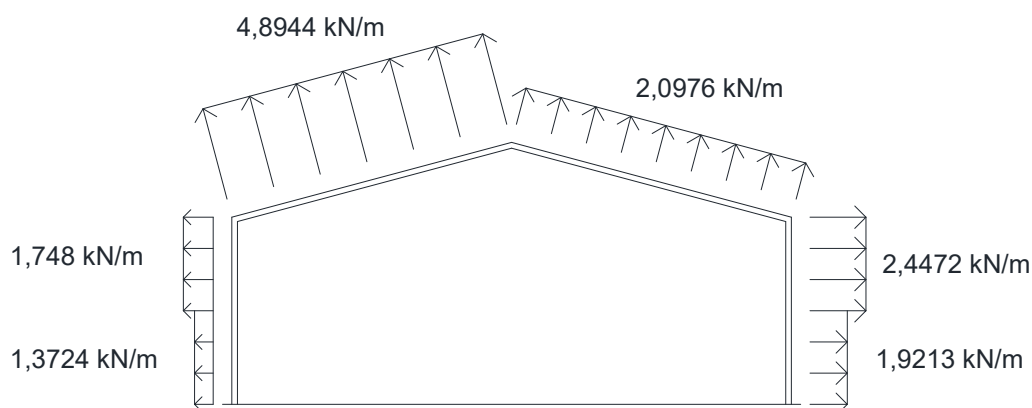


Figura 15 - Caso 3

## 2.4 COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

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

$$F_{d,1} = (1,25) * (1,88 \text{ kN/m}) + (1,25) * (1,25 \text{ kN/m}) = 3,9125 \text{ kN/m}$$

Força horizontal equivalente – Força Nocional:

$$F_n = 0,003 * (F_{d,1}) * (V\tilde{a}o) = 0,003 * 3,9125 \text{ kN/m} * 15 \text{ m} = 0,176 \text{ kN}$$

Considerando que o vento só atua na sucção da cobertura, analisa-se os dois casos:

$$F_{d,2} = (1,00) * (F_{Gi,k}) - (1,40) * (F_{w,k})$$

$$F_{d,2} = (1,00) * (1,88kN/m) - (1,40) * (3,496kN/m * \cos 11^\circ) = -2,924kN/m$$

$$F_{d,2} = -(1,40) * (3,496kN/m * \sin 11^\circ) = -0,934kN/m$$

$$F_{d,2} = -(1,40) * (3,496kN/m) = -4,8944kN/m$$

$$F_{d,2} = -(1,40) * (2,7447kN/m) = -3,8426kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,00) * (1,88kN/m) - (1,40) * (4,8944kN/m * \cos 11^\circ) = -4,8463kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,00) * (1,88kN/m) - (1,40) * (2,0976kN/m * \cos 11^\circ) = -1,0026kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (4,8944kN/m * \sin 11^\circ) = -1,3074kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (2,0976kN/m * \sin 11^\circ) = -0,5603kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,40) * (1,748kN/m) = 2,4472kN/m$$

$$F_{d,3} = (1,40) * (1,3724kN/m) = 1,92136kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (2,4472kN/m) = -3,4261kN/m$$

$$F_{d,3} = -(1,40) * (1,9213kN/m) = -2,6898kN/m$$

A partir dos cálculos das forças chegou-se aos seguintes diagramas de esforços:

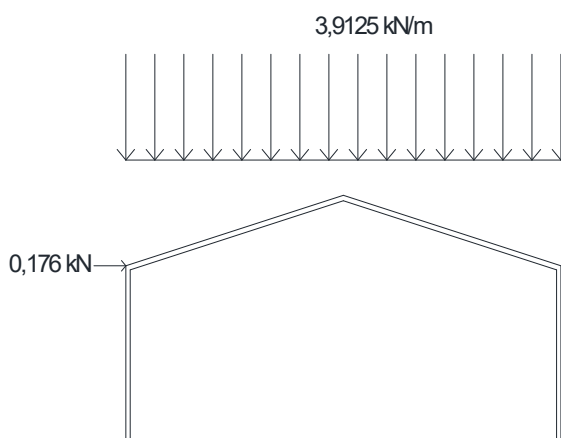
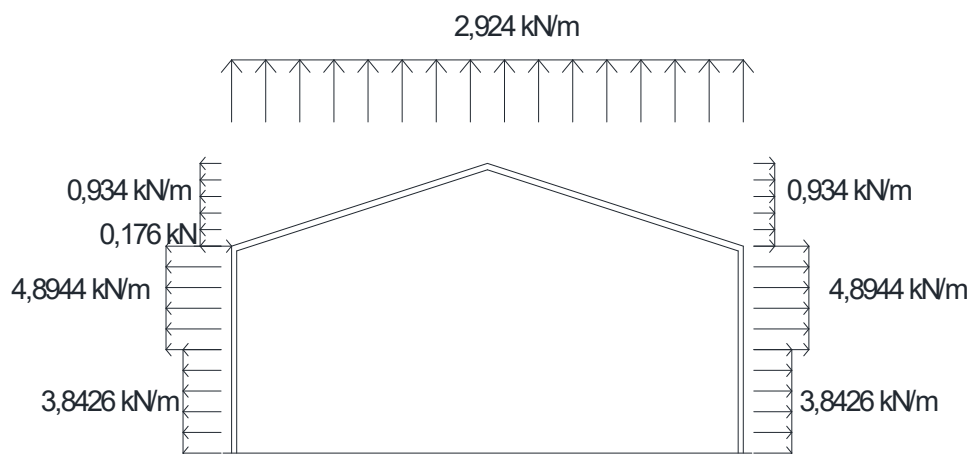
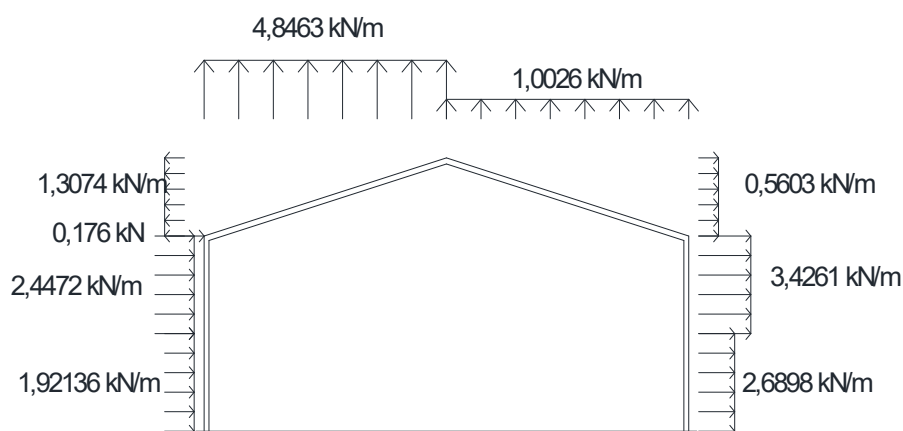


Figura 16 - Combinação Fd1 – Carga Permanente+Carga Acidental+Força Nocional



**Figura 17 - Combinação Fd2 – Carga Permanente +Força Nocional+Carga de Vento Caso 1**



**Figura 18 - Combinação Fd3 – Carga Permanente +Força Nocional+Carga de Vento Caso 3**

Obtidos os valores de carregamento para todas as combinações adotadas, estes são inseridos no software FTOOL (versão educacional 3.01) para facilitar a análise de esforços no pórtico, podendo ser observado no anexo \*. Na Figura 19 pode ser visto o diagrama de momento da Combinação Fd3, situação de maior relevância encontrada, apresentando os maiores esforços de momento (61,9 KN·m para viga e coluna), juntamente com o maior valor da reação de tração (32,2 KN). Para reação de compressão, a Combinação Fd1 apresentou o maior valor entre as combinações, sendo este 29,8 KN.

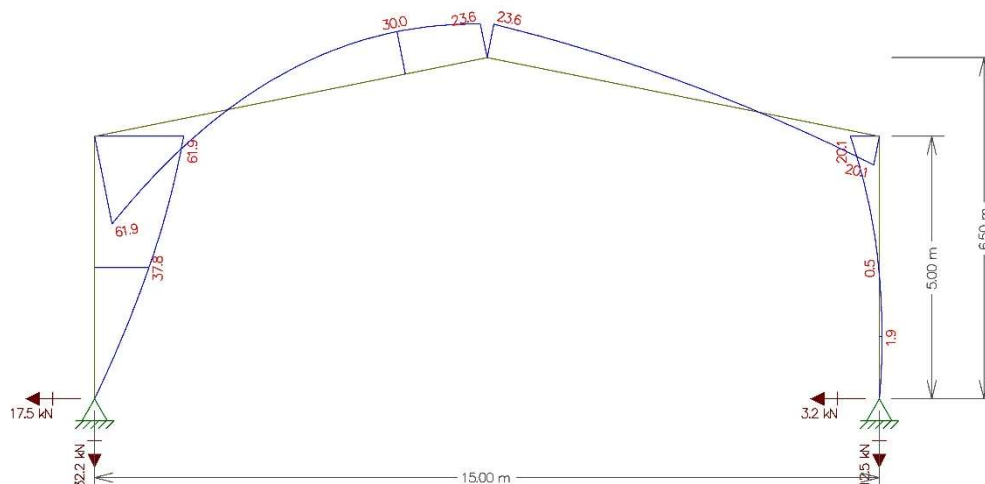
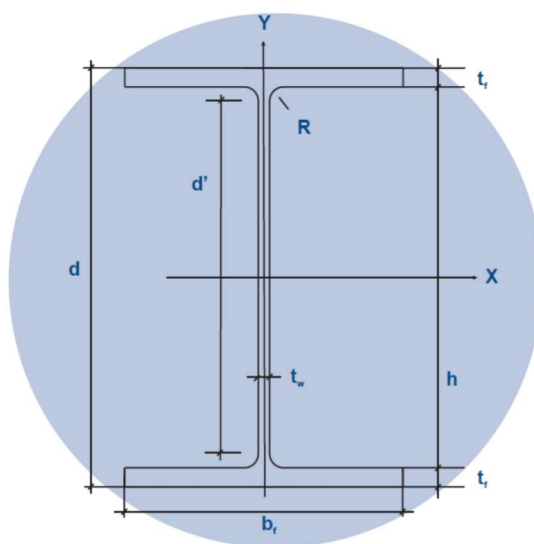


Figura 19 - Diagrama de Momentos - Combinação Fd3

### 3 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DO PÓRTICO

Ao analisar os arranjos estruturais, devido à necessidade de velocidade na execução foi escolhido o perfil de alma cheia para execução dos pilares e pórticos. De posse de todas essas informações, escolheu-se o perfil W530x72,0, conforme especificações abaixo, como resistente tanto para a coluna quanto a viga, sendo solicitados na condição mais desfavorável.



PERFIS I BITOLA	Massa Linear Kg/m	d mm	b <sub>f</sub> mm	Espessura		h mm	d' mm	Área cm <sup>3</sup>	EIXO X - X			
				t <sub>w</sub> mm	t <sub>f</sub> mm				I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>x</sub> cm	Z <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>
W 530 x 72,0	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478	91,6	39.969	1.525,5	20,89	1.755,9
EIXO Y - Y				r <sub>y</sub> cm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	ESBELTEZ		C <sub>w</sub> cm <sup>6</sup>	m <sup>2</sup> / m	BITOLA		
I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	r <sub>y</sub> cm	Z <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>			ABA - λ <sub>f</sub> b <sub>f</sub> / 2t <sub>f</sub>	ALMA - λ <sub>w</sub> d' / t <sub>w</sub>					
1.615	156,0	4,20	244,6	5,16	33,41	9,50	53,13	1.060,548	1,84	W 530 x 72,0		

Figura 20 - Perfil adotado para Colunas e Vigas

Neste capítulo será apresentado o dimensionamento dos elementos do pórtico, seguindo as prescrições normativas. Para a coluna e viga, o perfil apontado passará por verificações, devendo ser aprovado ou em caso contrário substituído por outro que atenda as solicitações.

### 3.1 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA A COLUNA

Como as duas colunas (A-B e D-E) terão perfis iguais, somente serão apresentados os cálculos detalhados para uma delas (A-B), a qual possui esforços de maior valor.

Para o estudo foi utilizado o aço ASTM A572 grau 50, que apresenta  $F_y = 3,45 \text{ tf/cm}^2$  e  $F_u = 4,50 \text{ tf/cm}^2$ , classificado como um aço de baixa liga e alta resistência mecânica. Esta resistência elevada se deve ao acréscimo de carbono e elementos de liga em pequena quantidade como nióbio, cobre, manganês, silício, etc, em sua composição. Este tipo de aço é usado quando há necessidade de uma resistência maior para o perfil adotado, e pode ser empregado em qualquer tipo de estrutura, seja com ligações soldadas, parafusada ou rebitada.

As propriedades mecânicas e geométricas do perfil foram obtidas em uma tabela, encontrada no manual, Galpões em pórticos com perfis estruturais laminados (2011), também disponível no site da empresa Gerdau. No manual é apresentada esta tabela com valores para diversos tamanhos de perfis, bem como diversas informações sobre o assunto deste trabalho. Os valores do perfil adotado são visualizados no anexo \*, juntamente com a indicação de sua simbologia.

O perfil escolhido não necessariamente é o de melhor desempenho referindo-se à relação custo/benefício, ou seja, tratando da capacidade mínima necessária com o menor custo. Isto não é o objetivo deste trabalho, pois a melhor solução deve avaliar todos os fatores envolvidos como: disponibilidade dos fornecedores e tempo de entrega, custos, compatibilidade dimensional entre elementos da estrutura, entre outros quesitos. O projetista deve procurar a melhor solução, que englobe todos os custos, seja do material, da fabricação, do transporte e montagem, e do tempo para todo processo.

### 3.2 VERIFICAÇÃO DA ESBELTEZ



Como caracteriza o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (2008), a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomado como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil, "L" e o raio de giração correspondente, "r", não deve ser superior a 200. Os valores para o coeficiente de flambagem, "K" podem ser observados na Tabela 01, mostrada anteriormente no item 2.4.1 deste trabalho.

$$\frac{K.L_x}{r_x} = \frac{1,0.500}{20,89} = 23,93 < 200 \rightarrow ok!$$

$$\frac{K.L_y}{r_y} = \frac{1,0.500}{4,2} = 119,05 < 200 \rightarrow ok!$$

### 3.2.1 Verificação da capacidade à compressão

Pela indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), verifica-se para o perfil em questão a esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil I, de seção com dupla simetria, enquadra-se no Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49\sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

Assim,

$$\frac{478}{9} = 53,11 > 1,49\sqrt{\frac{200000}{345}} = 35,87$$

Como (h<sub>w</sub>/t<sub>w</sub>) supera (b/t)<sub>lim</sub>, deve-se calcular o fator de redução Q<sub>a</sub>, dado por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

onde A<sub>g</sub> é a área bruta e A<sub>ef</sub> a área efetiva da seção transversal, dada por:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

com o somatório estendendo-se a todos os elementos AA.

Na expressão seguinte, b e t são, respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, e b<sub>ef</sub> é a largura efetiva de um elemento comprimido AA.

A largura efetiva dos elementos AA é igual a:

$$b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[ 1 - \frac{C_a}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

onde C<sub>a</sub> é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e σ é a tensão que pode atuar no elemento analisado, tomada igual a:

$$\sigma = \chi f_y$$

com  $\chi$  obtido conforme o item 5.3.3 da NBR 8800 (2008), adotando Q igual a 1,0. Opcionalmente, de forma conservadora, pode-se tomar:

$$\sigma = f_y$$

Desta maneira:

$$b_{ef} = 1,92 \cdot 9,0 \cdot 24,077 \cdot \left[ 1 - \frac{0,34}{478/9} \cdot 24,077 \right]$$

$$b_{ef} = 351,92 \text{ mm} < 478 \text{ mm}$$

$$A_{ef} = 9160 - (478 - 351,92) \cdot 9,0 = 8025,28 \text{ mm}^2$$

$$Q_a = \frac{8025,28}{9160} = 0,88$$

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

Segundo a indicação da Tabela F.1 da norma NBR 8800 (2008), tratando-se de um perfil I, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\left(\frac{E}{f_y}\right)}$$

Como  $(h_w/t_w)$  não supera  $(b/t)_{\text{lim}}$ , adota-se  $Q_s = 1,00$ .

$$\frac{207/2}{10,9} = 9,5 > 0,56 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 13,48$$

Assim, de acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), o fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Q_a \cdot Q_s \therefore Q = 0,88 \cdot 1 = 0,88$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, descrito no Anexo E da norma NBR 8800 (2008), determina-se para uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto:

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2}$$

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2}$$

c) para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot I_t \right]$$

Onde:

$K_x L_x$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

$I_x$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_y L_y$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

$I_y$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

$K_z L_z$  é o comprimento de flambagem por torção;

$C_w$  é a constante de empenamento da seção transversal; (pode ser encontrado através de cálculo ou através das tabelas de perfis);

$I_t$  é o momento de inércia à torção uniforme;

$r_0$  é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}$$

$x_0$  e  $y_0$  são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

$$a) N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 39,969e07}{(5000)^2} = 31558,3 \text{ kN}$$

$$b) N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 1,615e}{(5000)^2} = 1275,15 \text{ kN}$$

$$c) r_0 = \sqrt{(208,9^2 + 42,0^2)} = 213,08 \text{ mm}$$

$$C_w = \frac{I_y(d - t_f)^2}{4} = \frac{1,615e07(524 - 10,9)^2}{4} = 1,06e^{12} \text{ mm}^6$$

$$N_{ez} = \frac{1}{213,08^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 1,06e^{12}}{(5000)^2} + 77000 \cdot 334100 \right] = 2409,97 \text{ kN}$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre  $N_{ex}$ ,  $N_{ey}$  e  $N_{ez}$ .

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1275,15 \text{ kN}$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$x = 0,658\lambda_0^2, \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5$$

$$x = 0,877/\lambda_0^2, \text{ se } \lambda_0 > 1,5$$

Onde:

$\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da NBR 8800 (2008) pela fórmula:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

Assim sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,88.9160.345}{1275150}} = 1,4768$$

Como  $\lambda_0 \leq 1,5$ :

$$x = 0,658 \lambda_0^2 = 0,658^{1,4768^2} = 0,401$$

Chegamos então, à força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$N_{cd.Rd} = \frac{x Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,401 \cdot 0,88 \cdot 9160 \cdot 345}{1,1} = 1014,767 kN$$

### 3.3 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE À FLEXÃO

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da NBR 8800 (2008). De acordo com a Tabela G.1 deste anexo, para seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

a) Parâmetro

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{5000}{42} = 119,05$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 42,38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) w}{E \cdot J} = \frac{(345 - 103,5) 1525500}{200000 \cdot 334100} = 0,005513$$

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4} = \frac{1,615 \times 10^7 (524 - 11,4)^2}{4}$$

$$C_w = 1,06 \times 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{1,615 \times 10^7 \cdot 334100}}{42 \cdot 334100 \cdot 0,005513} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1,06 \times 10^{12} \cdot (0,005513)^2}{1,615 \times 10^7}}}$$

$$\lambda = 120,17$$

Segundo indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR8800 (2008), quando  $\lambda_{FLT} > \lambda_r$  :

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left( 1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w} \right)}$$

$C_b$  (Fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme), conforme itens 5.4.2.3 e 5.4.2.4 na NBR 8800 (2008), pode ser adotado como:

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \cdot R_M \leq 3,0$$

onde,

$M_{max}$  é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;

$M_A$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

$M_B$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

$M_c$  é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

$R_m$  é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a  $0,5+2 \cdot (I_{yc} / I_y)^2$  para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos;

$I_{yc}$  é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria (como a curvatura é reversa, esse momento de inércia refere-se à mesa de menor momento de inércia);

$I_y$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

Então, tendo os valores dos momentos solicitados conforme ilustrado abaixo se pode calcular:

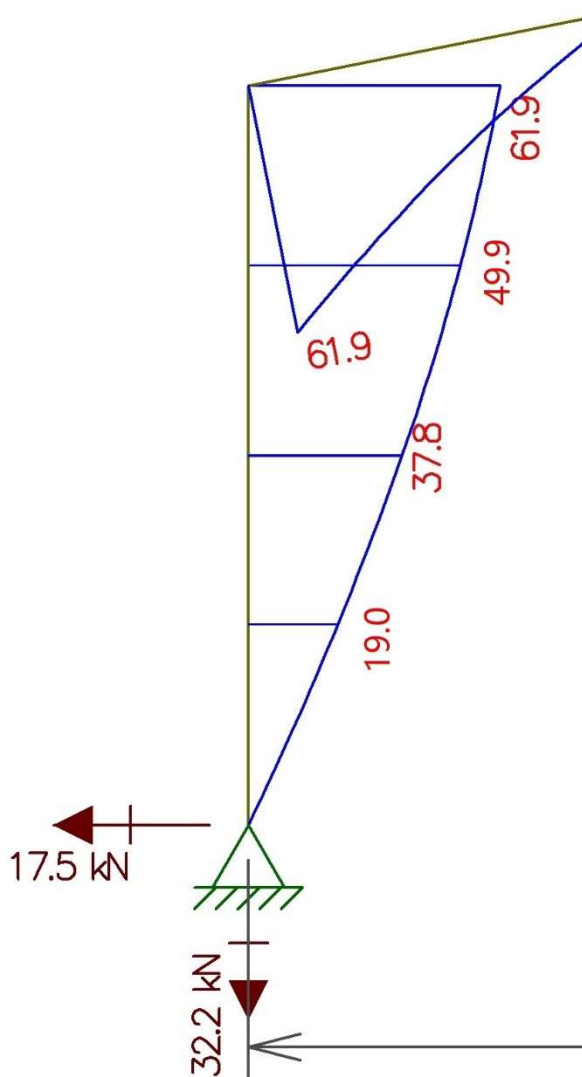


Figura 21 - Momentos atuantes na coluna A-B

$$C_b = \frac{12,5 \cdot 61,9}{2,5 \cdot 61,9 + 3 \cdot 49,9 + 4 \cdot 37,8 + 3 \cdot 19,0} \cdot 1$$

$$C_b = 1,51 \leq 3,0 \text{ OK!}$$

$$M_{cr} = \frac{1,51 \pi^2 \cdot 200.000 \cdot 1,615 \times 10^7}{5000^2} \cdot \sqrt{\frac{1,06 \times 10^{12}}{1,615 \times 10^7} \left( 1 + 0,039 \frac{334100 \cdot (5000)^2}{1,06 \times 10^{12}} \right)}$$

$$M_{cr} = 564,02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y$$

$$M_{pl} = 1755900 \cdot 345 = 605,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{FLT,n} = \frac{564,02}{1,1} \leq \frac{605,8}{1,1}$$

$$M_{FLT,n} = 512,75 \text{ kN} \cdot \text{m} \leq 550,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{FLT,n} = 512,75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{207}{2 \cdot 10,9} = 9,5$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 9,15$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(F_y - \sigma_r)}} = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{(345 - 103,5)}}$$

$$\lambda_r = 23,88$$

De acordo com a indicação do item G.2.2.b) da ABNT NBR 8800 (2008), quando

$$\lambda_p < \lambda_{FLT} \leq \lambda_r :$$



$$M_{FLM,n} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

Segue as condições da Tabela G.1 da norma NBR 8800 (2008), observando a nota 5 da mesma:

$$M_{FLM,r} = (f_y - \sigma_r)W$$

$$M_{FLM,r} = (345 - 103,5) \cdot 1525500$$

$$M_{FLM,r} = 368,4 kN \cdot m$$

$$M_{FLM,n} = \frac{1}{1,1} \left[ 605,8 - (605,8 - 368,4) \frac{9,5 - 9,15}{23,88 - 9,15} \right]$$

$$M_{FLM,n} = 545,6 kN \cdot m$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{478}{9,0} = 53,11$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 90,53$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 137,24$$

Segundo indicado no item G.2.2.a) da NBR 8800 (2008), quando  $\lambda_{FLT} < \lambda_p$ :

$$M_{FLA,n} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{605,8}{1,1} = 550,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Assim, chegamos ao momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \text{Min}(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$M_{Rd} = 368,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### 3.4 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE AO CISALHAMENTO

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da norma NBR 8800 (2008).

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_v = \frac{h}{t_w} = \frac{478}{9,0} = 53,11$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 59,22$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{5 \cdot 200.000}{345}} = 73,76$$

Para uma seção I fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo,  $V_{Rd}$ , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da NBR 8800 (2008), para quando  $\lambda_v < \lambda_p$ , é dada por:

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot (524 \cdot 9,0) \cdot 345$$

$$V_{pl} = 976,21 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{976,21}{1,1}$$

$$V_{Rd} = 887,46 \text{ kN}$$

### 3.5 VERIFICAÇÃO PARA A COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS SOLICITANTES

De acordo com o item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (2008), para a atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos flettores, deve ser obedecida à limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

Para:

$$\frac{N_{s,d}}{N_{R,d}} \geq 0,2 \Rightarrow \frac{N_{c,sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{8}{9} \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} \leq 1,00$$

$$\frac{N_{s,d}}{N_{R,d}} < 0,2 \Rightarrow \frac{N_{c,sd}}{2 \cdot N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} \leq 1,00$$

$$\text{Assim, como } \frac{32,2}{3627,99} = 0,089 < 0,2:$$

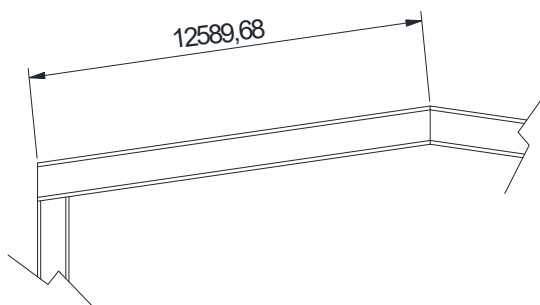
$$\frac{32,2}{2 \cdot 3627,99} + \frac{61,9}{368,4} = 0,172 \leq 1,00 \Rightarrow \text{Ok!}$$

Através deste resultado, verifica-se a estabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos, portanto, pode-se afirmar que o perfil W530 x 72,0 é apropriado para o elemento da coluna A-B no caso da condição de carregamento: Combinação 7 Hipótese II. Ou seja, é adequado para suportar os esforços solicitantes de cálculo.

## 4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA AS VIGAS

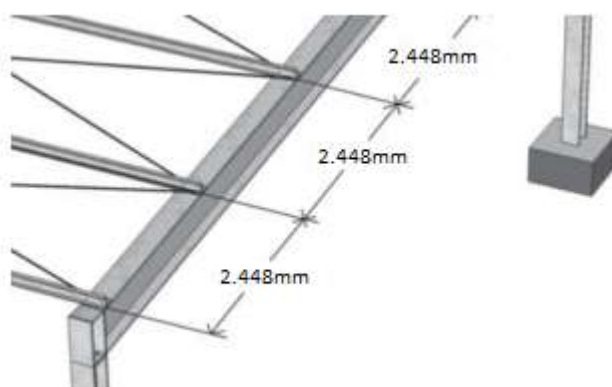
Usando o mesmo procedimento adotado para as colunas, obtêm-se inicialmente os esforços atuantes nas vigas B-C e C-D para então, proceder às verificações.

Alguns processos detalhados no cálculo da coluna serão apresentados de forma resumida aqui, já que o perfil utilizado para as vigas será o mesmo.



**Figura 22 - Dimensão da Viga**

No perfil da viga, haverá dois comprimentos de flambagem diferentes. O comprimento em torno do eixo “x” é de 12.600 mm, ou seja, o comprimento total do perfil (Figura 22). Sendo admitido que o perfil esteja perfeitamente travado por terças e contraventos, como se pode ver na Figura 23, o comprimento de flambagem em torno do eixo “y” e também o comprimento entre duas seções contidas à torção tem o valor de 2.448 mm (10 terças em 24,48m (25m – 2 perfis)).



**Figura 23 - Espaçamento entre seções travadas no perfil**

#### 4.1.1 Verificação da esbeltez

$$\frac{K * L_x}{r_x} = \frac{1 * 12590}{208,9} = 60,27 < 200 \quad OK!$$

#### 4.2 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE À COMPRESSÃO

$$\frac{K * L_y}{r_y} = \frac{2448}{42} = 58,28 < 200 \quad OK!$$

Conforme já calculado no elemento da coluna, o valor do fator de redução total Q é dado por:

$$Q = 0,88 * 1 = 0,88$$

a) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 39,969 * 10^7}{(12590)^2} = 4977,4 \text{ KN}$$

b) Flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 * 200.000 * 1,615 * 10^7}{(2448)^2} = 5319,6 \text{ KN}$$

c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{213,08^2} * \left[ \frac{\pi^2 * 200.000 * 1,06 * 10^{12}}{(2448)^2} + 77000 * 334100 \right]$$

$$N_{ez} = 8256,62 \text{ KN}$$

A carga resistente do perfil é a menor entre  $N_{ex}$ ,  $N_{ey}$ ,  $N_{ez}$ .

$$N_e = 4977,4 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,88 * 9160 * 345}{4977400}} = 0,7475$$

Como  $\lambda_0 < 1,5$ :  $x = 0,658^{0,7475^2} = 0,7915$

A força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{xQ_{fy}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,7915 * 0,88 * 9160 * 345}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 2001,04 \text{ KN}$$

#### 4.3 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE À FLEXÃO

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

a) Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{2448}{42} = 58,28$$

b) Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{200.000}{345}} = 42,38$$

c) Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_T = \frac{1,38 \sqrt{1,615 * 10^7 * 334100}}{42 * 334100 * 0,005513} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 1,06 * 10^{12} * 0,005513^2}{1,615 * 10^7}}}$$

$$\lambda_T = 120,17$$

Segundo a indicação do item G.2.1.b) da NBR 8800 (2008), quando  $\lambda_p < \lambda_{FLT} \leq \lambda_T$

O valor de  $C_b$  pode ser tomado como:

$$C_b = \frac{12,5 * 253,1}{2,5 * 253,1 + 3 * 158,2 + 4 * 106,7 + 3 * 30,7} * 1 \leq 3,0$$

$$C_b = 1,94 < 3,0$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r)W = (345 - 103,5) * 1525500$$

$$M_r = 368,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = 1755900 * 345 = 605,8 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{1,94}{1,1} * \left[ 605,8 - (605,8 - 368,4) * \frac{53,16 - 42,38}{120,17 - 42,38} \right] \leq \frac{605,8}{1,1}$$

$$1010,6 \text{ KN.m} \geq 550,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{FLT,n} = 550,73 \text{ KN.m}$$

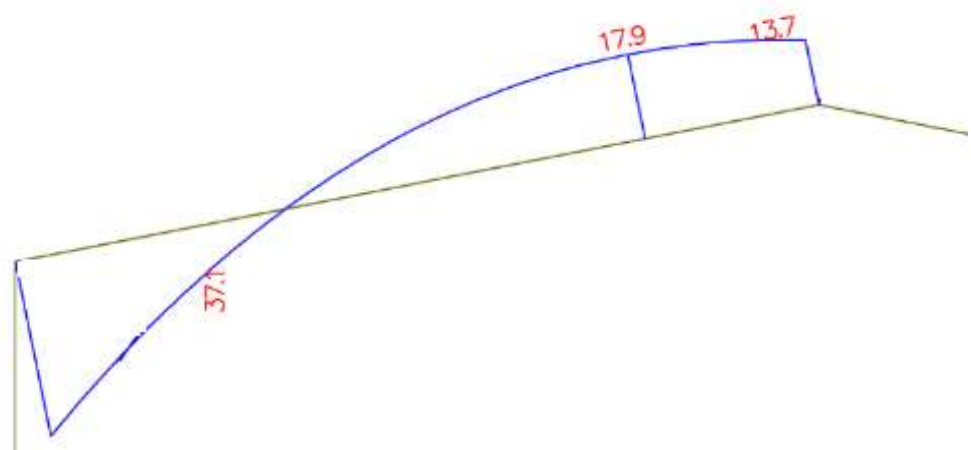


Figura 24 - Momentos atuantes na viga BC

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Como já calculado

$$M_{FLM,n} = 545,6 \text{ KN.m}$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Conforme já calculado

$$M_{FLA,n} = 550,7 \text{ KN.m}$$

- O momento fletor resistente de cálculo é o menor entre:

$$M_{Rd} = \text{Min} (M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA})$$

$$M_{Rd} = 545,6 \text{ KN.m}$$

#### 4.4 VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE AO CISALHAMENTO

$$\text{Como } \frac{41,1}{1993,56} = 0,021 < 0,2$$

$$\frac{41,1}{2 \cdot 1993,56} + \frac{253,1}{545,6} \leq 1,00$$

$$0,47 \leq 1,00 \text{ Ok!}$$

Assim, pode-se dizer que o perfil W530 x 72,0 é adequado também para o elemento da viga B-C no caso da condição de carregamento mais desfavorável.

### 5 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS E HORIZONTAIS

Esta verificação tem a função de avaliar se os deslocamentos estão em acordo como os limites estipulados por norma. Sendo que estes representam a resposta da estrutura e dos materiais estruturais ao carregamento e às situações que será submetida, lembrando que para a análise de deslocamento, as solicitações de cálculo devem ser utilizadas sem majoração, e que esses valores encontrados são empíricos, servindo de modo comparativo com a análise estrutural.

Segundo a norma NBR 8800 (2008), os limites de deslocamento para viga de cobertura é  $L/250$ , e para coluna é  $H/300$ , sendo  $L$  o vão teórico entre apoios, e  $H$  a altura total da coluna.

O maior deslocamento encontrado para a viga foi para a Combinação Fd1, com valor de (y) 8,9 mm, e para a coluna, a Combinação Fd3 com vento à  $90^\circ$  foi a que apresentou maior deslocamento medindo (x) 5,2mm.

Então:

Para viga,  $L/250$

$$25000/250 = 100\text{mm} \geq 8,9\text{mm OK!}$$

Para coluna  $H/300$

$$5000/300 = 16,67\text{mm} \geq 5,2\text{mm OK!}$$

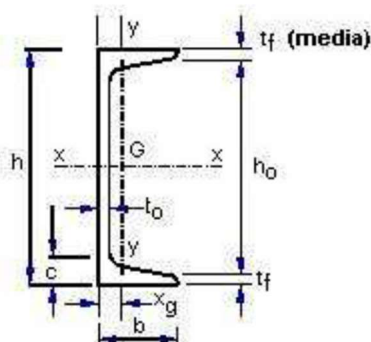
Logo podemos afirmar que os deslocamentos estão dentro dos limites especificados por norma, e também confirmar o resultado do dimensionamento do pórtico, já que a estrutura em si não possui grandes deslocamentos.

## 6 TERÇAS DE COBERTURA, TIRANTES, CONTRAVENTAMENTO E TELHAS

As terças são as vigas que compõem a cobertura da edificação que é o que segura às telhas de cobertura. São as terças que fazem a transmissão da sobrecarga da cobertura e as ações do vento para os pórticos transversais. Sua execução é conformada a frio ou podem ser laminados. Tem a função de montante de contraventamento.

O perfil da terça escolhida é a em forma de U, e os tirantes e contraventamentos serão dimensionadas com barras de aço circular. As bases dos pilares serão engastadas.

O perfil adotado para dimensionamento da terça é U laminado 152 x 12,20 – altura (mm) x massa(kg/m), conforme especificações abaixo:



h x peso pol X kg/m	h mm	hg,c,tf mm	to pol	to mm	b mm	Área cm <sup>2</sup>	h/btf 1/cm	Ix cm <sup>4</sup>	Wx cm <sup>2</sup>	ix cm	Iy cm <sup>4</sup>	Wy cm <sup>3</sup>	iy cm	xg mm
6"x 12,2	152,40	135,0	200,00	5,08	48,80	15,5	3,59	546	71,7	5,94	28,8	8,06	1,36	13,0

Figura 25 - Perfil adotado para as Terças

O perfil adotado para os tirantes e contraventamentos é a barra rosqueada de 12,5mm de diâmetro (valor mínimo recomendado pela ABNT NBR8800).

Foram consideradas telhas trapezoidais, cujas características seguem abaixo:

Altura da onda: 38 mm

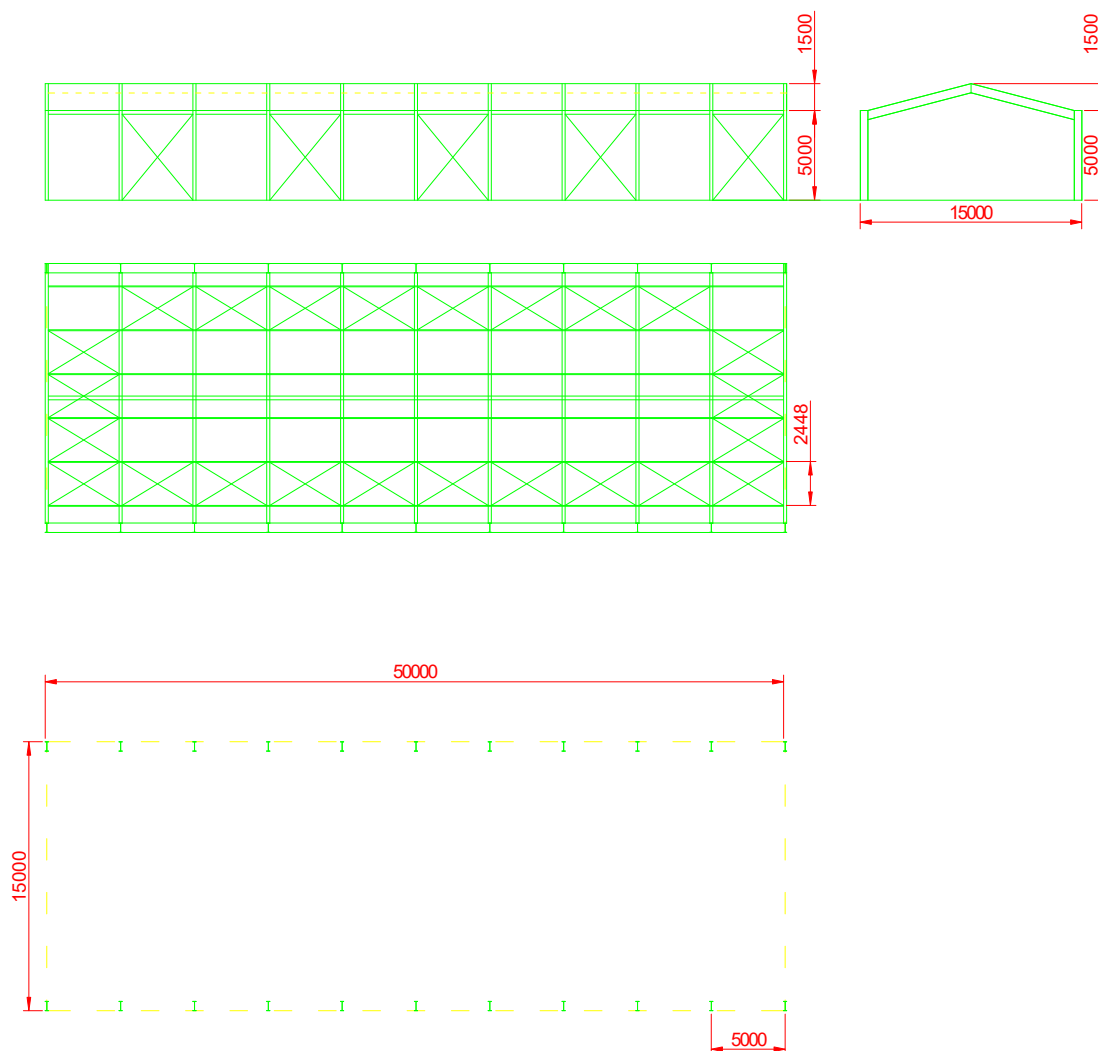
Espessura da telha: 0,8mm

Peso da telha: 26N/m<sup>2</sup>

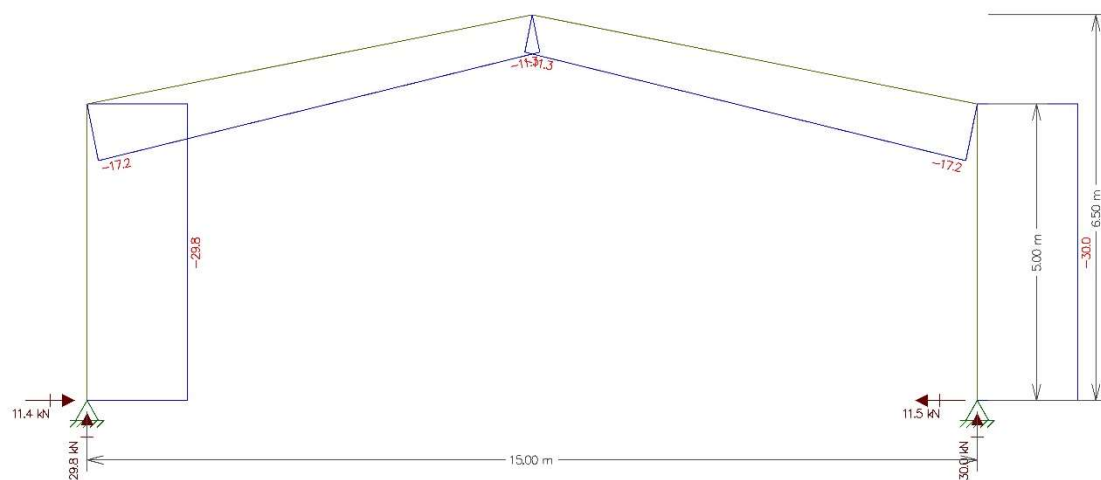
## 7 LIGAÇÕES COLUNA-VIGA



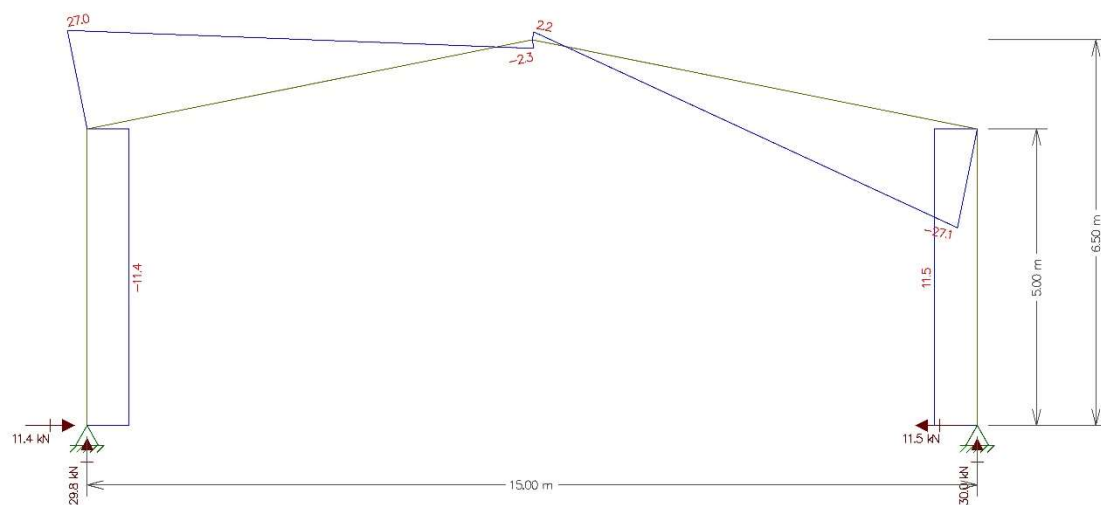
Foi utilizado uma chapa com dimensões de 300 x 150mm, com uma espessura maior que a maior espessura do perfil, ou seja, será adotado 16mm de espessura. Devido a utilização dessa espessura de chapa a NBR 8800/2008 estabelece que a solda tenha uma espessura mínima da garganta efetiva de 6mm.

**ANEXOS****Esquemático do Galpão**

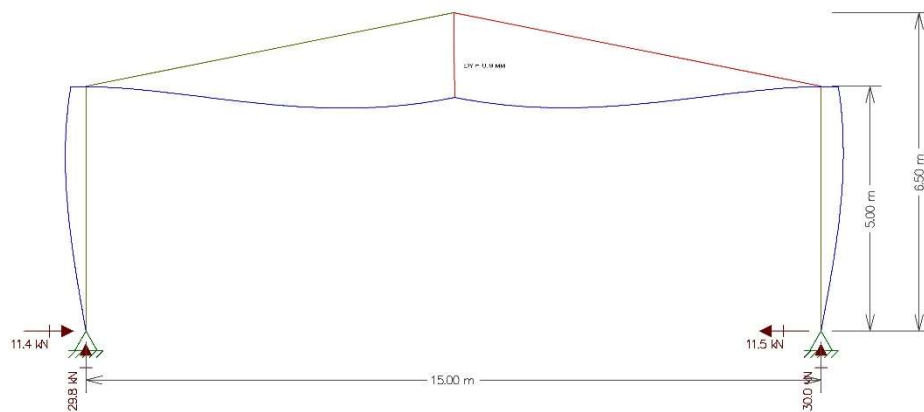
### Combinação Fd1 - Axial



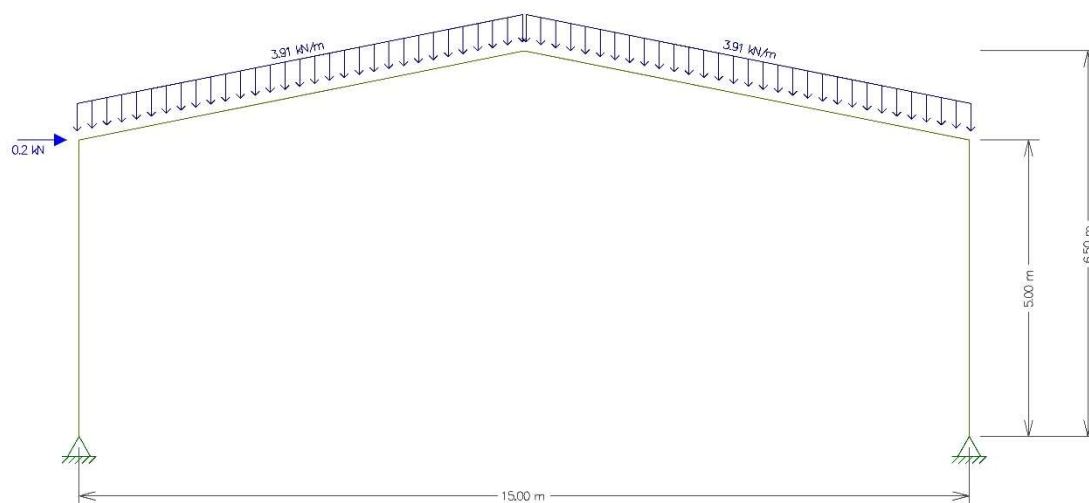
### Combinação Fd1 - Cisalhamento



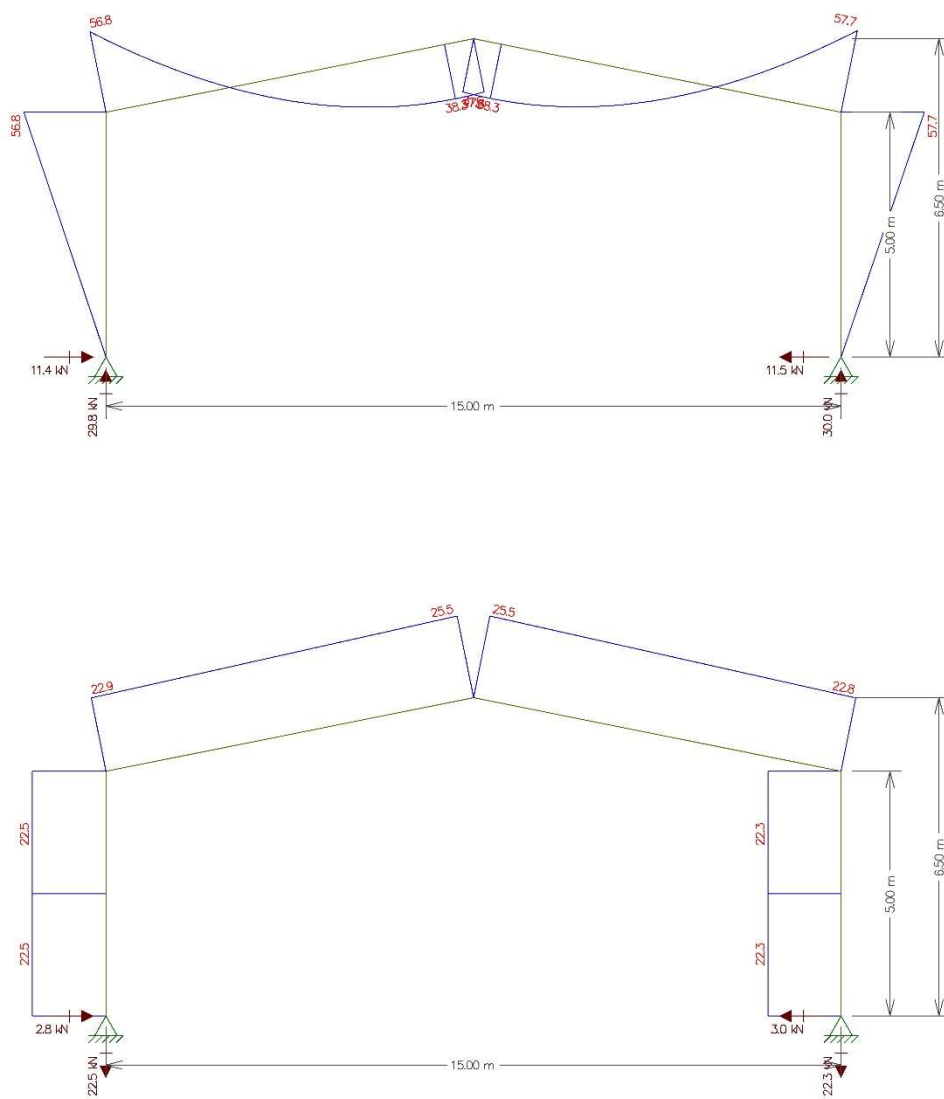
## Combinação Fd1 - Deflexão



## Combinação Fd1 - Forças

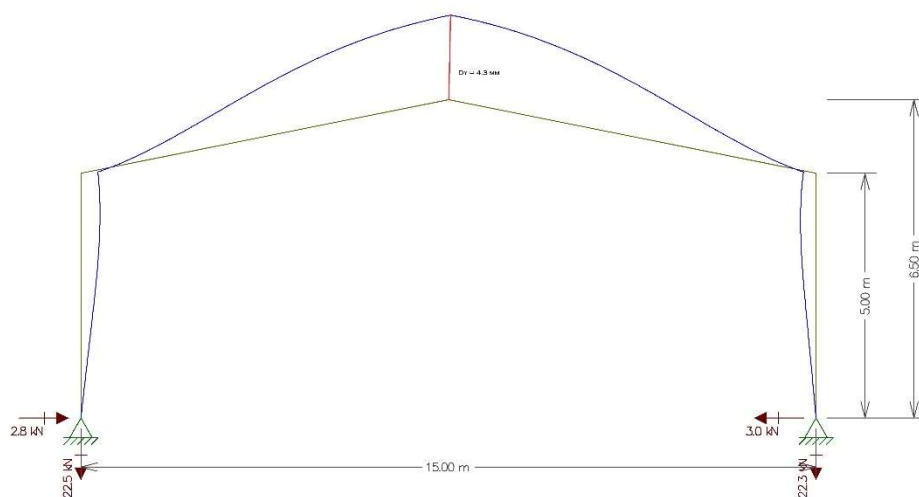
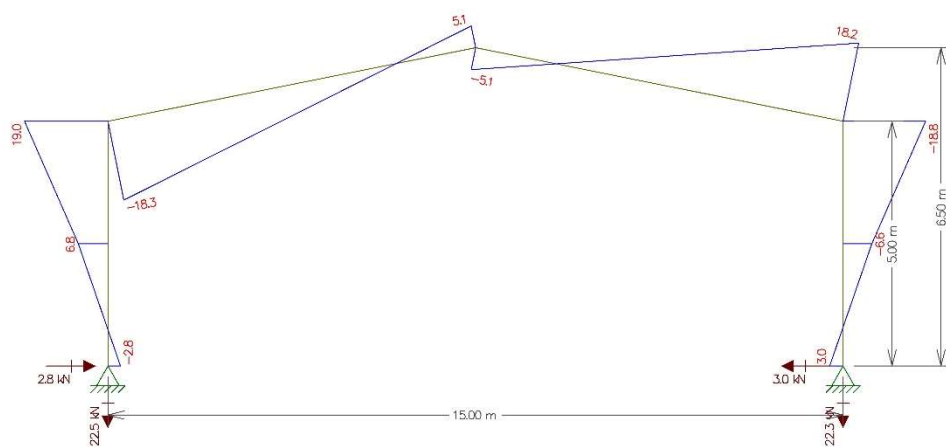


### Combinação Fd1 - Momentos



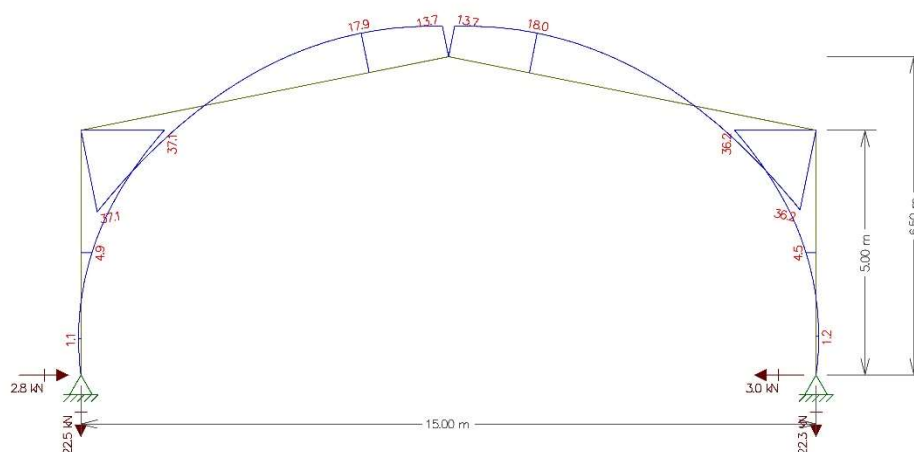
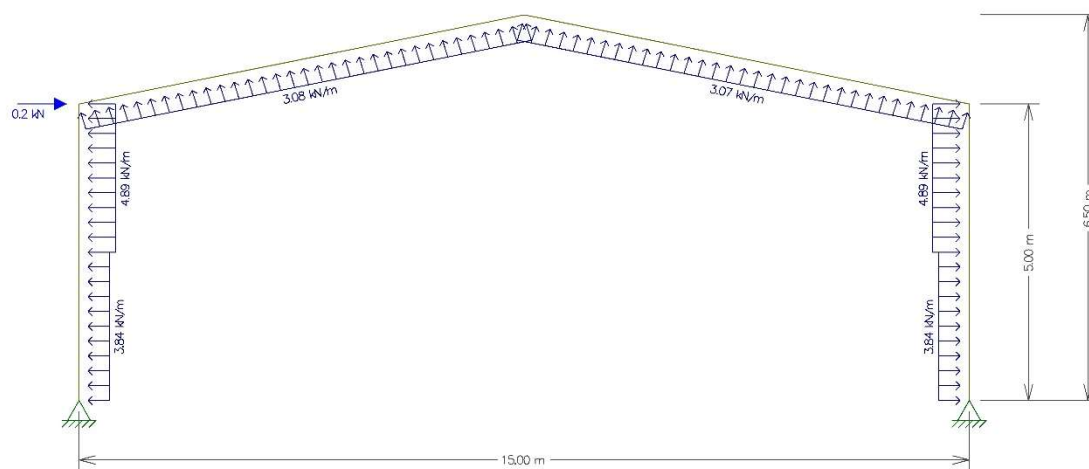
### Combinação Fd2 – Axial

### Combinação Fd2 - Cisalhamento



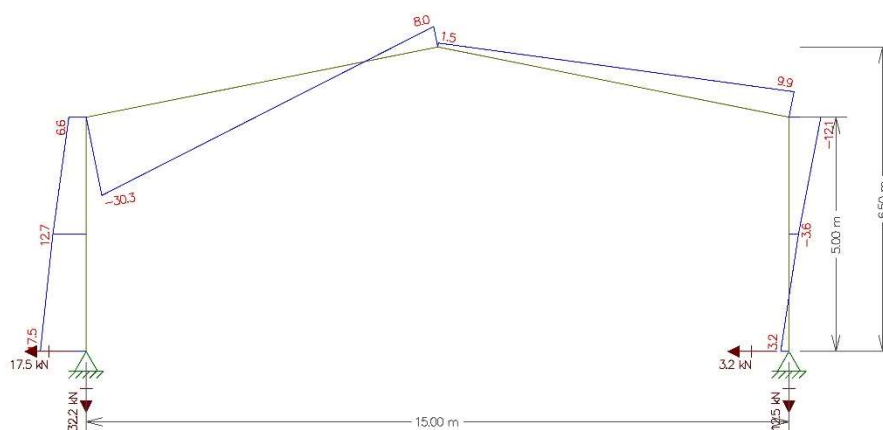
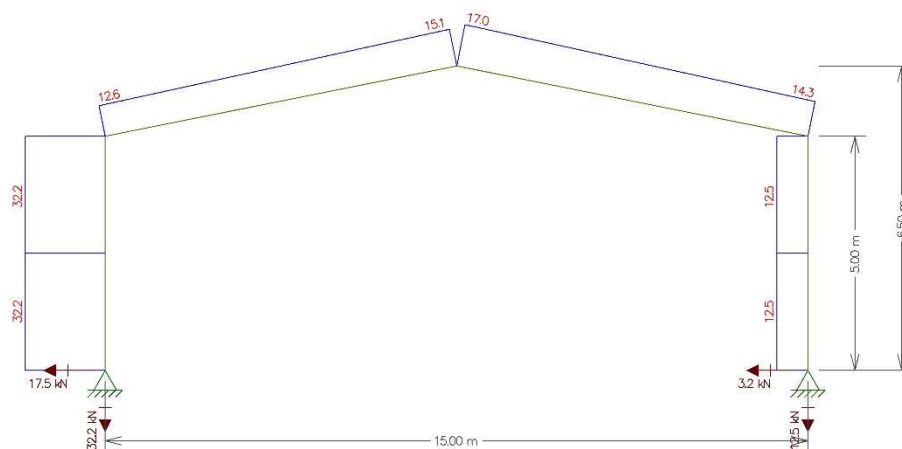
### Combinação Fd2 – Deflexão

### Combinação Fd2 - Forças



### Combinação Fd2 – Momentos

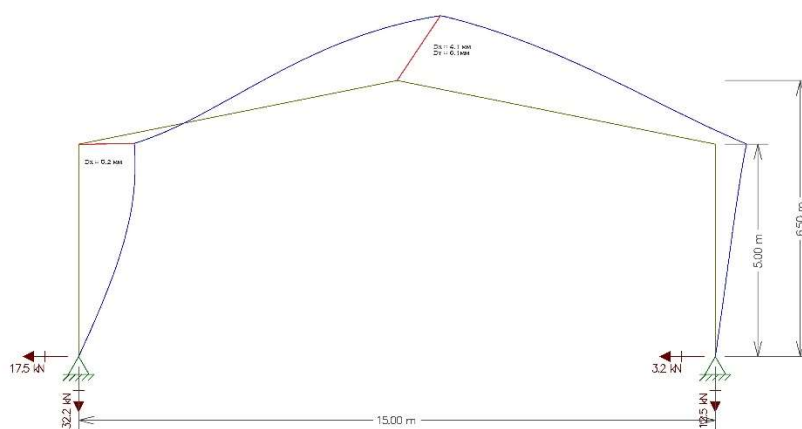
### Combinação Fd3 - Axial



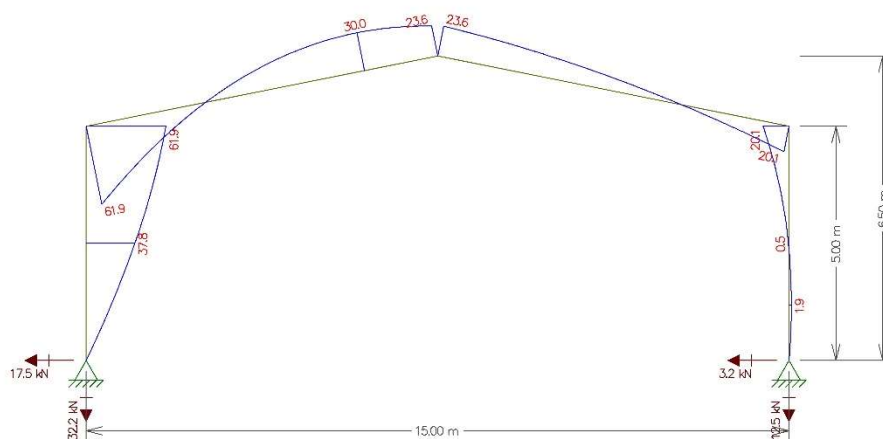
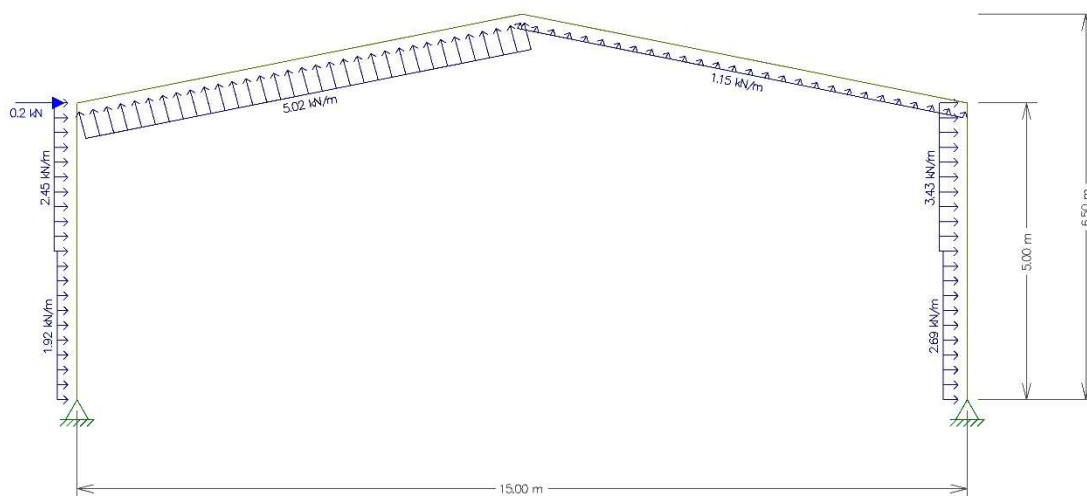
### Combinação Fd3 – Cisalhamento



## Combinação Fd3 - Deflexão



### Combinação Fd3 - Forças



### Combinação Fd3 - Momentos