

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS  
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

**DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO CONSIDERANDO  
O VENTO COMO AÇÃO VARIÁVEL PRINCIPAL**

JOSE ERNESTO DANTAS FRANCO

## ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	4
2	OBJETIVO	4
3	PROGRAMA UTILIZADO	4
4	AVALIAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES	4
5	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DOS PÓRTICOS INTERNOS	14
6	ANÁLISE DAS AÇÕES ATUANTES AGRUPADAS	14
7	ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS	17
8	DIMENSIONAMENTO BARRAS SOB TRAÇÃO DA COBERTURA	27
9	VENTO LONGITUDINAL PARA DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS E DA COBERTURA	29
10	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO DA COBERTURA	32
11	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO VERTICAL	35
12	DIMENSIONAMENTO BARRAS A TRAÇÃO DO CONTRAVENTAMENTO VERTICAL	40
13	DIMENSIONAMENTO BARRAS 9 @ 16 A COMPRESSÃO DA TRELIÇA	42
14	DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS 17 E 21 A COMPRESSÃO DA TRELIÇA	45

<b>15</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DOS PÓRTICOS INTERNOS</b>	<b>48</b>
<b>16</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DOS PÓRTICOS INERNOS DEVIDO FORÇA CORTANTE</b>	<b>50</b>
<b>17</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V1 E V2 DO SEGUNDO PAVIMENTO</b>	<b>50</b>
<b>18</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS</b>	<b>55</b>
<b>19</b>	<b>ANÁLISE DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL</b>	<b>58</b>
<b>20</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>58</b>
<b>21</b>	<b>NORMAS/BIBLIOGRAFIA ADOTADA</b>	<b>59</b>

## **1 INTRODUÇÃO**

Este trabalho apresenta o desenvolvimento do projeto de um edifício de dois pavimentos para escritório, com pilares e vigas em perfis de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura. Alvenaria na fachada lateral, vidros estanques nas fachadas transversais, laje em concreto no segundo pavimento, forros falsos nos tetos do primeiro e segundo pavimento, revestimento no piso do segundo pavimento e telhas trapezoidais de aço galvanizado e pintadas.

O edifício está locado numa área periférica de uma grande cidade no sudeste do Brasil e sujeita a ações de vento conforme considerações no decorrer do dimensionamento.

## **2 OBJETIVO**

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver o cálculo e detalhamento do edifício considerando a hipótese do vento como variável principal.

## **3 PROGRAMA UTILIZADO**

Ftool: Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de Comportamento de Estruturas  
Autor: Luiz Fernando Martha Professor Associado PUC-Rio - Pontifícia Universidade católica do Rio de Janeiro.

## **4 AVALIAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES**

- Projeto de ações em um edifício de dois pavimentos para escritório com as seguintes cargas consideradas:

- Alvenaria;  $2 \text{ kN/m}^2$  em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e eixos 5 e 6. Entre os demais eixos existem janelas na semi altura superior que pesam  $0,2 \text{ kN/m}^2$ ;
- fachadas transversais, eixos 1 a 7 existem vidros estanques  $0,4 \text{ kN/m}^2$ ;
- laje no piso do segundo pavimento; esp. 10 cm armada em uma direção;
- forros falsos no 1 e 2 pvto pesam  $0,2 \text{ kN/m}^2$ , possuem aberturas para passagem do vento;
- revestimento do 2 pvto pesa  $0,5 \text{ kN/m}^2$ ;
- telhas trapezoidais de aço galvanizado pesam  $0,07 \text{ kN/m}^2$ ;
- peso da estrutura  $0,17 \text{ kN/m}^2$ , na cobertura  $0,37 \text{ kN/m}^2$  e de  $0,37 \text{ kN/m}^2$  no 2 pvto;
- peso estimado dos pilares  $1,15 \text{ kN/m}$ ;
- sobrecarga no 2 pvto conf. ABNT NBR 6120  $2 \text{ kN/m}^2$ , e no telhado conf. ABNT NBR 8800  $0,25 \text{ kN/m}^2$ ;
- peso de  $1 \text{ kN/m}^2$  sobrecarga das divisórias móveis;
- velocidade básica do vento  $35 \text{ km/h}$ , localização não sujeita a ventos de alta turbulência;
- forças transversais devido ao vento mais as cargas permanentes e a sobrecarga são resistidas pelos pórticos nos eixos 1 a 7, cujos pilares estão engastados na base na sua direção e a viga do piso do 2 pvto ligada a esses pilares. As forças longitudinais são suportadas pelos contraventamentos em X da cobertura entre os eixos 1 e 2 e eixos 6 e 7 nas filas A e B (os pilares são rotulados na direção longitudinal). A laje de concreto do 2 piso e a cobertura, pelo fato de possuírem contraventamento no sentido longitudinal, comportam-se como diafragmas.

- Verificar se as ações dispostas sobre os pórticos internos estão totalmente corretas, mantendo todas as hipóteses estipuladas, inclusive aquelas referentes às estimativas de pesos próprios das barras.

As ações atuantes serão subdivididas em (a) carga permanente, (b) sobrecarga e (c) vento, nos pórticos transversais internos do edifício (pórticos situados nos eixos 2 a 6). Conforme distribuição indicada na figura abaixo.

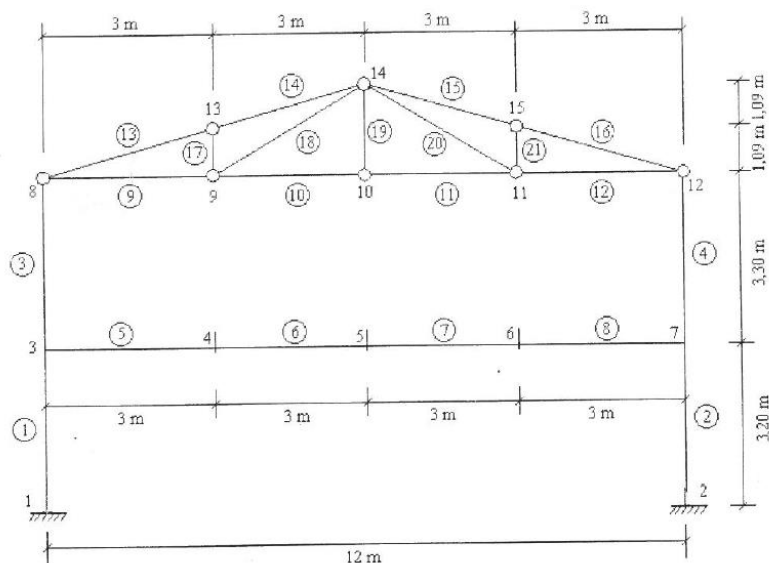


Figura 01 – Distribuição dos nós, vigas, numeração de barras e pilares

a) Carga Permanente

No piso do segundo pavimento	
Local	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]
Laje de concreto 25kN/m <sup>3</sup> x 0,1m ( peso específico do concreto armado 25 kN/m <sup>3</sup> )	2,5
Forro falso	0,2
Revestimento do piso	0,5
Estrutura metálica	0,37
<b>Total</b>	<b>3,57</b>

Nas paredes laterais sobre viga V1			
Local	Altura	Carga	Total
		kN/m	
Alvenaria entre os eixos 2 e 3 e 5 e 6	3,3	2	6,6
Alvenaria entre os demais eixos (semi-altura inferior)	1,65	2,2	3,63

Cobertura	
Local	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]
Telhas	0,07
Forro falso	0,2
Estrutura metálica	0,17
<b>Total</b>	<b>0,44</b>

- Carga nos nós 8 e 12 (cobertura + pilar) =  $0,44 \times 7 \times 1,5$  +  $1,15 \times 3,3$  = 8,42 kN

Sendo que 1,15 kN/m é peso estimado dos perfis dos pilares e por questão de praticidade e segurança é considerado concentrado nos nós superiores.

- Carga nos nós 13, 14 e 15 (Telhas e estrutura metálica) =  $7 \times 3 \times (0,07 + 0,17)$  = 5,04 kN

- Cargas nos nós 4,5 e 6 (reações das vigas V<sub>2</sub>)  $3,57 \times 7 \times 3$  = 74,9 kN

- Cargas nos nós 9, 10 e 11 = (forro da cobertura) =  $7 \times 3 \times 0,20$  = 4,2 kN

- Carga nos nós 3 e 7 (Parede laterais sobre a viga V1, pilar e piso do segundo pavimento):

$$\text{eixo 4} = 3,63 \times 7 + 1,15 \times 3,2 + 3,57 \times 1,5 \times 7 = 66,58 \text{ kN}$$

$$\text{eixos 2, 3, 5 e 6} = (6,6 + 3,63) \times 7/2 + 1,15 \times 3,2 + 3,57 \times 7 \times 1,5 = 76,97 \text{ kN}$$

Portanto, temos:

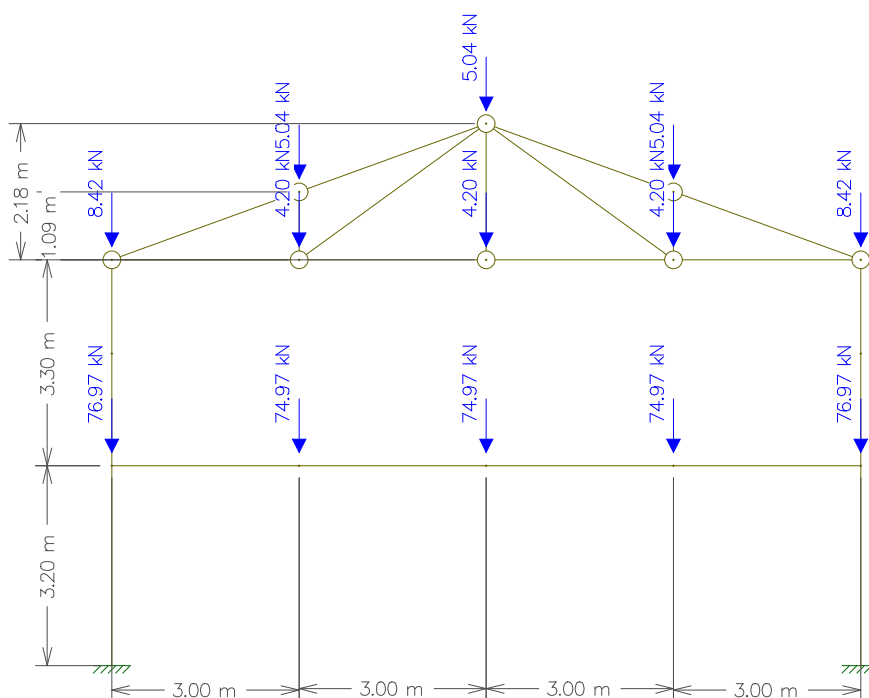


Figura 02 – Distribuição das cargas permanentes no pórtico.

b) Sobrecarga

No piso do segundo pavimento	
Descrição	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]
ABNT NBR 6120 – valor usual	2,0
Adicional devido a divisórias	1,0
<b>Total</b>	<b>3,0</b>

Cobertura	
Descrição	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]
ABNT NBR 8800 – valor usual	0,25
<b>Total</b>	<b>0,25</b>

Resumo de carga por nós:

- Cargas nos nós 3 e 7 (valor usual e divisórias sobre as vigas V1) =  $7 \times 1,5 \times (2 + 1) = 31,5$  kN

- Cargas nos nós 4, 5 e 6 (valor usual e divisórias sobre as vigas V2) =  $7 \times 3 \times (2 + 1) = 63,0$  kN



Conforme anexo B da ABNT 8800:2008 uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m<sup>2</sup>, em projeção horizontal deve ser prevista, portanto:

- Cargas nos nós 8 e 12 (valor usual sobre a cobertura) = 7 x 1,5 x 0,25 = 2,63 kN

- Cargas nos nós 13, 14 e 15 (valor usual sobre a cobertura) = 7 x 3,0 x 0,25 = 5,25 kN

Portanto, temos:

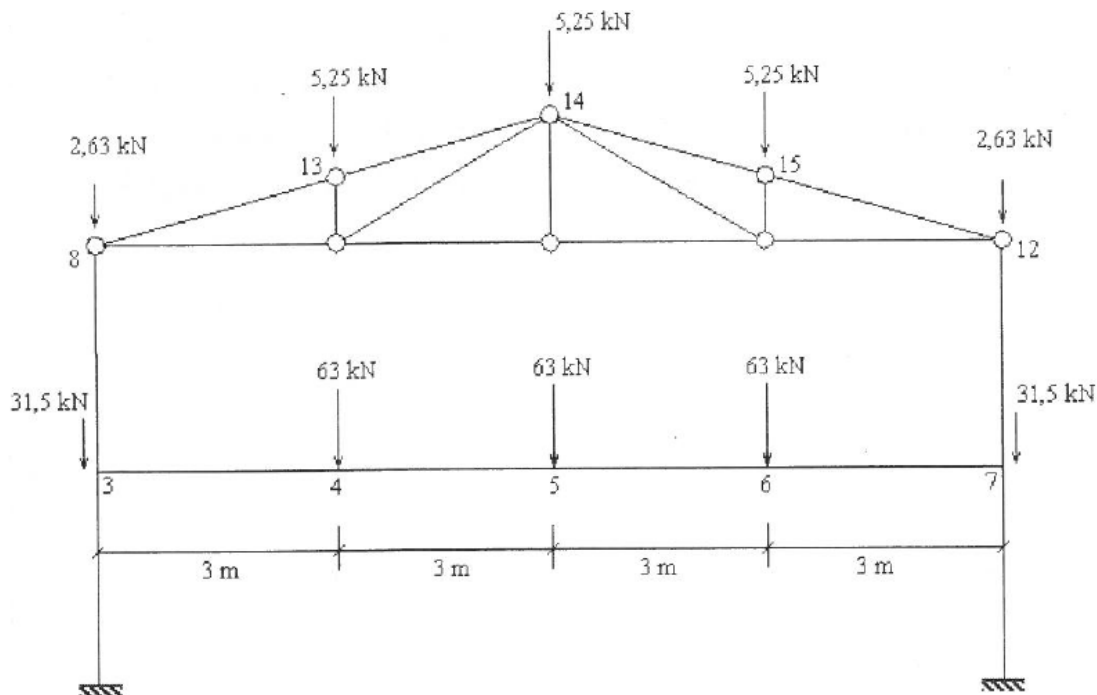


Figura 03 – Distribuição das sobrecargas no pórtico

### c) Vento

Uma vez que estão sendo avaliados somente os pórticos internos, então as forças de vento longitudinais não serão resistidas pelos pórticos aqui analisados, somente o vento transversal.

Vento transversal

Velocidade característica  $V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0$

Pressão dinâmica do vento  $q = 0,613 \cdot V_k^2$

Onde:

$s_1 = \text{Fator topográfico} = 1,0$  (terreno plano)

$s_2 = \text{Fator de rugosidade} = 0,76$  para altura até 5m, e 0,83, para altura entre 5 e 10m (categoria IV, classe B)

$s_3 = \text{Fator estatístico} = 1,0$  (Grupo II - edificação para escritório)

$v_0 = \text{Velocidade básica} = 35 \text{ m/s}$

portanto, para altura  $\leq 5\text{m}$ , temos:

$$V_k = 1,0 \times 0,76 \times 1,0 \times 35 = 26,6 \text{ [m/s]}$$

$$q = 0,613 \times (26,6)^2 = 433,7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

para  $5 \leq \text{altura} \leq 10\text{m}$ , temos:

$$V_k = 1,0 \times 0,83 \times 1,0 \times 35 = 29,05 \text{ [m/s]}$$

$$q = 0,613 \times (29,05)^2 = 517,3 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

O piso do segundo pavimento e a cobertura comportam-se como diafragmas, conforme figura abaixo.

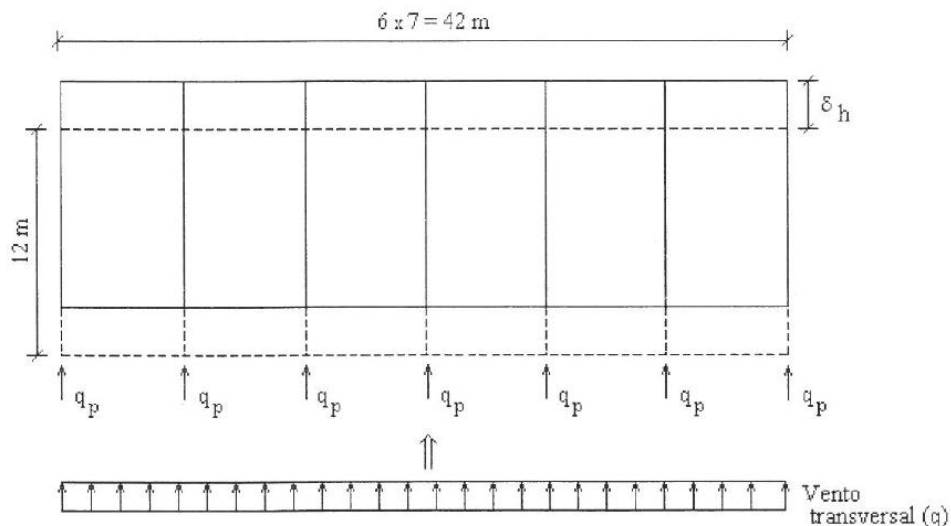


Figura 04 – Esquema de distribuição de carga nos diafragmas.

Em cada pórtilco, portanto, terá uma pressão dinâmica distribuída na altura, simbolizada por  $q_p$ , igual a:

$$\text{Para } h \leq 5\text{m} \rightarrow q_p = 0,43 \times 42 = 18,06; \text{ sendo 7 pórtilcos, temos: } 18,06/7 = 2,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$


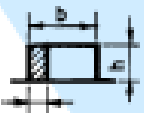
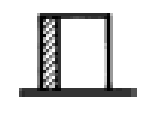
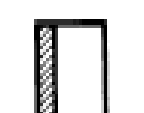
$$\text{Para } 5\text{m} \leq h \leq 10\text{m} \rightarrow q_p = 0,52 \times \frac{42}{7} = 3,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Uma vez que a cobertura é toda contraventada, pode-se trabalhar que toda esta estrutura trabalha em conjunto.

Coeficientes de forma internos e Externos

A tabela abaixo, retirada da norma ABNT NBR 6123:1988 apresenta os valores de  $C_e$  para paredes.

Tabela 4 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular

Abertura relativa		Valores de $C_e$ para								$C_{e, \text{médio}}$ 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D	A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$	
 $0,2b$ ou $h$ (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} \leq \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} \leq \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,5	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2

Uma vez que a altura relativa das paredes  $\frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 \rightarrow 0,5 \leq 0,54 \leq 1,5$  e a relação entre comprimento e largura  $\frac{a}{b} = \frac{42}{12} = 3,5 \rightarrow 2 \leq 3,5 \leq 4$

Portanto, para  $\alpha = 90^\circ$ , tem-se:

$C_e = 0,7$  para parede a barlavento;

$C_e = -0,6$  para parede a sotavento.

Para o telhado os valores de  $C_e$  são retirados da tabela abaixo.

Tabela 6 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular

Altura relativa	$\theta$	Valores de $C_{pe}$ para				$C_{pe}$ médio			
		$\alpha = 90^\circ$ <sup>1)</sup>		$\alpha = 0^\circ$					
		EF	GH	EG	FH				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,8	-1,4	-1,4		-1,2
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,8	-1,4	-1,2		-1,2
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6				-1,1
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{4}$	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0			-1,0
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8				
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8				
$\frac{3}{4} < \frac{h}{b} \leq 1,5$	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	--
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5			
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0			
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7				

A altura relativa das paredes  $\frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,54 \rightarrow 0,5 \leq 0,54 \leq 1,5$

Portanto, para  $\alpha = 90^\circ$  e  $\theta = \tan^{-1} \frac{1,09}{3} = 19,96^\circ$ , tem-se:

$C_e = -0,7$  para parede a barlavento;

$C_e = -0,5$  para parede a sotavento.

Considerando que as fachadas longitudinais são igualmente permeáveis, devido as frestas em portas e janelas, ventilação no telhado e vão aberto das janelas, portanto  $C_{pi} = +0,2$ ,

Conforme estabelecido na ABNT NBR 6123:1988 (vento perpendicular a uma face permeável)

Uma vez obtido todos os coeficientes de pressão (interno e externo) torna-se possível então determinar a pressão total do vento, que será representada por  $q_v = Cq$  onde,  $C = C_e - C_{pi}$ .

Para as paredes temos:

Até 5m de altura: parede a barlavento  $q_v = (+0,7 - 0,2) \cdot 2,58 = 1,29 \frac{kN}{m}$  a sotavento  $q_v = 2,06 \frac{kN}{m}$

Acima de 5m de altura: barlavento  $q_v = (+0,7 - 0,2) \cdot 3,12 = 1,56 \frac{kN}{m}$  e sotavento  $q_v = 2,50 \frac{kN}{m}$

Para a cobertura:

Parte do telhado a barlavento:  $q_v = (-0,7 - 0,2) \cdot 3,12 = 2,81 \frac{kN}{m}$

Parte do telhado a sotavento:  $q_v = (-0,5 - 0,2) \cdot 3,12 = 2,18 \frac{kN}{m}$

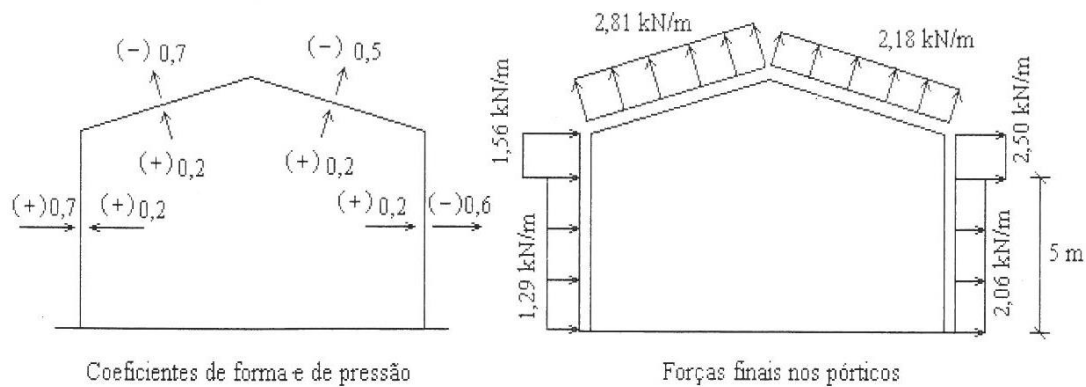


Figura 05 – Carga final devido ao vento no pórtico.

Considerando o vento da esquerda para a direita nos pórticos e a carga da cobertura aplicada nos nós da treliça, temos a seguinte distribuição de carga (as cargas nos nós da treliça estão decompostas na horizontal e vertical):

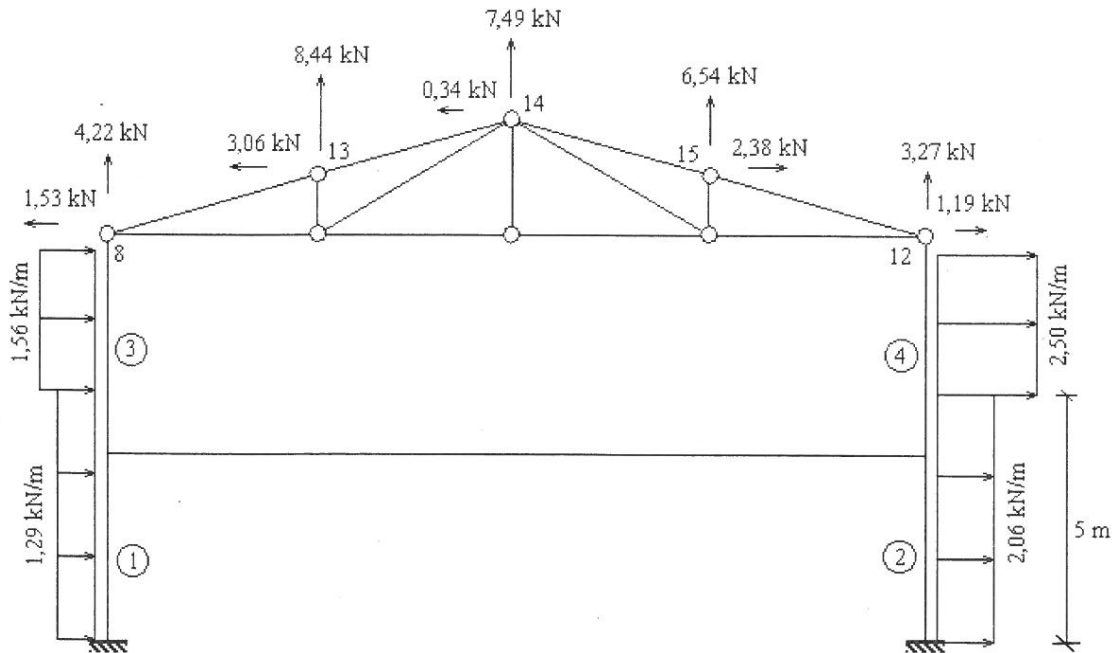


Figura 06 – Carga de vento da esquerda para direita no pórtico.

Para efeito de praticidade do trabalho será considerado apenas o vento da esquerda para a direita.

## 5 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DOS PÓRTICOS INTERNOS

- a) Os pilares (barras 1 a 4) devem possuir perfil laminado do tipo H da Gerdau Açominas com altura de 250mm ou 310mm, em aço ASTM A572 – Grau 50;

Pilares = **W 250 x 115**      Vigas V1 e V2= **W310 x 44,5**

- b) A viga do pórtico (barras 5 a 8) deve possuir perfil soldado da série VS da ABNT NBR 5884 com altura entre 550mm e 650mm (usar apenas os perfis tabelados no apêndice C da apostila do curso), em aço USI CIVIL 300;

Viga do pórtico = **VS 550 x 88**

- c) As cordas inferior (barras 9 a 12) e superior da treliça de cobertura (barras 13 e 16) devem possuir perfil em cantoneira dupla da série baseada em polegadas com abas entre 50,8mm e 76,2mm, em aço ASTM A 36;

Cordas = **2L76,20 x 9,52**

- d) Os montantes (barras 17, 19 e 21) e as diagonais (barras 18 e 20) da treliça de cobertura devem possuir perfil em cantoneira dupla da serie baseada em polegadas com abas entre 44,45mm e 63,5mm, em aço ASTM A 36.

Montantes e diagonais = **2L50,80 x 6,35**

## 6 ANÁLISE DAS AÇÕES ATUANTES AGRUPADAS

Obter todas as de ações possíveis visando a análise estrutural pelo procedimento unificado do subitem 5.5.2.3 da Apostila do curso. Adotar as ações agrupadas, conforme subitem 4.3.2.3.2 da apostila do curso, levando-se em conta os fatores de combinação.

Considerando o peso da estrutura, sobrecarga como variável principal e vento.

De acordo com as ações agrupadas conforme subitem 4.3.2.3.2 da Apostila do Curso:

- Ações permanentes agrupadas: usar coef. de 1,4 quando as ações variáveis forem  $\leq$  a 5 kN/m<sup>2</sup> e o coef. de 1,4 para as ações variáveis também agrupadas;
- Ações permanentes agrupadas: usar coef. de 1,35 quando as ações variáveis  $>$  5 kN/m<sup>2</sup> e o coef. de 1,5 para as ações variáveis também agrupadas.

- Hipótese 1

Carga permanente + Imperfeições Geométricas + Imperfeições de Materiais

- Hipótese 2

Carga Permanente + Sobrecarga + Imperfeições Geométricas + Imperfeições de Materiais.

- Hipótese 3

Carga Permanente + Vento da esquerda para direita + Imperfeições de Materiais

- Hipótese 4

Carga permanente a favor da segurança + Vento da esquerda para a direita + Imperfeições de Materiais.

- Hipótese 5

Carga Permanente + Sobrecarga (variável principal) + Vento da esquerda para a direita + Imperfeições de Materiais.

- **Hipótese 6**

Carga Permanente + Sobrecarga + Vento da esquerda para a direita (variável principal) + Imperfeições de Materiais.

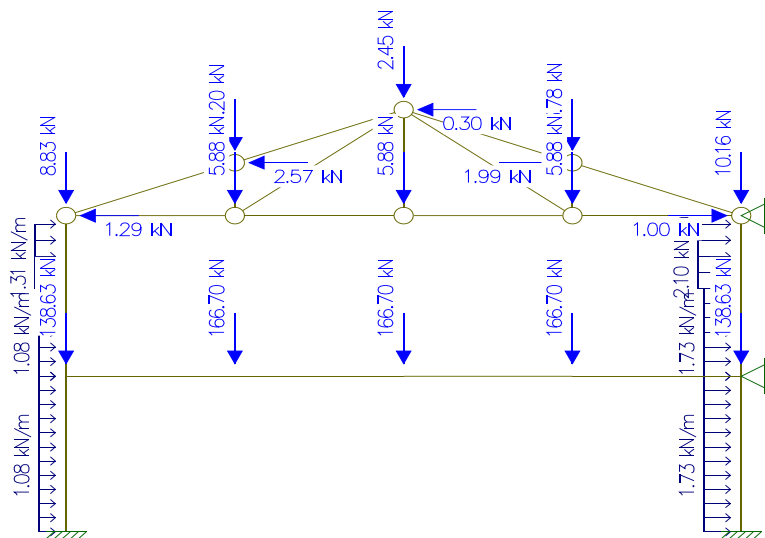
<b>1,4 x( CP+VE) +[ 1,4 x 0,8 x SC cob.+1,4 x 0,7 x SC piso]– Hipótese 6</b>					
<b>NÓ</b>	<b>Carga permanente</b>	<b>Sobrecarga piso</b>	<b>Sobrecarga cobertura</b>	<b>Vento vertical</b>	<b>RESULTANTE</b>
1	0	0	0	0	0,00
2	0	0	0	0	0,00
3	76,97	31,5	0	0	138,63
4	74,97	63	0	0	166,7
5	74,97	63	0	0	166,7
6	74,97	63	0	0	166,7
7	76,97	31,5	0	0	138,63
8	8,42	0	2,63	-4,22	8,83
9	4,2	0	0	0	5,88
10	4,2	0	0	0	5,88
11	4,2	0	0	0	5,88
12	8,42	0	2,63	-3,27	10,16
13	5,04	0	5,25	-8,44	1,12
14	5,04	0	5,25	-7,49	2,45
15	5,04	0	5,25	-6,54	3,78

Obs.: A resultante da tabela acima leva em consideração o vento na vertical. A resultante da carga de vento na horizontal foi calculada separadamente e o resultado apresentado na tabela, próxima página.

A tabela abaixo apresenta todas as combinações de ações com as hipótese 6.

HIPÓTESE 6	
CARGAS	EIXOS 2,3,5,6
F3V	138,63
F3H	0
F4V	166,7
F4H	0
F5V	166,7
F5H	0
F6V	166,7
F6H	0
F7V	138,63
F7H	0
F8V	8,83
F8H	0
F9V	5,88
F9H	0
F10V	5,88
F10H	0
F11V	5,88
F11H	0
F12V	10,16
F12H	0
F13V	1,12
F13H	0
F14V	2,45
F14H	0
F15V	3,78
F15H	0
BARRA 1,3	1,08
BARRA 3	1,31
BARRA 2,4	1,73
BARRA 4	2,1
FND 3	0
FND 8	0





Carga resultante nos eixos 2, 3, 5 e 6 conf. Hipótese 6

Não serão apresentadas as cargas no eixo 4, uma vez que devem ser consideradas as cargas no eixo onde a carga resultante é maior.

## 7 ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS

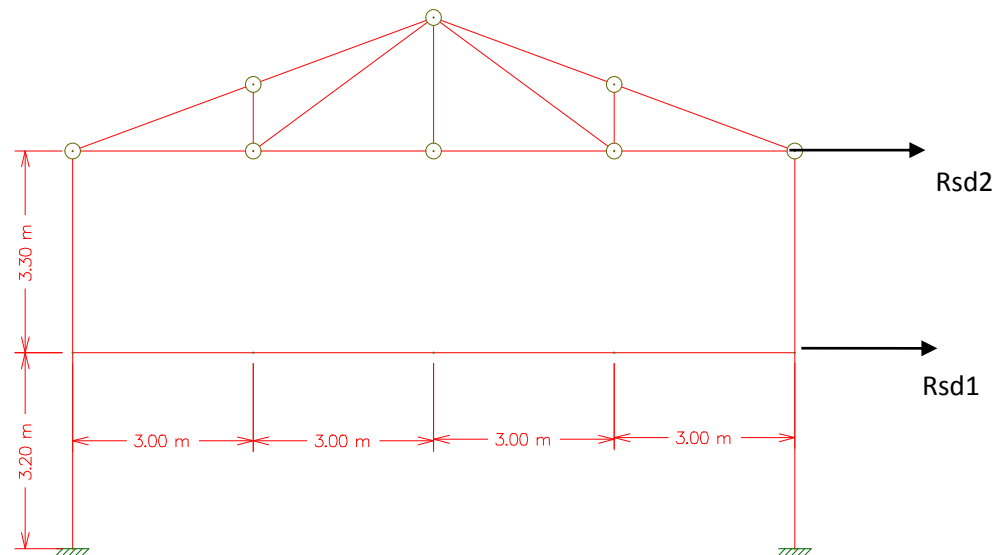
Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para todas as combinações últimas de ações, usando o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), e obter, somente para a hipótese 6 ( carga permanente + sobrecarga + vento como variável principal, os máximos esforços solicitantes de cálculo nas barras. Nesta etapa, verificar, com base na sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais, se o procedimento usado para a análise estrutural é válido.

Considerações:

- 1- Será considerado as cargas no pórtico interno dos eixos 2,3,5 e 6 que está sujeito as maiores cargas.
- 2- Será utilizado o procedimento unificado para estruturas de pequena e média deslocabilidade (conforme subitem 5.5.2.3 da apostila do curso). Assim será feita análise elástica de 2ª ordem, levando-se em conta as imperfeições iniciais de material, portanto módulo de elasticidade  $E$  igual a  $0,8 \times 200000 \text{ MPa} = 160000 \text{ Mpa}$ .

A estrutura inicial será decomposta em duas: Estrutura nt (sem deslocamento lateral) e estrutura lt (com deslocamento lateral).





### Estrutura LT

Fazendo a análise da Estrutura NT, utilizando o software FTOOL, obtemos as reações nos apoios fictícios  $R_{sd,1}$  e  $R_{sd,2}$ , que são respectivamente 7,52kN e 2,78 kN, o diagrama de força axial (+ representa tração e – compressão), o diagrama de força cortante e diagrama de momento fletor, como apresentado abaixo:

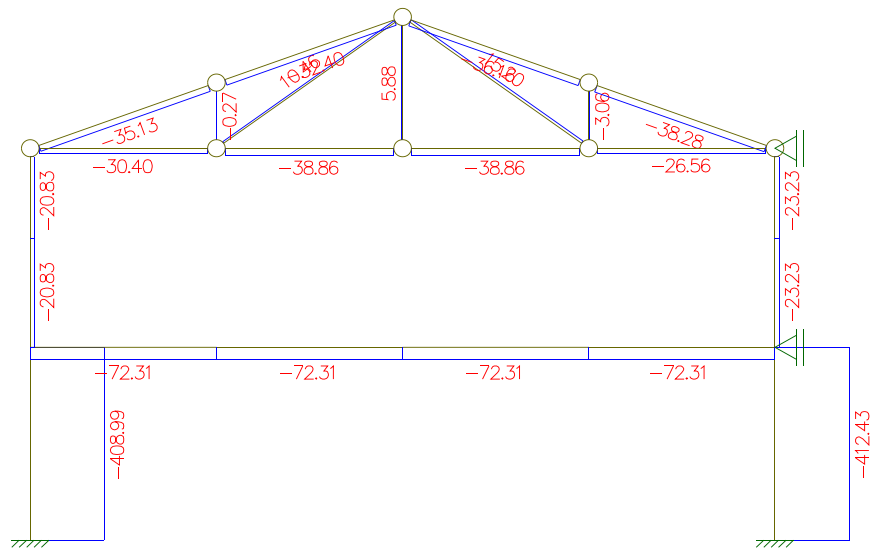
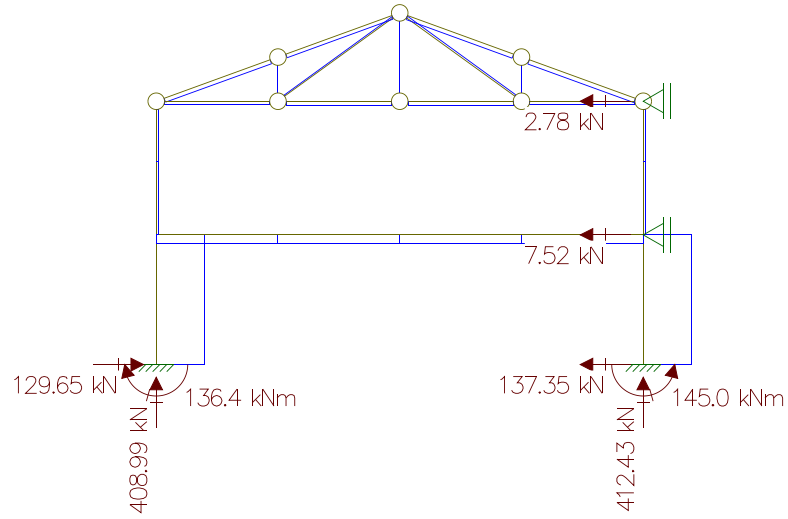


Diagrama de força axial (estrutura NT)

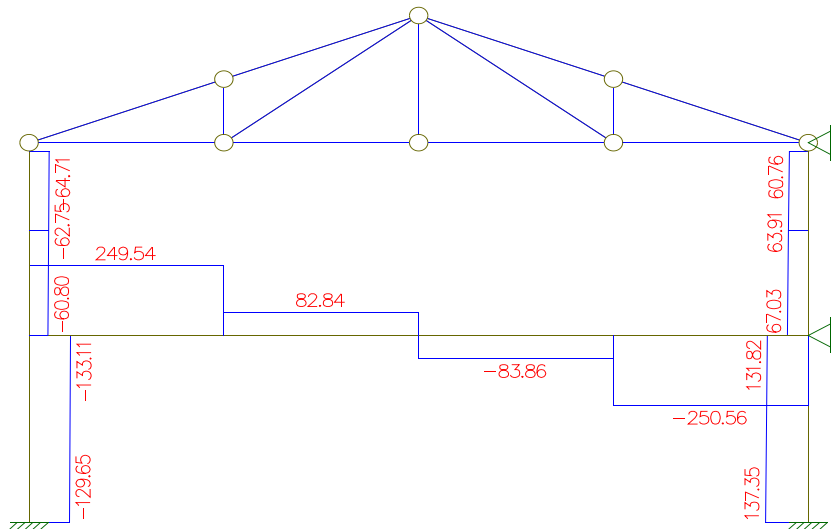


Diagrama de força cortante (estrutura NT)

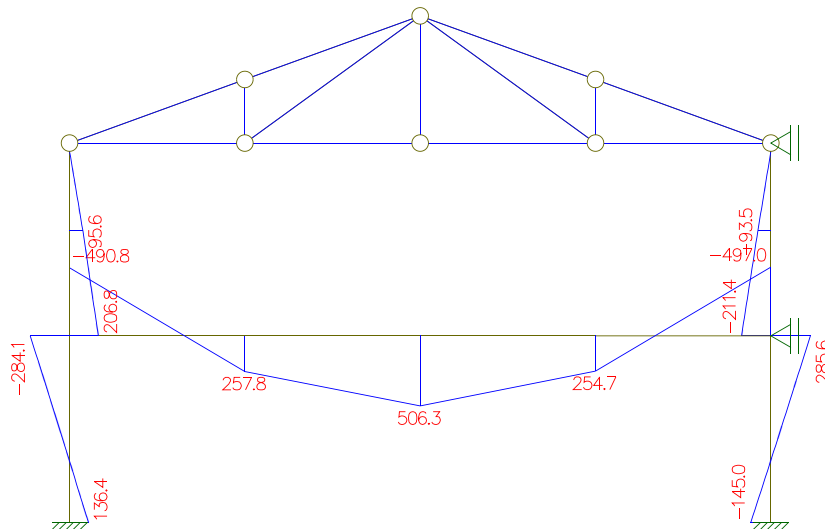
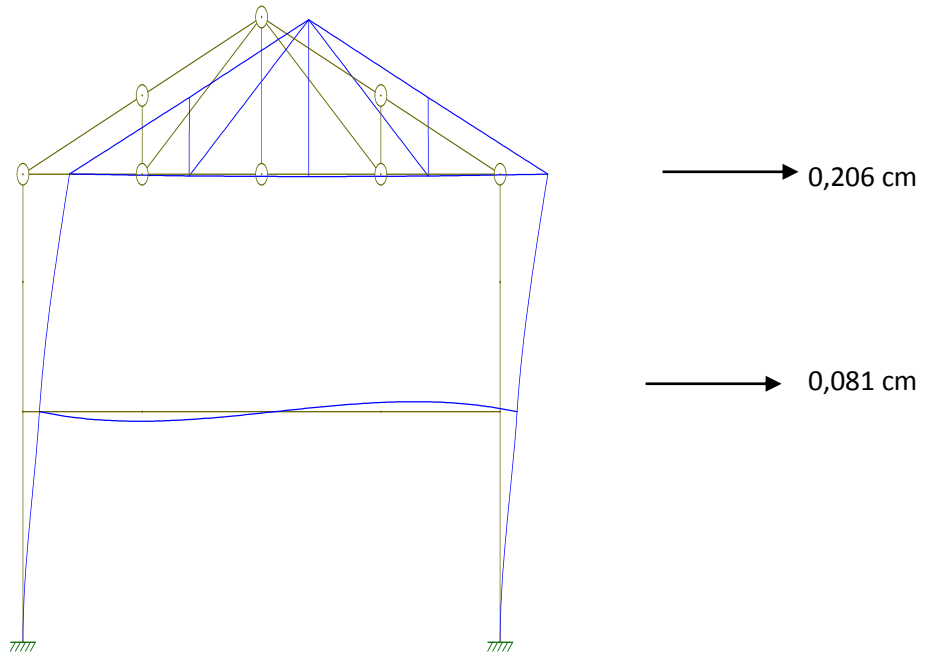


Diagrama de momento fletor (estrutura NT)

- Estrutura LT

Fazendo a análise da estrutura LT o pórtico rígido é processado com as reações dos apoios fictícios. As figuras seguintes mostram o carregamento com os deslocamentos e os diagramas de força axial, força cortante e momento fletor.



Carregamento e deslocamentos horizontais

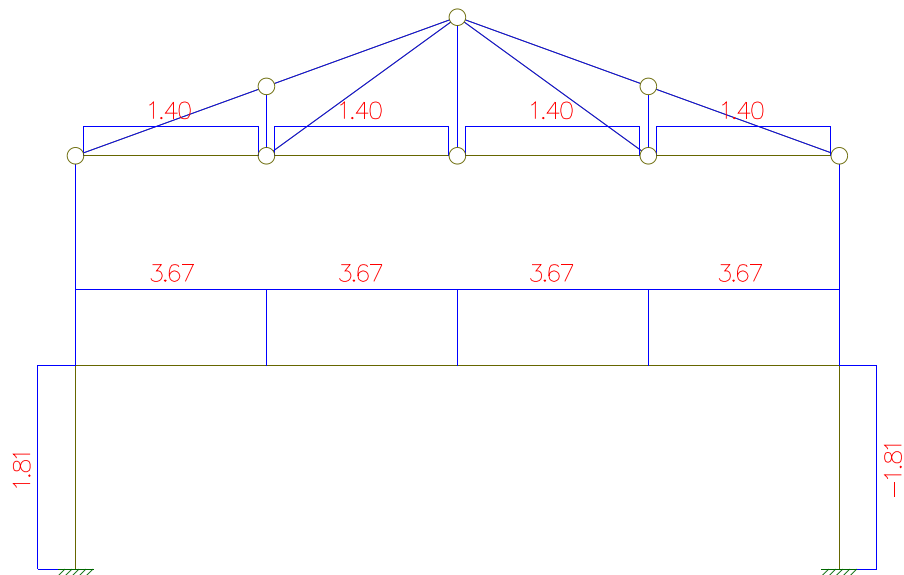


Diagrama de força axial (+ representa tração e - compressão)

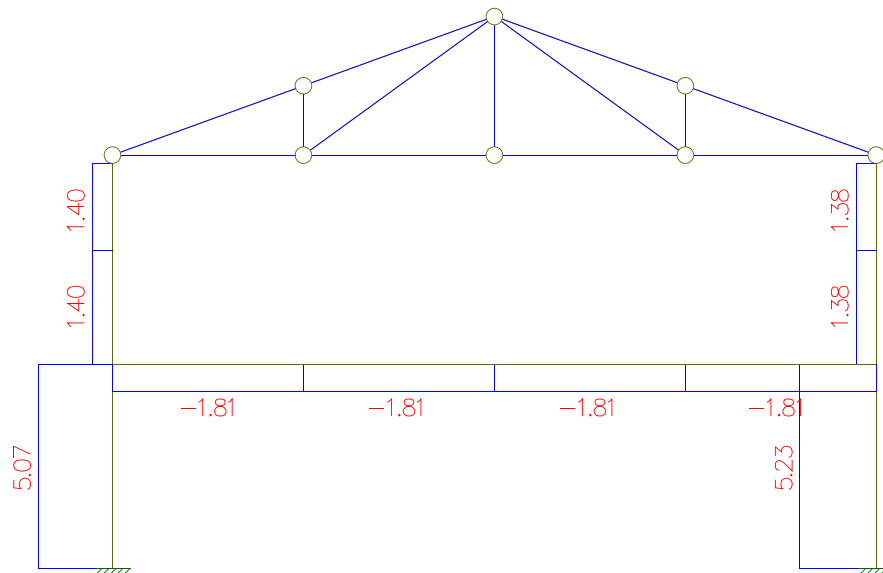


Diagrama de força cortante (Estrutura - LT)

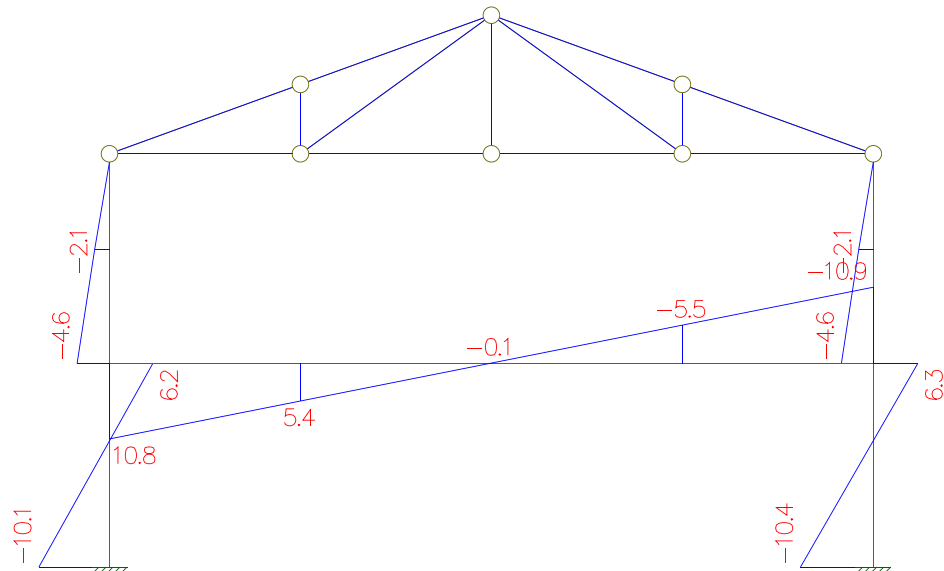


Diagrama de momento fletor (Estrutura - LT)

- Valores do coeficiente  $B_1$

O coeficiente  $B_1$  será calculado e apresentado para cada uma das barras do pórtico rígido, por meio da expressão:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0$$

sendo,  $C_m$  o coeficiente de equivalência de momentos, igual a 1,0 se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão e, se não houver essas forças transversais, igual a:

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2}$$

onde,  $M_1/M_2$  é a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo na Estrutura NT no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra.

Barra	M1	M2	Cm	Nnt	Nlt	Nsd1= Nnt + Nlt	E	I	L	Ne	B1	B1 ajustado
1	136,4	-284,1	0,79	-408,99	1,81	-407,18	16000	18920	320	23317,95	0,77	1,00
2	-145	285,6	0,80	-412,43	-1,81	-414,24	16000	18920	320	23317,95	0,79	1,00
3	0	206,8	0,60	-20,83	0,00	-20,83	16000	18920	330	21926,16	0,60	1,00
4	0	211,4	0,60	-23,23	0,00	-23,23	16000	18920	330	21926,16	0,60	1,00
5			1,00	-72,31	3,67	-68,64	16000	64345	300	90228,05	1,00	1,00
6			1,00	-72,31	3,67	-68,64	16000	64345	300	90228,05	1,00	1,00
7			1,00	-72,31	3,67	-68,64	16000	64345	300	90228,05	1,00	1,00
8			1,00	-72,31	3,67	-68,64	16000	64345	300	90228,05	1,00	1,00
9			1,00	-30,40	1,40	-29,00	16000	150	300	210,34	0,86	1,00
10			1,00	-38,86	1,40	-37,46	16000	150	300	210,34	0,82	1,00
11			1,00	-38,86	1,40	-37,46	16000	150	300	210,34	0,82	1,00
12			1,00	-26,56	1,40	-25,16	16000	150	300	210,34	0,88	1,00
13			1,00	-36,13	0,00	-36,13	16000	150	319	186,03	0,81	1,00
14			1,00	-32,4	0,00	-32,40	16000	150	319	186,03	0,83	1,00
15			1,00	-36,16	0,00	-36,16	16000	150	319	186,03	0,81	1,00
16			1,00	-38,28	0,00	-38,28	16000	150	319	186,03	0,79	1,00
17			1,00	-0,27	0,00	-0,27	16000	29,20	109	310,17	1,00	1,00
18			1,00	10,46	0,00	10,46	16000	29,20	371	26,77	0,61	1,00
19			1,00	5,88	0,00	5,88	16000	29,20	218	77,54	0,92	1,00
20			1,00	15,2	0,00	15,20	16000	29,20	371	26,77	0,43	1,00
21			1,00	-3,06	0,00	-3,06	16000	29,20	109	310,17	0,99	1,00



- Valores do coeficiente  $B_2$

O coeficiente  $B_2$  será calculado e apresentado para cada um dos andares do edifício, por meio da expressão:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta_h}{h} \frac{\sum N_{sd}}{\sum H_{sd}}}$$

onde  $R_s$  é um coeficiente de ajuste, igual a 0,85 uma vez que todas as subestruturas de contraventamento são pórticos rígidos.

Desta forma o valor de  $B_2$  é dado pela tabela abaixo como segue:

Cálculo de $B_2$						
Andar	$\Delta_i$ [cm]	$\Delta_h$ [cm]	H [cm]	$\sum N_{sd}$ [kN]	$\sum H_{sd}$ [kN]	$B_2$
<b>1</b>	0,081	0,081	320,00	777,36	10,30	1,02
<b>2</b>	0,206	0,125	330,00	43,98	2,78	1,01

Como o maior coeficiente  $B_2$  é inferior a 1,10 logo a estrutura, para o carregamento em consideração, é classificada como de pequena deslocabilidade, o que significa que o procedimento utilizado é válido.

- Valores dos esforços solicitantes de cálculo, próxima página.

barra	no	Nnt	Nlt	B1	B2	Nsd=Nnt+B2Nlt	Vnt	Vlt	Vsd=Vnt+Vlt	Mnt	Mlt	Msd=B1Mnt+B2Mlt
1	1	-473,90	1,81	1,0	1,02	-472,05	-133,11	5,07	-128,04	136,4	-10,1	126,10
	3									-	284,1	6,2
2	2	-412,43	-1,81	1,0	1,02	-414,28	137,35	5,23	142,58	-145	-10,4	-155,61
	7									285,6	6,3	292,03
3	3	-20,83	0	1,0	1,01	-20,83	-64,71	1,4	-63,31	206,8	-4,6	202,15
	8									0	0	0,00
4	7	-23,23	3,93	1,0	1,01	-19,26	67,03	1,38	68,41	211,4	-4,6	206,75
	12									0	0	0,00
5	3	-72,31	3,67	1,0	1,02	-68,57	249,54	-1,81	247,73	-	-10,9	-501,92
	4									490,8	6,3	261,13
6	4	-72,31	3,67	1,0	1,02	-68,57	82,84	-1,81	81,03	254,7	6,3	261,13
	5									506,3	-0,1	506,20
7	5	-72,31	3,67	1,0	1,02	-68,57	-83,86	-1,81	-85,67	506,3	-0,1	506,20
	6									254,7	-5,5	249,09
8	6	-72,31	3,67	1,0	1,02	-68,57	-250,05	-1,81	-251,86	254,7	-5,5	249,09
	7									-497	-10,9	-508,12
9		-30,4	1,40	1,0	1,01	-28,99	0	0	0	0	0	0
10		-38,86	1,40	1,0	1,01	-37,45	0	0	0	0	0	0
11		-38,86	1,40	1,0	1,01	-37,45	0	0	0	0	0	0
12		-26,56	1,40	1,0	1,01	-25,15	0	0	0	0	0	0
13		-36,13	0,00	1,0	1,01	-36,13	0	0	0	0	0	0
14		-32,4	0	1,0	1,01	-32,40	0	0	0	0	0	0
15		-36,16	0	1,0	1,01	-36,16	0	0	0	0	0	0
16		-32,4	0	1,0	1,01	-32,40	0	0	0	0	0	0
17		-0,27	0	1,0	1,01	-0,27	0	0	0	0	0	0
18		10,46	0	1,0	1,01	10,46	0	0	0	0	0	0
19		5,88	0	1,0	1,01	5,88	0	0	0	0	0	0
20		15,2	0	1,0	1,01	15,20	0	0	0	0	0	0
21		-3,06	0	1,0	1,01	-3,06	0	0	0	0	0	0

## 8 DIMENSIONAMENTO BARRAS SOB TRAÇÃO DA COBERTURA

Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de tração de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos. Usar a chapa de nó (gusset) comp. de 120 mm.

Barras 18, 19 e 20, cujo perfil a ser utilizado é uma cantoneira dupla L 51 x 6,35 da série em polegadas em aço ASTM A-36. Suas propriedades são:

$$b = 50,8 \text{ mm}$$

$$t = 6,35 \text{ mm}$$

$$x_g = y_g = 15,0 \text{ mm}$$

$$A_g = 2 \times 6,06 = 12,12 \text{ cm}^2$$

$$r_{y/\text{cantoneira}} = 0,99 \text{ cm}$$

$$r_{\text{mín}} = 1,55 \text{ cm}$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$$

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

Para o escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

$\gamma_{a1} \rightarrow$  Coeficiente de ponderação de resistência = 1,10

$$N_{t,Rd} = (12,12 \times 25)/1,10 = 275,45 \text{ kN}$$

4.2 Para a ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$$

$\gamma_{a2} \rightarrow$  Coeficiente de ponderação de resistência = 1,35

$$A_e = C_t A_n$$

Como a ligação é soldada:  $A_n = A_g$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

$e_c$  → Excentricidade da ligação (distância do CG da barra ao plano de cisalhamento da ligação)

$l_c$  → Comprimento efetivo da ligação (comprimento da solda na direção da força axial)

Utilizando-se  $l_c = 120$  mm

$$C_t = 1 - 15,0/120 = 0,88 \text{ valor entre } 0,60 \text{ e } 0,90$$

$$A_e = 0,88 \times 6,06 = 5,33 \text{ cm}^2$$

$$N_{tRd} = 2 \times 5,33 \times 40 / 1,35 = 315,85$$

Portanto, a força axial de tração resistente pelas barras é de 275,45 kN. Prevalece o menor valor da força resistente de cálculo, considerando os dois estados limites últimos.

Como os esforços solicitantes nestas barras são menores que a capacidade resistente da estrutura, o que pode ser visto na tabela abaixo, o perfil escolhido está ok.

BARRAS	Nsd kN
18	10,46
19	5,88
20	15,20

#### 4.3 Cálculo da esbeltez:

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} \leq 300$$

Barras 19:

$$\lambda = 109/1,55 = 70 \leq 300 \text{ OK}$$

Barras 18 e 20:

$$\lambda = 371/1,55 = 239,35 \leq 300 \text{ OK}$$

Cálculo do número de chapas espaçadoras:

Como estamos utilizando uma barra composta:  $\frac{l}{r_{min}} \leq 300$

$l \rightarrow$  distância máxima entre duas chapas espaçadoras adjacentes

$r_{min} \rightarrow$  raio de giração mínimo de apenas uma das cantoneiras

Logo:

Barras 19:

$l \leq 109 \times 0,99 = 213,64$  cm não serão necessárias chapas espaçadoras devido ao comprimento de 109 da barra

Barras 18 e 20

$l \leq 371 \times 0,99 = 367,29$  cm considerar 2 chapas espaçadoras.

## 9 VENTO LONGITUDINAL PARA DIMENSIONAMENTO DOS CONTRAVENTAMENTOS VERTICAIS E DA COBERTURA

*Velocidade básica*

$V_0 = 35$  m/s

*Velocidade característica*

$$V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0$$

$S_1$  (Fator topográfico) = 1,0 – terreno plano

$S_2$  (Fator de rugosidade) - categoria IV, classe A

- Edificações cuja altura é menor do que 5 m –  $S_2 = 0,79$
- Edificações cuja altura é maior do que 5 e menor do que 10 m -  $S_2 = 0,86$

$S_3$  (Fator Estatístico) - Grupo 2 = 1,0

- Para  $h \leq 5$  metros

$$V_k = 1,0 \times 0,79 \times 1,0 \times 35 = 27,65 \text{ m/s}$$

- Para  $5 \leq h \leq 10$  metros

$$V_k = 1,0 \times 0,86 \times 1,0 \times 35 = 30,10 \text{ m/s}$$

## Pressão dinâmica

$$q = 0,613 \times V_k^2$$

- Para  $h \leq 5$  metros

$$q = 0,613 \times 27,65^2 = 468,65 \text{ N/m}^2 = 0,47 \text{ kN/m}^2$$

- Para  $5 \leq h \leq 10$  metros

$$q = 0,613 \times 30,10^2 = 555,38 \text{ N/m}^2 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

## Coeficientes de Forma Externo $C_e$

### Paredes

$$h/b = 6,5/12 = 0,54 \Rightarrow 0,50 \leq 0,54 \leq 1,50$$

$$a/b = 42/12 = 3,50 \Rightarrow 2,00 \leq 3,50 \leq 4,00$$

Para  $\alpha = 0^\circ$ :

- Parede a barlavento -  $C_e = +0,7$  (Sobrepressão)
- Parede a sotavento -  $C_e = -0,3$  (Sucção)

## Coeficiente de Pressão Interno

Duas fachadas opostas igualmente permeáveis e as demais impermeáveis –

Vento perpendicular a uma fachada impermeável -  $C_{pi} = -0,3$

$$C = C_e - C_{pi}$$

Ações finais devidas ao vento:  $C_x q_p$

- Parede a barlavento

$$C = +0,7 + 0,3 = 1,0$$

- Para  $h \leq 5$  metros

$$q = 1,0 \times 0,47 = 0,47 \text{ kN/m}^2$$

- Para  $5 \leq h \leq 10$  metros  
 $q = 1,0 \times 0,56 = 0,56 \text{ kN/m}^2$

- Parede a sotavento

$$C = -0,3 + 0,3 = 0$$

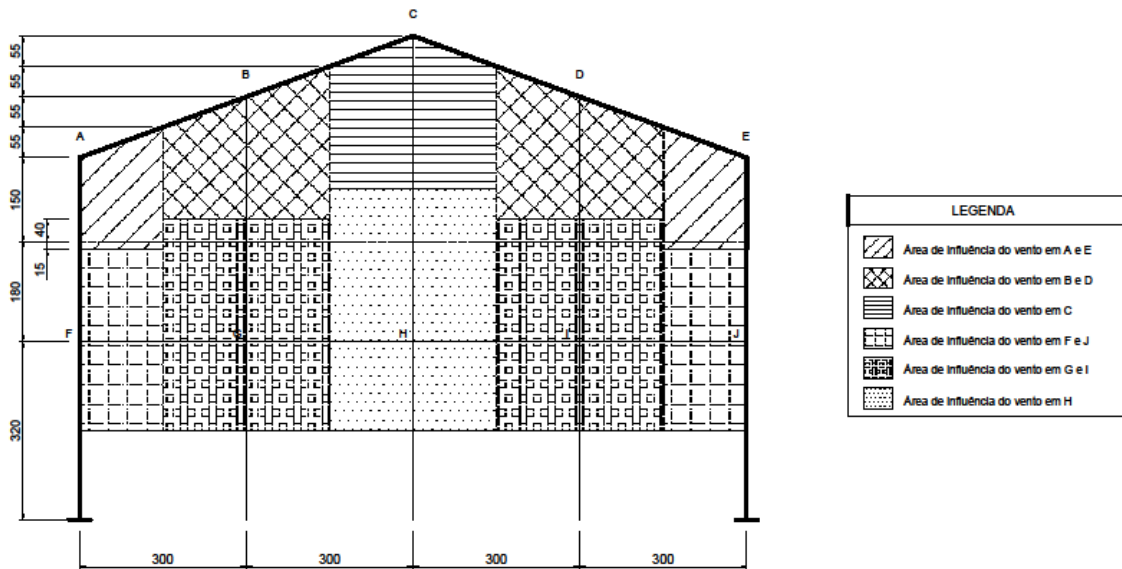
- Para  $h \leq 5$  metros  
 $q = 0 \times 0,47 = 0 \text{ kN/m}^2$

- Para  $5 \leq h \leq 10$  metros  
 $q = 0 \times 0,56 = 0 \text{ kN/m}^2$



### Cálculo do vento nos nós da estrutura

Para o cálculo do vento nas fachadas A-B foram encontradas áreas de influência sobre os nós da estrutura, como pode ser visto na figura abaixo



$$F_F = F_J = (1,65 + 1,60) \times 1,50 \times 0,47 = 2,30kN$$

$$F_G = F_I = (1,80 + 1,60) \times 3,00 \times 0,47 + (0,40 \times 3,00 \times 0,56) = 5,47kN$$

$$F_H = (1,80 + 1,60) \times 3,00 \times 0,47 + (0,94 \times 3,00 \times 0,56) = 6,37kN$$

$$F_A = F_E = (0,15 \times 1,50 \times 0,47) + (1,50 \times 1,50 \times 0,56) + (0,55 \times 1,50 / 2 \times 0,56) = 1,60kN$$

$$F_B = F_D = (1,65 + 2,74) \times 3,00 / 2 \times 0,56) = 3,80kN$$

$$F_C = (2,19 \times 3,00 \times 0,56) + (0,56 \times 3,00 / 2 \times 0,56) = 4,15kN$$

Logo, a carga resultante do vento será:

$$F_3 = F_F + F_G + F_H / 2 = 10,96kN$$

$$F_7 = F_I + F_J + F_H / 2 = 10,96kN$$

$$F_8 = F_{12} = F_A = F_E = 1,60kN$$

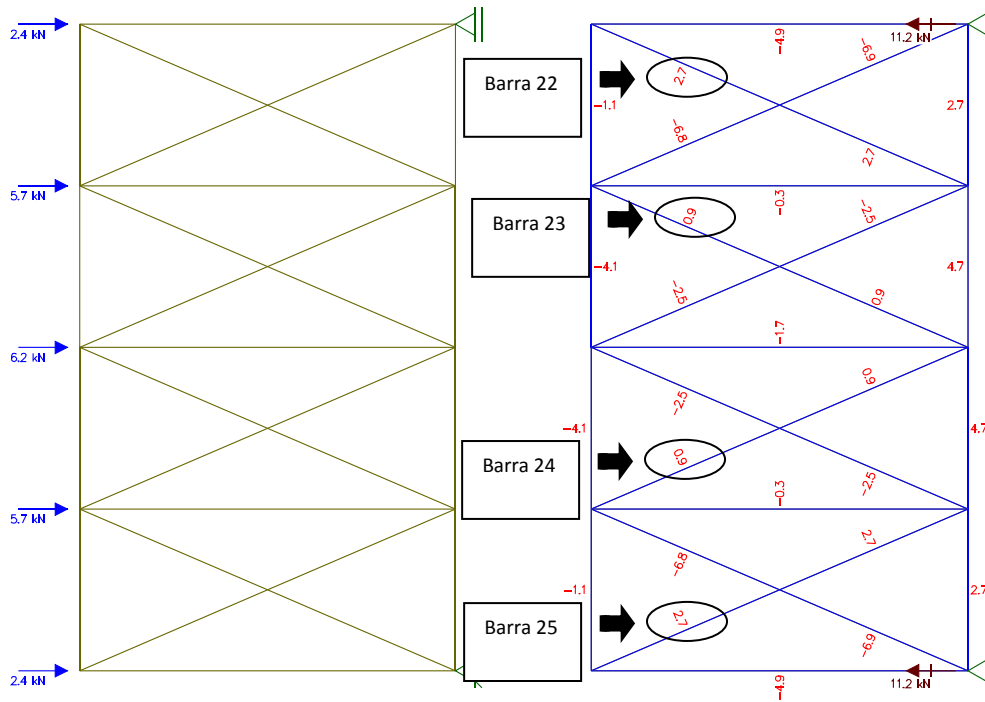
$$F_{13} = F_{15} = F_D = F_B = 3,80kN$$

$$F_{14} = F_C = 4,15kN$$

## 10 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO DA COBERTURA

A carga do vento foi majorada pelo coeficiente de ponderação igual a 1,5 e o primeiro módulo da estrutura de contraventamento da cobertura foi lançado no programa FTOOL. Foram obtidos os seguintes resultados:





Logo, as barras destacadas (22, 23, 24 e 25) serão dimensionadas à tração.

O perfil a ser utilizado é uma cantoneira simples L 76,2 x 9,52 da série em polegadas em aço ASTM A-36. Suas propriedades são:

$$b = 76,2 \text{ mm}$$

$$t = 9,52 \text{ mm}$$

$$x_g = y_g = 22,60 \text{ mm}$$

$$A_g = 13,6 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 1,47 \text{ cm}$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$$

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

Para o escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

$\gamma_{a1} \rightarrow$  Coeficiente de ponderação de resistência = 1,10

Logo:

$$N_{t,Rd} = 309,31 \text{ kN}$$

Para a ruptura da seção líquida:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$$

$\gamma_{a2} \rightarrow$  Coeficiente de ponderação de resistência = 1,35

$$A_e = C_t A_n$$

Como a ligação é parafusada e o diâmetro do parafuso é 16 mm com furo feito a punção:

$$d_h = 16 + 3,5 = 19,50 \text{ mm} = 1,95 \text{ cm}$$

$$A_n = 13,61 - (1,95 \times 0,635) = 12,37 \text{ cm}^2$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

$e_c =$  Excentricidade da ligação (distância do CG da barra ao plano de cisalhamento da ligação)

$l_c =$  Comprimento efetivo da ligação (distância entre o primeiro e o último parafuso da ligação)

$$l_c = 60 \text{ mm}$$

$$C_t = 1 - \frac{18,3}{60} = 0,70$$

$$A_e = 0,70 \times 6,54 = 4,55 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{4,55 \times 40}{1,35} = 135,64 \text{ kN}$$

Portanto, a força axial de tração resistente pelas barras 22, 23, 24 e 25 é de 135,64 kN.

Como os esforços solicitantes nestas barras são menores que a capacidade resistente da estrutura, o que pode ser visto na tabela próxima página, o perfil escolhido está ok.

BARRAS	Nsd (kN)
22	2,70
23	0,90
24	0,90
25	2,70

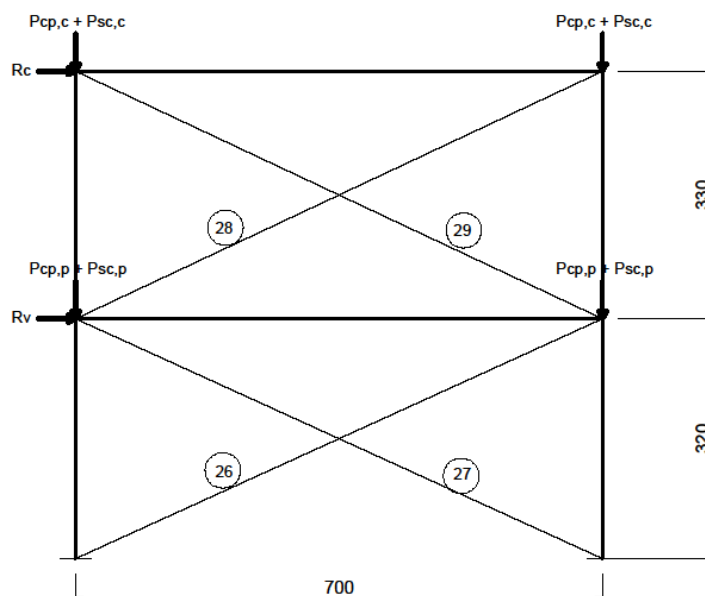
Cálculo da esbeltez:

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} \leq 300$$

$$\lambda = \frac{381}{1,47} = 259,18 < 300 \quad \text{Está ok!}$$

## 11 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE CONTRAVENTAMENTO VERTICAL

Para o dimensionamento da estrutura de contraventamento vertical será necessário somar todas as forças gravitacionais atuantes nos pórticos (carga permanente e sobrecarga) e dividi-las pelos pilares que apoiam os contraventamentos da estrutura (8 – cobertura e piso). A reação da estrutura de contraventamento da cobertura ( $R_c$ ) e da ação do vento longitudinal no ( $R_v$ ) vidro também serão utilizadas no dimensionamento destas estruturas, como pode ser visto no esquema abaixo:



$$R_c = 11,20 \text{ kN} \quad R_v = F_3 = F_7 = 10,96 \text{ kN}$$

CARGA	CP (kN)			SC (Pórticos Ext.) (kN)	SC (Pórticos Int.) (kN)
	EIXOS 2,3,5,6	EIXO 4	EIXOS 1 e 7		
<b>PISO DO 2º PAVIMENTO</b>					
F3V	76,97	66,58	33,29	15,75	31,50
F4V	74,97	74,97	37,49	31,50	63,00
F5V	74,97	74,97	37,49	31,50	63,00
F6V	74,97	74,97	37,49	31,50	63,00
F7V	76,97	66,58	33,29	15,75	31,50
VIDRO			1,76		
<b>TOTAL/EIXO</b>	<b>378,85</b>	<b>358,07</b>	<b>180,81</b>	<b>126,00</b>	<b>252,00</b>
<b>TOTAL PARCIAL</b>	<b>1515,40</b>	<b>358,07</b>	<b>361,62</b>	<b>252,00</b>	<b>1008,00</b>
<b>TOTAL DE FORÇAS GRAVITACIONAIS</b>	<b>2235,09</b>			<b>1260,00</b>	
<b>CARGA/ CONTRAVENTAMENTO</b>	<b>279,39</b>			<b>157,50</b>	
<b>COBERTURA</b>					
F8V	8,42	8,42	4,21	1,31	2,63
F9V	4,20	4,20	2,10	0,00	0,00
F10V	4,20	4,20	2,10	0,00	0,00
F11V	4,20	4,20	2,10	0,00	0,00
F12V	8,42	8,42	4,21	1,31	2,63
F13V	5,04	5,04	2,52	2,63	5,25
F14V	5,04	5,04	2,52	2,63	5,25
F15V	5,04	5,04	2,52	2,63	5,25
<b>TOTAL/EIXO</b>	<b>44,56</b>	<b>44,56</b>	<b>22,28</b>	<b>10,51</b>	<b>21,01</b>
<b>TOTAL PARCIAL</b>	<b>178,24</b>	<b>44,56</b>	<b>44,56</b>	<b>21,02</b>	<b>84,04</b>
<b>TOTAL DE FORÇAS GRAVITACIONAIS</b>	<b>267,36</b>			<b>105,06</b>	
<b>CARGA/ CONTRAVENTAMENTO</b>	<b>33,42</b>			<b>13,13</b>	

Forças gravitacionais no piso do 2º pavimento:

$$P_{cp,p} = 279,39 \text{ kN} + 1,76 \text{ kN/m}$$

$$P_{sc,p} = 157,50 \text{ kN}$$

Forças gravitacionais na cobertura:

$$P_{cp,c} = 33,42 \text{ kN}$$

$$P_{sc,c} = 13,13 \text{ kN}$$

A partir do carregamento obtido, as seguintes combinações foram estabelecidas:

- Hipótese 1:  
Carga Permanente + Vento (variável principal)+ Sobrecarga + Imperfeições de Materiais
- Hipótese 2:  
Carga Permanente + Vento + Sobrecarga (variável principal) + Imperfeições de Materiais
- Hipótese 3:  
Carga Permanente + Sobrecarga + Imperfeições Geométricas + Imperfeições de Materiais

O carregamento foi combinado utilizando-se fatores de ponderação e combinação para cada hipótese e foram obtidos os resultados mostrados na tabela a seguir:

CARGA	HIPÓTESE 1		HIPÓTESE 2		HIPÓTESE 3	
	kN	kN/m	kN	kN/m	kN	kN/m
<b>Rc</b>	11,20		6,72		0,00	
<b>Rv</b>	16,44		9,86		0,00	
<b>Pcp,p</b>	419,09	2,64	419,09	2,64	419,09	2,64
<b>Psc,p</b>	165,38		236,25		236,25	
<b>Pcp,c</b>	50,13		50,13		50,13	
<b>Psc,c</b>	15,76		19,70		19,70	
<b>Fnd,p</b>	0,00		0,00		1,97	
<b>Fnd,c</b>	0,00		0,00		0,21	

FATORES DE PONDERAÇÃO			
CP		SC	VENTO
FAVORÁVEL	DESFAVORÁVEL		
1	1,5	1,5	1,5
FATORES DE COMBINAÇÃO			
SC		VENTO	
COBERTURA	DEMAIS		
0,8	0,7	0,6	

Utilizando o MAES, as estruturas foram decompostas em nt (no translation) e lt (lateral translation) e os esforços solicitantes foram obtidos através do programa FTOOL. Os esforços normais foram obtidos em ambas as estruturas (nt e lt) e os deslocamento, na lt. Os resultados podem ser vistos nas tabelas a seguir:

Hipóteses de carregamento

- 1)  $\gamma_g CP + \gamma_v Vento + \gamma_{sc} \Psi_{sc} sobrecarga + imperfeições de material$
- 2)  $\gamma_g CP + \gamma_s Sobrecarga + \gamma_v \Psi_s Vento + imperfeições de material$
- 3)  $\gamma_g CP + \gamma_{sc} Sobrecarga + imperfeições geom + imperfeições geométrico$
- 4)  $\frac{1}{4}$  do total das gravitacionais em cada contraventamento vertical e só considerar as barras tracionadas.

HIPÓTESE 1									
BARRAS	Nnt	Nlt	I (cm4)	L (cm)	E (kN/cm <sup>2</sup> )	Ne	Nsd1	Nsd = Nnt+B2Nlt	
26	- 20,85	- 18,89	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 39,74	-	40,99
27	- 19,75	- 13,86	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 5,89	-	4,97
28	- 1,39	- 5,91	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 7,30	-	7,31
29	- 6,35	- 1,75	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 4,60	-	4,60
Andar	$\Delta i = \Delta 2 - \Delta 1$	$\Delta h$	h	$\sum Nsd$	$\sum Hsd$	Rs	B2		
1	0,529	0,529	320	616,14	16,44	1	1,07		
2	0,648	0,119	330	65,89	11,20	1	1,00		

HIPÓTESE 2									
BARRAS	Nnt	Nlt	I (cm4)	L (cm)	E (kN/cm <sup>2</sup> )	Ne	Nsd1	Nsd = Nnt+B2Nlt	
26	- 23,24	- 11,69	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 34,93	-	35,93
27	- 20,13	- 9,19	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 10,94	-	10,15
28	0,50	- 2,61	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 2,11	-	2,11
29	- 4,33	0,14	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 4,19	-	4,19

Andar	$\Delta i = \Delta 2 - \Delta 1$	$\Delta h$	h	$\sum Nsd$	$\sum Hsd$	Rs	B2
1	0,363	0,363	320	687,02	9,86	1	1,09
2	0,383	0,020	330	69,83	6,72	1	1,00

HIPÓTESE 3									
BARRAS	Nnt	Nlt	I (cm4)	L (cm)	E (kN/cm <sup>2</sup> )	Ne	Nsd1	Nsd = Nnt+B2Nlt	
26	- 23,22	- 4,40	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 27,62	-	28,39
27	- 18,36	- 2,79	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 15,57	-	15,08
28	2,33	1,57	75,00	773,89	1.600,00	1,58	3,90	-	3,76
29	- 1,33	- 1,80	75,00	773,89	1.600,00	1,58	- 3,13	-	2,96

Andar	$\Delta i = \Delta 2 - \Delta 1$	$\Delta h$	h	$\sum Nsd$	$\sum Hsd$	Rs	B2
1	0,137	0,137	320	687,02	1,97	1	1,18
2	0,036	-0,101	330	69,83	0,21	1	0,91

## 12 DIMENSIONAMENTO BARRAS A TRAÇÃO DO CONTRAVENTAMENTO VERTICAL

Para dimensionamento destas barras à tração, serão utilizados os máximos esforços obtidos nas tabelas de hipóteses acima. O perfil a ser utilizado é uma cantoneira simples L 76,20 x 9,52 da série em polegadas em aço ASTM A-36. Suas propriedades são:

$$b = 76,2 \text{ mm}$$

$$t = 9,52 \text{ mm}$$

$$x_g = y_g = 22,60 \text{ mm}$$

$$A_g = 13,61 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 1,47 \text{ cm}$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$$

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

a) *Para o escoamento da seção bruta:*

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

$\gamma_{a1} \rightarrow$  Coeficiente de ponderação de resistência = 1,10

Logo:

$$N_{t,Rd} = 309,32 \text{ kN}$$

b) *Para a ruptura da seção líquida:*

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$$

$\gamma_{a2} \rightarrow$  Coeficiente de ponderação de resistência = 1,35

$$A_e = C_t A_n$$



Como a ligação é parafusada e o diâmetro do parafuso é 16 mm com furo feito a punção:

$$d_h = 16 + 3,5 = 19,50\text{mm} = 1,95\text{cm}$$

$$A_n = 13,61 - (1,95 \times 0,952) = 11,75\text{cm}^2$$

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

$e_c$ =Excentricidade da ligação (distância do CG da barra ao plano de cisalhamento da ligação)

$l_c$ =Comprimento efetivo da ligação (distância entre o primeiro e o último parafuso da ligação)

$$l_c = 60\text{mm}$$

$$C_t = 1 - \frac{22,6}{60} = 0,62$$

$$A_e = 0,62 \times 11,75 = 7,33\text{cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{7,33 \times 40}{1,35} = 217,08\text{kN}$$

Portanto, a força axial de tração resistente pelas barras 26, 27, 28 e 29 é de 217,08 kN.

Como os esforços solicitantes nestas barras são menores que a capacidade resistente da estrutura, o que pode ser visto na tabela abaixo, o perfil escolhido está ok.

BARRAS	Nsd (KN)
26	0,00
27	0,00
28	3,76
29	0,00

### 13 DIMENSIONAMENTO BARRAS 9 @ 16 A COMPRESSÃO DA TRELIÇA

Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de compressão de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, prevendo chapas espaçadoras. Considerar estados limites últimos de serviço. Usar a chapa de nó (gusset) comp. de 120 mm.

O perfil a ser utilizado nelas será uma cantoneira dupla L 76,20 x 9,52 da série em polegadas em aço ASTM A-36. Suas propriedades são:

$$b = 76,20 \text{ mm}$$

$$t = 9,52 \text{ mm}$$

$$xg = yg = 22,60 \text{ mm}$$

$$A_g = 2 \times 13,60 = 27,20 \text{ cm}^2$$

$$r_{\text{mín/cantoneira}} = 1,47 \text{ cm}$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 75 = 150 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times [75 + 13,60(2,26 + 0,95/2)^2] = 353,46 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 2,31 \text{ cm}$$

$$r_y = (353,46/27,20)^{1/2} = 3,60 \text{ cm}^2$$

#### a. Verificação da Flambagem Local

$$b/t = 0,45 (20000/25)^{1/2} = 12,72$$

$$b/t = 76,2/9,52 = 8 < 12,72 \text{ ok implica } Q_s = Q = 1,00$$

#### b. Verificação da Flambagem Global

##### b1. Em relação ao eixo x

$$N_{ex} = (\pi^2 \times E I_x) / (K_x L_x) = (\pi^2 \times 20000 \times 150) / (1,0 \times L_{\text{variável}})^2 \text{ vide tab. abaixo}$$

$$\lambda = (K_x \times L_x) / r_x = (1,0 \times L_{\text{variável}}) / 2,31 \leq 200 \text{ vide tabela abaixo}$$

Os valores da força de flambagem por flexão e da esbeltez em relação a x podem ser vistos na tabela a seguir:

BARRAS	FLAMBAGEM GLOBAL			
	Lx	Nex	$\lambda$	
			$\lambda X$	Verificação
9	300	328,65	129,9	ok
10	300	328,65	129,9	ok
11	300	328,65	129,9	ok
12	300	328,65	129,9	ok
13	319	290,67	138,2	ok
14	319	290,67	138,2	ok
15	319	290,67	138,2	ok
16	319	290,67	138,2	ok

Em relação ao eixo y

$$N_{ey} = (\pi^2 \times EI_y) / (k_x \times L_y)^2 = (\pi^2 \times 20000 \times 353,46) / (1,0 \times L_{\text{variável}})^2$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2[7,62 \times 0,952^3 + (7,62 - 0,952)0,952^3] = 8,22 \text{ cm}^4$$

$$x_0 = 0$$

$$y_0 = 2,26 - 0,952/2 = 1,78 \text{ cm}$$

$$r_0 = (r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)^{1/2} = (2,31^2 + 3,60^2 + 1,78^2)^{1/2} = 4,63 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = 1/r_0^2 \times (\pi^2 EC_w) / (K_x L_x)^2 + GJ = 1/4,63^2 \times (7700 \times 8,22) = 2952,57$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[ 1 - \left( \frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right\} \rightarrow \text{Conforme tabela a seguir}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{EA_g}{N_{eyz}}} \rightarrow \text{Conforme tabela a seguir}$$

BARRAS	Nsd	FLAMBAGEM GLOBAL							
		Ly	Ney	Neyz	$\lambda$		Ne	$\lambda_0$	$\chi$
					$\lambda_{yz}$	Verif.			
9	-28,99	300	774,43	721,60	86,21	ok	328,65	1,44	0,420
10	-37,45	300	774,43	721,60	86,21	ok	328,65	1,44	0,420
11	-37,45	300	774,43	721,60	86,21	ok	328,65	1,44	0,420
12	-25,15	300	774,43	721,60	86,21	ok	328,65	1,44	0,420
13	-36,13	319	684,93	657,12	90,35	ok	290,67	1,53	0,375
14	-32,40	319	684,93	657,12	90,35	ok	290,67	1,53	0,375
15	-36,16	319	684,93	657,12	90,35	ok	290,67	1,53	0,375
16	-32,40	319	684,93	657,12	90,35	ok	290,67	1,53	0,375

$N_e = \text{Menor valor entre } N_{ex} \text{ e } N_{eyz}$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 27,22 \times 25}{N_e}} \rightarrow \text{Conforme tabela anterior}$$

A partir do valor de  $\lambda_0$ , obtém-se o valor de  $\chi$  na tabela 7.1 da apostila de “Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço – Versão 3”, conforme pode ser visto na tabela acima.

c. Cálculo da força axial resistente

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{\chi \times 1,0 \times 27,22 \times 25}{1,1} \rightarrow \text{Conforme tabela a seguir}$$

d. Cálculo das chapas espaçadoras

$$\left(\frac{l}{r_{\min}}\right)_{1 \text{ perfil}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máximo da barra composta}}$$

$$l \leq \frac{1}{2} r_{\min/\text{cantoneira}} \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máximo da barra composta}}$$

Os resultados podem ser vistos na tabela a seguir:

BARRAS	Nsd	VERIFICAÇÃO FINAL				
		Nc,Rd	Verif.	Chapas Esp.		
				Esp. Calc.	numero	Espaçamento adotado
9	-28,99	259,64	ok	ok	3,00	75,00
10	-37,45	259,64	ok	ok	3,00	75,00
11	-37,45	259,64	ok	ok	3,00	75,00
12	-25,15	259,64	ok	ok	3,00	75,00
13	-36,13	231,81	ok	ok	3,00	79,80
14	-32,40	231,81	ok	ok	3,00	79,80
15	-36,16	231,81	ok	ok	3,00	79,80
16	-32,40	231,81	ok	ok	3,00	79,80

## 14 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS 17 E 21 A COMPRESSÃO DA TRELIÇA

O perfil a ser utilizado nelas será uma cantoneira dupla L 50,8 x 6,35 da série em polegadas em aço ASTM A-36. Suas propriedades são:

$$b = 50,8 \text{ mm}$$

$$t = 6,35 \text{ mm}$$

$$x_g = y_g = 15,0 \text{ mm}$$

$$A_g = 2 \times 6,06 = 12,12 \text{ cm}^2$$

$$r_{\text{mín/cantoneira}} = 0,99 \text{ cm}$$

$$f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 14,6 = 29,2 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times [14,6 + 6,06 \times (1,50 + 0,63/2)^2] = 69,12 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,55 \text{ cm}$$

$$r_y = (69,12/12,12)^{1/2} = 2,39 \text{ cm}^2$$

### a. Verificação da Flambagem Local

$$b/t = 0,45 (20000/25)^{1/2} = 12,72$$

$$b/t = 50,8/6,35 = 8 < 12,72 \text{ ok implica } Q_s = Q = 1,00$$

### b. Verificação da Flambagem Global

#### b1. Em relação ao eixo x

$$N_{ex} = (\pi^2 \times E I_x) / (K_x L_x) = (\pi^2 \times 20000 \times 29,2) / (1,0 \times L_{\text{variável}})^2 \text{ vide tab. abaixo}$$

$$\lambda = (K_x \times L_x) / r_x = (1,0 \times L_{\text{variável}}) / 1,55 \leq 200 \text{ vide tabela abaixo}$$

Os valores da força de flambagem por flexão e da esbeltez em relação a x podem ser vistos na tabela a seguir:

BARRAS	FLAMBAGEM GLOBAL			
	Lx	Nex	$\lambda$	
			$\lambda X$	Verificação
17	109	484,63	70,32	ok
21	109	484,63	70,32	ok

b2. Em relação ao eixo y

$$N_{ey} = (\pi^2 \times EI_y) / (k_x \times L_y)^2 = (\pi^2 \times 20000 \times 69,12) / (1,0 \times L_{\text{variável}})^2$$

$$J = 1/3 * 2(5,08 \times 0,635^3 + (5,08 - 0,635)0,635^3) = 1,62 \text{ cm}$$

$$x_0 = 0$$

$$Y_0 = 1,50 - 0,635/2 = 1,18 \text{ cm}$$

$$r_0 = (rx^2 + ry^2 + x_0^2 + y_0^2)^{1/2} = (1,55^2 + 2,39^2 + 1,18^2)^{1/2} = 3,08 \text{ cm}$$

b3 Em relação ao eixo z = flexo torção

$$N_{ez} = 1/r_0^2 \times (\pi^2 EC_w) / (K_x L_x)^2 + GJ = 1/3,08^2 \times (7700 \times 1,62) = 1314,94$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[ 1 - \left( \frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left\{ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{y_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right\} \rightarrow \text{Conforme tabela a seguir}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{EA_g}{N_{eyz}}} \rightarrow \text{Conforme tabela a seguir}$$

BARRAS	Nsd	FLAMBAGEM GLOBAL							
		Ly	Ney	Neyz	$\lambda$		Ne	$\lambda_0$	$\chi$
					$\lambda_{yz}$	Verif.			
17	-0,27	109	1147,28	882,92	52,02	ok	484,63	0,79	0,77
21	-3,07	109	1147,28	882,92	52,02	ok	484,63	0,79	0,77

$N_e = \text{Menor valor entre } N_{ex} \text{ e } N_{eyz}$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 27,22 \times 25}{N_e}} \rightarrow \text{Conforme tabela anterior}$$

$$\lambda_0 = [(1 \times 12,12 \times 25) / 484,63]^{0,5} = 0,79$$

A partir do valor de  $\lambda_0$ , obtém-se o valor de  $\chi$  na tabela 7.1 da apostila de “Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço – Versão 3”, conforme pode ser visto na tabela acima.

c. Cálculo da força axial resistente

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{\chi \times 1,0 \times 27,22 \times 25}{1,1} \rightarrow \text{Conforme tabela a seguir}$$

$$N_{c,Rd} = 0,77 \times 1 \times 12,12 \times 25/1,10 = 212,10$$

d. Cálculo das chapas espaçadoras

$$\left(\frac{l}{r_{\min}}\right)_{1 \text{ perfil}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máximo da barra composta}}$$

$$l \leq \frac{1}{2} r_{\min/\text{cantoneira}} \left(\frac{KL}{r}\right)_{\text{máximo da barra composta}}$$

Os resultados podem ser vistos na tabela a seguir:

BARRAS	Nsd	VERIFICAÇÃO FINAL				
		Nc,Rd	Verif.	Chapas Esp.		
				Esp. Calc.	numero	Espaçamento adotado
17	-0,27	212,10	ok	ok	3,00	27,25
21	-3,07	212,10	ok	ok	3,00	27,25

## 15 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DOS PÓRTICOS INTERNOS

Dimensionar as vigas dos pórticos internos em perfil soldado. Considerar estados-limites últimos e de serviço

Esforços solicitantes atuantes nas vigas dos pórticos internos:

barras	Nsd	Vsd	Msd
5	-68,57	249,54	-501,92
6	-68,57	82,84	506,20
7	-68,57	-83,86	506,20
8	-68,57	-250,05	-508,12

Foi utilizado o perfil VS 550 x 88 cujas propriedades geométricas conf. Tabela abaixo:

PERFIL VS 550 x 88		
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
d	550	mm
bf	250	mm
h	518	mm
tw	6,3	mm
tf	16	mm
As	113	cm <sup>2</sup>
Ix	64345	cm <sup>4</sup>
Wx	2340	cm <sup>3</sup>
rx	23,9	cm
Zx	2559	cm <sup>3</sup>
Iy	4168	cm <sup>4</sup>
Wy	333	cm <sup>3</sup>
ry	6,08	cm
Zy	505	cm <sup>3</sup>
J	72,7	cm <sup>4</sup>
Cw	2970375	cm <sup>6</sup>
E	20000	kN/cm <sup>2</sup>
fy	30	kN/cm <sup>2</sup>
Lb	300	cm

- FLT

$$\lambda = \frac{Lb}{ry} = \frac{1200}{6,08} = 197,36$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 42,07 \quad \lambda > \lambda_p$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{IyJ}}{ry \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 Cw \cdot \beta_1^2}{Iy}}} = \frac{1,38 \sqrt{4168 \cdot 72,7}}{6,08 \cdot 72,7 \cdot 0,039} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 2970375 \cdot 0,039^2}{4168}}} = 112,36$$



$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{EJ} = 0,7 \cdot 30 \cdot 2340 / 20000 \cdot 72,7 = 0,039$$

$$\lambda > \lambda_r$$

Mesa superior com contenção lateral

$$C_b = 3,0 - \frac{2M_1}{3M_0} - \frac{8}{3} \cdot \frac{M_2}{(M_0 + M_1)} = 3,0 - \frac{(2 \cdot -558,47)}{3 \cdot -569,20} - \frac{8}{3} \frac{586,94}{-1144,67} = 3,73$$

$$M_{rk} = \frac{C_b \cdot \pi^2 E I_y}{L b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y}} \left( 1 + 0,039 \frac{J L b^2}{C_w} \right) = \frac{3,73 \cdot \pi^2 \cdot 20000 \cdot 4168}{1200^2} \cdot \sqrt{\frac{2970375}{4168}} \left( 1 + 0,039 \frac{72,7 \cdot 1200^2}{2970375} \right) =$$

$$87575,66 \text{ kN.cm} \leq M_{pl} \quad M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 2559 \times 30 = 76770 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl} = 76770 < 87576 \text{ usar } M_{rk} = M_{pl} = 76770 \text{ kN.cm} \quad M_{rd} = M_{rk} / 1,10 =$$

$$76770 / 1,10 = 69790 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 50812 \text{ kN.cm} \text{ portanto } M_{sd} < M_{rd}$$

Verificação à Flambagem local da Mesa FLM.

$$\lambda = 12,5 / 1,6 = 7,81$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \text{raiz}(E/f_y) = 0,38 \cdot \text{raiz}(571,42) = 0,38 \cdot 23,90 = 9,81$$

Como nosso  $\lambda = 7,81$  é menor que  $\lambda_p = 9,08$ , temos que  $M_{rk} = M_{pl}$ .

$$M_{rk} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 2559 \times 30 = 76770 \text{ kN*cm}$$

$$M_{rk} = 76770 \text{ kN*cm}$$

$$\text{Assim, temos que, } M_{rd} = M_{kr} / \gamma_a1 = 69790 \text{ kNcm}$$

Observando vemos que nosso  $M_{sd} = 50812$  [kN\*cm], visto que  $M_{sd}$  é menor que  $M_{rd}$  concluímos que:

Esta viga não está sujeita a FLM.

Verificação à Flambagem local da Mesa FLA.

$$\lambda = 51,8 / 0,635$$

$$\lambda = 82,22$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \text{raiz}(E/f_y) = 3,76 \cdot \text{raiz}(571,42) = 3,76 \cdot 23,90 = 97,08$$

$$\lambda_p = 89,86$$

Como nosso  $\lambda = 81,57$  é menor que  $\lambda_p = 97,08$ , temos que  $M_{rk} = M_{pl}$ .

$$M_{rk} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 2559 \times 30 = 69790 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

$$M_{rk} = 69790 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

Assim, temos que,  $M_{rd} = M_{kr}/\gamma_{a1}$

$$M_{rd} = 63445 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$$

Observando vemos que nosso  $M_{sd} = 50812 \text{ [kN}\cdot\text{cm]}$ , visto que  $M_{sd}$  é menor que  $M_{rd}$  concluímos que:

Esta viga não está sujeita a FLA.

## 16 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DOS PÓRTICOS INERNOS DEVIDO FORÇA CORTANTE

Esforços solicitantes

barras	Nsd	Vsd	Msd
			-
5	-68,57	249,54	501,92
6	-68,57	82,84	506,20
7	-68,57	-83,86	506,20
		-	-
8	-68,57	250,05	508,12

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{518}{6,3} = 82,22$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{30}} = 63,50$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \times d \cdot tw \times 30 = 0,60 \times 51,8 \times 0,63 \times 30 = 587,41 \text{ kN}$$

$$\lambda = 82,22 > \lambda_p = 63,50 \text{ onde } \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{30}} = 79,09 \quad K_v = 5,0$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot d \cdot tw \cdot 30 = 0,60 \cdot 55 \cdot 0,63 \cdot 30 = 623,70 \text{ kN}$$

$$V_{rk} = 63,50/82,22 \times 623,70 = 481,69 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 250,05 \leq V_{rd} = V_{rk}/\delta_{a1} = 481,69/1,10 = 437,90 \text{ kN OK}$$

Portanto  $V_{sd} < V_{rd}$

## 17 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V1 E V2 DO SEGUNDO PAVIMENTO

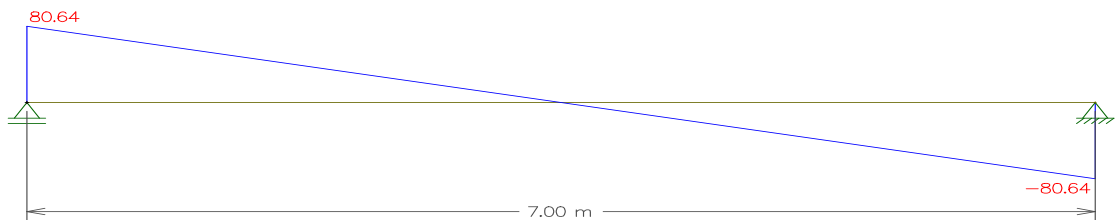
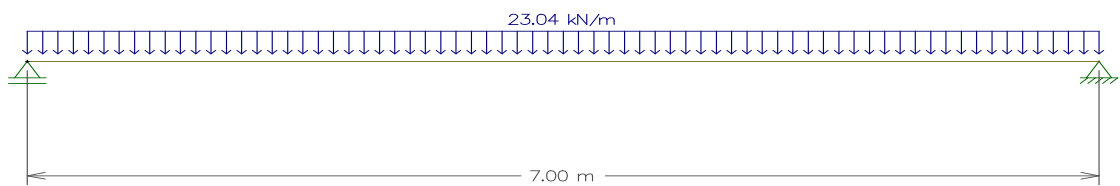
Dimensionar as vigas V1 e V2 do piso do segundo pavimento, usando perfis I laminados da Gerdau Açominas, em aço ASTM A 572-Grau 50. Considerar os estados-limites últimos e de serviço.

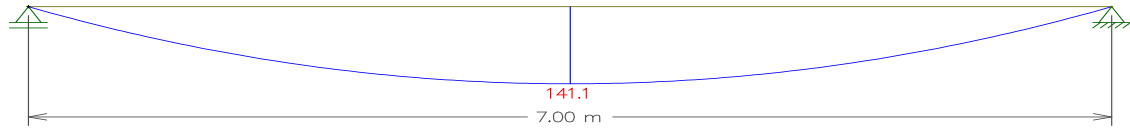
## Viga V1

Carga permanente  $3,57 \times 1,50 + 6,60 = 11,955 \text{ kN/m}$

Sobrecarga  $3,0 \times 1,5 = 4,50 \text{ kN/m}$

Carga total atuante na viga =  $11,955 + 4,50 \times 1,40 = 23,037 \text{ kN/m}$



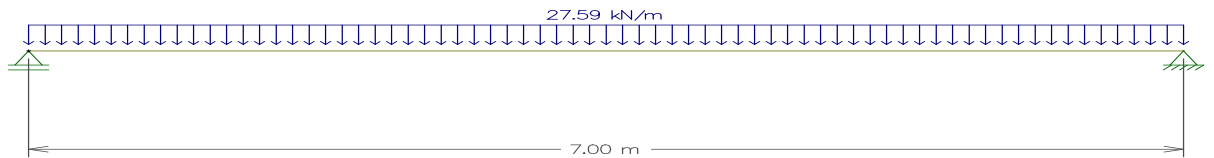


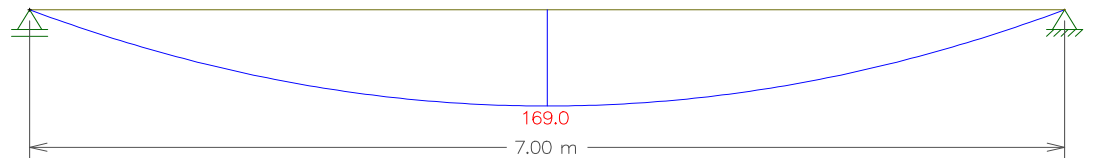
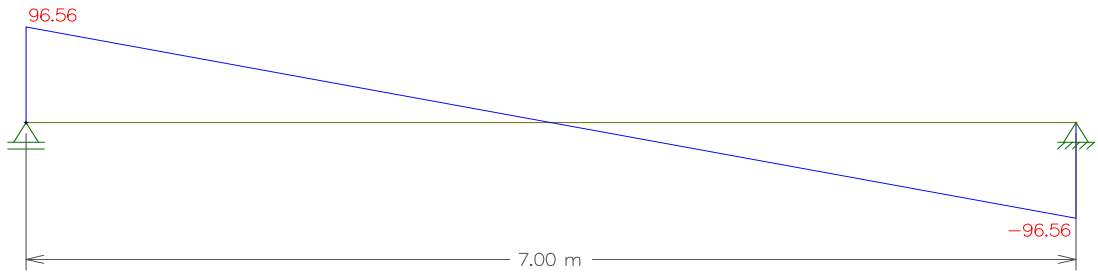
### Viga V2

Carga permanente  $3,57 \times 3,0 = 10,71 \text{ kN/m}$

Sobrecarga  $3,0 \times 3,0 = 9,0 \text{ kN/m}$

Carga total atuante na viga =  $10,71 + 9,0 \times 1,40(\text{ação agrupada}) = 27,594 \text{ kN/m}$





Pré dimensionamento da Viga V1

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{M_{rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{Z_x \cdot f_y}{1,10} \quad 14110 \leq \frac{Z_x \cdot 35}{1,10} \quad Z_x \geq 443,46$$

Usar W310 x 44,5

Pré dimensionamento da Viga V2

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{M_{rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{Z_x \cdot f_y}{1,10} \quad 16900 \leq \frac{Z_x \cdot 35}{1,10} \quad Z_x \geq 531,14$$

Usar W310 x 44,5 onde  $Z_x = 712,8 \text{ cm}^3$

Características geométricas do perfil dimensionado:

PERFIL W 310 x 44,5		
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
d	313	mm
l	166	mm
h	291	mm
tw	6,6	mm
tf	11,2	mm
As	57,2	cm <sup>2</sup>
Ix	9997	cm <sup>4</sup>
Wx	638,8	cm <sup>3</sup>
rx	13,22	cm
Zx	712,8	cm <sup>3</sup>
Iy	855	cm <sup>4</sup>
Wy	103	cm <sup>3</sup>
ry	3,87	cm
Zy	158	cm <sup>3</sup>
J	19,9	cm <sup>4</sup>
Cw	194433	cm <sup>6</sup>
E	20000	kN/cm <sup>2</sup>
fy	35	kN/cm <sup>2</sup>
Lb	300	cm

Verificação FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{166/2}{11,2} = 7,41$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 9,08$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \tau_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,70 \cdot 35}} = 23,71$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r$$

$$M_{pl} = M_{rk} = Z_x \cdot f_y = 712,8 \times 35 = 24948 \text{ kNcm}$$

$$M_r = (f_y - \tau_r) W_x = 0,70 \cdot 35 \cdot 638,8 = 15650,6$$

$$M_{sd} < M_{rk} = 24948/1,10 = 22680 \text{ kN.cm}$$

Verificação FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{290,6}{6,6} = 44$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,88$$

$$\lambda = 44 < \lambda_p = 89,88$$

$$M_{rk} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 24948 \text{ kNcm}$$

RESUMO:

$M_{rk} = 22680 \text{ kNcm}$  (menor valor entre FLM e FLA)

$M_{rk} \leq 1,5 W_x f_y = 1,5 \cdot 638,8 \cdot 35 = 33537 \text{ kNcm}$  Adotar  $M_{rk} = 22680 \text{ kNcm}$

VIGA V2  $M_{sd} = 16900 \leq M_{sd} = 22680/1,10 = 20618 \text{ kNcm}$  ok

VIGA V1  $M_{sd} = 14110 \leq M_{sd} = 22680/1,10 = 20618 \text{ kNcm}$

Verificação Força cortante

V1 – Cortante 80,63 kN

V2 – Cortante 96,57 kN

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{290,6}{6,6} = 44,03$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{35}} = 58,79$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot d \cdot tw \cdot 35 = 0,60 \cdot 31,3 \cdot 0,66 \cdot 35 = 433,18 \text{ kN}$$

$$\lambda = 44,03 < \lambda_p = 58,79 \text{ onde } \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{35}} = 73,22 \quad K_v = 5,0$$

$$V_{pl} = V_{rk} = 433,18 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = V_{rk}/1,10 = 433,18/1,10 = 393,80 \text{ kN}$$

## 18 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS

Dimensionar os pilares dos pórticos internos em perfil H laminado da Gerdau Açominas ASTM A-572 Gr.50. Considerar os estados últimos de serviço.

PERFIL VS 250 x 115		
PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS		
d	269	mm
bf	259	mm
h	225	mm
tw	13,5	mm
tf	22,1	mm
As	146,1	cm <sup>2</sup>
Ix	18920	cm <sup>4</sup>
Wx	1406,7	cm <sup>3</sup>
rx	11,38	cm
Zx	1597,4	cm <sup>3</sup>
Iy	6405	cm <sup>4</sup>
Wy	494,6	cm <sup>3</sup>
ry	6,62	cm
Zy	752,7	cm <sup>3</sup>
J	212	cm <sup>4</sup>
Cw	975265	cm <sup>6</sup>
E	20000	kN/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	34,5	kN/cm <sup>2</sup>
Lb	330/320	cm

pilares	Nsd	Vsd	Msd
1	-472,05	-128,04	-277,78
2	-414,28	142,58	292,03
3	--20,83	-63,31	202,15
4	-19,26	68,41	206,15

Força axial de compressão resistente de cálculo

Pilares – FLM

$$\frac{b}{t} = \frac{259/2}{22,1} = 5,86$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,48 \quad \frac{b}{t}$$

$$=5,86 < 13,48$$

$$Q_s = 1$$

Pilares – FLA

$$\frac{b}{t} = \frac{225}{13,5} = 16,67$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,87 \quad \frac{b}{t}$$

$$=16,67 < 35,87$$

$$Q_a = 1$$

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 1,0 \text{ Fator de redução total}$$

INSTABILIDADE GLOBAL

- Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo x

$$N_{ex} = (\pi^2 \cdot E \cdot I_x) / (k_x \cdot L_x)^2 = (\pi^2 \times 20000 \times 18920) / (320)^2 = 36434,30 \text{ kN pilar 1 e 2}$$

$$N_{ex} = (\pi^2 \cdot E \cdot I_x) / (k_x \cdot L_x)^2 = (\pi^2 \times 20000 \times 18920) / (330)^2 = 34259,62 \text{ kN pilar 3 e 4}$$

$$\lambda_x = K_x \cdot L_x / r_x = 320 / 11,38 = 28,11 < 200 \text{ ok pilar 1 e 2}$$

$$\lambda_x = K_x \cdot L_x / r_x = 330 / 11,38 = 28,99 < 200 \text{ ok pilar 3 e 4}$$

K<sub>x</sub> foi considerado igual a 1 tendo em vista a análise de segunda ordem

FORÇA DE FLAMBAGEM POR FLEXÃO E ESBELTEZ EM RELAÇÃO AO EIXO Y

$$N_{ey} = (\pi^2 \cdot E \cdot I_y) / (k_y \cdot L_y)^2 = (\pi^2 \times 20000 \times 6405) / (320)^2 = 12334,12 \text{ kN pilar 1 e 2}$$

$$N_{ey} = (\pi^2 \cdot E \cdot I_y) / (k_y \cdot L_y)^2 = (\pi^2 \times 20000 \times 6405) / (330)^2 = 11597,93 \text{ kN pilar 3 e 4}$$

$$\lambda_y = K_y \cdot L_y / r_y = 320 / 6,62 = 48,33 < 200 \text{ ok pilar 1 e 2}$$

$$\lambda_y = K_y \cdot L_y / r_y = 330 / 6,62 = 50 < 200 \text{ ok pilar 3 e 4}$$

- Força de flambagem pura e esbeltez correspondente não é necessária.

- Valores de N<sub>e</sub>, λ<sub>0</sub> e χ



$N_e = N_{ey} = 12334,12$  kNcm para os pilares das barras 1 e 2

$N_e = N_{ey} = 11597,93$  kNcm para os pilares das barras 3 e 4

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QAgf_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 146,1 \times 34,5}{11597,93}} = 0,659 \quad \chi = 0,838$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QAgf_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 146,1 \times 34,5}{12334,12}} = 0,659 \quad \chi = 0,838$$

- Valor de  $N_{crd}$

$$N_{crd} = \frac{\chi QAgf_y}{1,10} = (0,838 \times 1 \times 146,1 \times 34,5) / 1,10 = 3839,90 \text{ kN}$$

## MOMENTO FLETOR RESISTENTE DE CÁLCULO

- FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{259/2}{22,1} = 5,86 \quad \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p \quad M_{rk} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1597,4 \times 34,5 = 55110 \text{ kN}$$

$$(< 1,5 W_x \cdot f_y = 1,5 \times 1406,7 \times 34,5 = 72796,72)$$

- FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{225}{13,5} = 16,65 \quad \lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,37$$

$$\lambda < \lambda_p \quad M_{rk} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1597,4 \times 34,5 = 55110 \text{ kN.cm}$$

$$(< 1,5 W_x \cdot f_y = 1,5 \times 1406,7 \times 34,5 = 72796,72)$$

## CONCLUSÃO

$M_{rk} = 55110$  kN.cm e o valor de  $M_{rd} = M_{rk} / 1,10 = 50090,91$  kN.cm

EFEITOS COMBINADOS  $N_{crd}$  e  $M_{rd}$

$$\frac{N_{csd}}{N_{crd}} = 472,05 / 3839,90 = 0,12 < 0,20$$

$$\frac{N_{sd}}{2N_{crd}} + \frac{M_{xsd}}{M_{rd}} < 1,0$$

$$\frac{472,05}{2 \cdot 3839,9} + \frac{292,03}{50090,9} = 0,07 < 1,0$$

### 10.1 Verificação Força cortante dos pilares

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{290,6}{6,6} = 44,03$$

58,79

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{35}} =$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \cdot d \cdot tw \cdot 35 = 0,60 \cdot 31,3 \cdot 0,66 \cdot 34,5 = 433,18 \text{ kN}$$

$$\lambda = 44,03 < \lambda_p = 58,79 \text{ onde } \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{35}} = 73,22 \quad K_v = 5,0$$

$$V_{pl} = V_{rk} = 433,18 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = V_{rk} / 1,10 = 433,18 / 1,10 = 393,80 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 142,58 \text{ kN} < V_{rd} = 393,80 \text{ kN}$$

## 19 ANÁLISE DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL

Com os perfis obtidos no dimensionamento, verificar o deslocamento horizontal dos pórticos internos.

Não houve alteração dos perfis obtidos em função da prioridade por segurança no detalhamento, portanto o deslocamento horizontal foi mantido conforme já calculado na estrutura LT.

## 20 CONCLUSÃO

De acordo com toda metodologia de cálculos demonstrada durante o dimensionamento do edifício ficou constatado a segurança de todas as peças em função das cargas atuantes, das combinações, da aplicação da norma NBR 8800:2008. A atuação das cargas de vento com a consideração como variável principal demonstrada e aplicada no cálculo e dimensionamento. A memória de cálculo poderá ser utilizada para o projeto e detalhamento do prédio comercial. Os perfis considerados inicialmente para o pré dimensionamento deverão ser mantidos em função da prioridade por segurança.

## 21 NORMAS/BIBLIOGRAFIA ADOTADA

- ABNT NBR-8800:2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.
- ABNT NBR-6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- ABNT NBR-6123:1988 – Forças devido ao vento em edificações.
- ABNT NBR-15279:2005 – Perfis estruturais de aço soldados por alta frequência.
- Apostila UFMG – Dimensionamento básico de elementos de estruturas de aço  
Versão 3 – Prof. Ricardo Hallal Fakury