

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

**ANÁLISE ESTRUTURAL E  
DIMENSIONAMENTO DOS PÓRTICOS  
INTERNOS DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL**

ADRIANA MARIA DE ASSIS

## ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	4
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	5
4	DESENVOLVIMENTO	6
5	CONCLUSÃO	31
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	32

## **1 INTRODUÇÃO**

Ao iniciar um empreendimento, é fundamental a concepção do projeto arquitetônico que dará diretrizes da edificação que será dimensionada após a consolidação e a aprovação do projeto arquitetônico. Para elaboração dos projetos subsequentes, será adotado para este caso a análise estrutural e dimensionamento dos pórticos internos de um edifício comercial.

O estudo abaixo apresentado é baseado na norma Brasileira ABNT NBR 8800/2008.

As bases dos pilares dos pórticos transversais serão consideradas engastadas.

Os perfis metálicos adotados para os pilares e vigas serão soldados do tipo CS e VS. Para as cordas das treliças, montantes e diagonais da cobertura serão utilizadas cantoneiras duplas padrão americano.

## **2 OBJETIVO**

O objetivo deste trabalho é verificar as ações dispostas sobre os pórticos internos, pré-dimensionar as barras que compõem estes pórticos, obter as combinações últimas possíveis, visando a análise estrutural através do Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes (MAES), para um carregamento e dimensionamento dos elementos metálicos.

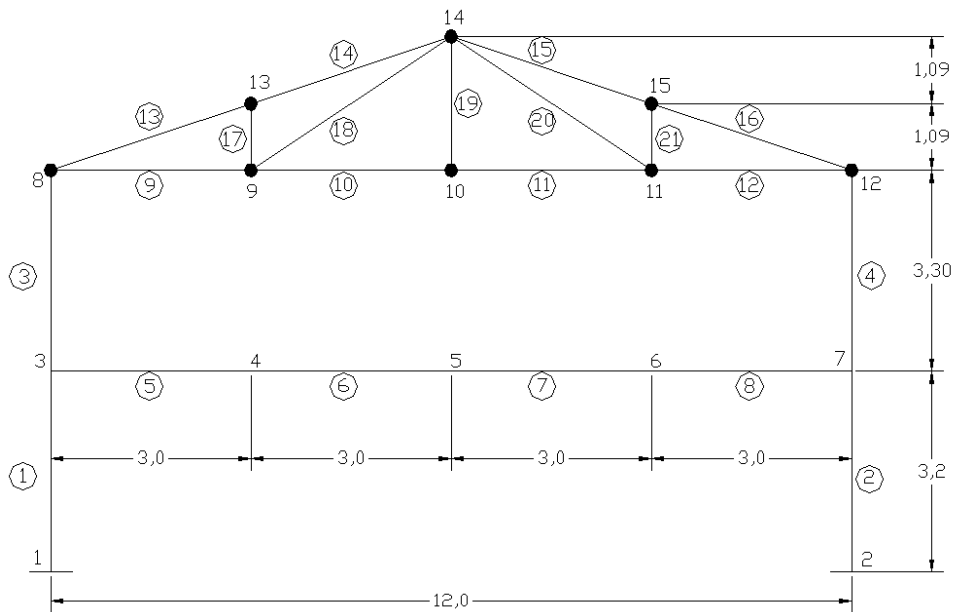
### **3 PROGRAMAS UTILIZADOS**

- SAP
- Auto Cad
- Microsoft Excel

#### 4 DESENVOLVIMENTO

Será desenvolvida a análise estrutural e dimensionamento dos pórticos internos de um edifício comercial de dois pavimentos para escritório, com pilares e vigas em perfis de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura.

O sistema estrutural estático do pórtico é apresentado com as dimensões em metros e as numerações de barras e nós na figura abaixo.

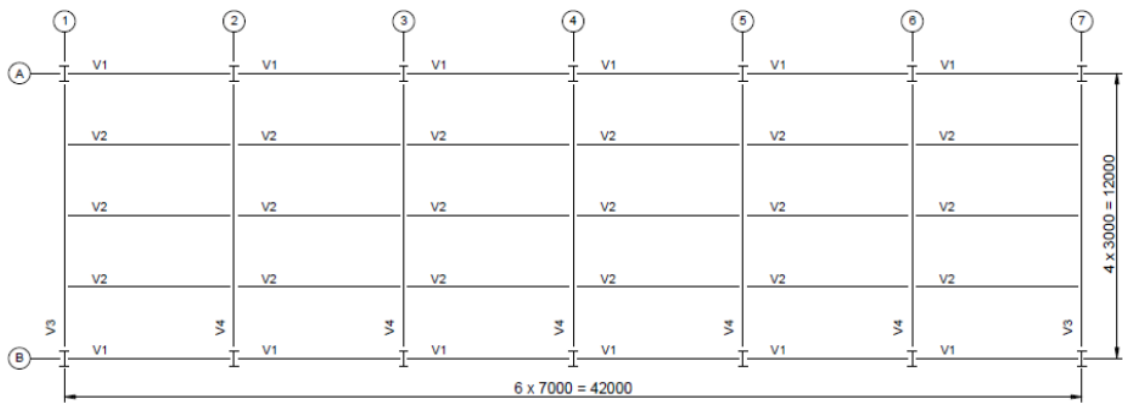


Referência – Apostila Projeto de Estruturas de Aço I - UFMG

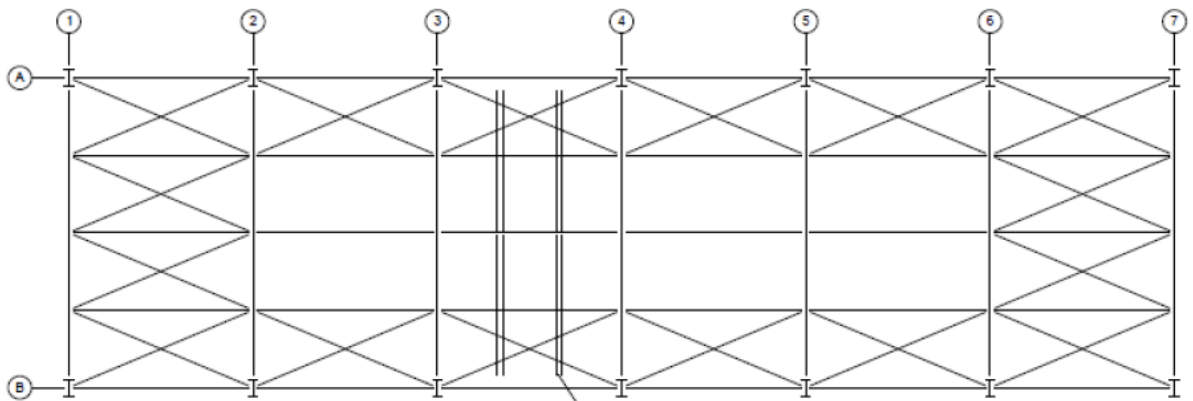
Ações nas Estruturas – trabalho prático – Apostila

**Vista Frontal do Pórtico Transversal**

(Sem escala)



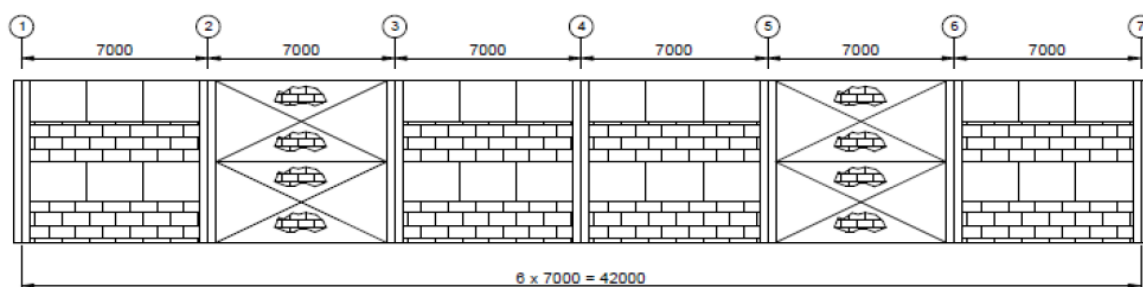
**Planta do Piso do 2º Pavimento**  
(Sem escala)



Tirantes (Típico para todos os vãos)

**Planta da Cobertura**

Sem escala



### Fachadas Laterais

Sem escala

## 4.1 Carregamentos

### Ações em Edifício Comercial

#### Fachadas Laterais

- Eixos 2 e 3 Alvenarias com peso total incluindo acabamento =  $2 \text{ kN/m}^2$
- Eixos 5 e 6 =  $2 \text{ kN/m}^2$
- Demais eixos = semi-altura inferior e onde existem janelas na semi-altura superior =  $0,2 \text{ kN/m}^2$

#### Fachadas Transversais

- Eixos 1 e 7 = vento  $0,4 \text{ kN/m}^2$

#### Laje de concreto

- Piso do segundo pavimento, 10 cm de espessura e armada apenas na direção do menor lado de cada painel =  $0,1 \times 25 = 2,5 \text{ kN/m}^2$

#### Forros falsos

- Tetos do primeiro e segundo pavimento =  $0,2 \text{ kN/m}^2$

#### Revestimento

- Piso do segundo pavimento =  $0,5 \text{ kN/m}^2$

#### Telhas

- Trapezoidais de aço galvanizado e pintadas =  $0,07 \text{ kN/m}^2$

#### Peso próprio das estruturas metálicas

- Peso próprio da estrutura da cobertura =  $0,17 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio da estrutura do vigamento metálico =  $0,37 \text{ kN/m}^2$
- Peso próprio dos pilares =  $1,15 \text{ kN/m}^2$



## Sobrecarga

- Sobrecarga no segundo pavimento =  $2\text{kN/m}^2$  (NBR 6120)
- Sobrecarga no telhado =  $0,25\text{kN/m}^2$  (NBR 8800)
- Sobrecarga adicional no piso do segundo pavimento devido divisórias móveis =  $1\text{kN/m}^2$  móveis =  $1\text{kN}$

## Vento

- Velocidade Básica =  $35\text{m/s}$  (NBR 6123)

Observação: As forças transversais que atuam no edifício, juntamente com a carga permanente e a sobrecarga, são resistidas pelos pórticos transversais situados nos eixos 1 a 7, que possuem os pilares engastados na base na sua direção e a viga de piso do segundo pavimento ligada rigidamente a esses pilares. Os pórticos são iguais. As forças longitudinais são suportadas pelos contraventamentos em X da cobertura, situados entre os eixos 1 e 2 e entre os eixos 6 e 7 e pelos contraventamentos verticais em X situados entre os eixos 2 e 3 e entre os eixos 5 e 6 nas filas A e B (os pilares rotulados na base na direção longitudinal). As lajes de concreto do segundo pavimento e a cobertura, como possuem contraventamentos no sentido longitudinal, comportam-se como diafragmas.

### a) Ações Atuantes nos pórticos Internos

Para determinação das forças atuantes nos pórticos internos (eixo 2 a 6), será utilizada a figura seguinte, que mostra o sistema estático dos pórticos, as dimensões e as numerações de nós e barras.

#### A.(1) Carga Permanente:

- No piso do segundo pavimento:  
Peso Próprio da estrutura do vigamento metálico =  $0,37\text{Kn/m}^2$   
Forro =  $0,20\text{kN/m}^2$   
Laje  $0,1\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 2,5\text{kN/m}^2$   
Revestimento da Laje =  $0,50\text{kN/m}^2$   
Total =  $3,57\text{kN/m}^2$
- Sobre as vigas V1 (Paredes e janelas)

Entre eixos 2-3 e 5-6 (apenas alvenaria e contraventamento):  $2 \text{ kN/m}^2$   
 $\times 3,3\text{m} = 6,6\text{kN/m}$

Demais eixos:  $2 \text{ kN/m}^2 \times (3,3/2)\text{m} + 0,2 \text{ kN/m}^2 (3,3/2)\text{m} = 3,63\text{kN/m}$

- Cobertura

Telhas =  $0,07\text{Kn/m}^2$

Estruturas (tesoura treliçada, terças e mãos francesas) =  $0,17\text{Kn/m}^2$

Forro =  $0,20 \text{ Kn/m}^2$

Total =  $0,44 \text{ Kn/m}^2$

Resumo:

Cargas nos nós 8 e 12 (cobertura + pilar) =  $0,44 \times 7 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 8,42\text{Kn}$   
(cobertura =  $0,44\text{kN/m}^2$ )

Cargas nos nós 9,10 e 11 (forro cobertura) =  $0,2 \times 7 \times 1,5 \times 2 = 4,20\text{kN}$   
(forro =  $0,2\text{kN/m}^2$ )

Cargas nos nós 13,14 e 15 (estrutura e telhas da cobertura) =  $(0,07+0,17) \times 7 \times 3 = 5,04\text{kN}$

(telhas =  $0,07\text{kN/m}^2$  + peso próprio =  $0,17 \text{ kN/m}^2$ )

Cargas nos nós 3 e 7 (reações das vigas V1 + pilar)

Eixos 2, 3,5 e 6

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

Eixo 4

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

Eixo 4, 5 e 6 (reações das vigas V2)

$(3,57 \times 7 \times 3) = 74,97\text{kN}$

A.(2) Sobrecarga:

- No piso do segundo pavimento:

Valor usual (NBR 6120) =  $2,0\text{kN/m}^2$

Valor adicional divisória =  $1,0\text{kN/m}^2$

Total =  $3,0\text{kN/m}^2$

- Na cobertura:

NBR 8800 =  $0,25\text{kN/m}^2$

Resumo:

Cargas nos nós 3 e 7 (reações das vigas V1) =  $(2,0+1,0) \times 7 \times 1,5 = 31,5\text{kN}$

Cargas nos nós 4 5 e 6 (reações das vigas V2) =  $(2,0+1,0) \times 7 \times 3,0 = 63\text{kN}$

Cargas nos nós 8 e 12 =  $0,25 \times 7 \times 1,5 = 2,63\text{kN}$

Cargas nos nós 13,14 e 15 =  $0,25 \times 7 \times 3,0 = 5,25\text{kN}$

### A.(3) Vento Transversal

- Velocidade básica = 35m/s
- S1 = 1,0 (Terreno plano – NBR 6123)
- S2 = 0,76 (para altura até 5m, e 0,83 para altura de 5m a 10m – categoria IV, Classe B - NBR 6123)
- S3 = 1,0 (Grupo 2 - NBR 6123)

Altura  $h \leq 5,0\text{m}$  - Velocidade característica =  $V_k = S_1 \times S_2 \times S_3 \times V_0$  Pressão dinâmica =  $q = 0,613 \times V_k^2 / 10^3$

Altura  $h \leq 5,0\text{m}$  -  $V_k = 1 \times 0,76 \times 1 \times 35 = 26,60\text{m/s}$  -  $q = 0,613 \times 26,60^2 / 10^3 = 0,43\text{kN/m}^2$

$5\text{m} < h \leq 10,0\text{m}$  -  $V_k = 1 \times 0,83 \times 1 \times 35 = 29,05\text{m/s}$  -  $q = 0,613 \times 29,05^2 / 10^3 = 0,52\text{kN/m}^2$

Cada pórtico terá uma pressão dinâmica distribuída na altura, simbolizada por  $q_p$ , igual a:

Para  $h \leq 5,0\text{m}$  -  $q_p = 0,43 \times 42 / 7 = 2,58\text{kN/m}$

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

Coeficiente de forma externos, respectivamente, para paredes e telhados:

Paredes:

$\frac{1}{2} < h/b = 6,5/12 = 0,54 < 3/2 = 0,54 < 1,5$

$2 < a/b = 42/12 = 3,5 < 4$

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

Parede barlavento:  $C_e = +0,7$

Parede a sotavento:  $C_e = -0,6$

Telhado:

$\frac{1}{2} < h/b = 6,5/12 = 0,54 < 3/2 = 0,54 < 1,5$

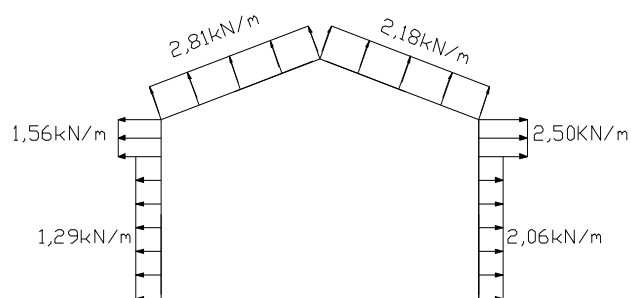
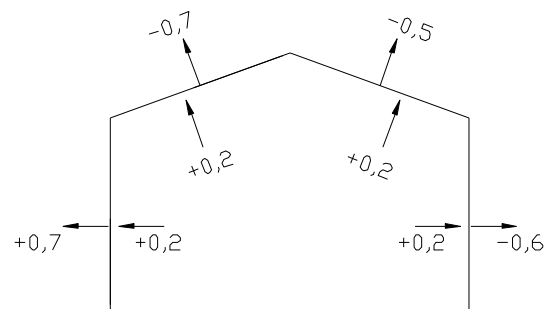
Para  $\alpha = 90^\circ$  e  $\Theta$  aproximadamente  $20^\circ$ , tem-se:

Parede barlavento:  $C_e = -0,7$

Parede a sotavento:  $C_e = -0,5$

Coeficientes e ações finais devidas ao vento nos pórticos internos, obtidas pelo produto  $C q_p$  com  $C = C_e - C_{pi}$  -

$C_{pi} = +0,2$



Reações nos nós da Treliça

$$\text{Barra 1} = F = 2,58 \times (0,7 - 0,2) = 1,29 \text{ kN/m}$$

$$\text{Barra 2} = F = 3,12 \times (0,7 - 0,2) = 1,56 \text{ kN/m}$$

$$\text{Barra 3} = F = 3,12 \times (-0,7 - 0,2) = -2,81 \text{ kN/m}$$

$$\text{Barra 4} = F = 3,12 \times (-0,5 - 0,2) = -2,18 \text{ kN/m}$$

$$\text{Barra 5} = F = 3,12 \times (-0,6 - 0,2) = -2,50 \text{ kN/m}$$

$$\text{Barra 6} = F = 2,58 \times (-0,6 - 0,2) = -2,06 \text{ kN/m}$$

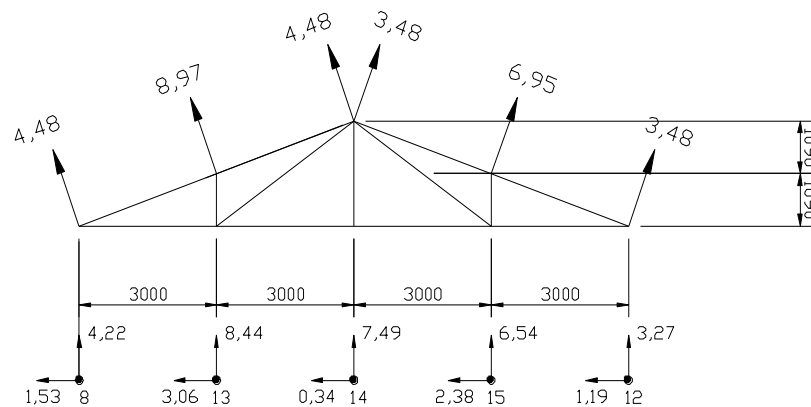
$$\text{Resultante nó 8} = \sqrt{1,53^2 + 4,22^2} = 4,48$$

$$\text{Resultante nó 13} = \sqrt{3,06^2 + 8,44^2} = 8,97$$

$$\text{Resultante nó 14} = \sqrt{0,34^2 + 7,49^2} = 7,48$$

$$\text{Resultante nó 15} = \sqrt{2,38^2 + 6,54^2} = 6,95$$

$$\text{Resultante nó 16} = \sqrt{1,19^2 + 3,27^2} = 3,48$$



Dimensionamento das forças do vento da esquerda para direita, no sentido contrario, considerar as mesmas forças e os mesmos coeficientes.

#### b) Ações atuantes pórticos externos

Para determinação das ações atuantes nos pórticos transversais (eixos 1 a 7), será utilizada a mesma numeração de nós e barras dos pórticos internos.

##### B.(1) Carga Permanente:

- No piso do segundo pavimento:

$$\text{Total} = 3,57 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Vidro sobre a viga dos pórticos (barras 5 a 8)} = 0,4 \times 3,3 = 1,32 \text{ kN/m}$$

Paredes e janelas sobre V1, entre eixos 1 - 2 e 6 - 7 =  
 $2 \times 3,3 / 2 + 0,2 \times 3,3 / 2 = 3,63 \text{ kN/m}$

- Cobertura

Total =  $0,44 \text{ kN/m}^2$  (conforme item a1)

Resumo:

Cargas nos nós 8 e 12 =  $0,44 \times 3,5 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 6,11 \text{ kN}$

Cargas nos nós 9 10 e 11 =  $0,20 \times 3,5 \times 3,0 = 2,10 \text{ kN}$

Cargas nos nós 13,14 e 15 =  $(0,07 + 0,17) \times 3,5 \times 3,0 = 2,52 \text{ kN}$

Cargas nos nós 3 e 7 =  $3,57 \times 3,5 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 + 2 \times 3,63 \times 3,5 = 35,12 \text{ kN}$

Cargas nos nós 4,5 e 6 =  $3,57 \times 3,5 \times 3,0 = 37,49 \text{ kN}$

Cargas distribuída devido ao vidro nas barras 5 a 8 =  $0,4 \times 3,3 = 1,32 \text{ kN/m}$

#### B.(2) Sobrecarga

- No piso do segundo pavimento:

Total =  $3,0 \text{ kN/m}^2$

Valor adicional devido às paredes divisórias móveis:  $1,0 \text{ kN/m}$

- Na cobertura:

Total =  $0,25 \text{ kN/m}^2$  em projeção horizontal.

Resumo:

Cargas nos nós 3 e 7 =  $(2,0 + 1,0) \times 3,5 \times 1,5 = 15,75 \text{ kN}$

Cargas nos nós 4 e 5 =  $(2,0 + 1,0) \times 3,5 \times 3,0 = 31,50 \text{ kN}$

Cargas nos nós 8 e 12 =  $(0,25) \times 3,5 \times 1,5 = 1,31 \text{ kN}$

Cargas nos nós 13,14 e 15 =  $(0,25) \times 3,5 \times 3,0 = 2,63 \text{ kN}$

#### B.(3) Vento Transversal

As forças devidas ao vento transversal nos pórticos externos são idênticas às forças atuantes nos pórticos internos.

- c) Força longitudinal devido ao vento.

$V_0 = 35 \text{ m/s}$

$S_1 = S_3 = 1,0$  conforme a3

$S_2 = h \leq 5 \text{ m} = 0,79$

$S < h < 10m = 0,86$  (Categoria IV Classe A)

$V_k$  e  $q$

$h \leq 5m = V_k = 27,65m/s - q = 0,47kN/m^2$

$5 < h \leq 10 = V_k = 30,10m/s - q = 0,56kN/m^2$

Coeficientes de forma externo

Para  $\alpha = 0^\circ$

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b = 0,5 \leq 1,5 > 0,5 \\ A/b = 3,5 \leq 4 > 2 \end{array} \right. \quad C_e \quad \left\{ \begin{array}{l} A = + 0,7 \\ B = - 0,3 \end{array} \right.$$

Para o vento nas fachadas impermeáveis, coeficiente de forma interno  $C_{pi} = -0,3$ , então a pressão final do vento será:

Parede a Barlavento

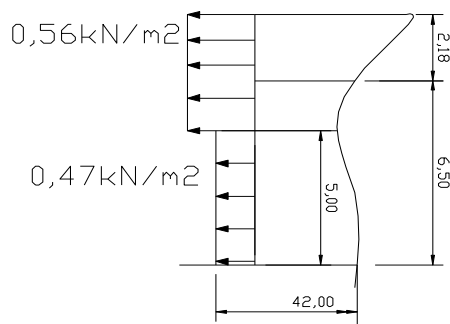
Para  $h < 5m - q_1 = (0,7 + 0,3) \times 0,47 = + 0,47kN/m^2$

Para  $5m < h < 10 \leq 10m - q_1 = (0,7 + 0,3) \times 0,56 = + 0,56kN/m^2$

Parede a Sotavento

Para  $h < 5m - q_1 = (-0,3 + 0,3) \times 0,47 = 0 kN/m^2$

Para  $5m < h < 10 \leq 10m - q_1 = (-0,3 + 0,3) \times 0,56 = 0 kN/m^2$



2) Pré dimensionamento das barras que compõem os pórticos

a) Pilares (barras de 1 a 4)

Perfil Laminado tipo H – HP 310X93

b) Vigas do Pórtico (barras de 5 a 8)

Perfil Soldado VS – VS 600x111

c) Cordas Inferiores (barras de 9 a 12)

Cantoneira Dupla – L76, 2x6, 35

d) Montantes (barras de 17,19 e 21) e Diagonais (barras 18 e 20) da treliça de cobertura

Cantoneira Dupla – L63, 5x6, 35

(3) Combinações últimas de ações possíveis

Hipótese 1 - Carga Permanente + Imperfeições geométricas + imperfeições material

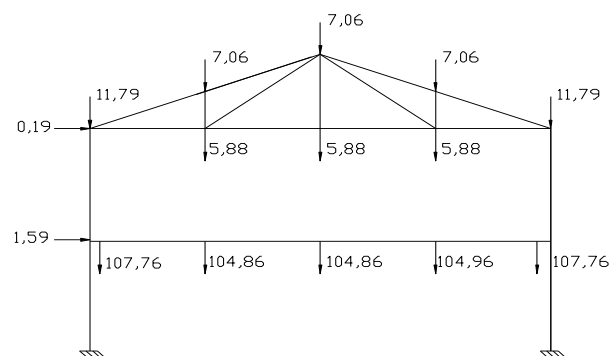
$$1,4 \times 8,42 = 11,79\text{kN}$$

$$1,4 \times 5,04 = 7,06\text{kN}$$

$$1,4 \times 4,20 = 5,88\text{kN}$$

$$1,4 \times 74,97 = 104,96\text{kN}$$

$$1,4 \times 76,97 = 107,76\text{kN}$$



Unidades kN

Hipótese 2 - Carga Permanente + Sobrecarga+ Imperfeições geométricas + imperfeições material

$$1,4 \times (8,42 + 2,43) = 15,19\text{kN}$$

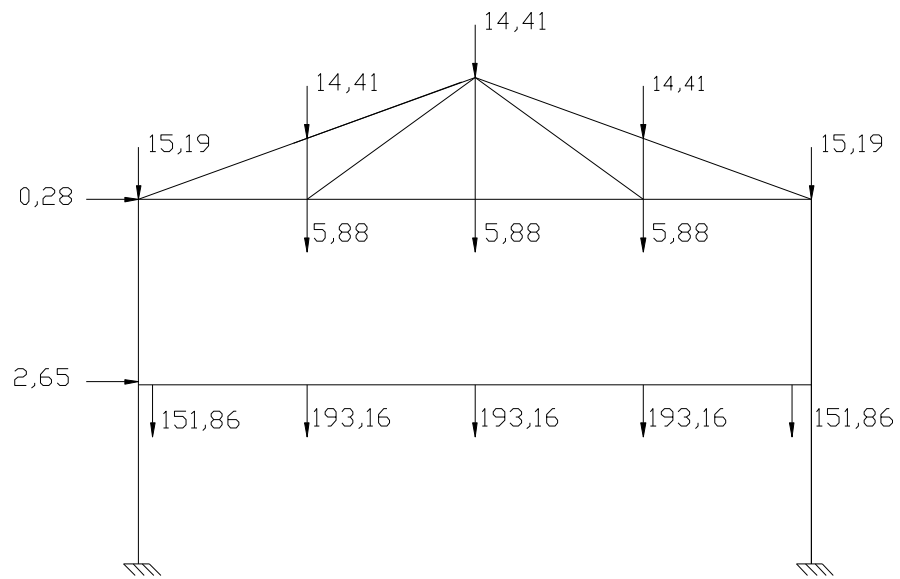
$$1,4 \times (5,04 + 5,25) = 14,41\text{kN}$$

$$1,4 \times (4,20 + 0) = 5,88\text{kN}$$

$$1,4 \times (76,97 + 31,5) = 151,86\text{kN}$$

$$1,4 \times (74,97 + 63) = 193,16\text{Kn}$$





### Hipótese 3 - Carga Permanente + Vento + imperfeições material

$$1,4 \times (8,42 - 4,22) = 5,87 \text{ kN}$$

$$1,4 \times (5,04 - 8,44) = -4,76 \text{ kN}$$

$$1,4 \times (5,04 - 7,49) = -3,43 \text{ kN}$$

$$1,4 \times (5,04 - 6,54) = -2,10 \text{ kN}$$

$$1,4 \times (8,42 - 3,27) = 7,21 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,53 = 2,14 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 3,06 = 4,28 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,34 = 0,48 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 2,38 = 3,33 \text{ kN}$$

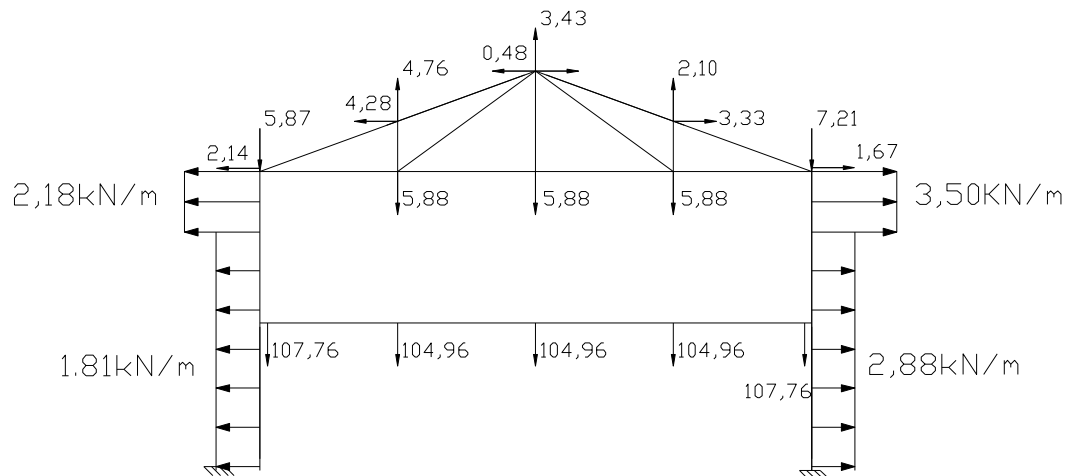
$$1,4 \times 1,19 = 1,67 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,56 = 2,18 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 1,29 = 1,81 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 2,50 = 3,50 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 2,06 = 2,88 \text{ kN/m}$$



Hipótese 4 - Carga Permanente favorável a segurança+ Vento + imperfeições material

$$1,0 \times 8,42 + (-1,4 \times 4,22) = 2,51 \text{ kN}$$

$$1,0 \times 5,04 + (-1,4 \times 8,44) = -6,78 \text{ kN}$$

$$1,0 \times 5,04 + (-1,4 \times 7,49) = -5,42 \text{ kN}$$

$$1,0 \times 5,04 + (-1,4 \times 6,54) = -4,09 \text{ kN}$$

$$1,0 \times 8,42 + (-1,4 \times 3,27) = -3,84 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,53 = 2,14 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 3,06 = 4,28 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,34 = 0,48 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 2,38 = 3,33 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,19 = 1,67 \text{ kN}$$

$$1,0 \times 4,2 = 4,2 \text{ kN}$$

$$1,0 \times 76,97 = 76,97 \text{ kN e } 1,0 \times 74,97 = 74,97 \text{ kN}$$

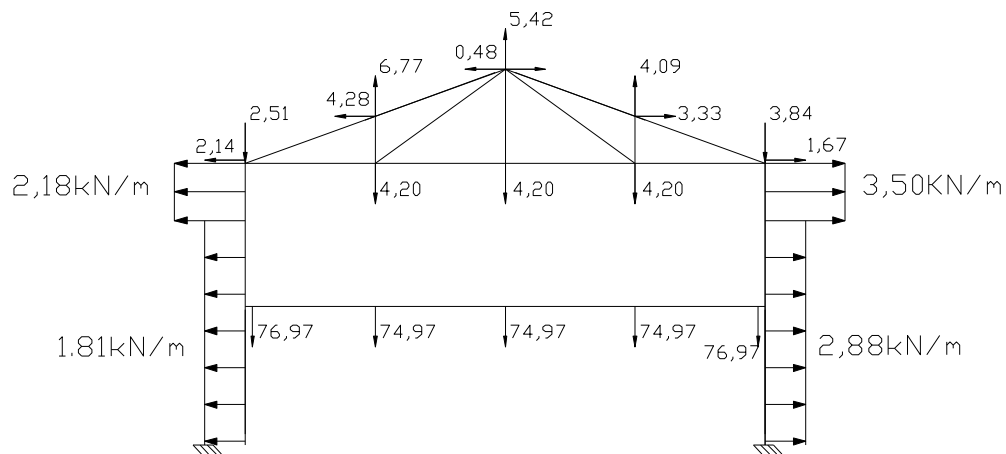
$$1,0 \times 74,97 = 74,97 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,56 = 2,18 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 1,29 = 1,81 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 2,50 = 3,50 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 2,06 = 2,88 \text{ kN/m}$$



Hipótese 5 - Carga Permanente + sobrecarga (principal) + Vento + imperfeições material

$$1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 2,63 + 1,4 \times 0,6 \times (-4,22) = 11,93 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 5,25 + 1,4 \times 0,6 \times (-8,44) = 7,32 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 5,25 + 1,4 \times 0,6 \times (-7,49) = 8,12 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 5,25 + 1,4 \times 0,6 \times (-6,54) = 8,92 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 2,63 + 1,4 \times 0,6 \times (-3,27) = 12,73 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 1,19 = 1,28 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 3,06 = 2,57 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 0,34 = 0,28 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 0,34 = 2,00 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 1,19 = 1,00 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 4,20 = 5,88 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 74,97 + 1,4 \times 63 = 193,16 \text{ kN}$$

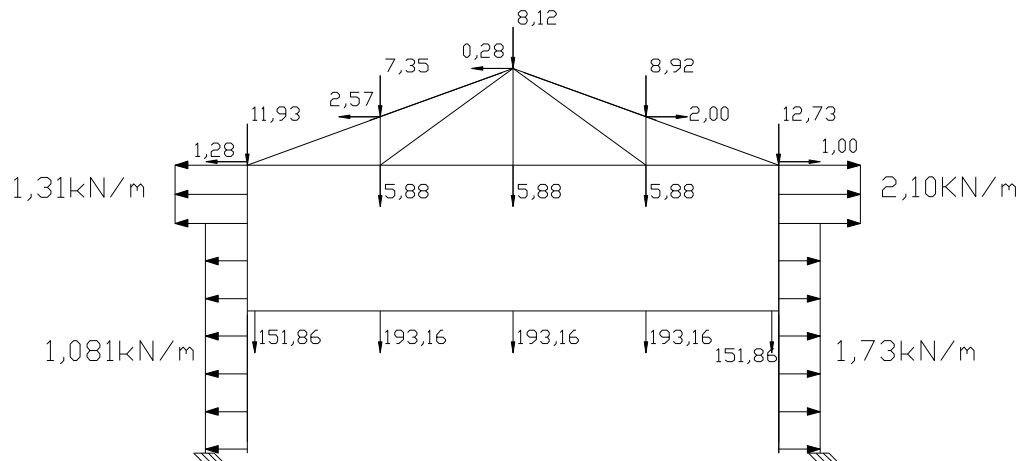
$$1,4 \times 76,97 + 1,4 \times 31,5 = 151,86 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 1,56 = 1,31 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 1,29 = 1,08 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 2,50 = 2,10 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 0,6 \times 2,06 = 1,73 \text{ kN/m}$$



Hipótese 6 - Carga Permanente + Vento (principal) + sobrecarga + imperfeições material

$$1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 0,7 \times 2,63 + 1,4 \times (-4,22) = 8,46 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 0,7 \times 5,25 + 1,4 \times (-8,44) = 0,39 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 0,7 \times 5,25 + 1,4 \times (-7,49) = 1,71 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 0,7 \times 5,25 + 1,4 \times (-6,54) = 3,05 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 0,7 \times 2,63 + 1,4 \times (-3,27) = 9,79 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,53 = 2,14 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 3,06 = 4,28 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 0,34 = 0,48 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 2,38 = 3,33 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,19 = 1,67 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 4,20 = 5,88 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 74,97 + 1,4 \times 0,7 \times 63 = 166,70 \text{ kN}$$

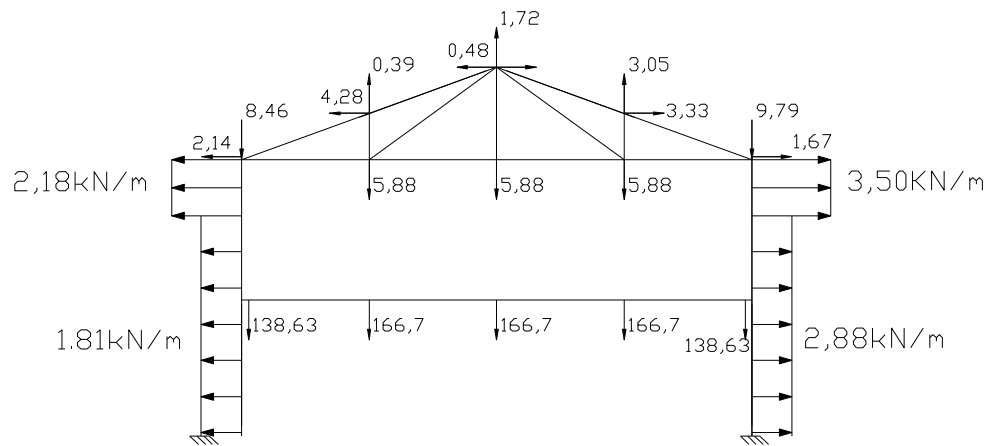
$$1,4 \times 76,97 + 1,4 \times 0,7 \times 31,5 = 138,63 \text{ kN}$$

$$1,4 \times 1,56 = 2,18 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 1,29 = 1,81 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 2,50 = 3,50 \text{ kN/m}$$

$$1,4 \times 2,06 = 2,88 \text{ kN/m}$$



Estrutura nt

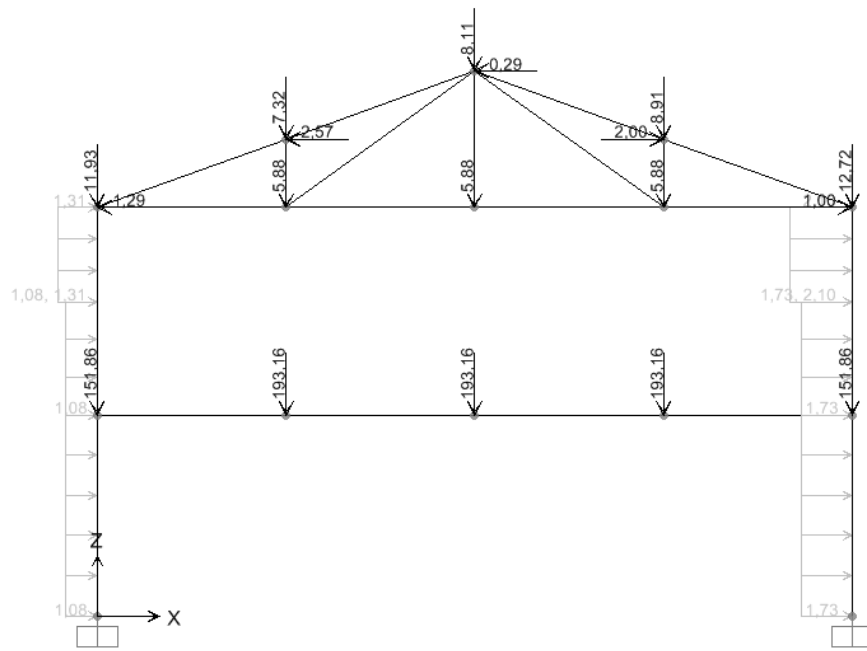


Diagrama de força Axial – nt  
 Esforço de Compressão sinal (-)  
 Esforço de Tração (+)

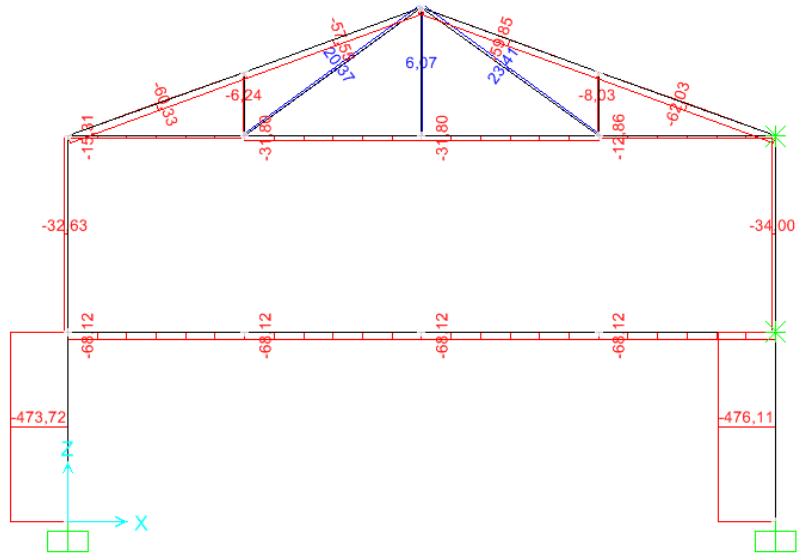
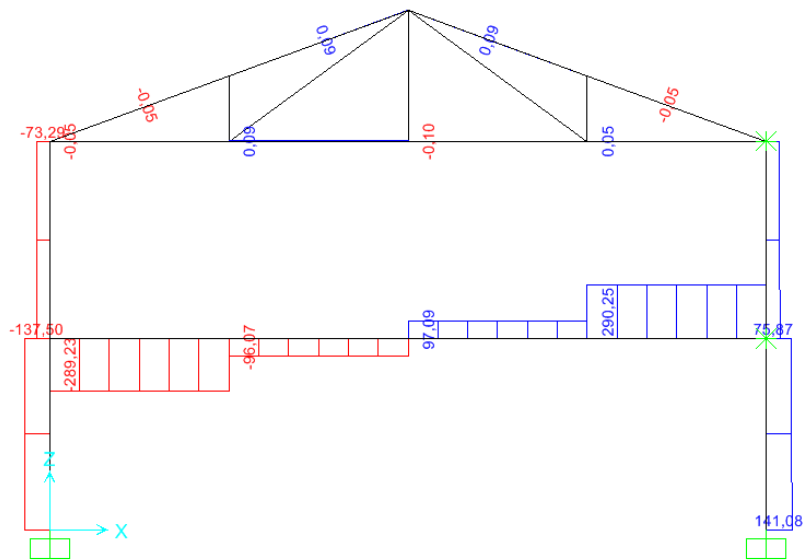
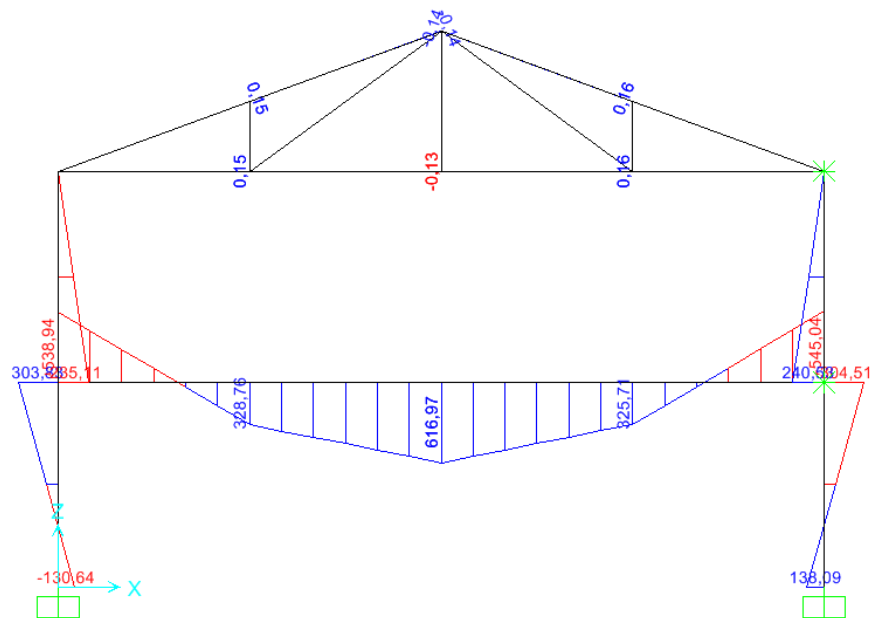


Diagrama de força Cortante (kN) - nt

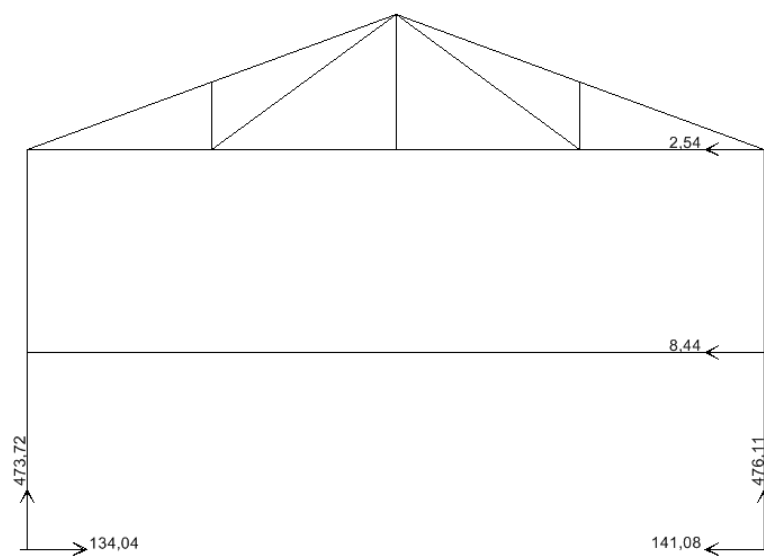


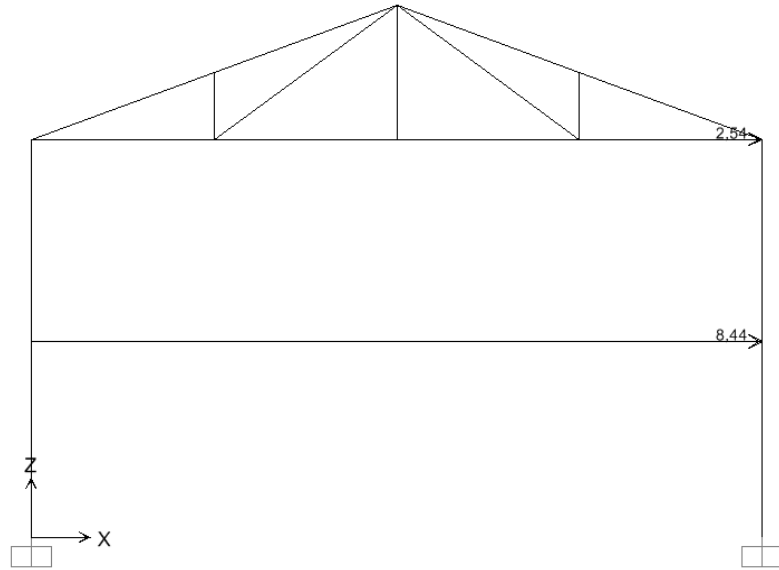
## Diagrama de Momento Fletor (kNxm) - nt



## Estrutura Lt Pórticos Internos

### Reação Aplicada





Deslocamentos Horizontais

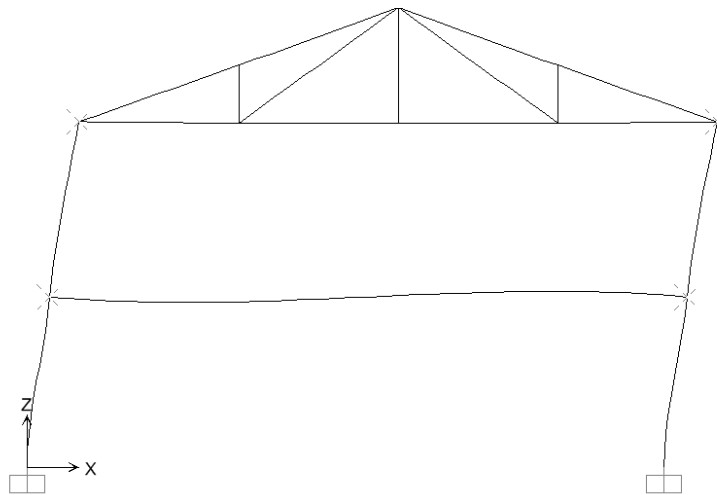


TABLE: Joint Displacements					
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3
Text	Text	Text	cm	cm	cm
3	LT	LinStatic	0,086	0,000	0,000
7	LT	LinStatic	0,086	0,000	0,000
8	LT	LinStatic	0,196	0,000	0,000
12	LT	LinStatic	0,201	0,000	0,000



Diagrama de Força Axial (kn) - Lt

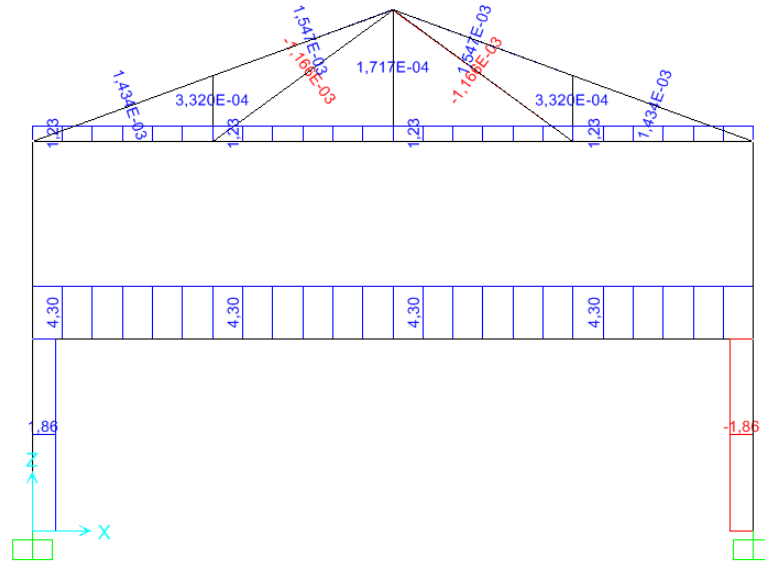


Diagrama de Força Axial (kN) - Lt

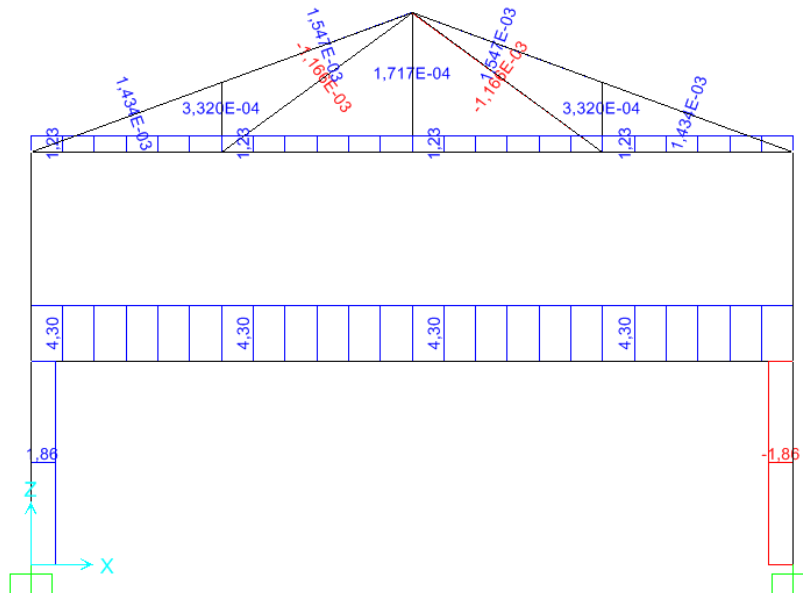


Diagrama de força Cortante (kN) - Lt

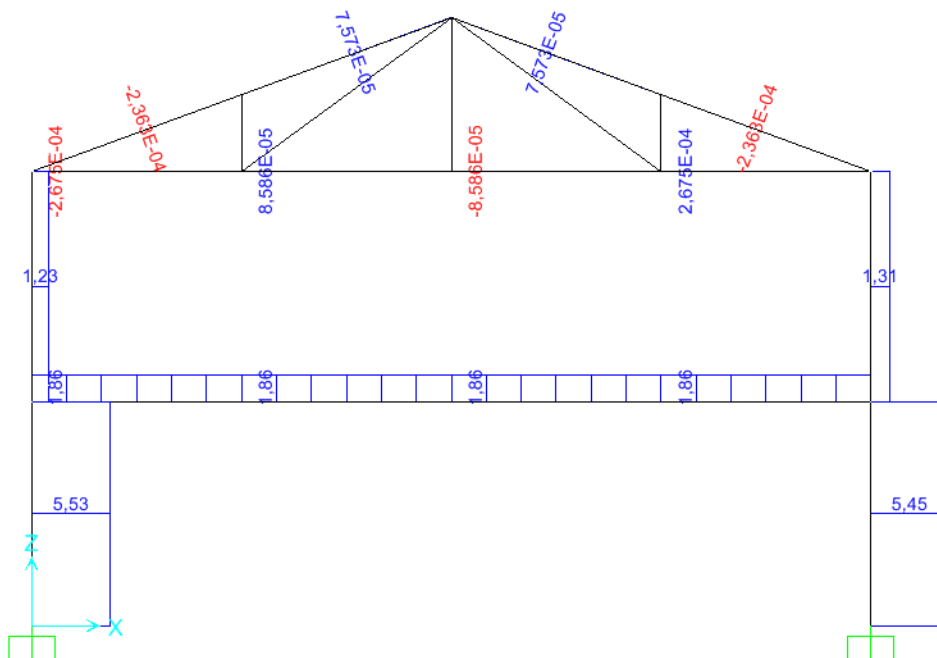
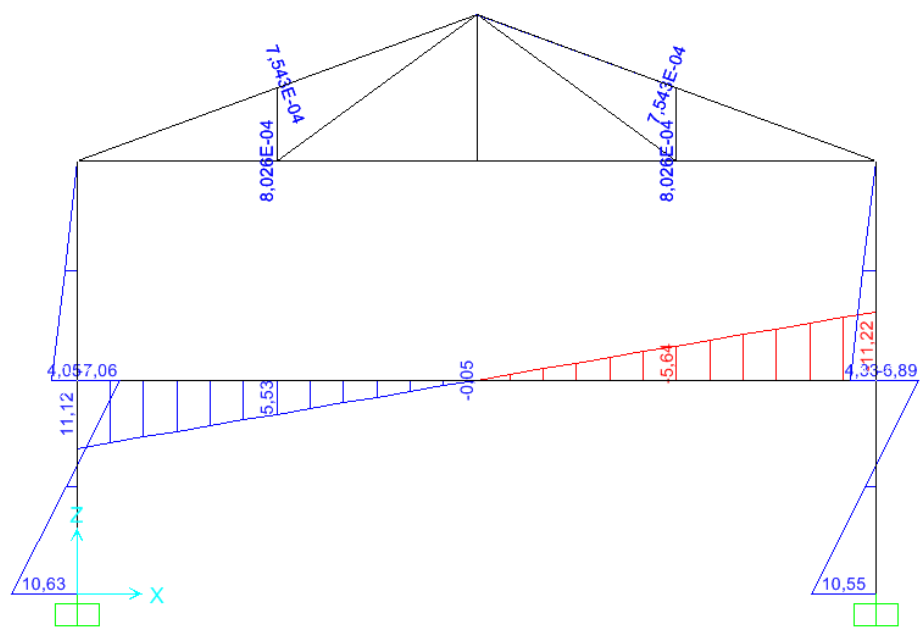


Diagrama de Momento (kNm)- Lt



### CALCULO DO COEFICIENTE B1

$$E = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$Nsd1 = Nnt + NLt$$

Barra	M1	M2	Cm	Nnt (Kn)	NLt (kN)	Nsd1 (kN)	L (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ne (kN)	B1
Pilar barra 1	130,64	303,83	0,43	-473,72	1,86	-471,86	320,00	19682,00	30321,35	1,00
Pilar barra 2	138,09	304,51	0,42	-476,11	-1,86	-477,97	320,00	19682,00	30321,35	1,00
Pilar barra 3	0,00	235,11	0,60	-32,63	0,00	-32,62	330,00	19682,00	28511,53	1,00
Pilar barra 4	0,00	240,53	0,60	-34,00	0,00	-34,01	330,00	19682,00	28511,53	1,00
Viga 1 andar	-1,00	1,00	1,00	-68,12	4,30	-64,00	1200,00	94091,00	10307,77	1,00

Cálculo de alguns valores da planilha acima – Conforme Apostila do curso Pag. 114 e 115

$$Cm = 0,6 - 0,4x(M1/M2) = 0,6 - 0,4 x(130,64/303,83) = 0,43$$

$$Cm = 0,6 - 0,4x(M1/M2) = 0,6 - 0,4 x(138,09/304,51) = 0,42$$

$$Ne = \pi^2 EI / L^2 = \pi^2 x 0,8 x (19682,00 x 20000) / (320)^2 = 30321,35$$

$$Ne = \pi^2 EI / L^2 = \pi^2 x 0,8 x (19682,00 x 20000) / (330)^2 = 28511,53$$

$$Ne = \pi^2 EI / L^2 = \pi^2 x 0,8 x (94091,00 x 20000) / (1200)^2 = 10307,77$$

$$B1 = Cm / (1 - (Nsd1/Ne)) \Rightarrow 1,0 = 0,43 / (1 - (-471,86/30321,35)) = 0,42 \text{ adotar } 1,0$$

### CALCULO DO COEFICIENTE B2

$$RS = 0,85 \text{ Subestrutura pórtico rígido}$$

$$1,00 \text{ Demais estruturas}$$

Cargas gravitacionais nos Nós

Nós	Cp (kN)	Sc (kN)
3	76,97	31,50
4	74,97	63,00
5	74,97	63,00
6	74,97	63,00
7	76,97	31,50

8	8,42	2,63
9	4,20	0,00
10	4,20	0,00
11	4,20	0,00
12	8,42	2,63
13	5,04	5,25
14	5,04	5,25
15	5,04	5,25
soma	423,41	273,01

Andar i	$\Delta i$ (cm)	$\Delta h$ (cm)	h (cm)	$\Sigma Nsd$ (kN)	$\Sigma Hsd$ (kN)	B2
1	0,09	0,09	320,00	940,70	8,44	1,03
2	0,2	0,11	330,00	57,50	2,54	1,01

Como o maior coeficiente B2 é inferior a “1,10”, esta estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade.

$$(2 \times 151,86 + 3 \times 193,16) = 883,20 \text{ kn}$$

$$11,93 + 3 \times 5,88 + 12,73 = 42,30$$

$$1,35 \times 8,44 + 1,5 \times 2,54 = 15,20$$

$$883,20 + 42,30 + 15,20 = 940,70$$

$$11,93 + 3 \times 5,88 + 12,73 = 42,30$$

$$1,35 \times 8,44 + 1,5 \times 2,54 = 15,20$$

$$42,30 + 15,20 = 57,50 \text{ kn}$$

$$B2 = 1 / (1 - 1 / R_s \Delta h / h \times \Sigma Nsd / \Sigma Hsd)$$

$$B2 = 1 / (1 - 1 / 0,85 \times 0,09 / 320 \times 940,70 / 8,44) = 1,03$$

$$B2 = 1 / (1 - 1 / R_s \Delta h / h \times \Sigma Nsd / \Sigma Hsd)$$

$$B2 = 1 / (1 - 1 / 0,85 \times 0,11 / 330 \times 57,50 / 2,54) = 1,01$$

Valores dos Esforços Solicitantes de Cálculo:

A tabela abaixo apresenta os valores dos esforços a serem usados na verificação dos estados limites últimos da estrutura.

$$B2 (1^{\circ} \text{ andar}) = 1,03$$

$$B2 (2^{\circ} \text{ andar}) = 1,01$$

Barra	Nsd=Nnt+B2NLt (kN)	Vsd=Vnt+VLt (kN)	Msd= B1*Mnt+B2*MLt (kN)
Pilar barra 1	<b>-471,79</b>	<b>-131,97</b>	<b>296,55</b>
Pilar barra 2	<b>-478,03</b>	<b>135,63</b>	<b>297,42</b>
Pilar barra 3	<b>-32,63</b>	<b>-72,05</b>	<b>-231,01</b>
Pilar barra 4	<b>-34,00</b>	<b>77,18</b>	<b>236,15</b>
viga barra 5	<b>-63,69</b>	<b>-287,37</b>	<b>622,66</b>
viga barra 6	<b>-63,69</b>	<b>-94,21</b>	<b>616,97</b>
Viga barra7	<b>-63,69</b>	<b>98,95</b>	<b>616,97</b>
Viga barra8	<b>-63,69</b>	<b>292,10</b>	<b>616,97</b>
Treliça barra 9	<b>-14,07</b>	<b>-0,05</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 10	<b>-30,55</b>	<b>0,09</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 11	<b>-30,55</b>	<b>-0,10</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 12	<b>-11,61</b>	<b>0,05</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 13	<b>-60,33</b>	<b>-0,05</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 14	<b>-57,55</b>	<b>0,09</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 15	<b>-59,87</b>	<b>0,09</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 16	<b>-62,02</b>	<b>-0,05</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 17	<b>-6,24</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 18	<b>20,37</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 19	<b>6,07</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 20	<b>23,41</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>
Treliça barra 21	<b>-8,03</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>

Cálculo das Barras Tracionadas:

Barras Tracionadas:

Barra 18 - N= 20,37kN; L = 370,84cm

Barra 19 - N= 6,07kN; L = 218 cm

Barra 20 - N= 23,41kN; L = 370,84cm

Propriedade das Barras 18,19 e 20

Seção das Barras = 2L 63,5x6, 35

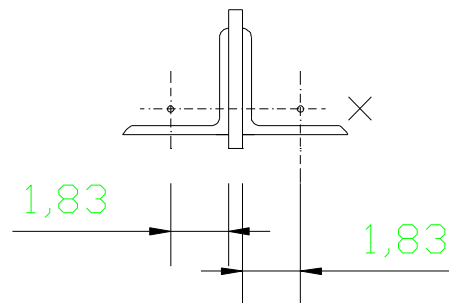
Raio de giração da seção Composta = 2L = rx= 1,97cm; ry = 2,98cm

Ra Área bruta da seção composta - Ag = 15,33cm<sup>2</sup>

AÇO ASTM – A36 = Fy-25kN/cm<sup>2</sup>; Fu= 40kN/cm<sup>2</sup>

Raio de giração da seção "r min"= 1,26cm;

## Excentricidade das Ligações - Detalhe da figura sem escala



$$e_c = 1,83 \text{ cm}$$

Coefficiente de Redução -  $C_t$

$$C_t = 1 - (e_c / L_c) = 1 - (1,83 / 10) = 0,817$$

Área líquida efetiva

$$A_e = C_t \times A_n = 0,817 \times 15,33 \text{ cm}^2 = 12,52 \text{ cm}^2$$

Força Resistente de Cálculo

$$N_{t,rd} \leq N_{t,rd} \leq A_e \times f_u / 1,35 = 12,52 \text{ cm}^2 \times 40 \text{ kN/cm}^2 / 1,35 = N_{t,rd} \leq 371 \text{ kN}$$

Verificação das barras quanto ao escoamento da seção bruta.

Força resistente de cálculo:

$$N_{t,rd} \leq N_{t,rd} \leq A_g \cdot f_y / 1,10$$

$$N_{t,rd} \leq 15,33 \text{ cm}^2 \times 25 \text{ kN/cm}^2 / 1,10 = N_{t,rd} \leq 348,4 \text{ kN}$$

Barra 18 -  $N_{t,rd} \leq 20,7 < 348,4 \text{ kN}$  – Ok

Barra 19 -  $N_{t,rd} \leq 6,07 < 348,4 \text{ kN}$  – Ok

Barra 20 -  $N_{t,rd} \leq 23,41 < 348,4 \text{ kN}$  – Ok

Verificação das barras quanto ruptura da seção líquida.

Força resistente de cálculo:

$$N_{t,rd} \leq N_{t,rd} \leq A_e \cdot f_u / 1,35$$

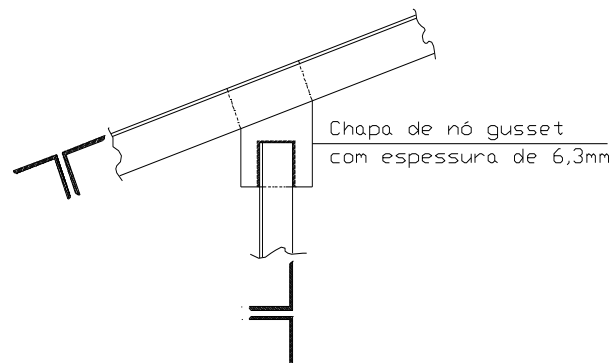
$$N_{t,rd} \leq 12,52 \text{ cm}^2 \times 40 \text{ kN/cm}^2 / 1,35 = N_{t,rd} \leq 371 \text{ kN}$$

Barra 18 -  $N_{t,rd} \leq 20,7 \text{ kN} < 371 \text{ kN}$  – Ok!

Barra 19 -  $N_{t,rd} \leq 6,07 \text{ kN} < 371 \text{ kN}$  – OK!

Barra 20 -  $N_{t,rd} \leq 23,41 \text{ kN} < 371 \text{ kN}$  – Ok

Área efetiva =  $A_e = C_t \cdot A_n$



Verificação quanto à esbeltez

$L/r_{min} < 300 - L \leq 300 \times r_{min} = L \leq 300 \times 1,97\text{cm} = L \leq 591\text{cm}:$

Barra 18 =  $L = 370,84\text{cm} < 591\text{cm} - \text{Ok}$

Barra 19 =  $L = 218\text{cm} < 591\text{cm} - \text{Ok}$

Chapas Espaçadoras

$(l/r_{min})_{\text{cantoneira}} \leq 300$

$l \leq 300 \times 1,26$

$l \leq 378\text{cm}$  Como o comprimento das barras são menores que 378 cm, são necessárias as chapas espaçadoras.

## 5 CONCLUSÃO

Após o dimensionamento dos cálculos baseados nas normas, conclui-se que é trabalhoso o desenvolvimento manual, pois no nosso dia-a-dia os prazos estão cada vez mais curtos e o mercado deseja mais excelência nas soluções de engenharia e principalmente com menores custos. Com isto, é indispensável à capacitação técnica do profissional e a utilização de software específico, para maior segurança, custos menores e agilidade nos dimensionamentos.

## **6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS**

- NBR-8800 / 2008 – Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Dimensionamento Básico de elementos de estruturas de aço- versão 3: Prof. Ricardo Hallal Fakury.
- Tabelas dos Perfis – Gerdau e UFMG