

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

**CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO DOS  
ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE UM EDIFÍCIO  
EM ESTRUTURAS DE AÇO SEGUNDO A ABNT  
NBR 8800:2008**

MARÍLIA GUIMARÃES SOUZA

# SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>4</b>
<b>2. OBJETIVO</b> .....	<b>4</b>
<b>3. PROGRAMAS UTILIZADOS</b> .....	<b>4</b>
<b>4. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA</b> .....	<b>5</b>
<b>5. AÇÕES ATUANTES NOS PÓRTICOS INTERNOS</b> .....	<b>6</b>
5.1. Carga Permanente.....	6
5.1.1. <i>Piso do 2º Pavimento</i> .....	6
5.1.2. <i>Cobertura</i> .....	7
5.1.3. <i>Resumo</i> .....	7
5.2. Sobrecarga.....	7
5.2.1. <i>Piso do 2º Pavimento</i> .....	7
5.2.2. <i>Cobertura</i> .....	8
5.2.3. <i>Resumo</i> .....	8
5.3. Vento Transversal.....	8
<b>6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE COMPÕEM OS PÓRTICOS INTERNOS</b> .....	<b>11</b>
6.1. Pilares (Barras 1 a 4).....	11
6.2. Viga do pórtico (Barras 5 a 8).....	12
6.3. Cordas inferior (barras 9 a 12) e cordas superior (barras 13 a 16) da treliça de cobertura 12	
6.4. Montantes (barras 17,19 e 21) e diagonais (barras 18 e 20) da treliça de cobertura.....	12
<b>7. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE AÇÕES POSSÍVEIS</b> .....	<b>12</b>
7.1. Hipótese 1: Carga permanente com imperfeições geométricas e de material.....	12
7.2. Hipótese 2: Carga permanente mais sobrecarga com imperfeições geométricas e de material.....	13
7.3. Hipótese 3: Carga permanente desfavorável à segurança mais vento com imperfeições de material.....	14
7.4. Hipótese 4: Carga permanente favorável à segurança mais vento com imperfeições de material.....	15
7.5. Hipótese 5: Carga permanente mais sobrecarga (variável principal) mais vento, com imperfeições de material.....	16
7.6. Hipótese 6: Carga permanente mais sobrecarga mais vento (variável principal), com imperfeições de material.....	17
<b>8. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS LEVANDO EM CONSIDERAÇÃO A HIPÓTESE 5, UTILIZANDO O MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES (MAES)</b> .....	<b>18</b>
8.1. Decomposição da estrutura original em estrutura nt e estrutura lt.....	19
8.2. Estrutura nt:.....	20
8.3. Estrutura lt:.....	21
8.4. Coeficiente B1:.....	23
8.5. Coeficiente B2:.....	24
<b>9. BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA AXIAL DE TRAÇÃO DA TRELIÇA DE COBERTURA</b> .....	<b>27</b>
9.1. Aço Estrutural.....	27

9.2.	Dimensões e propriedades da seção transversal .....	27
9.3.	Barras da treliça a serem dimensionadas .....	27
9.3.1.	<i>Corda Inferior</i> .....	27
9.3.2.	<i>Diagonais</i> .....	28
9.3.3.	<i>Montante</i> .....	29
<b>10.</b>	<b>BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO DA TRELIÇA DE COBERTURA .....</b>	<b>30</b>
10.1.	Aço Estrutural .....	30
10.2.	Barras da treliça a serem dimensionadas .....	30
10.2.1.	<i>Corda Inferior</i> .....	30
10.2.2.	<i>Corda Superior</i> .....	32
10.2.3.	<i>Montante</i> .....	35
<b>11.</b>	<b>VIGA DOS PÓRTICOS INTERNOS EM PERFIL SOLDADO DA SÉRIE VS DA ABNT NBR 5884, EM AÇO USI CIVIL 300.....</b>	<b>37</b>
11.1.	Propriedades geométricas do perfil:.....	38
11.2.	Aço Estrutural: .....	38
11.3.	Verificação ao Momento Fletor: .....	38
11.4.	Verificação à Força Cortante: .....	39
<b>12.</b>	<b>VIGAS V1 E V2 DO PISO DO 2º PAVIMENTO, USANDO PERFIS I LAMINADOS DA GERDAU AÇOMINAS, EM AÇO ASTM A572-GRAU 50.....</b>	<b>40</b>
12.1.	Viga V1:.....	40
12.1.1.	Aço Estrutural:.....	40
12.1.2.	Pré-dimensionamento: .....	40
12.1.3.	Propriedades geométricas do perfil: .....	40
12.1.4.	Verificação ao Momento Fletor:.....	41
12.1.5.	Verificação à Força Cortante: .....	41
12.1.6.	Verificação da Flecha: .....	41
12.2.	Viga V2:.....	41
12.2.1.	Aço Estrutural:.....	42
12.2.2.	Pré-dimensionamento: .....	42
12.2.3.	Propriedades geométricas do perfil: .....	42
12.2.4.	Verificação ao Momento Fletor:.....	42
12.2.5.	Verificação à Força Cortante: .....	43
12.2.6.	Verificação da Flecha: .....	43
<b>13.</b>	<b>PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS EM PERFIL H LAMINADO DA GERDAU AÇOMINAS, EM AÇO ASTM A572-GRAU 50.....</b>	<b>43</b>
13.1.	Aço Estrutural .....	43
13.2.	Propriedades Geométricas do Perfil.....	44
13.2.1.	Verificação ao Momento Fletor:.....	44
13.3.	Instabilidade global .....	44
13.3.1.	Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo x: .....	44
13.3.2.	Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo y: .....	45
13.3.3.	Força de flambagem por torção pura e esbeltez correspondente:.....	45
13.3.4.	Momento Fletor Resistente de Cálculo .....	45
13.3.5.	Efeitos Combinados.....	46
<b>14.</b>	<b>DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS PÓRTICOS INTERNOS: .....</b>	<b>46</b>
<b>15.</b>	<b>CONCLUSÃO .....</b>	<b>47</b>
<b>16.</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>48</b>

# **1. INTRODUÇÃO**

As estruturas metálicas têm sido muito empregadas no Brasil em galpões industriais, edificações comerciais (predominantemente horizontais), plataformas petrolíferas e torres de transmissão de energia elétrica e de telecomunicações. O país é um dos grandes produtores mundiais de aço, e sua engenharia encontra-se capacitada para levar adiante construções arrojadas.

O aço utilizado como material estrutural possui inúmeras vantagens. É o material que possui a maior relação entre resistência e peso específico. Por essa razão, em uma estrutura os componentes de aço ficam com menores dimensões de seção transversal que aqueles fabricados com outros materiais. Por isso ela é a mais adequada nas obras onde se necessita vencer grandes vãos. Além disso, devido ao menor peso próprio da estrutura, o uso do aço é vantajoso quando as condições do solo são pouco favoráveis para a fundação. Podemos apresentar também como vantagens a elevada ductilidade do material, a aproximação do seu comportamento estrutural definido teoricamente e o que efetivamente ocorre na prática, uma vez que é um material homogêneo e praticamente isotrópico, facilidade de reforço e ampliação de suas obras, possibilidade de reaproveitamento das peças e rapidez de execução.

## **2. OBJETIVO**

Este trabalho tem como objetivo calcular os esforços solicitantes, dimensionar e detalhar as barras da estrutura metálica de um galpão.

## **3. PROGRAMAS UTILIZADOS**

FTOOL;

Microsoft Excel.

## 4. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

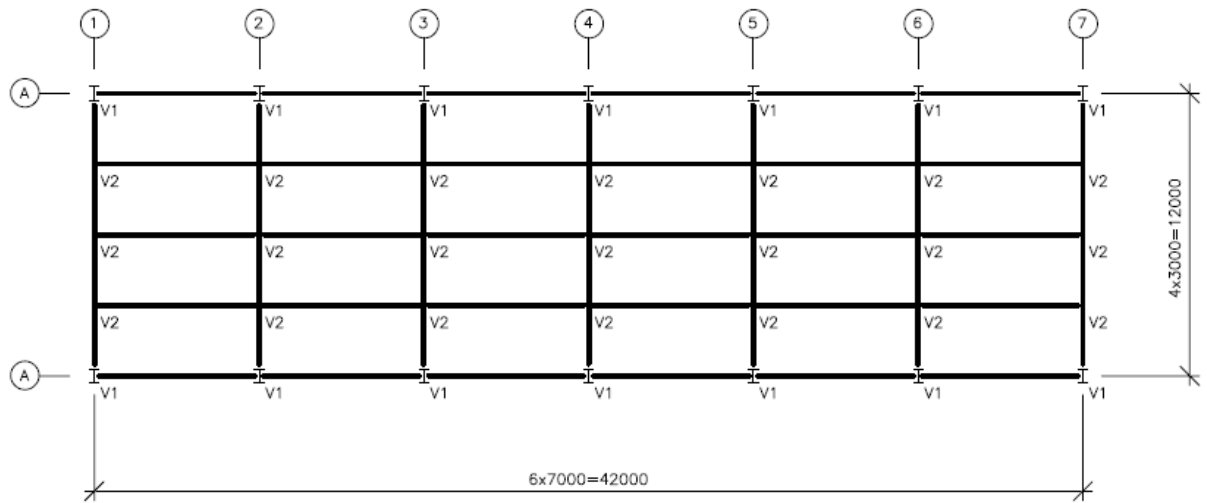


Figura 4. 1 – Piso do 2º Pavimento

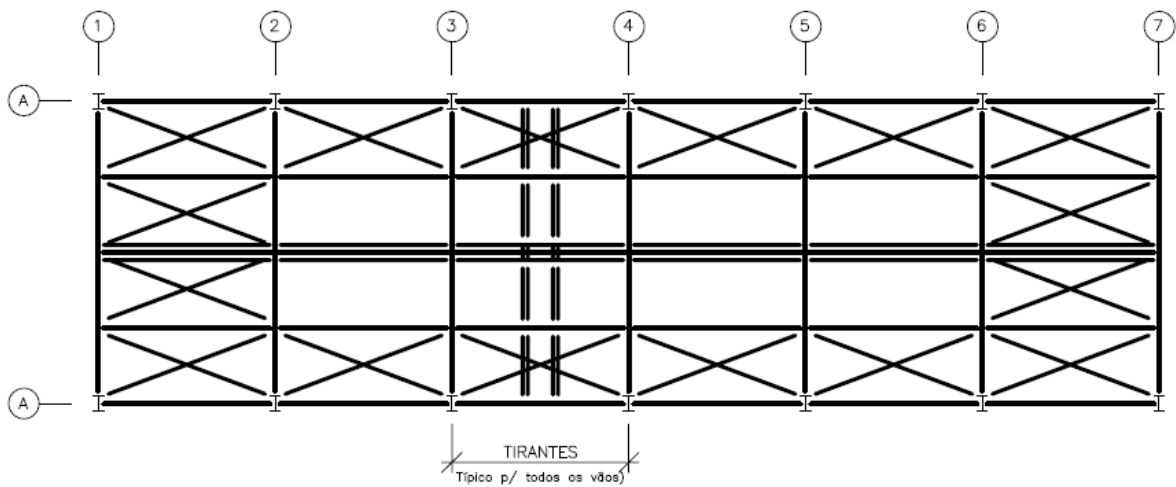


Figura 4. 2 – Cobertura

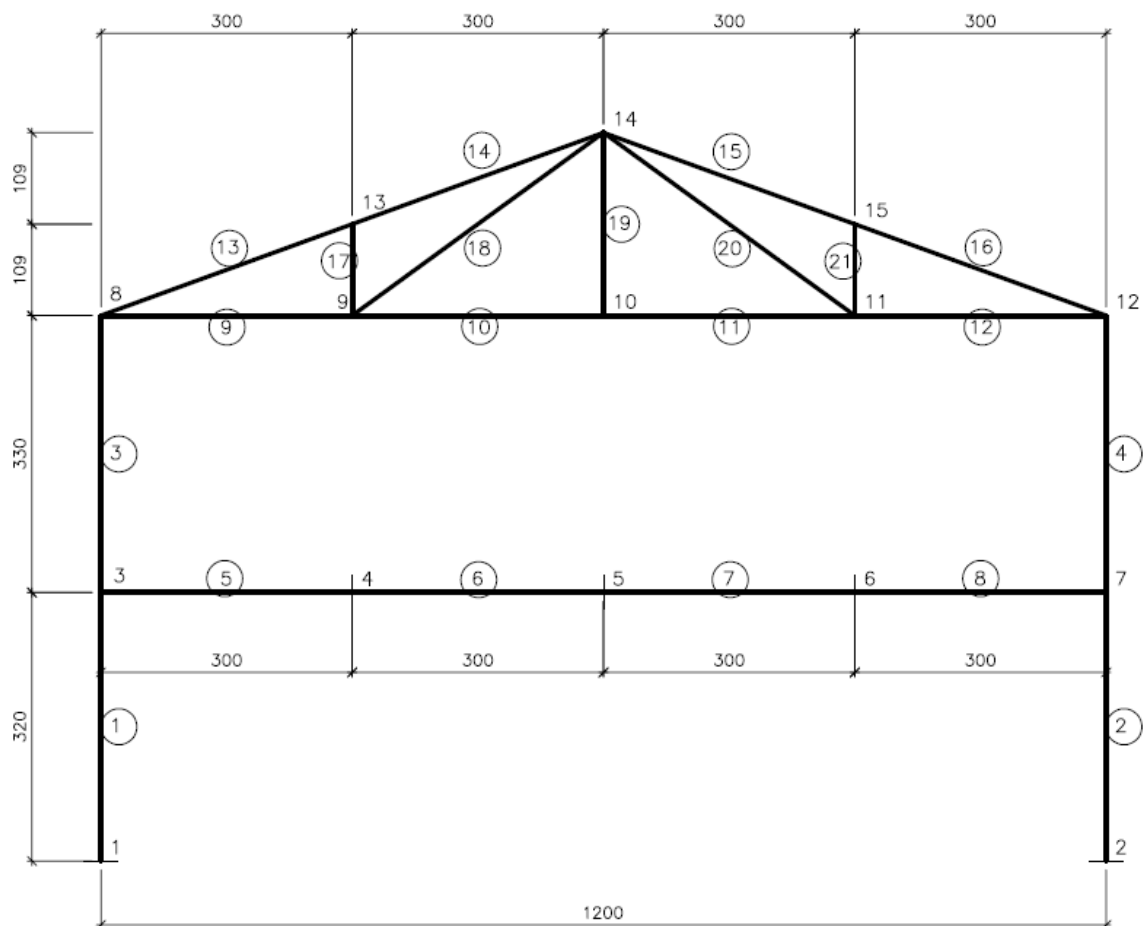


Figura 4. 3 – Numeração das barras e nós dos pórticos transversais internos

## 5. AÇÕES ATUANTES NOS PÓRTICOS INTERNOS

### 5.1. Carga Permanente

#### 5.1.1. Piso do 2º Pavimento

Laje de concreto (0,1x25)	= 2,50 kN/m <sup>2</sup>
Forro falso	= 0,20 kN/m <sup>2</sup>
Revestimento do piso	= 0,50 kN/m <sup>2</sup>
Peso estrutura metálica	= <u>0,37 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>3,57 kN/m<sup>2</sup></b>

Paredes e janelas sobre V1:

- Entre eixos 2-3 e 5-6 = 2,0 x 3,3 = 6,60 kN/m
- Entre demais eixos = 2,0 x (3,3/2) + 0,2 x (3,3/2) = 3,63 kN/m

### 5.1.2. Cobertura

Forro falso	= 0,20 kN/m <sup>2</sup>
Telhas	= 0,07 kN/m <sup>2</sup>
Peso estrutura metálica	= <u>0,17 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>0,44 kN/m<sup>2</sup></b>

### 5.1.3. Resumo

- Nós 8 e 12 (cobertura + pilar) =  $0,44 \times 7,0 \times 1,5 + 1,15 \times 3,3 = 8,42 \text{ kN}$
- Nós 9, 10 e 11 ( forro da cobertura) =  $0,2 \times 7,0 \times 3,0 = 4,2 \text{ kN}$
- Nós 13, 14 e 15 (estrutura e telhas) =  $(0,17 + 0,07) \times 7,0 \times 3,0 = 5,04 \text{ kN}$
- Nós 3 e 7 (Reações V1 + Pilar)
  - Eixos 2,3, 5 e 6 =  $3,57 \times 7,0 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + (6,60 + 3,63) \times (7,0/2) = 76,97 \text{ kN}$
  - Eixo 4 =  $3,57 \times 7,0 \times 1,5 + 1,15 \times 3,2 + 3,63 \times 7,0 = 66,58 \text{ kN}$
- Nós 4, 5 e 6 (Reações V2) =  $3,57 \times 7,0 \times 3,0 = 74,97 \text{ kN}$

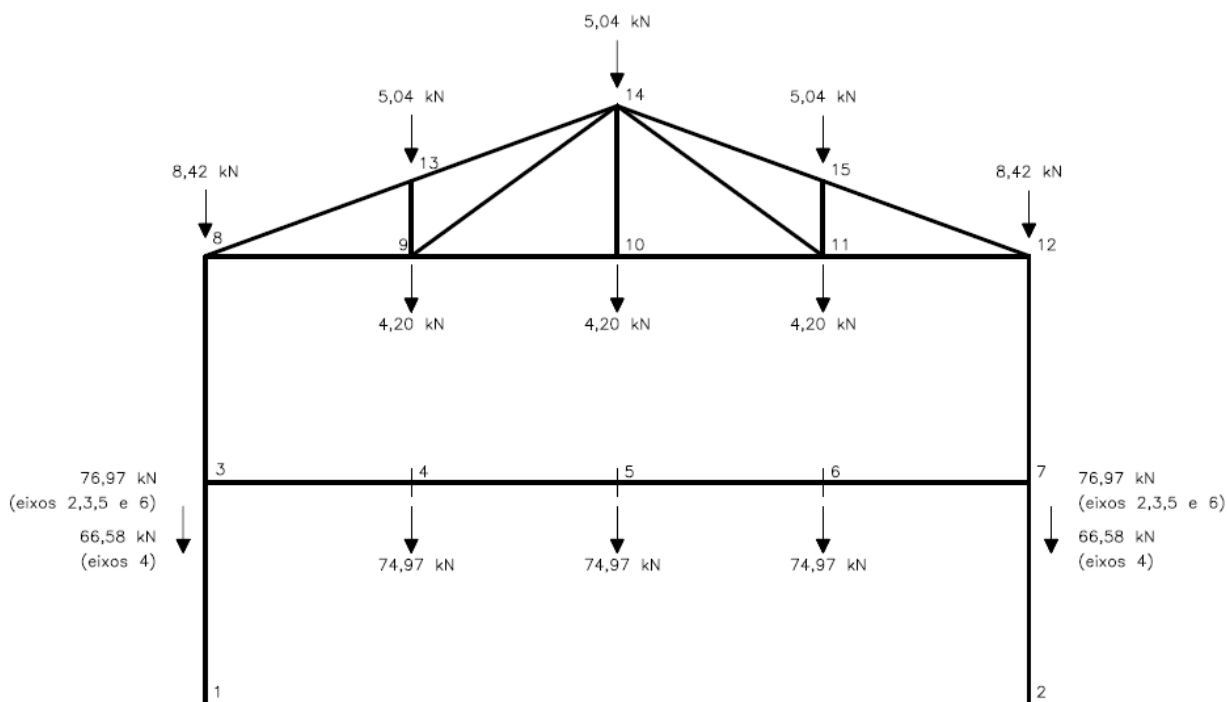


Figura 5.1 – Ações atuantes nos pórticos internos devido à carga permanente

## 5.2. Sobrecarga

### 5.2.1. Piso do 2º Pavimento

Valor de norma	= 2,00 kN/m <sup>2</sup>
Adicional divisórias	= <u>1,00 kN/m<sup>2</sup></u>
	<b>3,00 kN/m<sup>2</sup></b>

### 5.2.2. Cobertura

$$\text{Valor de norma} = \frac{0,25 \text{ kN/m}^2}{0,25 \text{ kN/m}^2}$$

### 5.2.3. Resumo

- Nós 8 e 12 (cobertura) =  $0,25 \times 7,0 \times 1,5 = 2,63 \text{ kN}$
- Nós 13, 14 e 15 (cobertura) =  $0,25 \times 7,0 \times 3,0 = 5,25 \text{ kN}$
- Nós 3 e 7 (Reações V1) =  $3,00 \times 7,0 \times 1,50 = 31,50 \text{ kN}$
- Nós 4, 5 e 6 (Reações V2) =  $3,00 \times 7,0 \times 3,0 = 63,00 \text{ kN}$

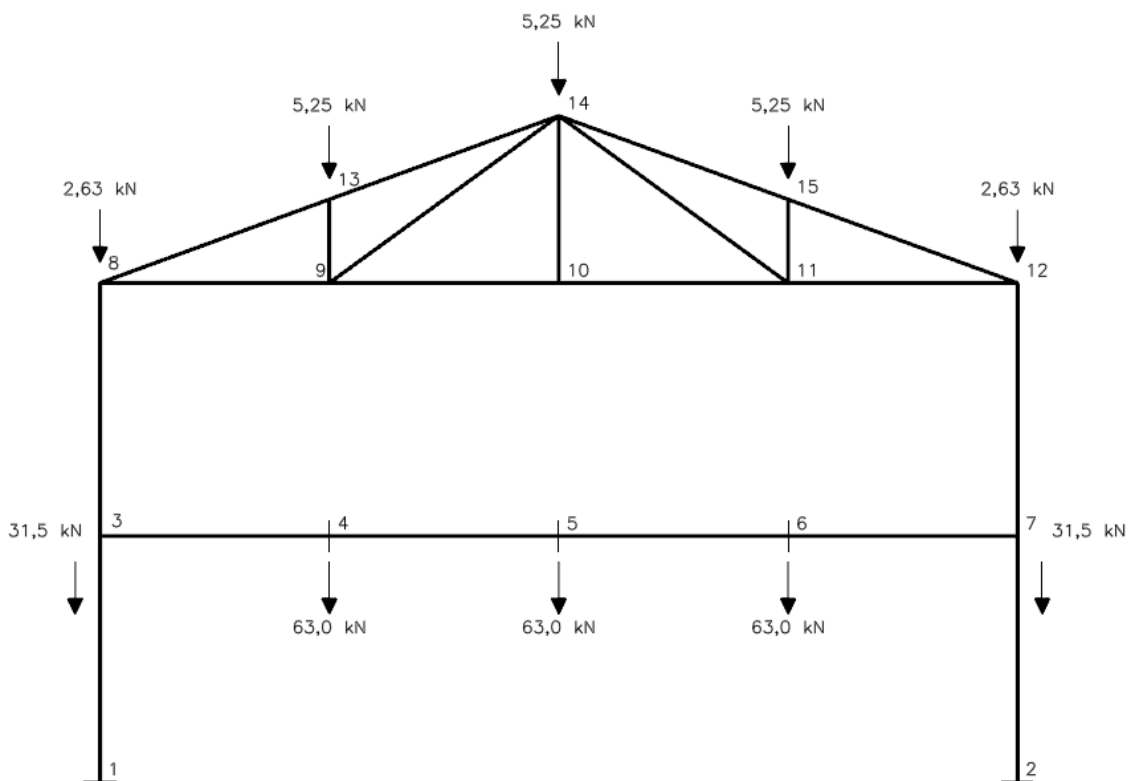


Figura 5.2 – Ações atuantes nos pórticos internos devido à sobrecarga

### 5.3. Vento Transversal

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

$S1 = 1,0$  (terreno plano)

$S2 = 0,76$  para altura até 5,0 m;  $0,83$  para altura de 5,0 m a 10,0 m (Categoria IV, Classe B)

$S3 = 1,0$  (Grupo 2)

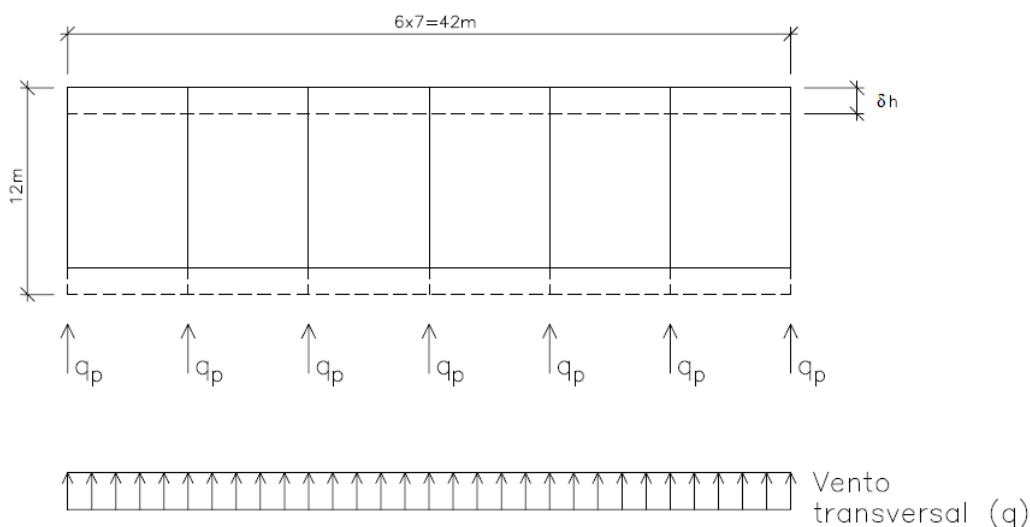
- Velocidade característica ( $V_k = V_0 \times S1 \times S2 \times S3$ )
  - $h \leq 5,0 \text{ m} \rightarrow V_k = 35,0 \times 1,0 \times 0,76 \times 1,0 = 26,60 \text{ m/s}$
  - $-5,0 < h \leq 10,0 \text{ m} \rightarrow V_k = 35,0 \times 1,0 \times 0,83 \times 1,0 = 29,05 \text{ m/s}$



- Pressão dinâmica ( $q = 0,613 \times V k^2 / 10^3$ )
  - $h \leq 5,0 \text{ m} \rightarrow q = 0,613 \times 26,6^2 / 10^3 = 0,43 \text{ kN/m}^2$
  - $5,0 < h \leq 10,0 \text{ m} \rightarrow q = 0,613 \times 29,05^2 / 10^3 = 0,52 \text{ kN/m}^2$

Como a laje do piso do 2º pavimento e a cobertura comportam-se como diafragmas, todos os pórticos possuem o mesmo deslocamento horizontal.

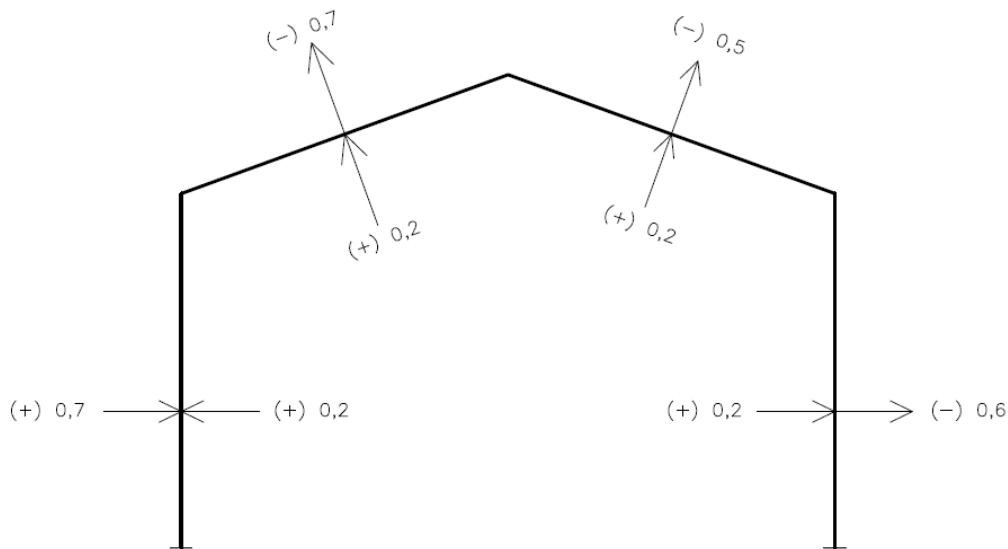
- Pressão dinâmica distribuída na altura ( $q_p$ )
  - $h \leq 5,0 \text{ m} \rightarrow q_p = 0,43 \times 42,0 / 7,0 = 2,58 \text{ kN/m}$
  - $5,0 < h \leq 10,0 \text{ m} \rightarrow q_p = 0,52 \times 42,0 / 7,0 = 3,12 \text{ kN/m}$



**Figura 5.3 – Coeficientes de pressão dinâmica  $q_p$**

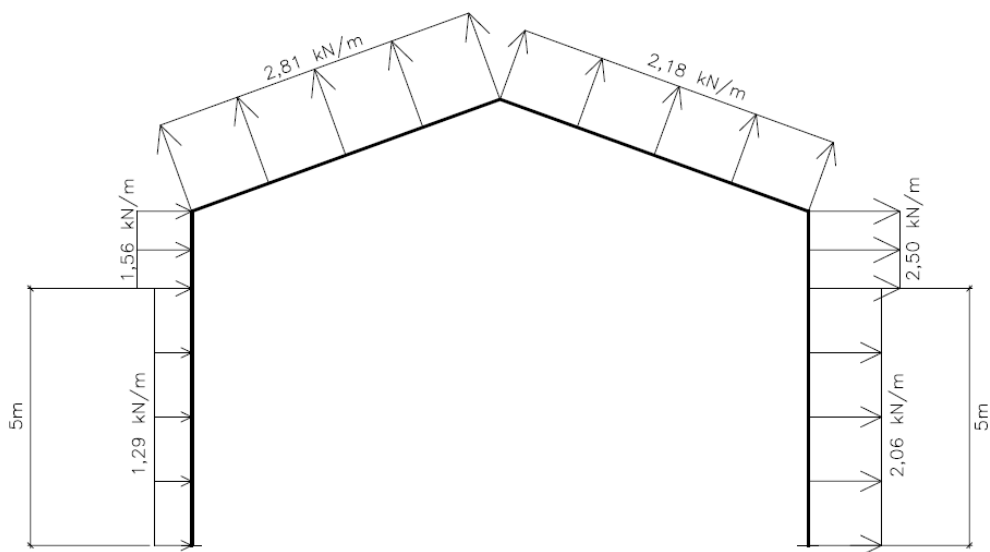
- Coeficientes de forma externos ( $C_e$ )
  - Paredes:
    - $1/2 < h/b = 6,5/12 = 0,54 < 3/2$
    - $2 < a/b = 42/12 = 3,5 < 4$
    - Para  $\alpha = 90^\circ$ , tem-se:
      - Parede a barlavento:  $C_e = +0,7$
      - Parede a sotavento:  $C_e = -0,6$
  - Telhado:
    - $1/2 < h/b = 6,5/12 = 0,54 < 3/2$
    - Para  $\alpha = 90^\circ$  e  $\theta \approx 20^\circ$ , tem-se:
      - Parte do telhado a barlavento:  $C_e = -0,7$
      - Parte do telhado a sotavento:  $C_e = -0,5$
- Coeficiente de pressão interno ( $C_{pi}$ )

Para a obtenção do coeficiente de pressão interno, pode-se considerar as duas fachadas longitudinais igualmente permeáveis e as duas fachadas transversais impermeáveis. Como se está avaliando a situação do vento incidindo perpendicularmente às fachadas permeáveis, tem-se que:  $C_{pi} = +0,2$



**Figura 5.4 – Coeficientes de forma e de pressão**

- Ações finais nos pórticos ( $C \times q_p = (C_e - C_{pi}) \times q_p$ )
  - Parede a barlavento:
    - $h \leq 5,0 \text{ m} = (0,7 - 0,2) \times 2,58 = 1,29 \text{ kN/m}$
    - $5,0 \text{ m} < h \leq 10,0 \text{ m} = (0,7 - 0,2) \times 3,12 = 1,56 \text{ kN/m}$
  - Parede a sotavento:
    - $h \leq 5,0 \text{ m} = (-0,6 - 0,2) \times 2,58 = -2,06 \text{ kN/m}$
    - $5,0 \text{ m} < h \leq 10,0 \text{ m} = (-0,6 - 0,2) \times 3,12 = -2,50 \text{ kN/m}$
  - Telhado a barlavento =  $(-0,7 - 0,2) \times 3,12 = -2,81 \text{ kN/m}$
  - Telhado a sotavento =  $(-0,5 - 0,2) \times 3,12 = -2,18 \text{ kN/m}$



**Figura 5.5 – Forças finais nos pórticos**

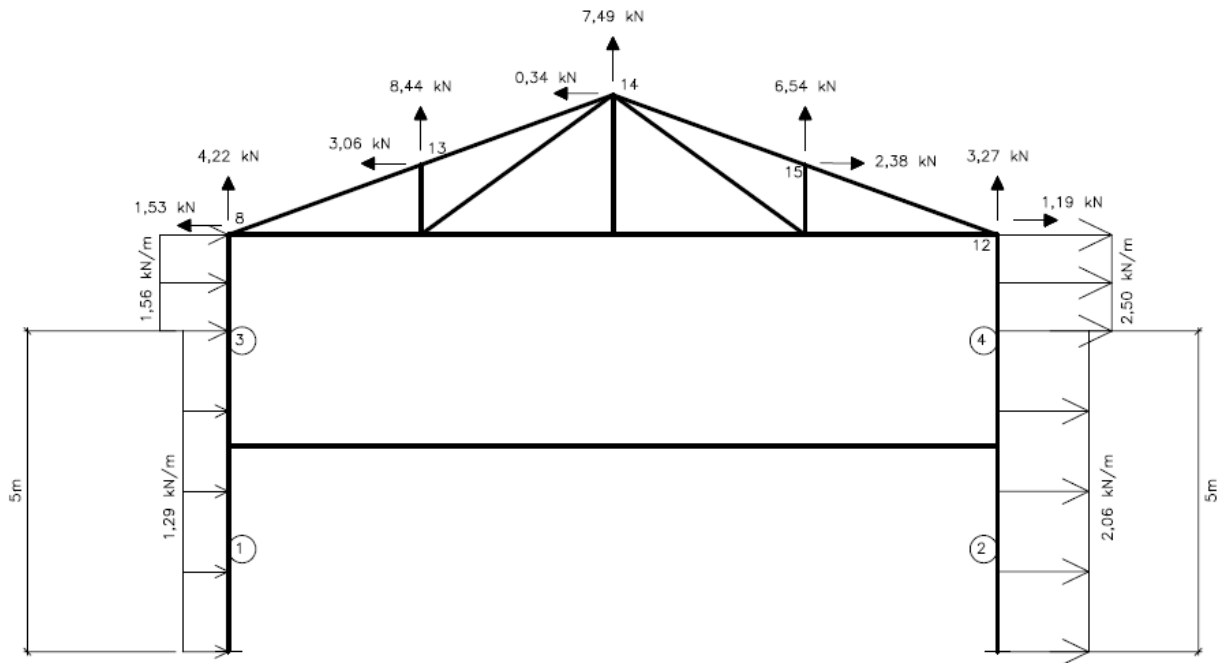


Figura 5.6 – Hipótese 1 - Vento da esquerda para a direita

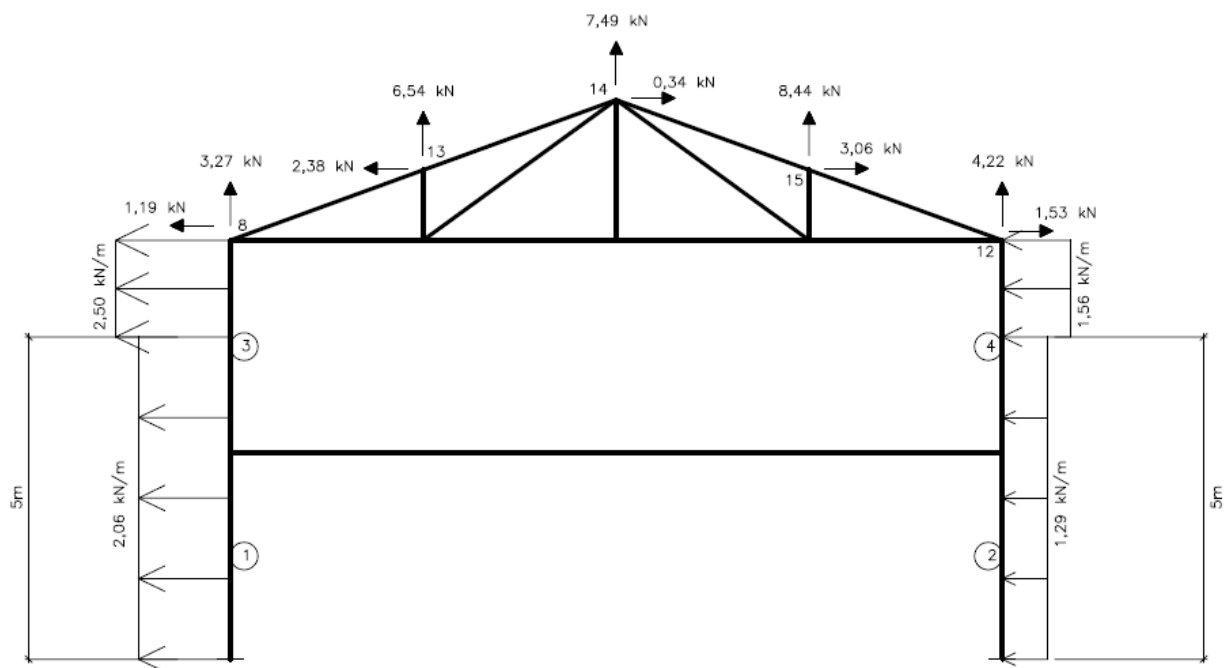


Figura 5.7 – Hipótese 2 - Vento da direita para a esquerda

## 6. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE COMPÕEM OS PÓRTICOS INTERNOS

### 6.1. Pilares (Barras 1 a 4)

Perfil W 310 x 97,0

## **6.2. Viga do pórtico (Barras 5 a 8)**

Perfil VS 600x111

## **6.3. Cordas inferior (barras 9 a 12) e cordas superior (barras 13 a 16) da treliça de cobertura**

Perfil L 63,50 x 6,35

## **6.4. Montantes (barras 17,19 e 21) e diagonais (barras 18 e 20) da treliça de cobertura**

Perfil L 63,50 x 6,35

# **7. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE AÇÕES POSSÍVEIS**

## **7.1. Hipótese 1: Carga permanente com imperfeições geométricas e de material**

- Nós 3 = Nós 7 (eixos 2,3,5 e 6) =  $1,4 \times 76,97 = 107,76 \text{ kN}$   
Nós 3 = Nós 7 (eixo 4) =  $1,4 \times 66,58 = 93,21 \text{ kN}$
- Nós 4 = Nós 5 = Nós 6 =  $1,4 \times 74,97 = 104,96 \text{ kN}$
- Nós 8 = Nós 12 =  $1,4 \times 8,42 = 11,79 \text{ kN}$
- Nós 9 = Nós 10 = Nós 11 =  $1,4 \times 4,2 = 5,88 \text{ kN}$
- Nós 13 = Nós 14 = Nós 15 =  $1,4 \times 5,04 = 7,06 \text{ kN}$

Cargas devido às imperfeições geométricas:

- Nós 8 =  $0,003 \times [(2 \times 11,79) + (3 \times 7,06) + (3 \times 5,88)] = 0,19 \text{ kN}$
- Nós 3 (eixos 2,3,5 e 6) =  $0,003 \times [(2 \times 107,76) + (3 \times 104,96)] = 1,59 \text{ kN}$   
Nós 3 (eixo 4) =  $0,003 \times [(2 \times 93,21) + (3 \times 104,96)] = 1,50 \text{ kN}$

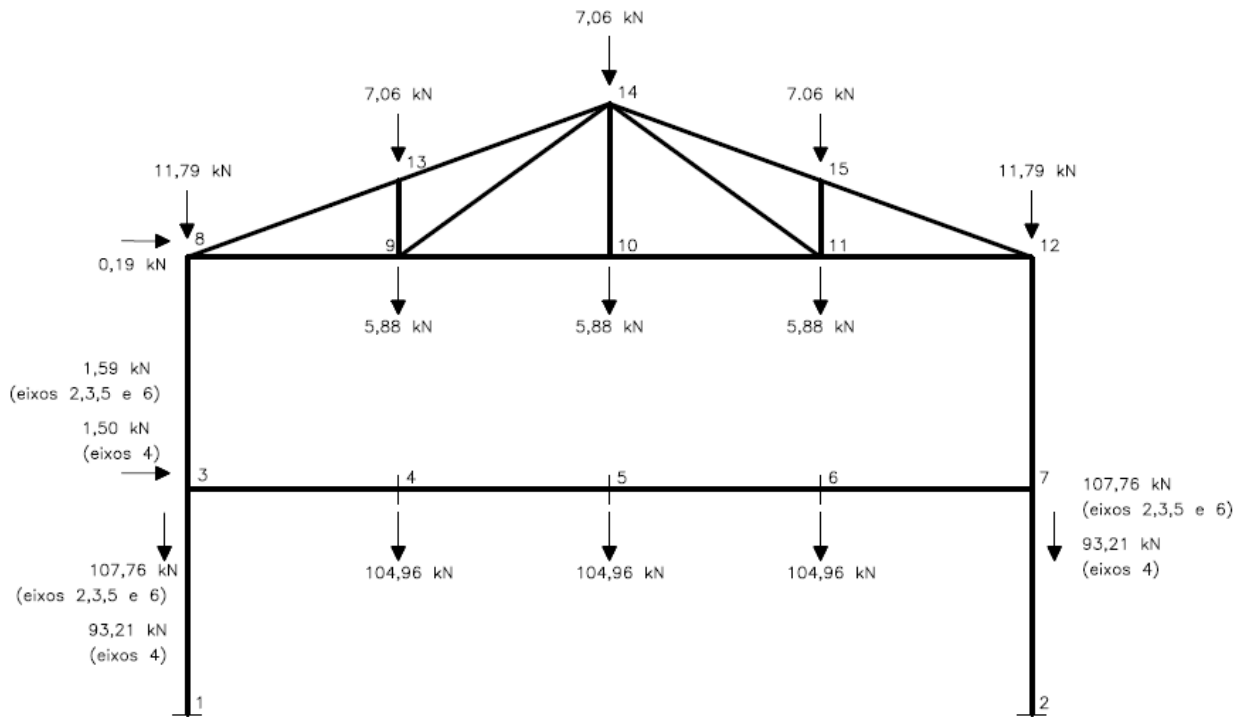


Figura 7.1 – Hipótese 1: Carga permanente com imperfeições geométricas e de material

## 7.2. Hipótese 2: Carga permanente mais sobrecarga com imperfeições geométricas e de material

- Nós 3 = Nós 7 (eixos 2,3,5 e 6) =  $1,4 \times 76,97 + 1,4 \times 31,5 = 151,86 \text{ kN}$   
Nós 3 = Nós 7 (eixo 4) =  $1,4 \times 66,58 + 1,4 \times 31,5 = 137,31 \text{ kN}$
- Nós 4 = Nós 5 = Nós 6 =  $1,4 \times 74,97 + 1,4 \times 63,0 = 193,16 \text{ kN}$
- Nós 8 = Nós 12 =  $1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 2,63 = 15,47 \text{ kN}$
- Nós 9 = Nós 10 = Nós 11 =  $1,4 \times 4,2 = 5,88 \text{ kN}$
- Nós 13 = Nós 14 = Nós 15 =  $1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 5,25 = 14,41 \text{ kN}$

Cargas devido às imperfeições geométricas:

- Nós 8 =  $0,003 \times [(2 \times 15,47) + (3 \times 14,41) + (3 \times 5,88)] = 0,28 \text{ kN}$
- Nós 3 (eixos 2,3,5 e 6) =  $0,003 \times [(2 \times 151,86) + (3 \times 193,16)] = 2,65 \text{ kN}$   
Nós 3 (eixo 4) =  $0,003 \times [(2 \times 137,31) + (3 \times 193,16)] = 2,56 \text{ kN}$

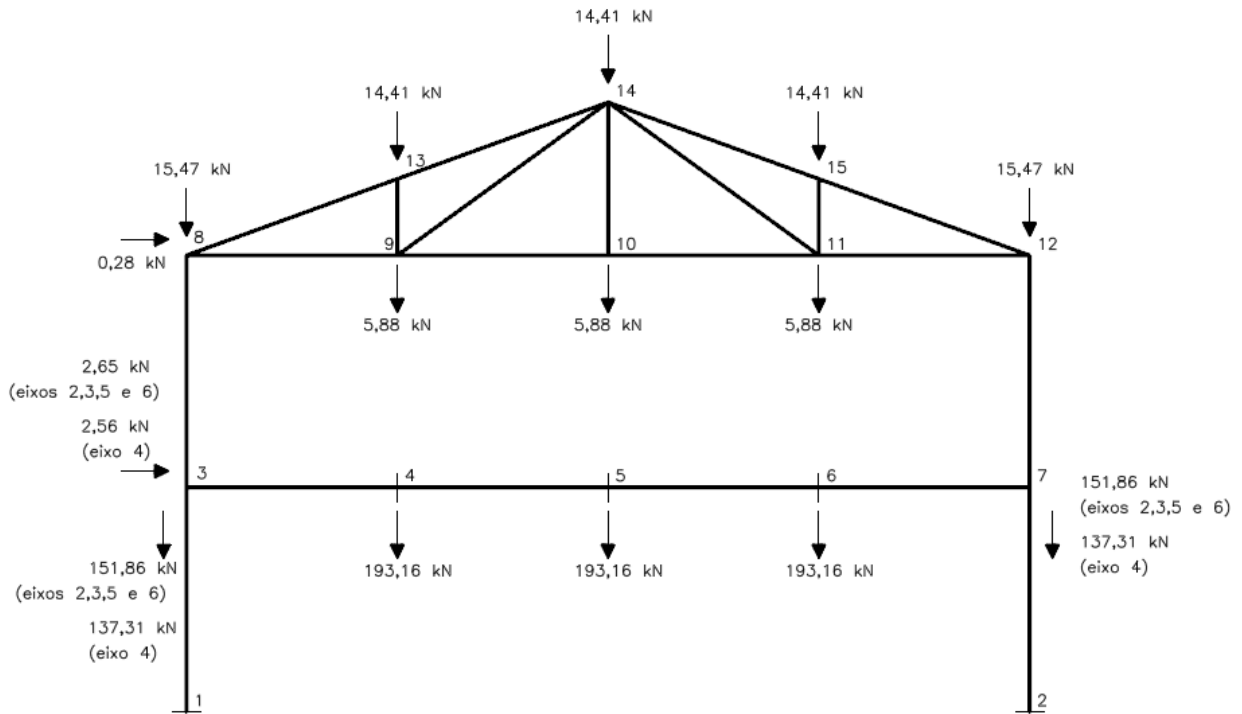


Figura 7.2 – Hipótese 2: Carga permanente mais sobrecarga com imperfeições geométricas e de material

### 7.3. Hipótese 3: Carga permanente desfavorável à segurança mais vento com imperfeições de material

- Nós 3 = Nós 7 (eixos 2,3,5 e 6) =  $1,4 \times 76,97 = 107,76 \text{ kN}$   
Nós 3 = Nós 7 (eixo 4) =  $1,4 \times 66,58 = 93,21 \text{ kN}$
- Nós 4 = Nós 5 = Nós 6 =  $1,4 \times 74,97 = 104,96 \text{ kN}$
- Nós 8: carga horizontal =  $1,4 \times 1,53 = 2,14 \text{ kN}$   
carga vertical =  $1,4 \times 8,42 - 1,4 \times 4,22 = 5,88 \text{ kN}$
- Nós 9 = Nós 10 = Nós 11 =  $1,4 \times 4,20 = 5,88 \text{ kN}$
- Nós 12: carga horizontal =  $1,4 \times 1,19 = 1,67 \text{ kN}$   
carga vertical =  $1,4 \times 8,42 - 1,4 \times 3,27 = 7,21 \text{ kN}$
- Nós 13: carga horizontal =  $1,4 \times 3,06 = 4,28 \text{ kN}$   
carga vertical =  $1,4 \times 5,04 - 1,4 \times 8,44 = -4,76 \text{ kN}$
- Nós 14: carga horizontal =  $1,4 \times 0,34 = 0,48 \text{ kN}$   
carga vertical =  $1,4 \times 5,04 - 1,4 \times 7,49 = -3,43 \text{ kN}$
- Nós 15: carga horizontal =  $1,4 \times 2,38 = 3,33 \text{ kN}$   
carga vertical =  $1,4 \times 5,04 - 1,4 \times 6,54 = -2,10 \text{ kN}$

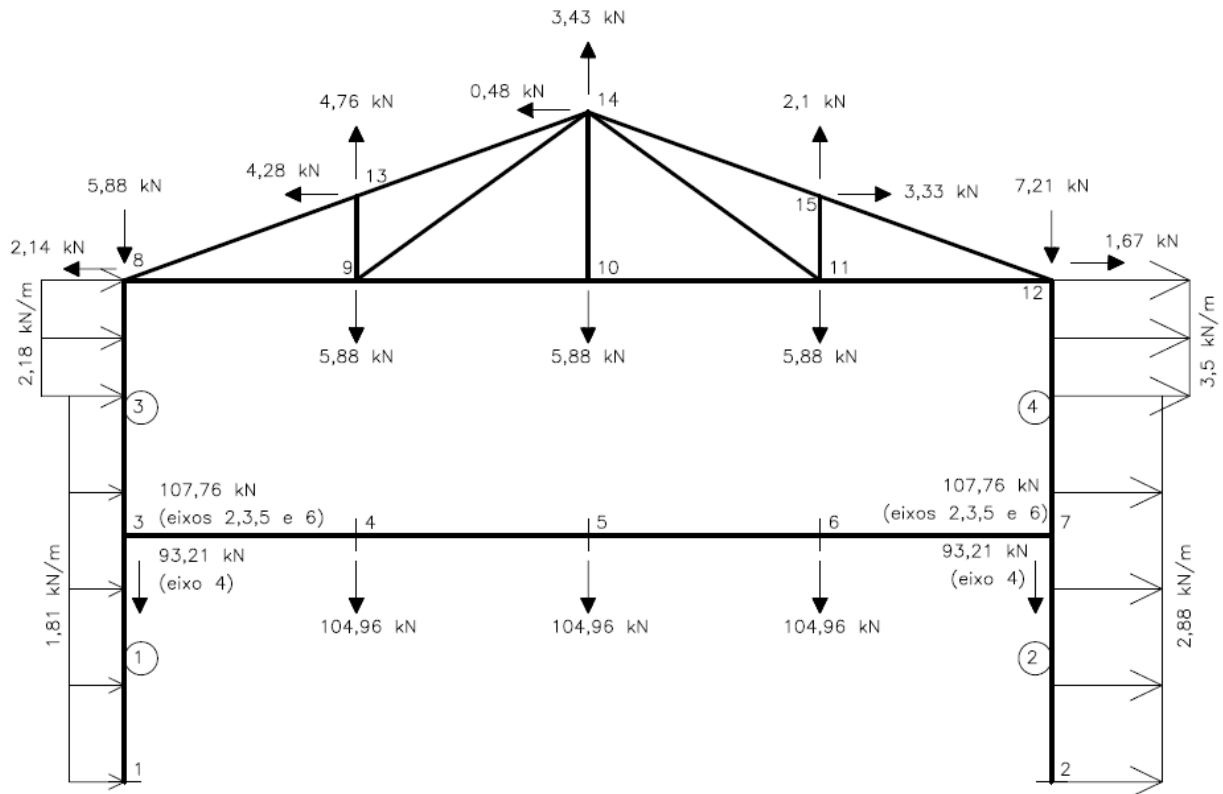
Cargas distribuídas horizontais devidas ao vento:

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

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

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

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



**Figura 7.3 – Hipótese 3: Carga permanente desfavorável à segurança mais vento com imperfeições de material**

#### **7.4. Hipótese 4: Carga permanente favorável à segurança mais vento com imperfeições de material**

- Nós 3 = Nós 7 (eixos 2,3,5 e 6) =  $1,0 \times 76,97 = 76,97$  kN  
 Nós 3 = Nós 7 (eixo 4) =  $1,0 \times 66,58 = 66,58$  kN
- Nós 4 = Nós 5 = Nós 6 =  $1,0 \times 74,97 = 74,97$  kN
- Nós 8: carga horizontal =  $1,4 \times 1,53 = 2,14$  kN  
 carga vertical =  $1,0 \times 8,42 - 1,4 \times 4,22 = 2,51$  kN
- Nós 9 = Nós 10 = Nós 11 =  $1,0 \times 4,20 = 4,20$  kN
- Nós 12: carga horizontal =  $1,4 \times 1,19 = 1,67$  kN  
 carga vertical =  $1,0 \times 8,42 - 1,4 \times 3,27 = 3,84$  kN
- Nós 13: carga horizontal =  $1,4 \times 3,06 = 4,28$  kN  
 carga vertical =  $1,0 \times 5,04 - 1,4 \times 8,44 = -6,78$  kN
- Nós 14: carga horizontal =  $1,4 \times 0,34 = 0,48$  kN  
 carga vertical =  $1,0 \times 5,04 - 1,4 \times 7,49 = -5,45$  kN
- Nós 15: carga horizontal =  $1,4 \times 2,38 = 3,33$  kN  
 carga vertical =  $1,0 \times 5,04 - 1,4 \times 6,54 = -4,12$  kN

Cargas distribuídas horizontais devidas ao vento:

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

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

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

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

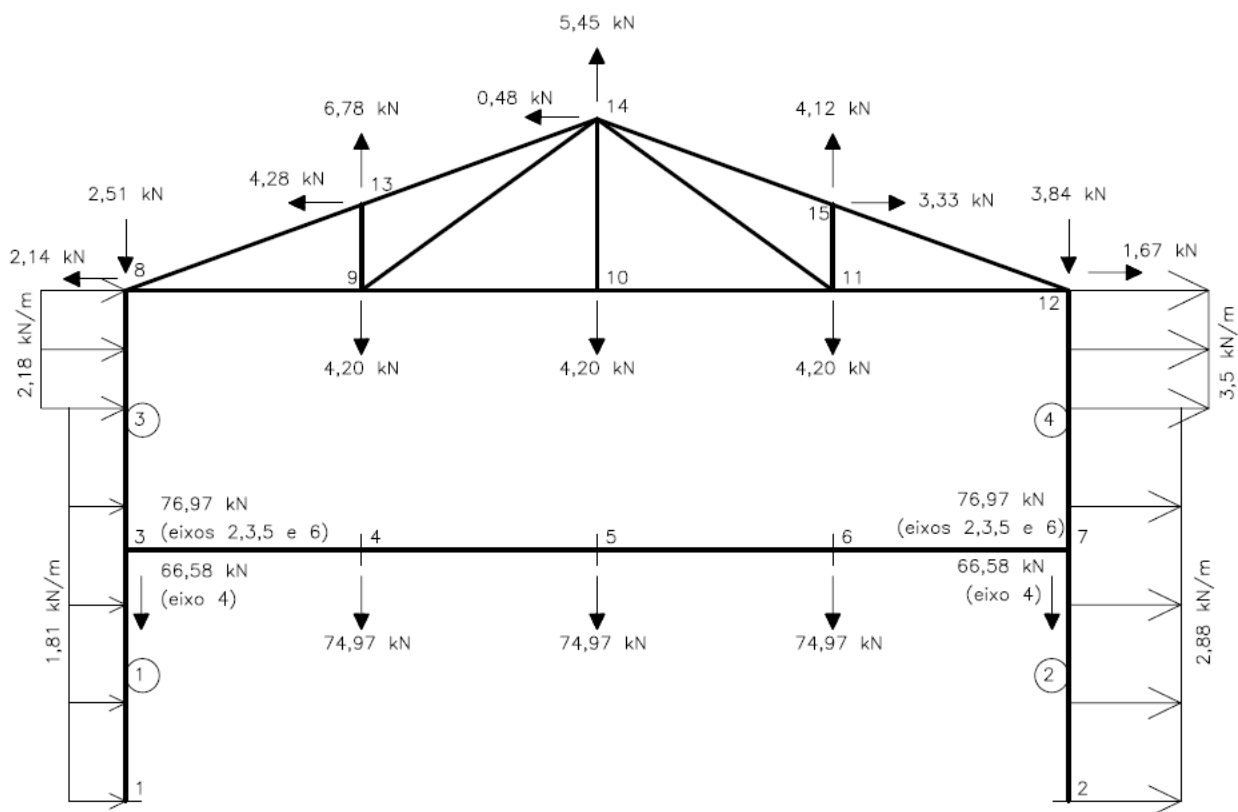


Figura 7.4 – Hipótese 4: Carga permanente favorável à segurança mais vento com imperfeições de material

### 7.5. Hipótese 5: Carga permanente mais sobrecarga (variável principal) mais vento, com imperfeições de material

- Nós 3 = Nós 7 (eixos 2,3,5 e 6) =  $1,4 \times 76,97 + 1,4 \times 31,5 = 151,86 \text{ kN}$   
 Nós 3 = Nós 7 (eixo 4) =  $1,4 \times 66,58 + 1,4 \times 31,5 = 137,31 \text{ kN}$
- Nós 4 = Nós 5 = Nós 6 =  $1,4 \times 74,97 + 1,4 \times 63,0 = 193,16 \text{ kN}$
- Nós 8: carga horizontal =  $1,4 \times 0,6 \times 1,53 = 1,29 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 2,63 - 1,4 \times 0,6 \times 4,22 = 11,93 \text{ kN}$
- Nós 9 = Nós 10 = Nós 11 =  $1,4 \times 4,20 = 5,88 \text{ kN}$
- Nós 12: carga horizontal =  $1,4 \times 0,6 \times 1,19 = 1,00 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 2,63 - 1,4 \times 0,6 \times 3,27 = 12,72 \text{ kN}$
- Nós 13: carga horizontal =  $1,4 \times 0,6 \times 3,06 = 2,57 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 5,25 - 1,4 \times 0,6 \times 8,44 = 7,32 \text{ kN}$
- Nós 14: carga horizontal =  $1,4 \times 0,6 \times 0,34 = 0,29 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 5,25 - 1,4 \times 0,6 \times 7,49 = 8,11 \text{ kN}$
- Nós 15: carga horizontal =  $1,4 \times 0,6 \times 2,38 = 2,00 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 5,25 - 1,4 \times 0,6 \times 6,54 = 8,91 \text{ kN}$

Cargas distribuídas horizontais devidas ao vento:

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



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

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

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

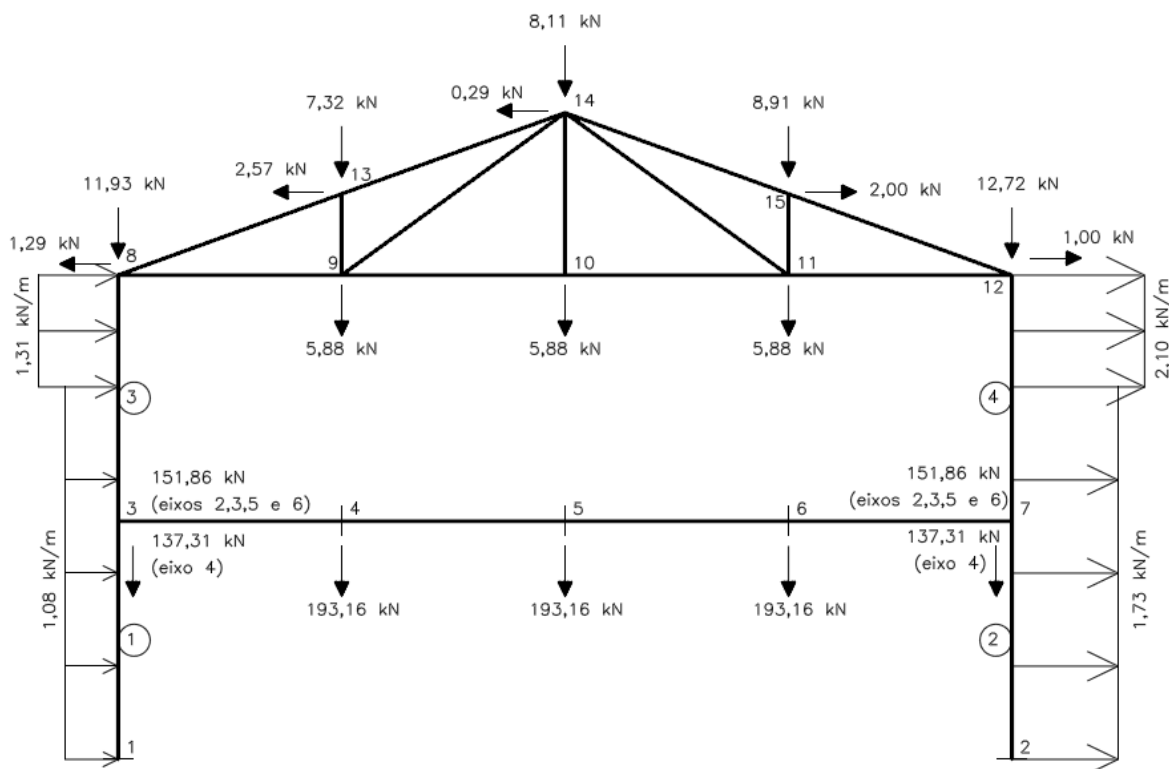


Figura 7.5 – Hipótese 5: Carga permanente mais sobrecarga (variável principal) mais vento, com imperfeições de material

## 7.6. Hipótese 6: Carga permanente mais sobrecarga mais vento (variável principal), com imperfeições de material

- Nós 3 = Nós 7 (eixos 2,3,5 e 6) =  $1,4 \times 76,97 + 1,4 \times 0,8 \times 31,5 = 143,04 \text{ kN}$   
 Nós 3 = Nós 7 (eixo 4) =  $1,4 \times 66,58 + 1,4 \times 0,8 \times 31,5 = 128,49 \text{ kN}$
- Nós 4 = Nós 5 = Nós 6 =  $1,4 \times 74,97 + 1,4 \times 0,8 \times 63,0 = 175,52 \text{ kN}$
- Nós 8: carga horizontal =  $1,4 \times 1,53 = 2,14 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 0,8 \times 2,63 - 1,4 \times 4,22 = 8,83 \text{ kN}$
- Nós 9 = Nós 10 = Nós 11 =  $1,4 \times 4,20 = 5,88 \text{ kN}$
- Nós 12: carga horizontal =  $1,4 \times 1,19 = 1,67 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 8,42 + 1,4 \times 0,8 \times 2,63 - 1,4 \times 3,27 = 10,16 \text{ kN}$
- Nós 13: carga horizontal =  $1,4 \times 3,06 = 4,28 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 0,8 \times 5,25 - 1,4 \times 8,44 = 1,12 \text{ kN}$
- Nós 14: carga horizontal =  $1,4 \times 0,34 = 0,48 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 0,8 \times 5,25 - 1,4 \times 7,49 = 2,45 \text{ kN}$
- Nós 15: carga horizontal =  $1,4 \times 2,38 = 3,33 \text{ kN}$   
 carga vertical =  $1,4 \times 5,04 + 1,4 \times 0,8 \times 5,25 - 1,4 \times 6,54 = 3,78 \text{ kN}$

Cargas distribuídas horizontais devidas ao vento:

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

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

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

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

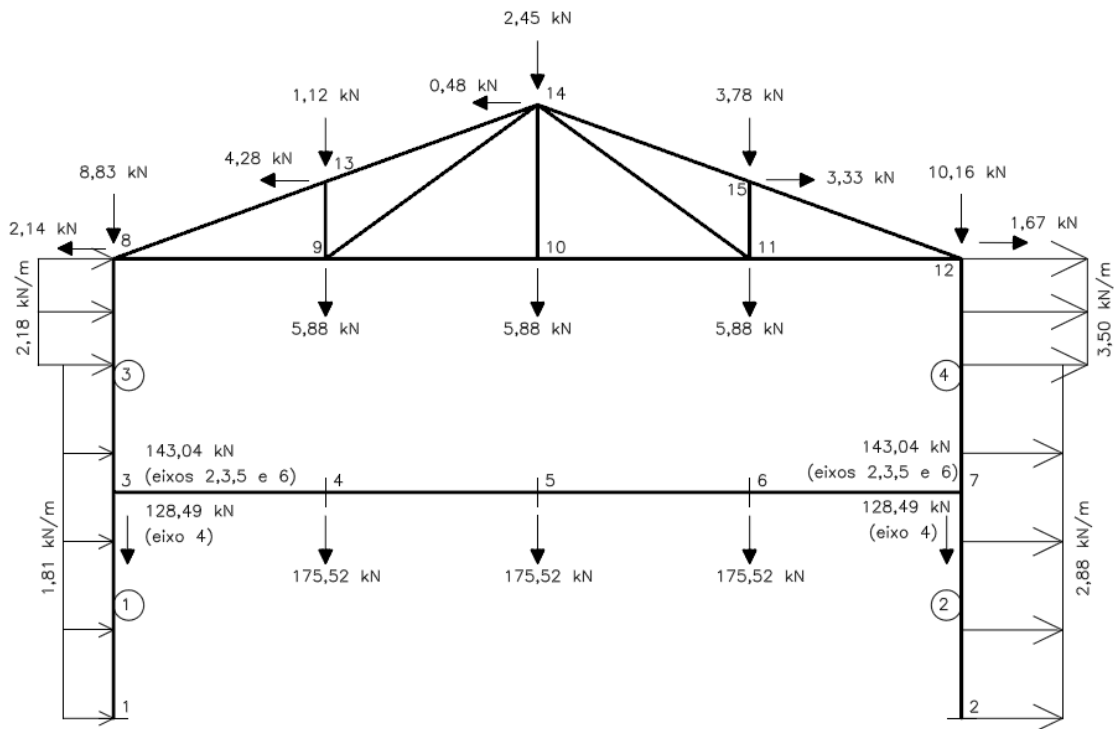


Figura 7.6 – Hipótese 6: Carga permanente mais sobrecarga mais vento (variável principal) com imperfeições de material

## 8. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS LEVANDO EM CONSIDERAÇÃO A HIPÓTESE 5, UTILIZANDO O MÉTODO DA AMPLIFICAÇÃO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES (MAES)

## 8.1. Decomposição da estrutura original em estrutura nt e estrutura lt

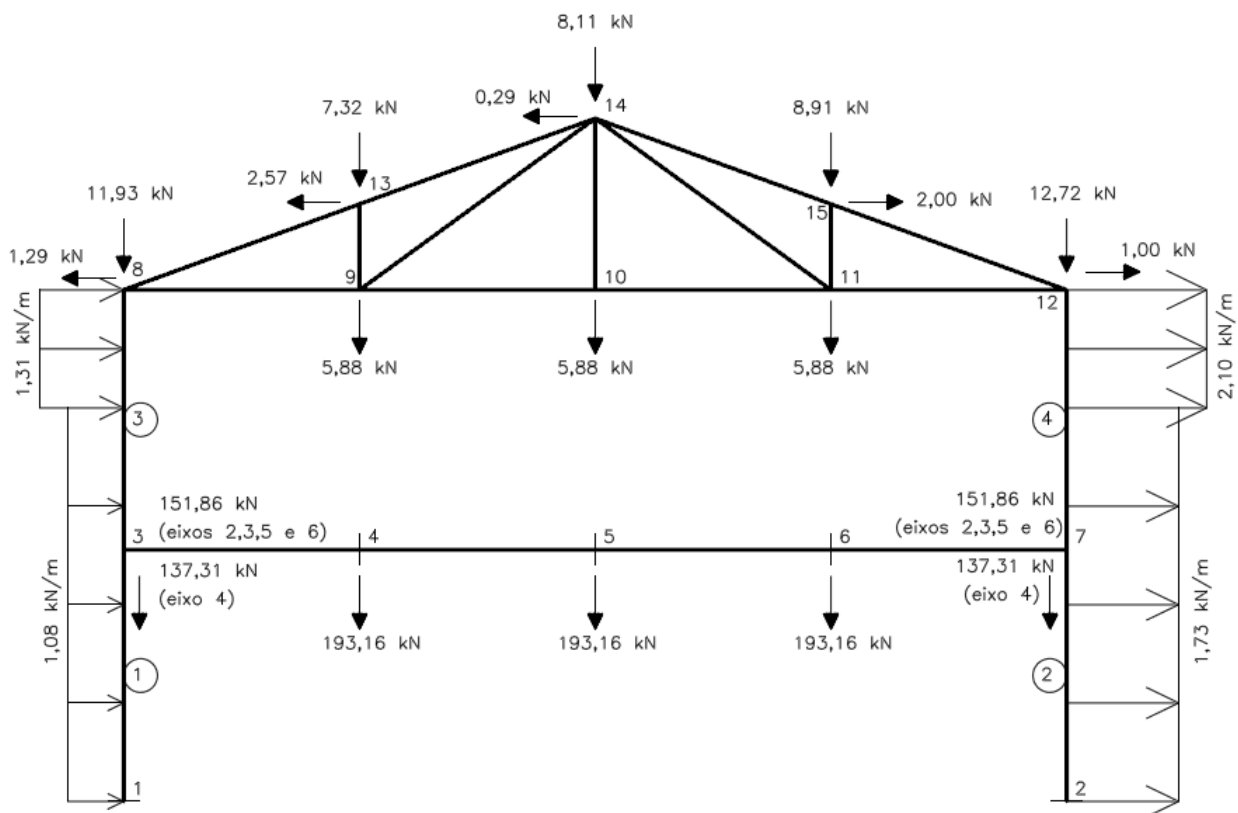


Figura 8.1– Estrutura Original

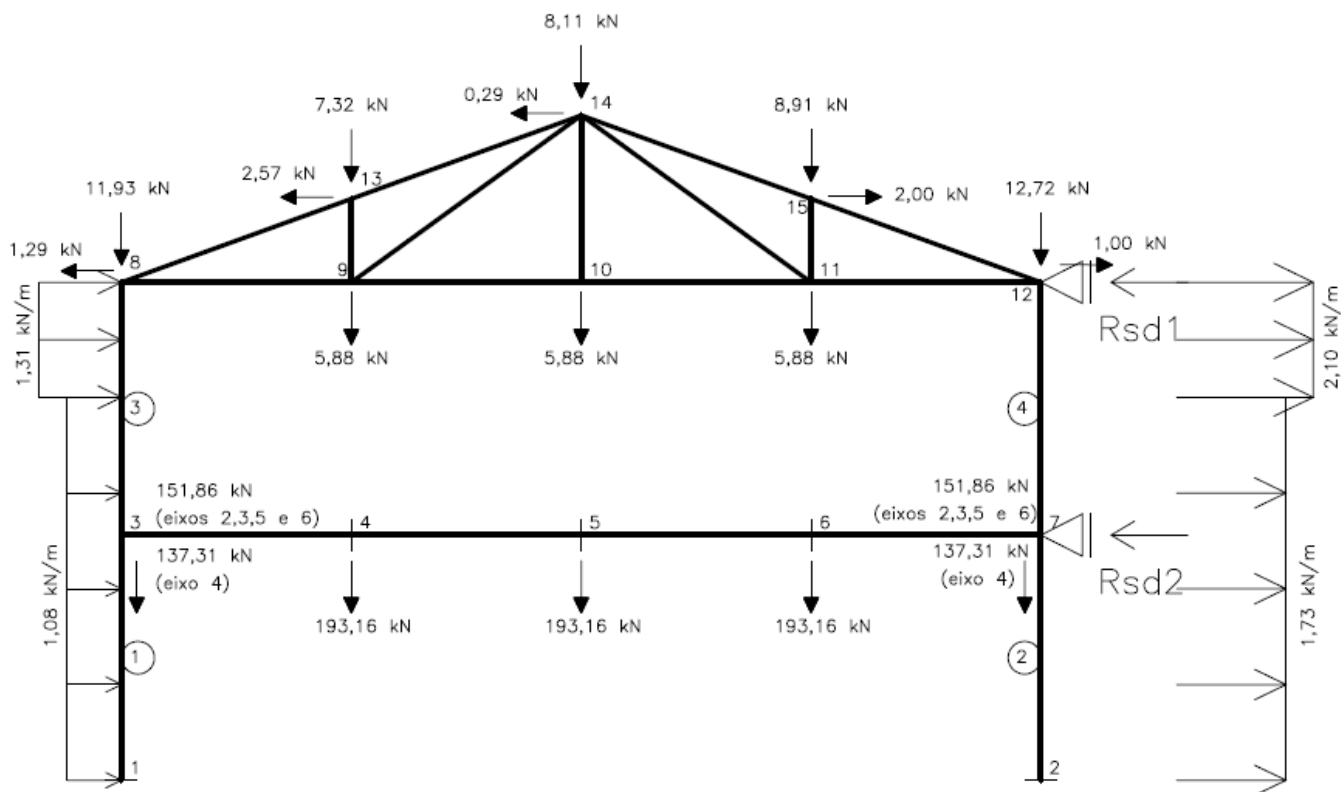


Figura 8.2– Estrutura nt

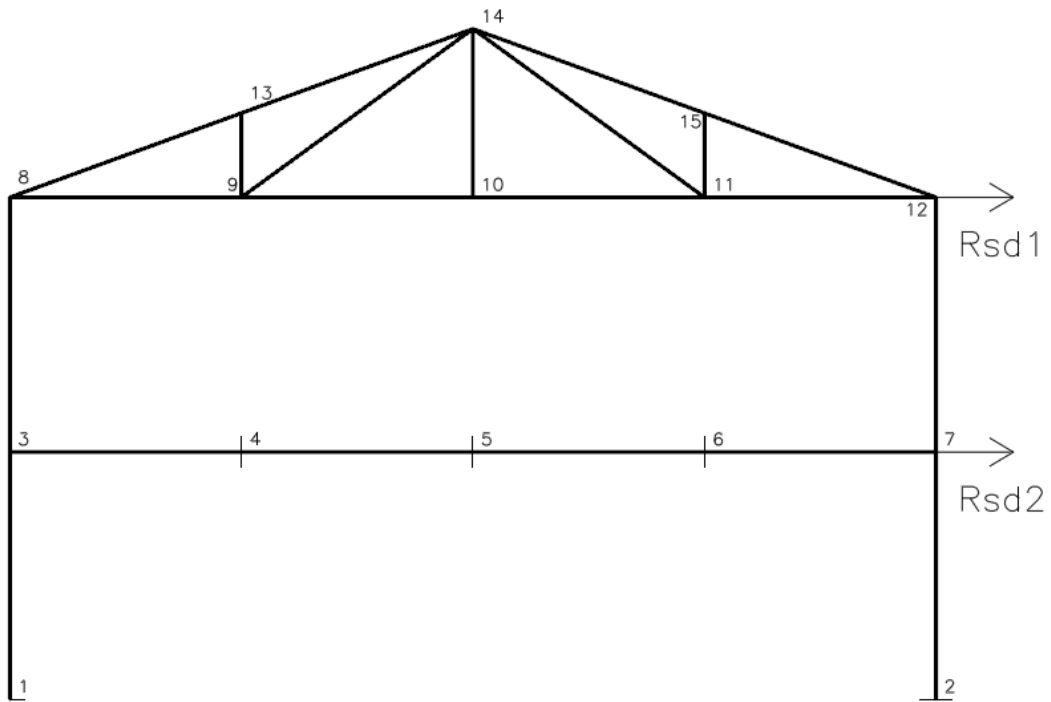


Figura 8.3– Estrutura lt

## 8.2. Estrutura nt:

Fazendo a análise da estrutura nt encontramos os resultados apresentados nas Figuras 8.4, 8.5 e 8.6. Visto que os eixos mais carregados foram os eixos 2, 3, 5 e 6, foi feita a análise estrutural considerando o carregamento destes eixos.

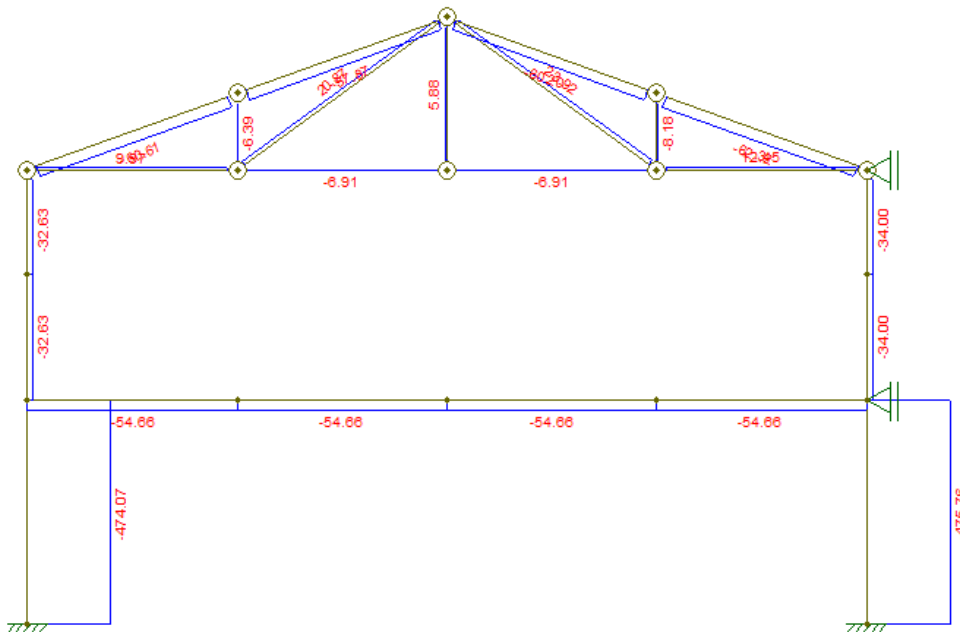


Figura 8.4– Estrutura nt - Esforço Axial

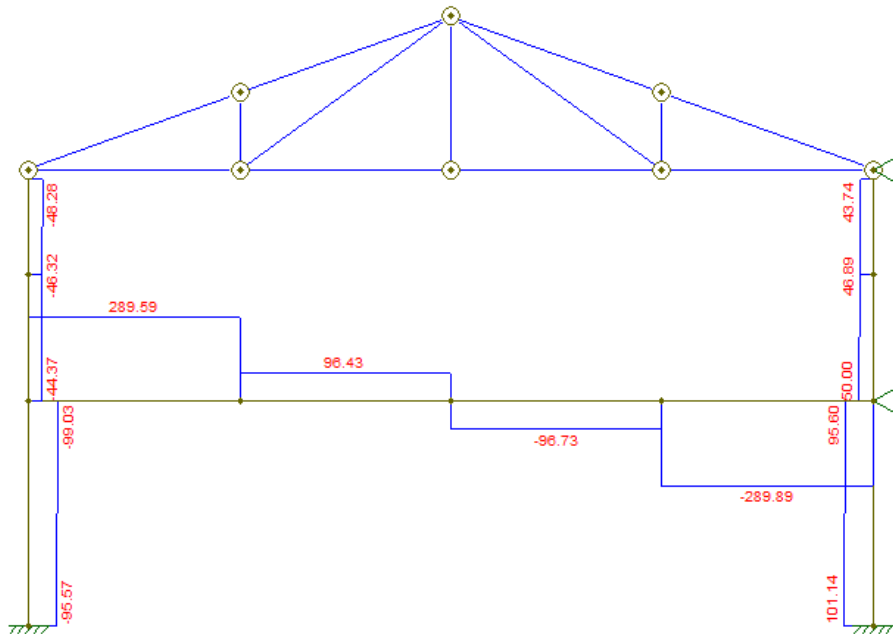


Figura 8.5 – Estrutura nt - Esforço Cortante

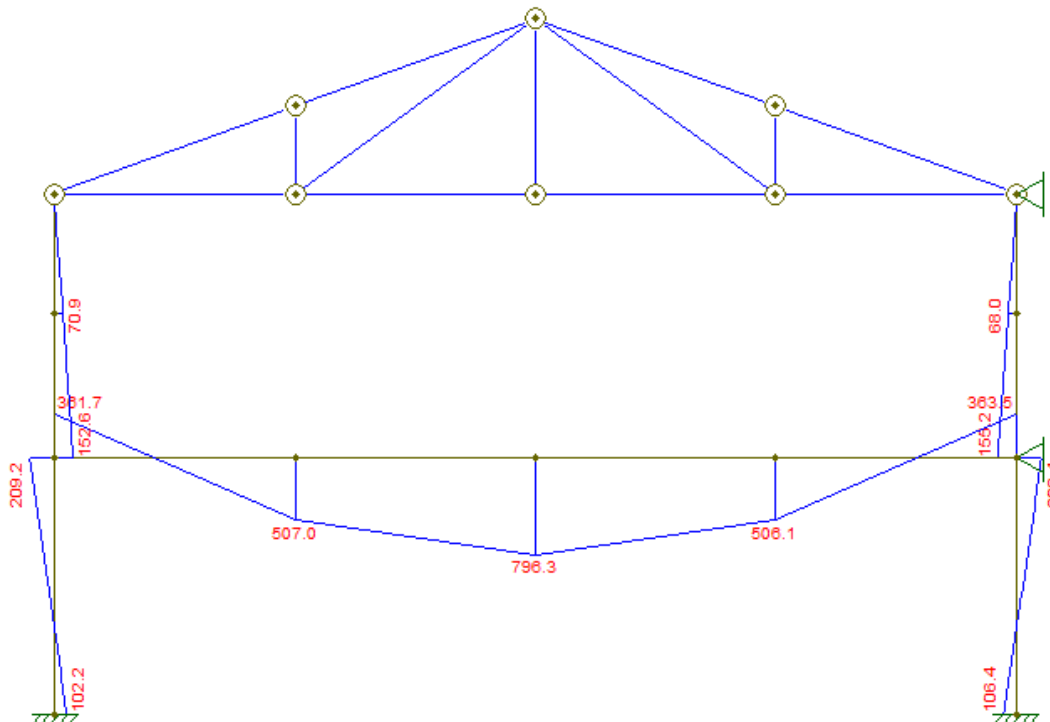


Figura 8.6 – Estrutura nt - Momento Fletor

### 8.3. Estrutura It:

Para que se possa fazer a análise da estrutura It, é necessário que sejam obtidas as reações dos apoios fictícios da estrutura nt, sendo elas:

$$R_{sd1} = 3,39 \text{ kN e } R_{sd2} = 9,06 \text{ kN}$$

O valor obtido para tais reações foi o mesmo para a combinação dos eixos 2, 3, 5 e 6 e do eixo 4. Assim, para o cálculo dos coeficientes e esforços nas barras do pórtico foi utilizada a estrutura nt dos eixos 2, 3, 5 e 6. Os resultados da análise da estrutura It são apresentados nas Figuras 8.7, 8.8, 8.9 e 8.10.

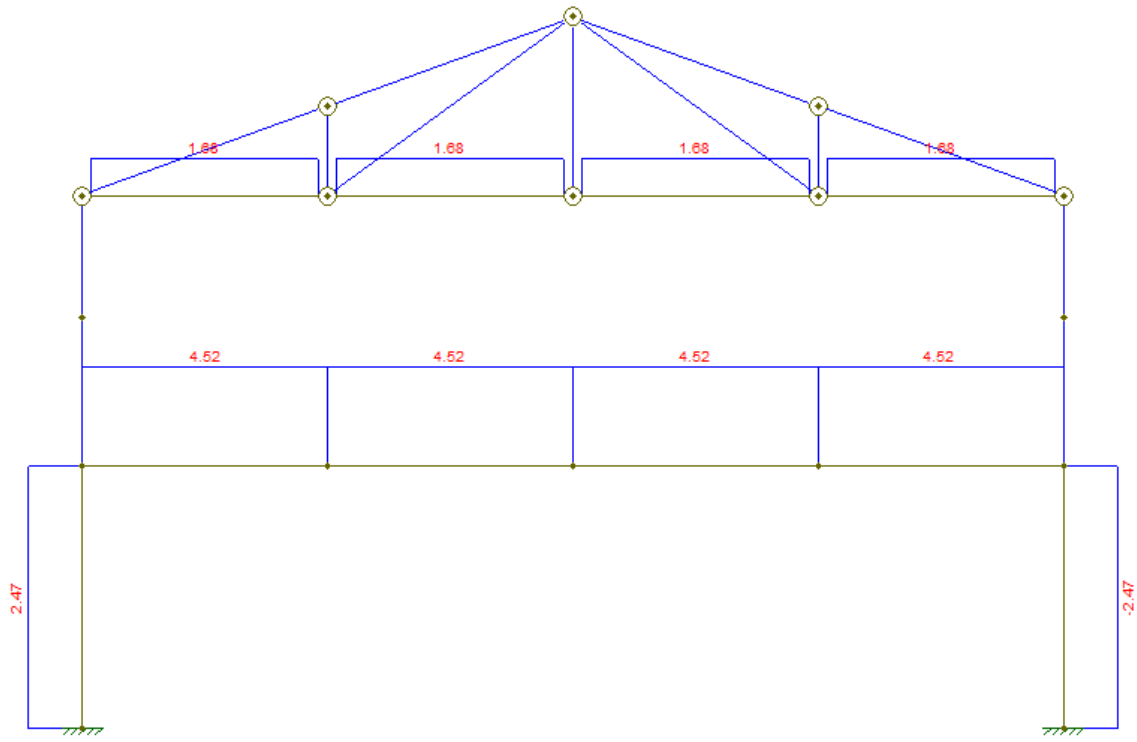


Figura 8.7 – Estrutura It - Esforço axial

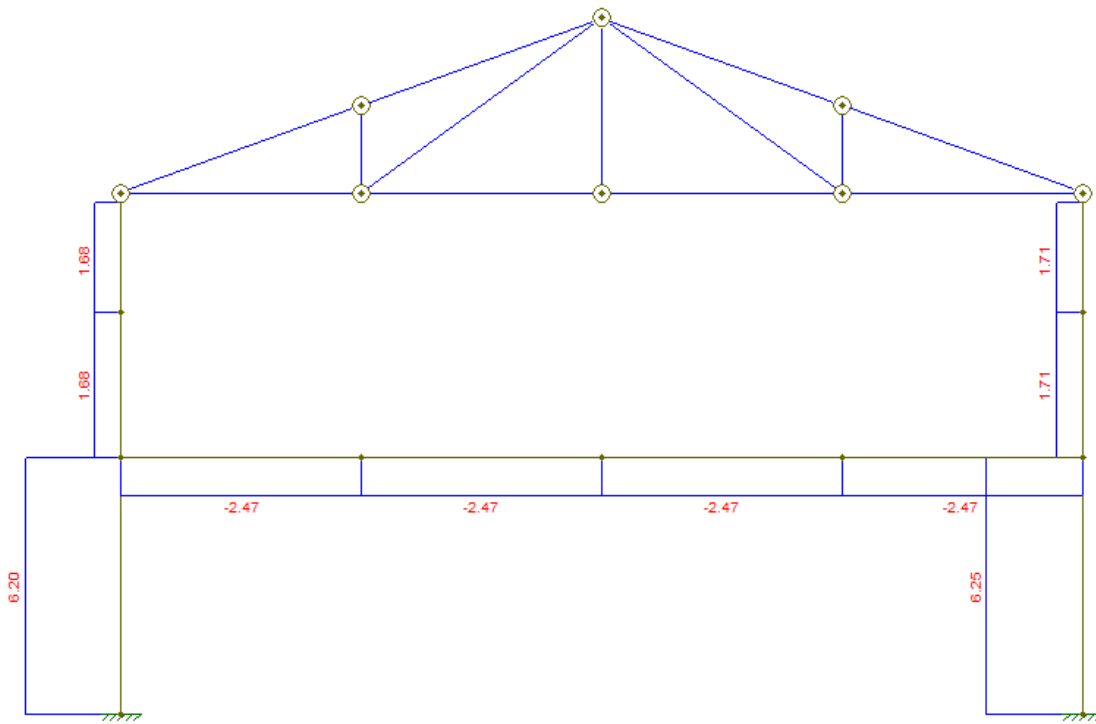


Figura 8.8 – Estrutura It - Esforço Cortante

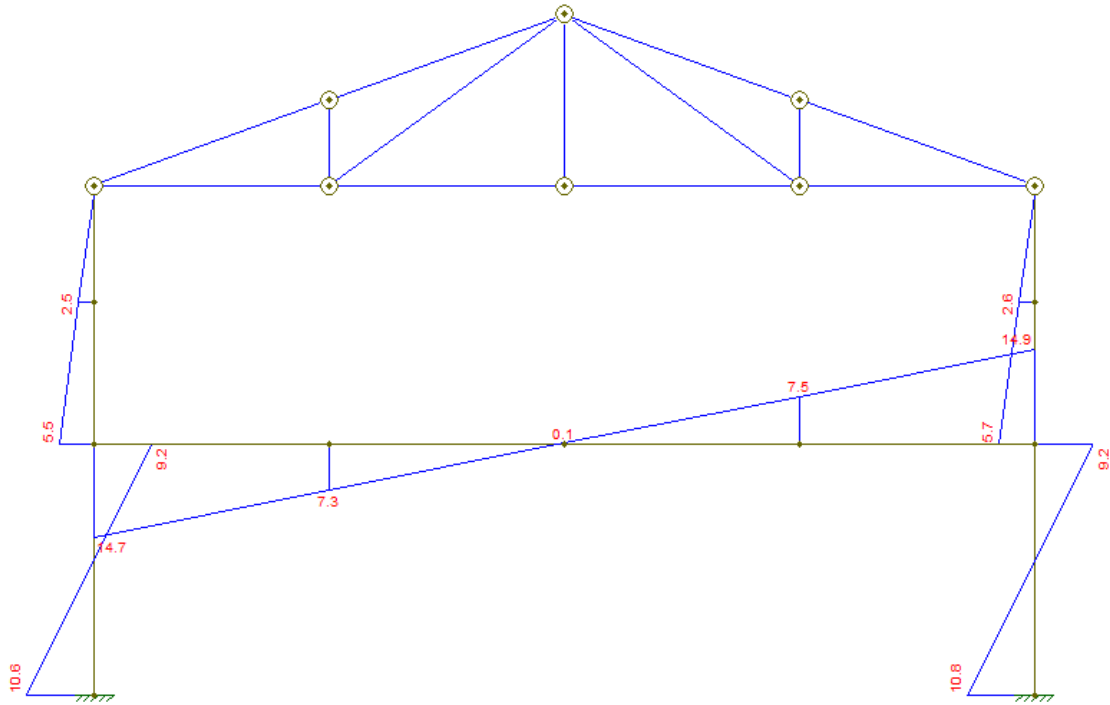


Figura 8.9 – Estrutura It - Momento Fletor

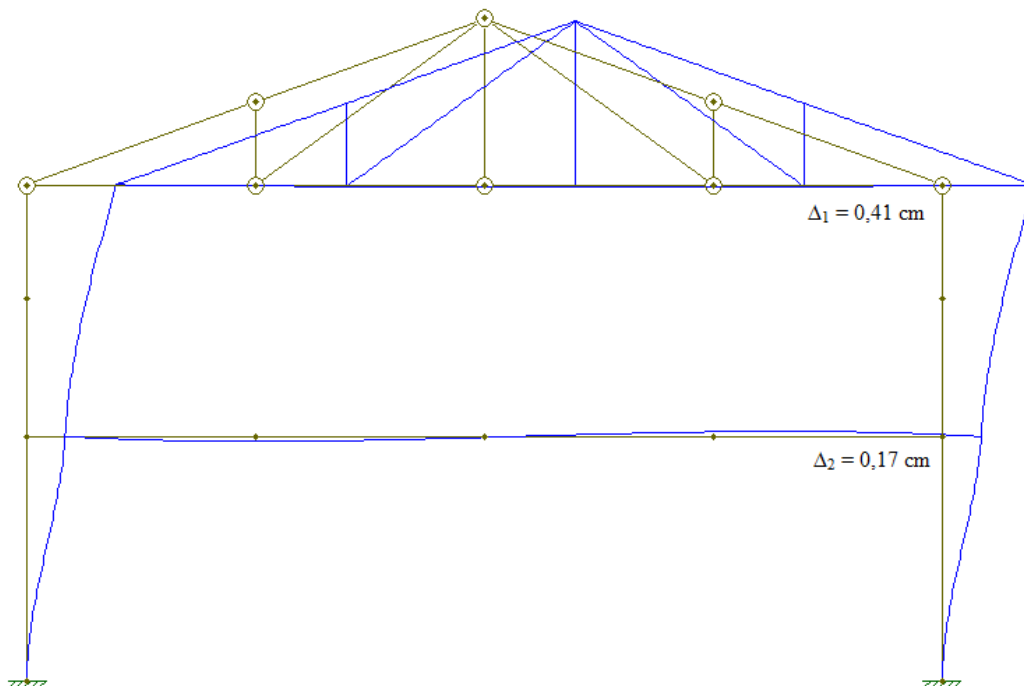


Figura 8.10 – Estrutura It - Deslocamentos Horizontais

#### 8.4. Coeficiente B1:

O coeficiente  $B_1$  deve ser tomado igual a 1,0 se a força axial que atua na barra for de tração. Se essa força for de compressão, seu valor é dado por:

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

Onde  $N_e$  é a força axial que provoca flambagem elástica por flexão da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento real  $L$  da barra ( $N_e = \pi^2 EI/L^2$ ),  $N_{sd1}$  é a força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada, em análise de primeira ordem, e  $C_m$  é um 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:

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

Sendo  $M_1/M_2$  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, tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura dupla e negativa quando provocarem curvatura simples. Os valores de B1 encontrados para as barras são apresentados na Tabela 8.1:

**Tabela 8.1– Cálculo do coeficiente B1**

Barra	M1	M2	Cm	N (nt)	N (lt)	N Sd1	L	I	Ne	B1 (calculado)	B1 (adotado)
1	102,20	209,20	1,00	-474,07	2,47	471,60	320,00	7285,00	11234,37	1,04	1,04
2	106,40	208,40	1,00	-475,76	-2,47	478,23	320,00	7285,00	11234,37	1,04	1,04
3	0,00	152,60	1,00	-32,63	0,00	-32,63	330,00	7285,00	10563,81	1,00	1,00
4	0,00	155,20	1,00	-34,00	0,00	-34,00	330,00	7285,00	10563,81	1,00	1,00
5	361,70	507,00	0,31	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,45	0,31	1,00
6	507,00	-	0,85	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,45	0,85	1,00
7	506,10	-	0,85	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,45	0,85	1,00
8	363,50	506,10	0,31	-54,66	4,52	-50,14	300,00	94091,00	165091,45	0,31	1,00
9	0,00	0,00	0,60	9,97	1,68	11,65	300,00	58,53	102,70	0,49	1,00
10	0,00	0,00	0,60	-6,91	1,68	-5,23	300,00	58,53	102,70	0,65	1,00
11	0,00	0,00	0,60	-6,91	1,68	-5,23	300,00	58,53	102,70	0,65	1,00
12	0,00	0,00	0,60	12,45	1,68	14,13	300,00	58,53	102,70	0,46	1,00
13	0,00	0,00	0,60	-60,61	0,00	-60,61	319,19	58,53	90,72	1,27	1,27
14	0,00	0,00	0,60	-57,87	0,00	-57,87	319,19	58,53	90,72	1,24	1,24
15	0,00	0,00	0,60	-60,20	0,00	-60,20	319,19	58,53	90,72	1,26	1,26
16	0,00	0,00	0,60	-62,32	0,00	-62,32	319,19	58,53	90,72	1,29	1,29
17	0,00	0,00	0,60	-6,39	0,00	-6,39	109,00	58,53	777,94	0,61	1,00
18	0,00	0,00	0,60	20,87	0,00	20,87	370,84	58,53	67,21	0,29	1,00
19	0,00	0,00	0,60	5,88	0,00	5,88	218,00	58,53	194,48	0,57	1,00
20	0,00	0,00	0,60	23,92	0,00	23,92	370,84	58,53	67,21	0,24	1,00
21	0,00	0,00	0,60	-8,18	0,00	-8,18	109,00	58,53	777,94	0,61	1,00

## 8.5. Coeficiente B2:

O coeficiente  $B_2$  é dado pela expressão:

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

Onde:



$\sum N_{Sd}$  = Carga gravitacional total que atua no andar considerado;

$R_s = 1,0$  (estruturas onde as subestruturas de contraventamento não são pórticos rígidos);

$\Delta h$  = deslocamento horizontal relativo entre os níveis superior e inferior do andar considerado, obtido na Estrutura  $l_t$ ;

$\sum H_{Sd}$  = força cortante no andar, obtida na estrutura  $l_t$ ;

$h$  = altura do andar.

Os valores de  $B_2$  encontrados para cada andar são apresentados na Tabela 8.2:

**Tabela 8.2– Cálculo do coeficiente  $B_2$**

ANDAR	$\Delta_i$ (cm)	$\Delta_h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	$h$ (cm)	$\sum N_{Sd}$ (KN)	$\sum H_{Sd}$ (KN)	$B_2$
1°	0,17	0,17	320,00	949,83	12,45	1,043
2°	0,41	0,24	330,00	66,63	3,39	1,014

A partir dos coeficientes  $B_1$  e  $B_2$  é possível determinar os esforços (N, V e M) em cada barra. Estes valores estão apresentados na Tabela 8.3.

O maior valor de  $B_2$  encontrado foi de 1,043. Como este valor é menor que o limite estabelecido de 1,13 para estruturas de pequena deslocabilidade, o procedimento utilizado para a análise estrutural é válido.

Tabela 8.3– Esforços solicitantes finais nas barras

BARRA	NSd=Nnt+B2Nlt (KN)	Vnt (KN)	Vlt (KN)	VSd=Vnt+Vlt (KN)	Mnt (KNm)	Mlt (KNm)	MSd=B1Mnt+B2Mlt (KNm)
1 (Pilar) – 1ºandar - Nó 1	-471,49	-95,57	6,20	-89,37	102,20	-10,60	95,93
1 (Pilar) – 1ºandar - Nó 3		-99,03	6,20	-92,83	-209,20	9,20	-209,17
2 (Pilar) – 1ºandar - Nó 2	-478,34	101,14	6,25	107,39	106,40	10,80	122,09
2 (Pilar) – 1ºandar - Nó 7		95,60	6,25	101,85	-208,40	-9,20	-218,38
3 (Pilar) – 2ºandar - Nó 3	-32,63	-44,37	1,68	-42,69	152,60	-5,50	147,49
3 (Pilar) – 2ºandar - Nó 8		-48,28	1,68	-46,60	0,00	0,00	0,00
4 (Pilar) – 2ºandar - Nó 7	-34,00	50,00	1,71	51,71	155,20	5,70	161,48
4 (Pilar) – 2ºandar - Nó 12		43,74	1,71	45,45	0,00	0,00	0,00
5– 1º andar	-49,94	289,59	-2,47	287,12	-361,70	14,70	-346,36
6– 1º andar	-49,94	96,43	-2,47	93,96	507,00	7,30	514,62
7– 1º andar	-49,94	-96,73	-2,47	-99,20	796,30	0,10	796,40
8– 1º andar	-49,94	-289,89	-2,47	-292,36	-363,50	14,90	-347,96
9– 2º andar	11,67	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10– 2º andar	-5,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11– 2º andar	-5,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12– 2º andar	14,15	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13– 2º andar	-60,61	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14– 2º andar	-57,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15– 2º andar	-60,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
16– 2º andar	-62,32	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
17– 2º andar	-6,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18– 2º andar	20,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19– 2º andar	5,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20– 2º andar	23,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21– 2º andar	-8,18	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

## 9. BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA AXIAL DE TRAÇÃO DA TRELIÇA DE COBERTURA

### 9.1. Aço Estrutural

ASTM A36:  $f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ kN/cm}^2$

$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kN/cm}^2$

### 9.2. Dimensões e propriedades da seção transversal

Cantoneira dupla 63,5 x 6,35 (série polegadas)

$t = 0,635 \text{ cm}$

$r_{x1} = r_{y1} = 1,96 \text{ cm}$

$r_{min} = 1,24 \text{ cm} = r_y$

$A_g = 2 \times 7,67 = 15,34 \text{ cm}^2$

$A_n = A_g = 15,34 \text{ cm}^2$

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

$l_c = 100 \text{ mm} = 10 \text{ cm}$

$A_e = C_t \cdot A_n$

$C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c} = 1 - \frac{1,83}{10} = 0,817$  (valor entre 0,60 e 0,90)

$A_e = 0,817 \times 15,34 = 12,53 \text{ cm}^2$

### 9.3. Barras da treliça a serem dimensionadas

Corda Inferior: Barra 12  $\rightarrow N_{sd} = 14,15 \text{ kN}$

Corda Superior: Nenhuma (todas estão submetidas à forças de compressão)

Diagonais: Barra 20  $\rightarrow N_{sd} = 23,92 \text{ kN}$

Montantes: Barra 19  $\rightarrow N_{sd} = 5,88 \text{ kN}$

#### 9.3.1. Corda Inferior

$N_{sd} = 14,15 \text{ kN}$

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t, sd} \leq N_{t, rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{1,10}$$

$$14,15 \text{ kN} \leq \frac{15,34.25}{1,10} = 348,64 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad OK!$$

- Ruptura da seção líquida:

$$N_{t, sd} \leq N_{t, rd} = \frac{Ae \cdot fu}{1,35}$$

$$14,15 \text{ kN} \leq \frac{12,53.40}{1,35} = 371,26 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad OK!$$

- Esbeltez:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{L}{r_{m\acute{i}n}} < 300$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{300}{1,96} = 153,06 < 300 \quad \rightarrow \quad OK!$$

- Chapas espaçadoras:

$$\frac{l}{r_{m\acute{i}n \text{ perfil}}} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 1,24 = 372 \text{ cm}$$

Não será necessário o uso de chapas espaçadoras, uma vez que o comprimento da barra é de 300 cm, que é menor que 372 cm.

Conclusão: Um perfil menor poderia ser adotado, uma vez que o perfil duplo de cantoneiras 63,5 x 6,35 passou com folga.

### 9.3.2. Diagonais

$$N_{sd} = 23,92 \text{ kN}$$

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t, sd} \leq N_{t, rd} = \frac{Ag \cdot fy}{1,10}$$

$$23,92 \text{ kN} \leq \frac{15,34.25}{1,10} = 348,64 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad OK!$$

- Ruptura da seção líquida:

$$N_{t, sd} \leq N_{t, rd} = \frac{Ae \cdot fu}{1,35}$$

$$23,92 \text{ kN} \leq \frac{12,53.40}{1,35} = 371,26 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad OK!$$

- Esbeltez:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{L}{r_{m\acute{i}n}} < 300$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{370,84}{1,96} = 189,20 < 300 \rightarrow OK!$$

- Chapas espaçadoras:

$$\frac{l}{r_{m\acute{i}n \text{ perfil}}} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 1,24 = 372 \text{ cm}$$

Não será necessário o uso de chapas espaçadoras, uma vez que o comprimento da barra é de 370,84 cm, que é menor que 372 cm.

Conclusão: Um perfil menor poderia ser adotado, uma vez que o perfil duplo de cantoneiras 63,5 x 6,35 passou com folga.

### 9.3.3. Montante

$$N_{sd} = 5,88 \text{ kN}$$

- Escoamento da seção bruta:

$$N_{t, sd} \leq N_{t, rd} = \frac{A_g \cdot f_y}{1,10}$$

$$5,88 \text{ kN} \leq \frac{15,34.25}{1,10} = 348,64 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

- Ruptura da seção líquida:

$$N_{t, sd} \leq N_{t, rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35}$$

$$5,88 \text{ kN} \leq \frac{12,53.40}{1,35} = 371,26 \text{ kN} \rightarrow OK!$$

- Esbeltez:

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{L}{r_{m\acute{i}n}} < 300$$

$$\lambda_{m\acute{a}x} = \frac{218}{1,96} = 111,22 < 300 \rightarrow OK!$$

- Chapas espaçadoras:

$$\frac{l}{r_{m\acute{i}n \text{ perfil}}} \leq 300$$

$$l \leq 300 \times 1,24 = 372 \text{ cm}$$

Não será necessário o uso de chapas espaçadoras, uma vez que o comprimento da barra é de 218 cm, que é menor que 372 cm.

Conclusão: Um perfil menor poderia ser adotado, uma vez que o perfil duplo de cantoneiras 63,5 x 6,35 passou com folga.

# 10. BARRAS SUBMETIDAS À FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO DA TRELIÇA DE COBERTURA

## 10.1. Aço Estrutural

ASTM A36:  $f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ kN/cm}^2$

$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kN/cm}^2$

## 10.2. Barras da treliça a serem dimensionadas

Corda Inferior: Barras 10 e 11  $\rightarrow N_{sd} = 5,23 \text{ kN}$

Corda Superior: Barras 13 a 16  $\rightarrow N_{sd} = 62,32 \text{ kN}$

Diagonais: Nenhuma (todas estão submetidas à forças de tração)

Montantes: Barras 17 e 21  $\rightarrow N_{sd} = 8,18 \text{ kN}$

### 10.2.1. Corda Inferior

No dimensionamento à tração verificou-se que o perfil adotado no pré-dimensionamento (2L 63,5 x 6,35) ficou folgado. Portanto, para o cálculo da compressão será adotado o perfil 2L 50,8 x 3,17.

- Propriedades geométricas:

$$A_g = 2 \times 3,10 = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 7,91 = 15,82 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,60 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times \left[ 7,91 + 3,10 \left( 1,4 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \right] = 34,06 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{34,06}{6,20}} = 2,34 \text{ cm}$$

$$t = 0,317 \text{ cm}$$

- Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{50,8}{3,17} = 16,03$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} < \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_{sup}$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{sup} = 0,91 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,91 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 25,74$$

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \times \frac{b}{t} \sqrt{\frac{fy}{E}} = 1,34 - 0,76 \times 16,03 \times \sqrt{\frac{25}{20000}} = 0,91$$

$$12,73 < 16,03 < 25,74 \rightarrow \text{OK!}$$

- Instabilidade global (perfil monossimétrico)

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 15,82}{(300)^2} = 34,70 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{E A_g}{N_{ex}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 6,20}{34,70}} = 187,80 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

-Força de flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo y e esbeltez correspondente:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 34,06}{(300)^2} = 74,70 \text{ kN}$$

$$C_w = 0$$

$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} [(5,08 \times 0,317^3) + (5,08 - 0,317) \times 0,317^3] \times 2 = 0,21 \text{ cm}^4$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2} = \sqrt{1,60^2 + 2,34^2 + 0^2 + 1,24^2} = 3,12 \text{ cm}$$

$$x_o = 0 ; y_o = 1,4 - 0,317/2 = 1,24 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} (0 + GJ) = \frac{1}{3,12^2} \times 7700 \times 0,21 = 166,11 \text{ kN}$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[ 1 - \left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ey} N_{ez} \left[ 1 - \left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = \frac{74,70 + 166,11}{2 \left[ 1 - \left( \frac{1,24}{3,12} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 74,70 \times 166,11 \left[ 1 - \left( \frac{1,24}{3,12} \right)^2 \right]}{(74,70 + 166,11)^2}} \right] = 67,42 \text{ kN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{EAg}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 6,20}{67,42}} = 134,73 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

Valores de  $N_e$ ,  $\lambda_o$  e  $X$

$$N_e = N_{ex} = 34,70 \text{ kN}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q Ag fy}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,91 \times 6,20 \times 25}{34,70}} = 2,02 \rightarrow X = 0,215$$

-Força axial resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{X Q Ag fy}{\gamma_{a1}} = \frac{0,215 \times 0,91 \times 6,20 \times 25}{1,10} = 27,57 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 5,23 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 27,57 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

- Chapas Espaçadoras

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

$$l \leq \frac{1}{2} \times 187,8 \times 1,02 = 95,8 \text{ cm}$$

Usar 3 chapas espaçadoras espaçadas de 75 cm.

### 10.2.2. Corda Superior

- Propriedades geométricas:

$$2L 63,5 \times 6,35$$

$$A_g = 2 \times 7,67 = 15,34 \text{ cm}^2$$



$$I_x = 2 \times 29,0 = 58,0 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,96 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times \left[ 29 + 7,67 \left( 1,83 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \right] = 128,58 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{128,58}{15,34}} = 2,89 \text{ cm}$$

$$t = 0,635 \text{ cm}$$

- Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{63,5}{6,35} = 10,0$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73$$

$$Q_s = Q = 1,0$$

$$10,0 < 12,73 \rightarrow \text{OK!}$$

- Instabilidade global (perfil monossimétrico)

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 58,0}{(319)^2} = 112,51 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{E A g}{N_{ex}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 15,34}{112,51}} = 164,05 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

-Força de flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo y e esbeltez correspondente:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 128,58}{(319)^2} = 249,41 \text{ kN}$$

$$C_w = 0$$

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} [(6,35 \times 0,635^3) + (6,35 - 0,635) \times 0,635^3] \times 2 = 2,06 \text{ cm}^4$$

$$r_o = \sqrt{rx^2 + ry^2 + x_o^2 + y_o^2} = \sqrt{1,96^2 + 2,89^2 + 0^2 + 1,51^2} = 3,80 \text{ cm}$$

$$x_o = 0 ; \quad y_o = 1,83 - 0,635/2 = 1,51 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} (0 + GJ) = \frac{1}{3,80^2} \times 7700 \times 2,06 = 1098,48 \text{ kN}$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[ 1 - \left( \frac{y_o}{r_o} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{y_o}{r_o} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = \frac{249,41 + 1098,48}{2 \left[ 1 - \left( \frac{1,51}{3,80} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 249,41 \times 1098,48 \left[ 1 - \left( \frac{1,51}{3,80} \right)^2 \right]}{(249,41 + 1098,48)^2}} \right] = 238,92 \text{ kN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{EAg}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 15,34}{238,92}} = 112,58 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

Valores de  $N_e$ ,  $\lambda_o$  e  $X$

$$N_e = N_{ex} = 112,51 \text{ kN}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q Ag f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,00 \times 15,34 \times 25}{112,51}} = 1,85 \rightarrow X = 0,256$$

-Força axial resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{X Q Ag f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,256 \times 1,00 \times 15,34 \times 25}{1,10} = 89,25 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 62,32 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 89,25 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

- Chapas Espaçadoras

$$\frac{l}{r_{min}} \leq \frac{1}{2} \left( \frac{KL}{r} \right)_{m\acute{a}x \text{ da barra composta}}$$

$$l \leq \frac{1}{2} \times 164,05 \times 1,24 = 101,71 \text{ cm}$$

Usar 3 chapas espaçadoras espaçadas de 79,75 cm.

### 10.2.3. Montante

Como a carga solicitante de cálculo nos montantes é próxima à carga solicitante de cálculo da corda inferior, adotaremos o mesmo perfil 2L 50,8 x 3,17 ao invés do perfil utilizado no pré-dimensionamento.

- Propriedades geométricas:

$$A_g = 2 \times 3,10 = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 7,91 = 15,82 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,60 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \times \left[ 7,91 + 3,10 \left( 1,4 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \right] = 34,06 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{34,06}{6,20}} = 2,34 \text{ cm}$$

$$t = 0,317 \text{ cm}$$

- Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{50,8}{3,17} = 16,03$$

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{lim} < \frac{b}{t} < \left( \frac{b}{t} \right)_{sup}$$

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{lim} = 0,45 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,45 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,73$$

$$\left( \frac{b}{t} \right)_{sup} = 0,91 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 0,91 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 25,74$$

$$Q_s = 1,34 - 0,76 \times \frac{b}{t} \sqrt{\frac{fy}{E}} = 1,34 - 0,76 \times 16,03 \times \sqrt{\frac{25}{20000}} = 0,91$$

12,73 < 16,03 < 25,74 → OK!

- Instabilidade global (perfil monossimétrico)

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(KxL_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 15,82}{(109)^2} = 262,84 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{EA_g}{N_{ex}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 6,20}{262,84}} = 68,24 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

-Força de flambagem por flexo-torção com flexão em relação ao eixo y e esbeltez correspondente:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 34,06}{(109)^2} = 565,88 \text{ kN}$$

$$C_w = 0$$

$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} [(5,08 \times 0,317^3) + (5,08 - 0,317) \times 0,317^3] \times 2 = 0,21 \text{ cm}^4$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2} = \sqrt{1,60^2 + 2,34^2 + 0^2 + 1,24^2} = 3,12 \text{ cm}$$

$$x_o = 0 ; \quad y_o = 1,4 - 0,317/2 = 1,24 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} (0 + GJ) = \frac{1}{3,12^2} \times 7700 \times 0,21 = 166,11 \text{ kN}$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 \left[ 1 - \left( \frac{y_o}{r_o} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez} \left[ 1 - \left( \frac{y_o}{r_o} \right)^2 \right]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = \frac{565,88 + 166,11}{2 \left[ 1 - \left( \frac{1,24}{3,12} \right)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 565,88 \times 166,11 \left[ 1 - \left( \frac{1,24}{3,12} \right)^2 \right]}{(565,88 + 166,11)^2}} \right] = 156,64 \text{ kN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{EAg}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 6,20}{156,64}} = 88,39 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

Valores de  $N_e$ ,  $\lambda_o$  e  $X$

$$N_e = N_{eyz} = 156,64 \text{ kN}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q Ag fy}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,91 \times 6,20 \times 25}{156,64}} = 0,94 \rightarrow X = 0,691$$

-Força axial resistente de cálculo

$$N_{c,Rd} = \frac{X Q Ag fy}{\gamma_{a1}} = \frac{0,691 \times 0,91 \times 6,20 \times 25}{1,10} = 88,61 \text{ kN}$$

$$N_{c,Sd} = 8,18 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 88,61 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

- Chapas Espaçadoras

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

$$l \leq \frac{1}{2} \times 88,39 \times 1,02 = 45,08 \text{ cm}$$

Usar 2 chapas espaçadoras espaçadas de 36,30 cm.

## 11. VIGA DOS PÓRTICOS INTERNOS EM PERFIL SOLDADO DA SÉRIE VS DA ABNT NBR 5884, EM AÇO USI CIVIL 300

### 11.1. Propriedades geométricas do perfil:

Perfil VS 600 x 111

$$d = 600 \text{ mm} = 60 \text{ cm}$$

$$b = 300 \text{ mm} = 30 \text{ cm}$$

$$h = 568 \text{ mm} = 56,8 \text{ cm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm} = 0,8 \text{ cm}$$

$$t_f = 16 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$$

$$A_g = 141,40 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 94091 \text{ cm}^4 \quad I_y = 7202 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 3136 \text{ cm}^3 \quad W_y = 480 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 25,80 \text{ cm} \quad r_y = 7,14 \text{ cm}$$

$$Z_x = 3448 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 729 \text{ cm}^3$$

$$J = 91,90 \text{ cm}^4 \quad C_w = 6139008 \text{ cm}^6$$

### 11.2. Aço Estrutural:

USI CIVIL 300

$$f_y = 300 \text{ MPa} = 30 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

### 11.3. Verificação ao Momento Fletor:

- FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{30/2}{1,6} = 9,38$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{30}} = 9,81$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{RK} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 3448 \times 30 = 103440 \text{ kN.cm}$$

- FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{56,8}{0,8} = 71,0$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{30}} = 97,0$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{RK} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 3448 \times 30 = 103440 \text{ kN.cm}$$

$$M_{RK} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 3136 \times 30 = 141120 \text{ kN.cm}$$

Adotar  $M_{RK} = 103440 \text{ kN.cm}$

$$M_{sd} = 796,40 \text{ kN.cm} = 79640 \text{ kN.cm} \leq M_{RK}/1,10 = 103440/1,10 = 94036 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{OK!}$$

- FLT (Flambagem Lateral por Torção)

$$\lambda = \frac{L_h}{r_y} = \frac{1200}{7,14} = 168,07$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{30}} = 45,4$$

$$\lambda > \lambda_p$$

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

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{EJ} = \frac{0,7 \times 30 \times 3136}{20000 \times 91,9} = 0,036$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{7202 \times 91,9}}{7,14 \times 91,9 \times 0,036} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 6139008 \times 0,036^2}{7202}}} = 203,31$$

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

$$M_{RK} = C_b \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$M_{pl} = 103440 \text{ kN.cm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = 0,7 \times 30 \times 3136 = 65856 \text{ kN.cm}$$

$$C_b = 3,00 - \frac{2 M_1}{3 M_0} - \frac{8 M_2}{3 (M_0 + M_1)} = 3,00 - \frac{2 (-346,36)}{3 (-347,96)} - \frac{8 \cdot 796,40}{3 (-347,96 - 346,36)} = 5,40$$

$$M_{RK} = 5,40 \left[ 103440 - (103440 - 65856) \frac{168,07 - 45,4}{203,31 - 45,4} \right] = 400915 \text{ kN.cm}$$

$$M_{RK} = 400915 \text{ kN.cm} > M_{pl} = 103440 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Usar } M_{RK} = M_{pl} = 103440 \text{ kN.cm} < 1,5 \cdot W_x \cdot f_y$$

$$M_{sd} = 796,40 \text{ kN.m} = 79640 \text{ kN.cm} \leq M_{RK}/1,10 = 103440/1,10 = 94036 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{OK!}$$

#### 11.4. Verificação à Força Cortante:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{56,8}{0,8} = 71,0$$

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

Considerando-se a viga sem enrijecedores transversais:  $K_v = 5,0$

$$\lambda > \lambda_p$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{30}} = 79,0$$

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

$$V_{Rk} = V_i = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl} = \frac{63,5}{71,0} \times 864 = 772,70 \text{ kN}$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 0,60 \times 60 \times 0,8 \times 30 = 864 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 292,36 \text{ kN} \leq V_{rd} = V_{rk}/\gamma_{al} = 772,70/1,10 = 702,50 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

## 12. VIGAS V1 E V2 DO PISO DO 2º PAVIMENTO, USANDO PERFIS I LAMINADOS DA GERDAU AÇOMINAS, EM AÇO ASTM A572-GRAU 50

### 12.1. Viga V1:

Carregamento entre os eixos 2-3 e 5-6:

$$q = (3,57 \text{ kN/m}^2 \times 1,50 \text{ m}) + (2,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,30 \text{ m}) = 11,96 \text{ kN/m}$$

Carregamento entre os eixos 1-2, 3-4, 4-5 e 6-7:

$$q = (3,57 \text{ kN/m}^2 \times 1,50 \text{ m}) + (2,0 \text{ kN/m}^2 \times 3,30/2 \text{ m}) + (0,2 \text{ kN/m}^2 \times 3,30/2 \text{ m}) = 8,99 \text{ kN/m}$$

Portanto o dimensionamento da Viga V1 será feita para o carregamento entre eixos 2-3 e 5-6.

$$R1 = R2 = 11,96 \times 7,0/2 = 41,86 \text{ kN}$$

$$Vsd = 1,4 \times 41,86 = 58,60 \text{ kN}$$

$$M = 11,96 \times 7,0^2/8 = 73,26 \text{ kN.m} = 7326 \text{ kN.cm}$$

$$Msd = 1,4 \times 7326 = 10256 \text{ kN.cm}$$

#### 12.1.1. Aço Estrutural:

ASTM A572 Grau 50

$$f_y = 345 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 450 \text{ Mpa} = 45 \text{ kN/cm}^2$$

#### 12.1.2. Pré-dimensionamento:

Considera-se inicialmente que o perfil atingirá o momento de plastificação  $M_{pl}$ .

$$M_{sd} \leq \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{Z_x \cdot f_y}{1,10}$$

$$10256 \leq \frac{Z_x \cdot 34,5}{1,10} \rightarrow Z_x \geq 327 \text{ cm}^3$$

#### 12.1.3. Propriedades geométricas do perfil:

Perfil W 310 x 23,8

$$d = 305 \text{ mm} = 30,5 \text{ cm}$$

$$b = 101 \text{ mm} = 10,1 \text{ cm}$$

$$h = 292 \text{ mm} = 2,92 \text{ cm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm} = 0,56 \text{ cm}$$

$$t_f = 6,7 \text{ mm} = 0,67 \text{ cm}$$

$$A_g = 30,70 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4346 \text{ cm}^4 \quad I_y = 116 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 285 \text{ cm}^3 \quad W_y = 22,90 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 11,89 \text{ cm} \quad r_y = 1,94 \text{ cm}$$

$$Z_x = 333,2 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 36,9 \text{ cm}^3$$

$$J = 4,65 \text{ cm}^4 \quad C_w = 25594 \text{ cm}^6$$



#### 12.1.4. Verificação ao Momento Fletor:

- FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{101/2}{6,7} = 7,54$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{RK} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 333,2 \times 34,5 = 11495,4 \text{ kN.cm}$$

- FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{292}{5,6} = 52,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{RK} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 333,2 \times 34,5 = 11495,4 \text{ kN.cm}$$

$$M_{RK} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 285 \times 34,5 = 14748,75 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{RK} = 11495,4 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 10256 \text{ kN.cm} \leq M_{RK}/1,10 = 11495,4/1,10 = 10450,4 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{OK!}$$

#### 12.1.5. Verificação à Força Cortante:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{292}{5,6} = 52,14$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,2$$

Considerando-se a viga sem enrijecedores transversais:  $K_v = 5,0$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_y = 0,6 \times 30,5 \times 0,56 \times 34,5 = 353,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 58,60 \text{ kN} \leq V_{rd} = V_{rk}/\gamma_{a1} = 353,56/1,10 = 321,42 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

#### 12.1.6. Verificação da Flecha:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{584 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 0,1196 \times 1,4 \times 700^4}{384 \times 20000 \times 4346} = 6,0 \text{ cm}$$

$$\delta_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{700}{350} = 2,0 \text{ cm}$$

Adotar contra-flecha de 4,0 cm.

### 12.2. Viga V2:

$$q = 3,57 \text{ kN/m}^2 \times 3,00 \text{ m} = 10,71 \text{ kN/m}$$

$$R1 = R2 = 10,71 \times 7,0/2 = 37,49 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1,4 \times 37,49 = 52,48 \text{ kN}$$

$$M = 10,71 \times 7,0^2/8 = 65,60 \text{ kN.m} = 6560 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 1,4 \times 6560 = 9184 \text{ kN.cm}$$

### 12.2.1. Aço Estrutural:

ASTM A572 Grau 50

$$f_y = 345 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 450 \text{ MPa} = 45 \text{ kN/cm}^2$$

### 12.2.2. Pré-dimensionamento:

Considera-se inicialmente que o perfil atingirá o momento de plastificação  $M_{pl}$ .

$$M_{sd} \leq \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{Z_x \cdot f_y}{1,10}$$

$$9184 \leq \frac{Z_x \cdot 34,5}{1,10} \rightarrow Z_x \geq 293 \text{ cm}^3$$

### 12.2.3. Propriedades geométricas do perfil:

Perfil W 310 x 23,8

$$d = 305 \text{ mm} = 30,5 \text{ cm}$$

$$b = 101 \text{ mm} = 10,1 \text{ cm}$$

$$h = 292 \text{ mm} = 2,92 \text{ cm}$$

$$t_w = 5,6 \text{ mm} = 0,56 \text{ cm}$$

$$t_f = 6,7 \text{ mm} = 0,67 \text{ cm}$$

$$A_g = 30,70 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 4346 \text{ cm}^4 \quad I_y = 116 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 285 \text{ cm}^3 \quad W_y = 22,90 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 11,89 \text{ cm} \quad r_y = 1,94 \text{ cm}$$

$$Z_x = 333,2 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 36,9 \text{ cm}^3$$

$$J = 4,65 \text{ cm}^4 \quad C_w = 25594 \text{ cm}^6$$

### 12.2.4. Verificação ao Momento Fletor:

- FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{101/2}{6,7} = 7,54$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{RK} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 333,2 \times 34,5 = 11495,4 \text{ kN.cm}$$

- FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{292}{5,6} = 52,14$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{RK} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 333,2 \times 34,5 = 11495,4 \text{ kN.cm}$$

$$M_{RK} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \times 285 \times 34,5 = 14748,75 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{RK} = 11495,4 \text{ kN.cm}$$

$$M_{sd} = 9184 \text{ kN.cm} \leq M_{RK}/1,10 = 11495,4/1,10 = 10450,4 \text{ kN.cm} \rightarrow \text{OK!}$$

### 12.2.5. Verificação à Força Cortante:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{292}{5,6} = 52,14$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{34,5}} = 59,2$$

Considerando-se a viga sem enrijecedores transversais:  $K_v = 5,0$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_y = 0,6 \times 30,5 \times 0,56 \times 34,5 = 353,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 52,48 \text{ kN} \leq V_{rd} = V_{rk}/\gamma_{a1} = 353,56/1,10 = 321,42 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

### 12.2.6. Verificação da Flecha:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{584 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times 0,1071 \times 1,4 \times 700^4}{384 \times 20000 \times 4346} = 5,4 \text{ cm}$$

$$\delta_{lim} = \frac{l}{350} = \frac{700}{350} = 2,0 \text{ cm}$$

Adotar contra-flecha de 3,4 cm.

## 13. PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS EM PERFIL H LAMINADO DA GERDAU AÇOMINAS, EM AÇO ASTM A572-GRAU 50

### 13.1. Aço Estrutural

ASTM A572-Grau 50

$$f_y = 345 \text{ Mpa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 450 \text{ Mpa} = 45 \text{ kN/cm}^2$$

## 13.2. Propriedades Geométricas do Perfil

Perfil W 310 x 97

$$d = 308 \text{ mm} = 30,8 \text{ cm}$$

$$b = 305 \text{ mm} = 30,5 \text{ cm}$$

$$h = 277 \text{ mm} = 2,77 \text{ cm}$$

$$t_w = 9,9 \text{ mm} = 0,99 \text{ cm}$$

$$t_f = 15,4 \text{ mm} = 1,54 \text{ cm}$$

$$A_g = 123,60 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 22284 \text{ cm}^4 \quad I_y = 7286 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 1447 \text{ cm}^3 \quad W_y = 477,8 \text{ cm}^3$$

$$r_x = 13,43 \text{ cm} \quad r_y = 7,68 \text{ cm}$$

$$Z_x = 1594,2 \text{ cm}^3 \quad Z_y = 725 \text{ cm}^3$$

$$J = 92,12 \text{ cm}^4$$

### 13.2.1. Verificação ao Momento Fletor:

- FLM

$$\frac{b}{t_f} = \frac{305/2}{15,4} = 9,90$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 13,48$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) < \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} \rightarrow Q_s = 1,0$$

- FLA

$$\frac{h}{t_w} = \frac{277}{9,9} = 27,98$$

$$\left(\frac{h}{t}\right)_{lim} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87$$

$$\left(\frac{h}{t}\right) < \left(\frac{h}{t}\right)_{lim} \rightarrow Q_a = 1,0$$

## 13.3. Instabilidade global

### 13.3.1. Força de flambagem por flexão e esbelteza em relação ao eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 22284}{(320)^2} = 42955,9 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x L_x}{r_x} = \frac{320}{13,43} = 23,83 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

### 13.3.2. Força de flambagem por flexão e esbeltez em relação ao eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 7286}{(320)^2} = 14044,9 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{320}{7,68} = 41,67 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

### 13.3.3. Força de flambagem por torção pura e esbeltez correspondente:

Como o perfil é duplamente simétrico com constante de empenamento não nula e comprimento de flambagem por torção pura não é maior que o comprimento de flambagem em torno de y não é necessário verificar a flambagem por torção pura.

Valores de  $N_e$ ,  $\lambda_o$  e  $X$

$$N_e = N_{ey} = 14044,9 \text{ kN}$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \times 123,6 \times 34,5}{14044,9}} = 0,55 \rightarrow X = 0,881$$

-Força axial resistente de cálculo

$$N_{c, Rd} = \frac{X Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,881 \times 1,0 \times 123,6 \times 34,5}{1,10} = 3415,24 \text{ kN}$$

### 13.3.4. Momento Fletor Resistente de Cálculo

- FLM

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 9,9$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

$$\lambda > \lambda_p$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \times 34,5}} = 23,89$$

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

$$M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) = 1447 \times 0,7 \times 34,5 = 34945,05 \text{ kN.cm}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1594,2 \times 34,5 = 54999,9 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rk} = 54999,9 - (54999,9 - 34945,05) \frac{9,9 - 9,15}{23,89 - 9,15} = 53979,47 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rk} < 1,5 W_x \cdot f_y = 1,5 \times 1447 \times 34,5 = 74882,25 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{Rk} = 53979,47 \text{ kN.cm}$$

- FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 27,98$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{Rk} = M_{pl} = 54999,9 \text{ kN.cm}$$

- FLT

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{7,68} = 41,67$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 42,37$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$M_{Rk} = M_{pl} = 54999,9 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rk} = 53979,47 \text{ kN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{53979,47}{1,10} = 49072,25 \text{ kN.cm}$$

### 13.3.5. Efeitos Combinados

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{478,34}{3415,24} = 0,14 < 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{478,34}{2 \times 3415,24} + \left( \frac{21838}{49072,25} \right) = 0,52 < 1,0 \rightarrow OK!$$

## 14. DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS PÓRTICOS

### INTERNOS:

Do diagrama de deslocamentos horizontais obtido na Figura 8.10 temos:

$$\Delta_2 = 0,41 \text{ cm}$$

$$\Delta_1 = 0,17 \text{ cm}$$

Por simplicidade estes valores serão utilizados para comparação com o deslocamento horizontal relativo entre pisos ( $h/500$ ). Se esta condição for atendida, a condição do deslocamento no topo ( $h/400$ ) também fica atendida.

- Andar 1:

$$\Delta = 0,17 - 0 = 0,17 \text{ cm}$$

$$h_1/500 = 320/500 = 0,64 \text{ cm}$$

$$0,17 \text{ cm} < 0,64 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

- Andar 2:

$$\Delta = 0,41 - 0,17 = 0,24 \text{ cm}$$

$$h_2/500 = 330/500 = 0,66 \text{ cm}$$

$$0,24 \text{ cm} < 0,66 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

## 15. CONCLUSÃO

Após fazermos os cálculos de todas as barras devemos verificar se os esforços que foram solicitados pela estrutura sejam menores que os esforços resistentes de cada barra. Os resultados foram:

- 1) Barras submetidas à força axial de tração da treliça de cobertura:

- Corda Inferior:

- Escoamento da seção bruta:  $N_{t,Sd} = 14,15 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 348,64 \text{ kN}$

- Ruptura da seção líquida:  $N_{t,Sd} = 14,15 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 371,26 \text{ kN}$

- Diagonais:

- Escoamento da seção bruta:  $N_{t,Sd} = 23,92 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 348,64 \text{ kN}$

- Ruptura da seção líquida:  $N_{t,Sd} = 23,92 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 371,26 \text{ kN}$

- Montante:

- Escoamento da seção bruta:  $N_{t,Sd} = 5,88 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 348,64 \text{ kN}$

- Ruptura da seção líquida:  $N_{t,Sd} = 5,88 \text{ kN} < N_{t,Rd} = 371,26 \text{ kN}$

- 2) Barras submetidas à força axial de compressão da treliça de cobertura:

- Corda Inferior:

- Flambagem local:  $(b/t)_{lim} < (b/t) < (b/t)_{sup}$ :  $12,73 < 16,03 < 25,74$

- Instabilidade global:  $N_{c,Sd} = 5,23 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 27,57 \text{ kN}$

- Corda Superior:

- Flambagem local:  $(b/t) < (b/t)_{lim}$ :  $10,0 < 12,73$

- Instabilidade global:  $N_{c,Sd} = 62,32 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 89,25 \text{ kN}$

- Montante:

- Flambagem local:  $(b/t)_{lim} < (b/t) < (b/t)_{sup}$ :  $12,73 < 16,03 < 25,74$

- Instabilidade global:  $N_{c,Sd} = 8,18 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 88,61 \text{ kN}$

- 3) Viga dos pórticos internos:

- Verificação ao Momento Fletor:  $M_{Sd} = 79640 \text{ kN.cm} < M_{Rd} = 94036 \text{ kN.cm}$

- Verificação à Força Cortante:  $V_{Sd} = 292,36 \text{ kN} < V_{Rd} = 702,50 \text{ kN}$

- 4) Vigas V1 e V2 do piso do 2º Pavimento:

- Viga V1:

- Verificação ao Momento Fletor:  $M_{Sd} = 10256 \text{ kN.cm} < M_{Rd} = 10450,4 \text{ kN.cm}$

- Verificação à Força Cortante:  $V_{Sd} = 58,60 \text{ kN} < V_{Rd} = 341,42 \text{ kN}$

- Viga V2:

- Verificação ao Momento Fletor:  $M_{Sd} = 9184 \text{ kN.cm} < M_{Rd} = 10450,4 \text{ kN.cm}$
- Verificação à Força Cortante:  $V_{Sd} = 52,48 \text{ kN} < V_{Rd} = 341,42 \text{ kN}$

5) Pilares dos Pórticos Internos:

- Efeitos combinados:

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{478,34}{3415,24} = 0,14 < 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left( \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{478,34}{2 \times 3415,24} + \left( \frac{21838}{49072,25} \right) = 0,52 < 1,0 \rightarrow OK!$$

Podemos observar que em todos os casos, os esforços solicitantes foram menores que os esforços resistentes em todas as barras, o que significa que a estrutura está corretamente dimensionada. Uma observação relevante a se fazer é que em alguns casos, como nas barras submetidas à força axial de tração na cobertura, os esforços solicitantes ficaram bem abaixo dos resistentes, caso que se poderia considerar a redução das seções dessas barras.

## 16. Referências Bibliográficas

NBR 6120:1980 – Cargas para cálculo de estruturas e edificações.

NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações.

NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.