

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

**PROJETO DE UM EDIFÍCIO EM ESTRUTURA  
METÁLICA COM ANÁLISE DE SEGUNDA ORDEM**

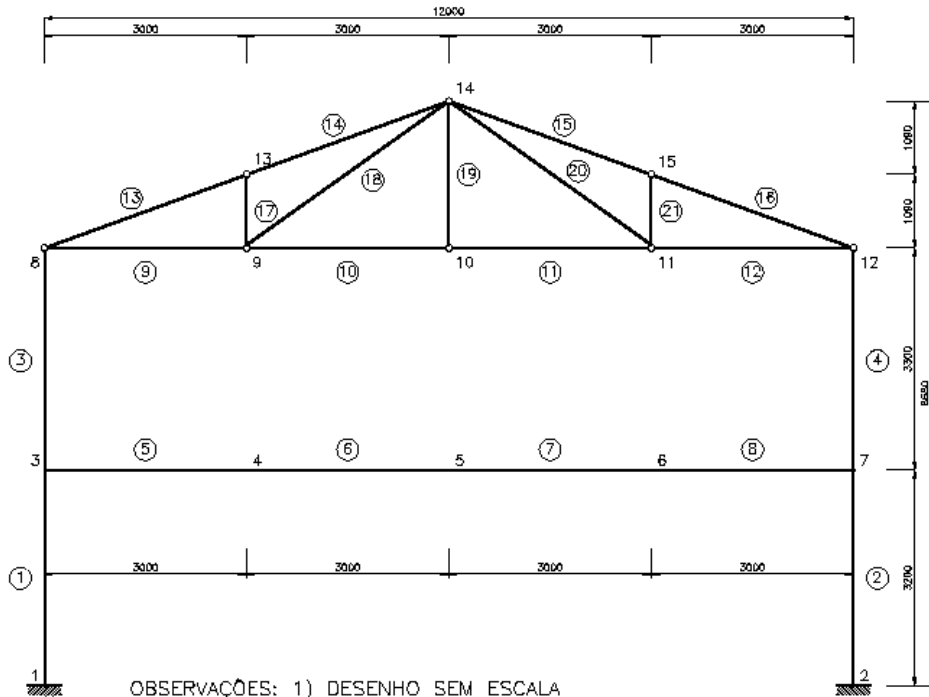
BRUNO DE SOUZA LAS CASAS

## Sumário

1. ESQUEMA ESTRUTURAL.....	3
2. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES CARACTERÍSTICAS.....	5
3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	11
4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES ÚLTIMAS SOBRE PÓRTICOS INTERNOS.....	12
5. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTESE 1, PELO MAES.....	16
6. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 2, PELO MAES.....	22
7. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 3, PELO MAES.....	28
8. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 4, PELO MAES.....	34
9. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTESE 5, PELO MAES.....	40
10. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 6, PELO MAES.....	47
11. ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA.....	53
12. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DA TRELIÇA DA COBERTURA SUBMETIDAS À TRACÇÃO.....	56
13. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DA TRELIÇA DA COBERTURA SUBMETIDAS À COMPRESSÃO.....	61
14. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO DO 2º PAVIMENTO DOS PÓRTICOS INTERNOS (FLEXÃO SIMPLES, DESCONSIDERADOS ESFORÇOS NORMAIS ÀS BARRAS) .....	65
15. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V1 E V2 DO PISO DO 2º PAVIMENTO V1 (FLEXÃO SIMPLES, DESCONSIDERADOS ESFORÇOS NORMAIS ÀS BARRAS) .....	68
16. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS DO 1º PAVIMENTO.....	71
17. ANÁLISE ESTRUTURAL PÓS-DIMENSIONAMENTO.....	74
18. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO.....	90

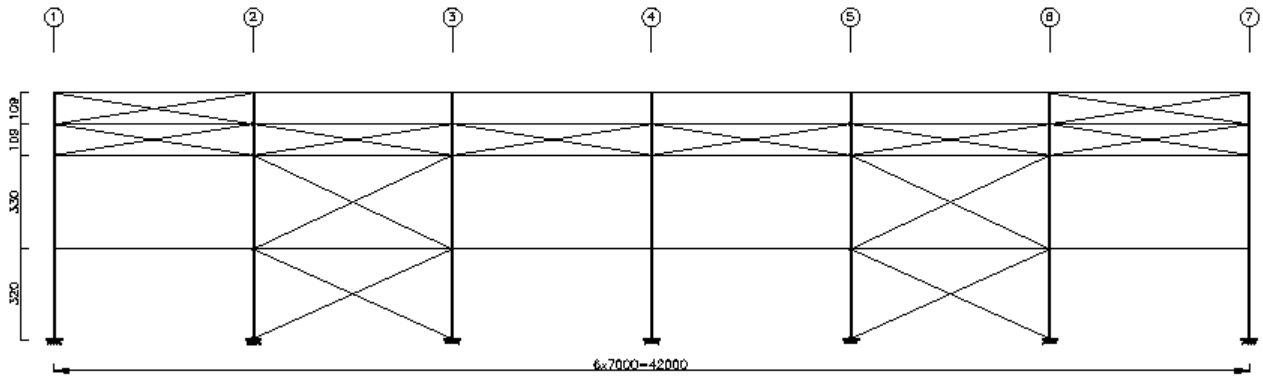
# 1. ESQUEMA ESTRUTURAL

## PÓRTICOS INTERNOS

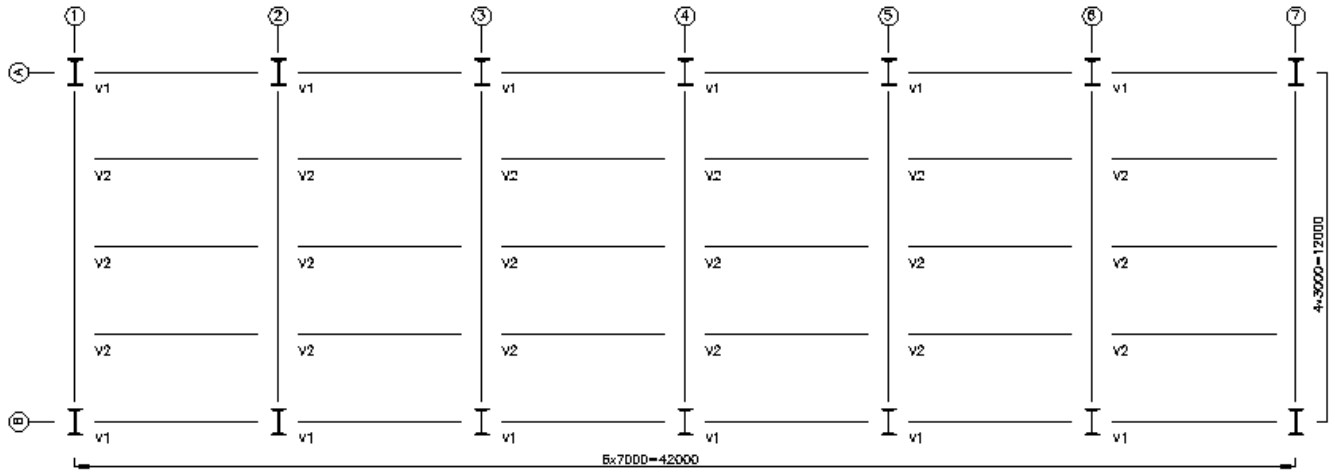


- OBSERVAÇÕES:
- 1) DESENHO SEM ESCALA
  - 2) DIMENSÕES EM MILÍMETROS
  - 3) NUMERAÇÃO DE BARRAS: (N)
  - 4) NUMERAÇÃO DE NÓS: N

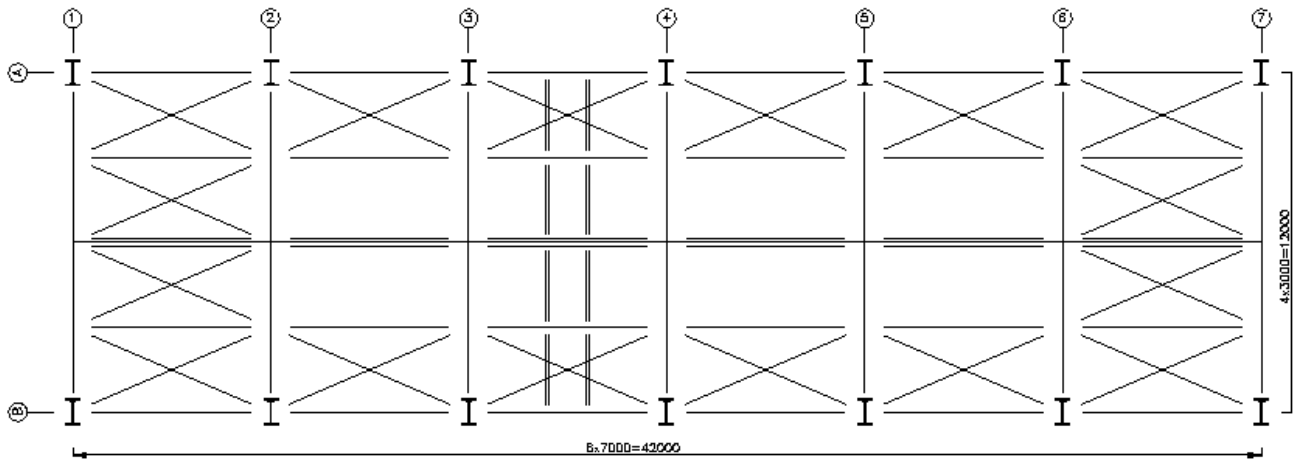
### VISTA LATERAL



PISO 2º PAVIMENTO



COBERTURA



## 2. DETERMINAÇÃO DAS AÇÕES CARACTERÍSTICAS

### 2.1. Ações permanentes nos pórticos internos

#### - No piso do 2º Pavimento:

Estrutura (vigamento metálico) =  $0,37\text{kN/m}^2$

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

Revestimento da laje =  $0,50\text{kN/m}^2$

Laje (0,1x25) =  $2,50\text{kN/m}^2$

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

Paredes e janelas sobre V1:

entre eixos 2-3 e 5-6:  $2 \times 3,3 = 6,6\text{kN/m}$

entre demais eixos:  $6,6/2 + 0,2 \times 3,3/2 = 3,63\text{kN/m}$

#### - Na cobertura:

Estrutura (tesoura trelicada) =  $0,17\text{kN/m}^2$

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

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

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

#### - Resumo:

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

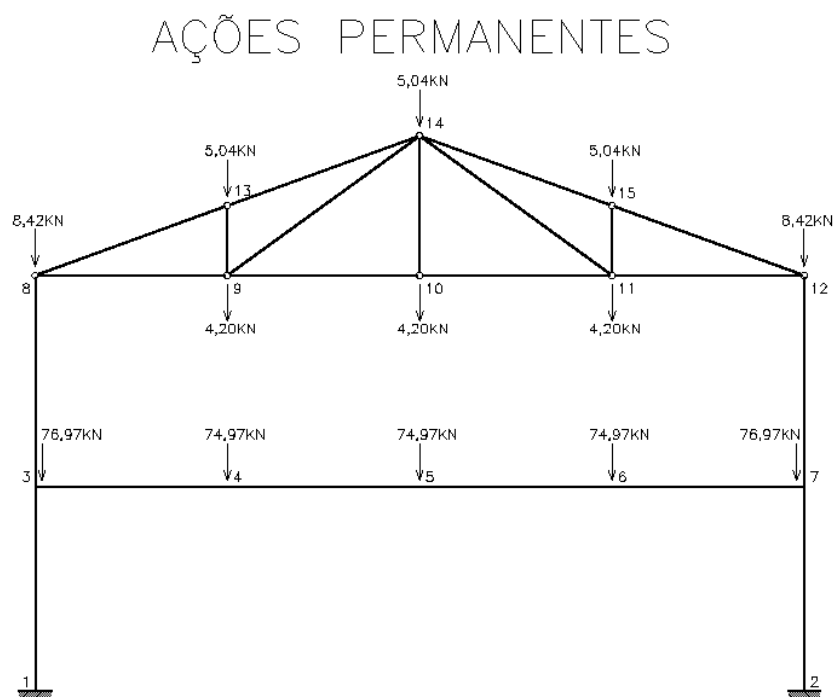
Carga nos nós 9, 10 e 11 (forro cobertura):  $0,20 \times 7 \times 3 = 4,20\text{kN}$

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

Carga nos nós 3 e 7 (reações vigas V1 e peso próprio pilar):

- eixos 2, 3, 5 e 6:  $(3,57 \times 7 \times 1,5) + [(6,6 + 3,63) \times 3,5] + (1,15 \times 3,2) = 76,97\text{kN}$
- eixos 4:  $(3,57 \times 7 \times 1,5) + (3,63 \times 7) + (1,15 \times 3,2) = 66,58\text{kN}$

Carga nos nós 4, 5 e 6 (reações vigas V2):  $3,57 \times 7 \times 3 = 74,97\text{kN}$



## 2.2. Sobrecarga nos pórticos internos

### - No piso do 2º Pavimento:

Valor usual:  $2,0\text{kN/m}^2$

Adicional devido às paredes divisórias móveis:  $1,0\text{kN/m}^2$

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

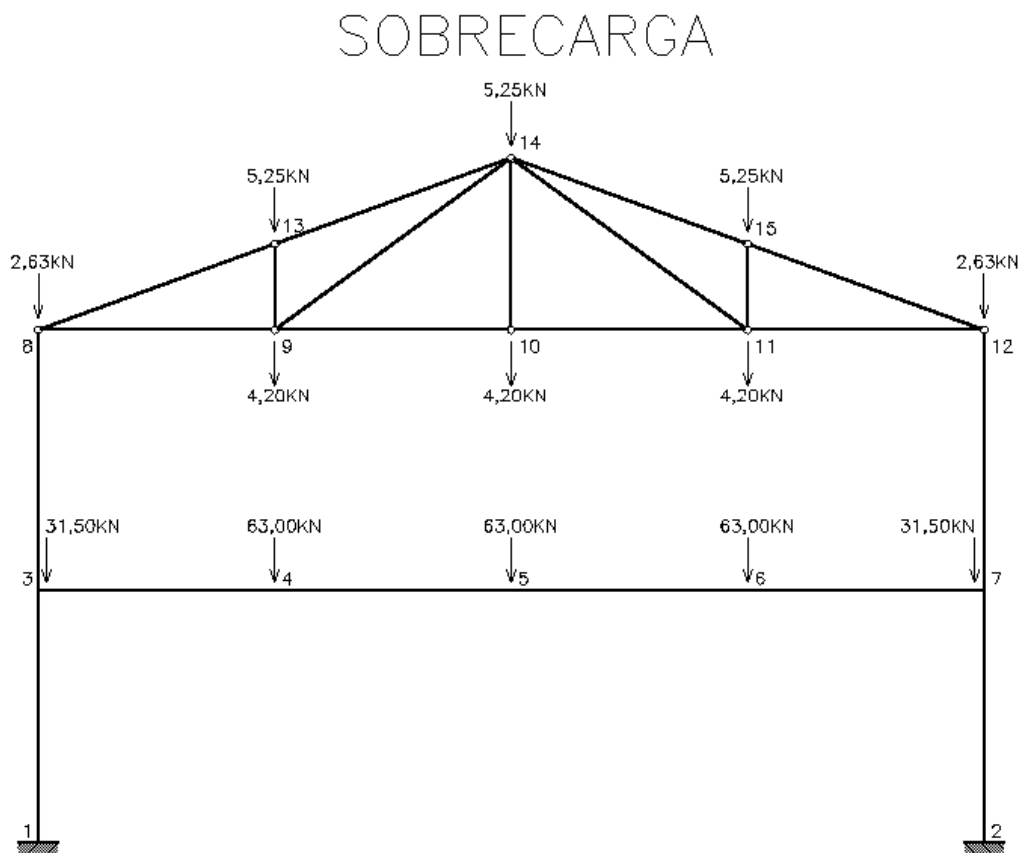
Cargas nos nós 4,5 e 6:  $(2,0+1,0) \times 7 \times 3 = 63,0\text{kN}$

### - Na cobertura:

Valor usual:  $0,25\text{kN/m}^2$

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

Cargas nos nós 4,5 e 6:  $0,25 \times 7 \times 3 = 5,25\text{kN}$



### 2.3. Vento transversal

Velocidade básica  $V_b = 35,0\text{m/s}$

$S_1 = 1,0$  (terreno plano);

$S_2 = 0,76$  (para altura até 5m);

$S_2 = 0,83$  (para altura entre 5m e 10m);

$S_3 = 1,0$  (Grupo 2).

As velocidades características serão:

$V_{k1} = 26,6\text{m/s}$  (para altura até 5m);

$V_{k2} = 29,05\text{m/s}$  (para altura entre 5m e 10m).

As pressões dinâmicas de referência:

$q_1 = 0,43\text{kN/m}^2$ ;

$q_2 = 0,52\text{kN/m}^2$ .

Como a laje e a cobertura se comportam como diafragmas rígidos, todos os pórticos terão o mesmo deslocamento, logo as cargas de vento podem ser igualmente divididas entre todos eles.

$q_{p1} = 0,43 \times 42 / 7 = 2,58\text{kN/m}^2$

$q_{p2} = 0,52 \times 42 / 7 = 3,12\text{kN/m}^2$

Nas tabelas 4 e 5, da apostila Ações nas Estruturas Trabalho Prático, obtêm-se os coeficientes de forma externos para paredes e telhado.

#### - paredes:

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

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

$\alpha = 90^\circ$

Parede a barlavento:  $C_e = +0,7$ ;

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

#### -Telhado:

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

$\alpha = 90^\circ$  e  $\theta \approx 20^\circ$ , tem-se:

telhado a barlavento:  $C_e = -0,7$ ;

telhado a sotavento:  $C_e = -0,5$ .

Para obtenção do coeficiente de pressão interna sabe-se que as fachadas longitudinais são igualmente permeáveis e as fachadas transversais são impermeáveis. Com isso e de acordo com o item 3.4.5 da apostila de Ações:

$C_{pi} = +0,2$ .

O coeficiente de pressão final será:

$C = C_e - C_i$ .

Assim sendo, as pressões serão:

**Parede barlavento:**

$$qp1f = (0,7-0,2) \times 2,58 = 1,29 \text{ kN/m};$$

$$qp2f = (0,7-0,2) \times 3,12 = 1,56 \text{ kN/m}.$$

**Parede sotavento:**

$$qp1f = (-0,6-0,2) \times 2,58 = -2,06 \text{ kN/m};$$

$$qp2f = (-0,6-0,2) \times 3,12 = -2,50 \text{ kN/m}.$$

**Telhado a barlavento:**

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

**Telhado a sotavento:**

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

**Cargas nos nós da treliça:**

$$\theta = 19,968^\circ$$

$$\cos \theta = 0,93988.$$

$$\sin \theta = 0,34149.$$

$$\text{Comprimento barra} = 3,19188 \text{ m}.$$

$$\text{Nó 8: } 2,81 \times 3,19188 / 2 = 4,48 \text{ kN},$$

$$\text{vertical} = 4,22 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal} = -1,53 \text{ kN}.$$

$$\text{Nó 13: } 2,81 \times 3,19188 = 8,97 \text{ kN}$$

$$\text{vertical} = 8,44 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal} = -3,06 \text{ kN}.$$

**Nó 14:**

$$\text{Barlavento: } 2,81 \times 3,19188 / 2 = 4,48 \text{ kN};$$

$$\text{Sotavento: } 2,18 \times 3,19188 / 2 = 3,48 \text{ kN};$$

$$\text{vertical: } 4,22 + 3,27 = 7,49 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal: } -1,53 + 1,188 = -0,34 \text{ kN}.$$

$$\text{Nó 15: } 2,18 \times 3,19188 = 6,96 \text{ kN};$$

$$\text{vertical} = 6,54 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal} = 2,38 \text{ kN}.$$

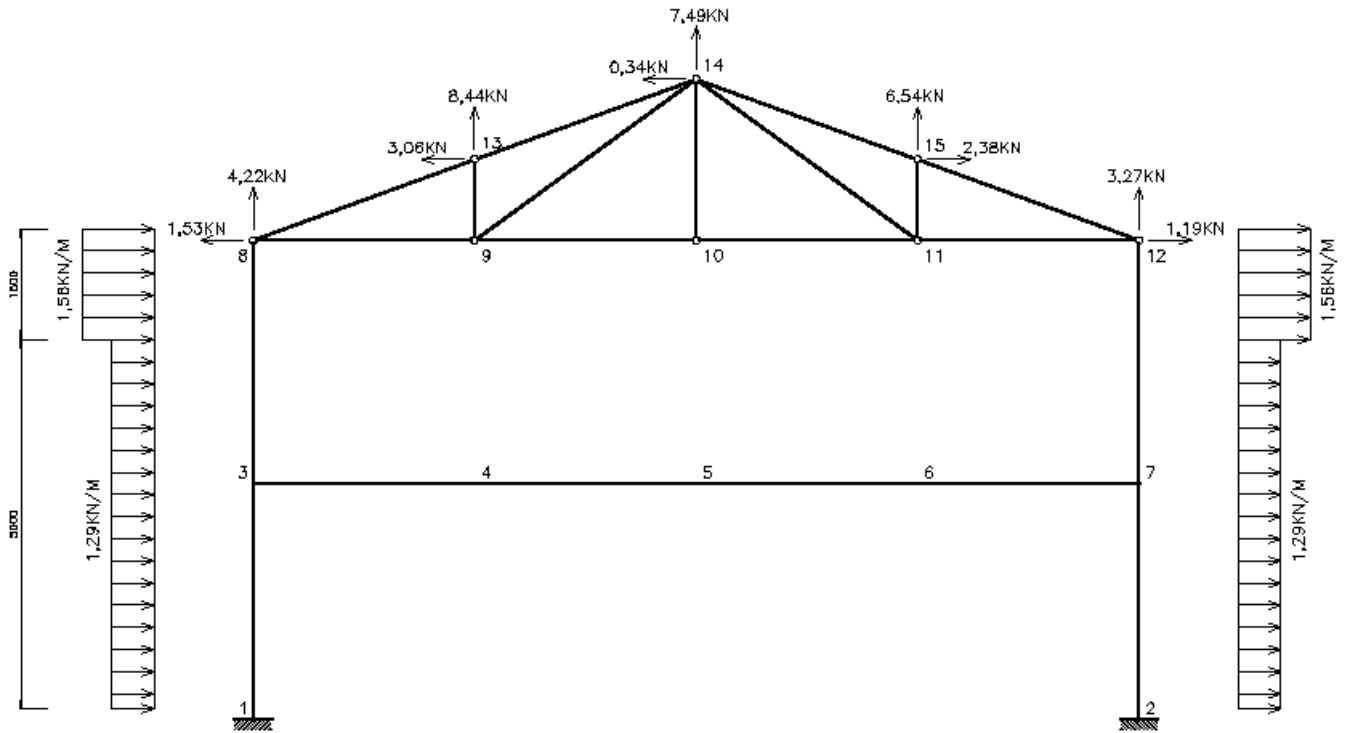
$$\text{Nó 12: } 2,18 \times 3,19188 / 2 = 3,48 \text{ kN},$$

$$\text{vertical} = 3,27 \text{ kN};$$

$$\text{horizontal} = 1,19 \text{ kN}.$$

Como a estrutura é simétrica pode-se aplicar os esforços provocados pelo vento em qualquer um dos dois sentidos (direita para esquerda e esquerda para direita), contudo os elementos simétricos devem ser dimensionados com todos os esforços máximos.

## VENTO TRANSVERSAL



## 2.4. Vento longitudinal

Velocidade básica  $V_b = 35,0\text{m/s}$

$S_1 = 1,0$  (terreno plano);

$S_2 = 0,79$  (para altura até 5m);

$S_2 = 0,86$  (para altura entre 5m e 10m);

$S_3 = 1,0$  (Grupo 2).

As velocidades características serão:

$V_{k1} = 27,65\text{m/s}$  (para altura até 5m);

$V_{k2} = 30,10\text{m/s}$  (para altura entre 5m e 10m).

As pressões dinâmicas de referência:

$q_1 = 0,47\text{kN/m}^2$ ;

$q_2 = 0,56\text{kN/m}^2$ .

Pela tabela 4 da apostila de Ações:

barlavento:  $C_e = 0,7$ ;

sotavento:  $C_e = -0,3$ .

E a pressão interna para faces impermeáveis:

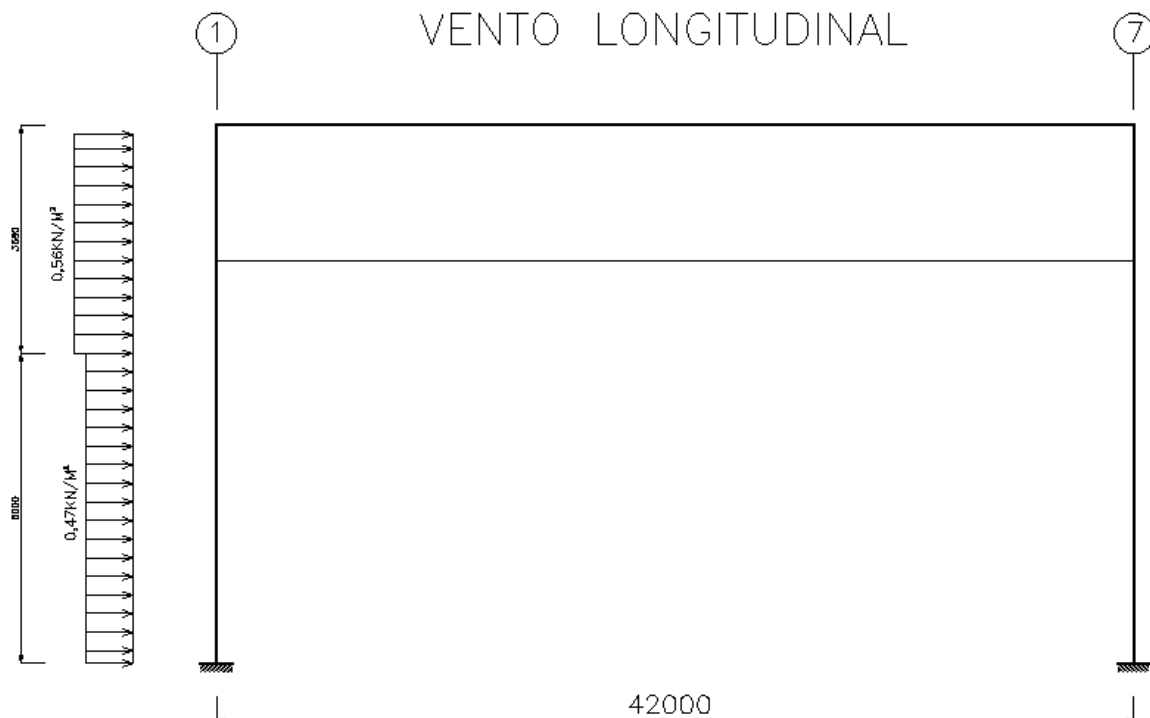
$C_{pi} = -0,3$ .

Logo a pressão final no sentido longitudinal será:

$q_{pl1} = (0,7+0,3) \times 0,47 = 0,47\text{kN/m}^2$  (altura até 5m);

$q_{pl2} = (0,7+0,3) \times 0,56 = 0,56\text{kN/m}^2$

As pressões calculadas acima serão aplicadas em uma das faces transversais do edifício.



### 3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento consiste na escolha inicial dos perfis que compõem os elementos estruturais de uma estrutura, com finalidade de se realizar uma primeira análise estrutural da mesma. Para um pré-dimensionamento eficaz (escolha de um perfil inicial que possua características próximas do perfil final) a experiência do engenheiro calculista é o fator mais importante.

Após essa primeira análise estrutural e conseqüentemente o dimensionamento da estrutura com os esforços solicitantes obtidos, é necessário atualizar as propriedades geométricas dos perfis adotados no pré-dimensionamento e realizar uma nova análise estrutural. Abaixo são mostrados os perfis adotados.

#### **Pilares (barras 1 a 4):**

Designação	d (mm)	bf (mm)	R (mm)	h (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Ag (cm <sup>2</sup> )	Eixo x-x				Eixo y-y				J (cm <sup>4</sup> )	Cw (cm <sup>6</sup> )
								Ix (cm <sup>4</sup> )	Wx (cm <sup>3</sup> )	rx (cm)	Zx (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	ry (cm)	Zy (cm <sup>4</sup> )		
HP 250x62	246	256	12	225	10,5	10,7	79,6	8728	709,6	10,47	790,5	2995	234	6,13	357,8	33,46	417,1

#### **Viga do pórtico (barras 5 a 8):**

Designação	d (mm)	bf (mm)	h (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Ag (cm <sup>2</sup> )	Eixo x-x				Eixo y-y				J (cm <sup>4</sup> )	Cw (cm <sup>6</sup> )
							Ix (cm <sup>4</sup> )	Wx (cm <sup>3</sup> )	rx (cm)	Zx (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	ry (cm)	Zy (cm <sup>4</sup> )		
VS 600x95	600	300	575	8	12,5	121	77401	2580	25,29	2864	5627	375	6,82	572	49,1	4853760

#### **Cordas inferior (barras 9 a 12) e superior (barras 13 a 16):**

Designação	b (mm)	t (mm)	yg (mm)	xg (mm)	Ag (cm <sup>2</sup> )	Eixo x-x				Eixo y-y				J (cm <sup>4</sup> )	Cw (cm <sup>6</sup> )
						Ix (cm <sup>4</sup> )	Wx (cm <sup>3</sup> )	rx (cm)	Zx (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	ry (cm)	Zy (cm <sup>4</sup> )		
2L 50,8x4,76	50,8	4,76	14,5	0	9,16	23,4	6,26	1,58	-	54,75	9,99	2,44	-	-	-

Obs: As chapas consideradas para a união das cantoneiras possuem espessura de 8mm.

#### **Montantes (barras 17, 19 e 21) e diagonais (barras 18 e 20):**

Designação	b (mm)	t (mm)	yg (mm)	xg (mm)	Ag (cm <sup>2</sup> )	Eixo x-x				Eixo y-y				J (cm <sup>4</sup> )	Cw (cm <sup>6</sup> )
						Ix (cm <sup>4</sup> )	Wx (cm <sup>3</sup> )	rx (cm)	Zx (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Wy (cm <sup>3</sup> )	ry (cm)	Zy (cm <sup>4</sup> )		
2L 44,45	44,45	3,17	12,2	0	5,44	30,29	6,25	2,02	-	10,82	3,28	1,41	-	-	-

Obs: As chapas consideradas para a união das cantoneiras possuem espessura de 8mm.

#### 4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES ÚLTIMAS SOBRE PÓRTICOS INTERNOS

As ações serão combinadas de forma agrupada com coeficientes de 1,4 para ações permanentes e 1,4 para ações variáveis, e os devidos fatores de combinação  $\psi_0$ .

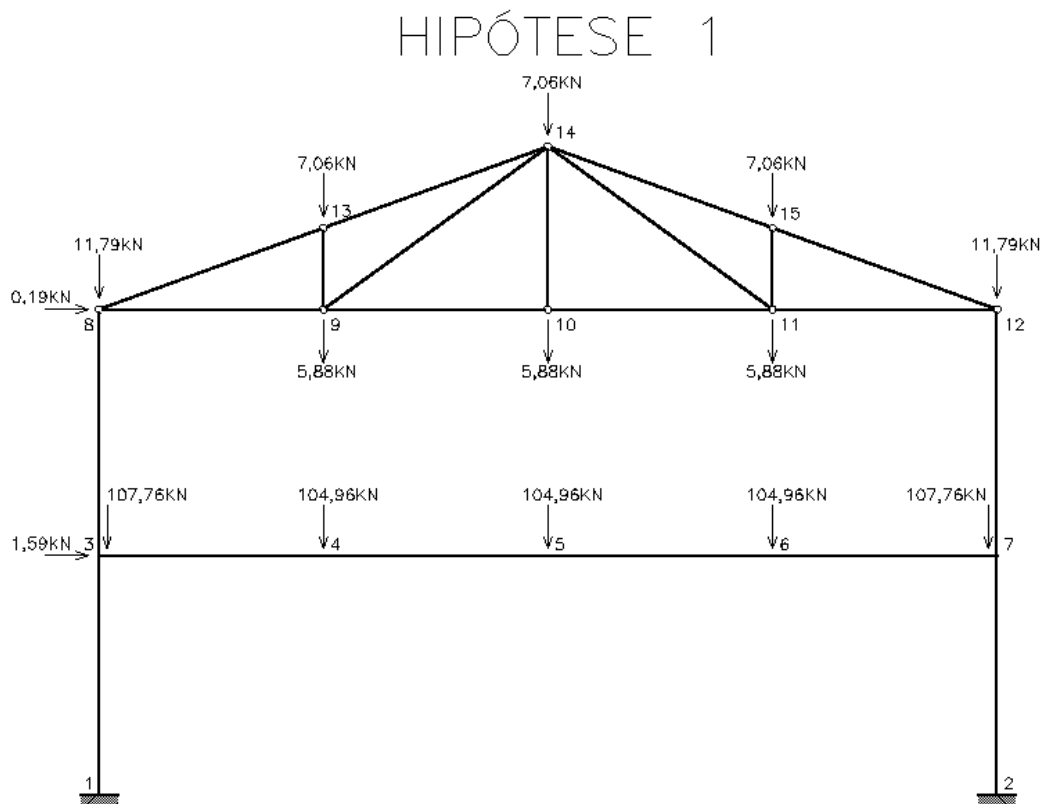
##### 4.1. Hipótese 1: Ações Permanentes com imperfeição geométrica e de material

$F = 1,4 \times$  Permanentes.

Forças nocionais por nível:

Cobertura:  $1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 5,04) + (2 \times 8,42) + (3 \times 4,20)] = 0,19 \text{ kN}$

Piso 2º pavimento:  $1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 74,97) + (2 \times 76,97)] = 1,59 \text{ Kn}$



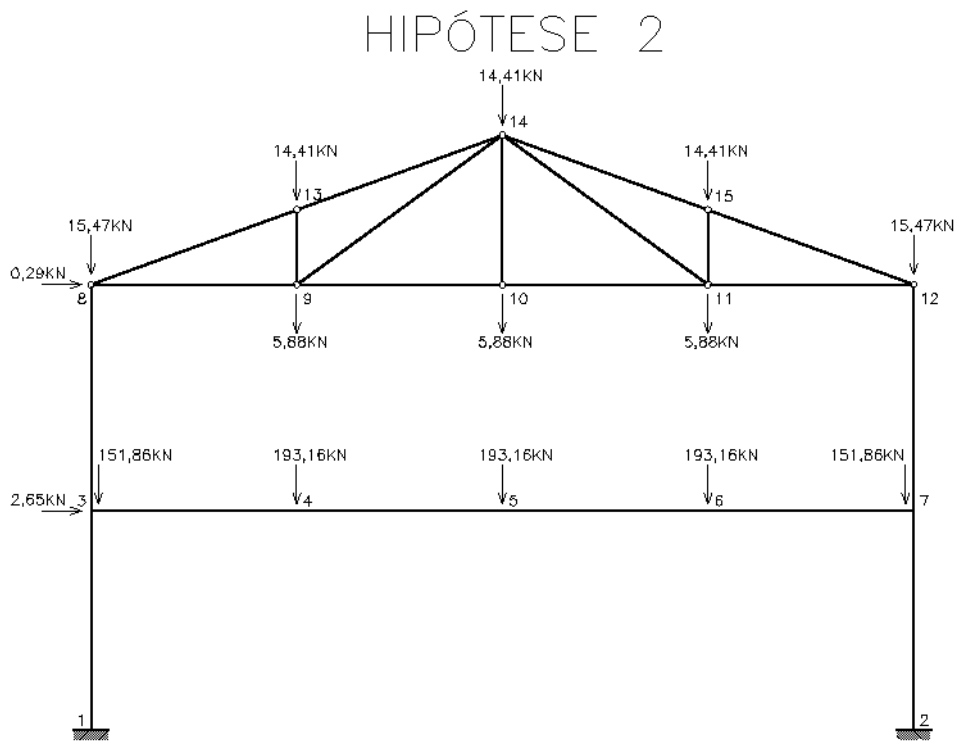
#### 4.2. Hipótese 2: Ações Permanentes mais sobrecarga, com imperfeição geométrica e dematerial

$$F = 1,4 \times \text{Permanentes} + 1,4 \times \text{SC.}$$

Forças nocionais por nível:

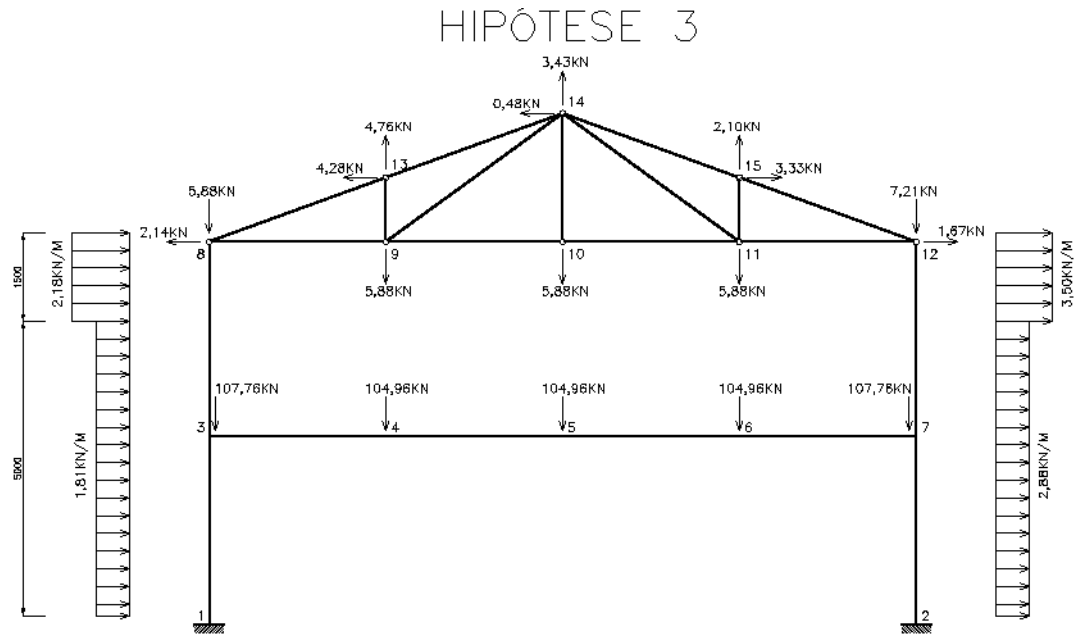
$$\text{Cobertura: } 1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 5,04) + (2 \times 8,42) + (3 \times 4,20) + (3 \times 5,25) + (2 \times 2,63)] = 0,29\text{kN}$$

$$\text{Piso 2º pavimento: } 1,4 \times 0,003 \times [(3 \times 74,97) + (2 \times 76,97) + (3 \times 63,0) + (2 \times 31,5)] = 2,65\text{kN}$$



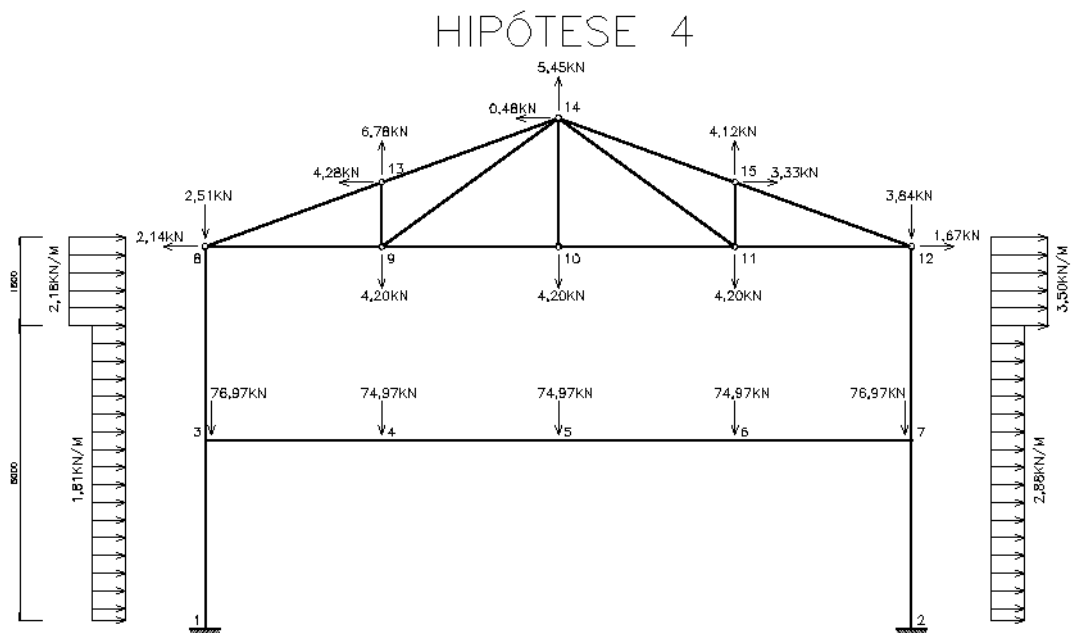
### 4.3. Hipótese 3: Ações Permanentes mais vento, com imperfeição de material

$$F = 1.4 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{Vento.}$$



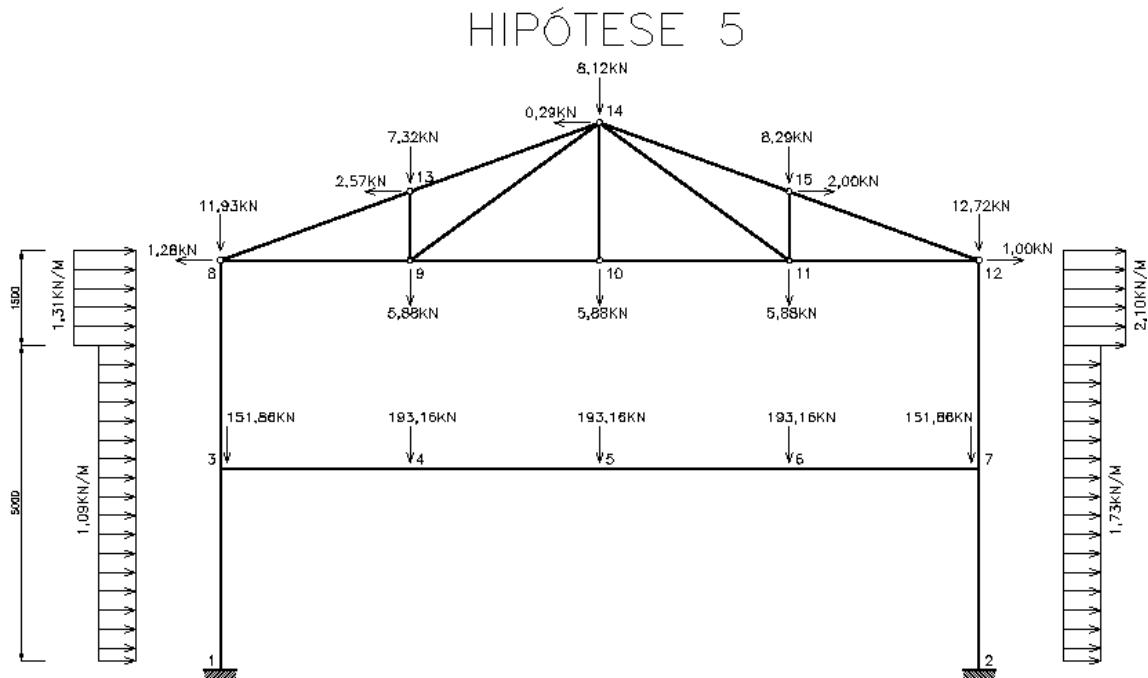
### 4.4. Hipótese 4: Ações Permanentes favoráveis mais vento, com imperfeição de material

$$F = 1.0 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{Vento.}$$



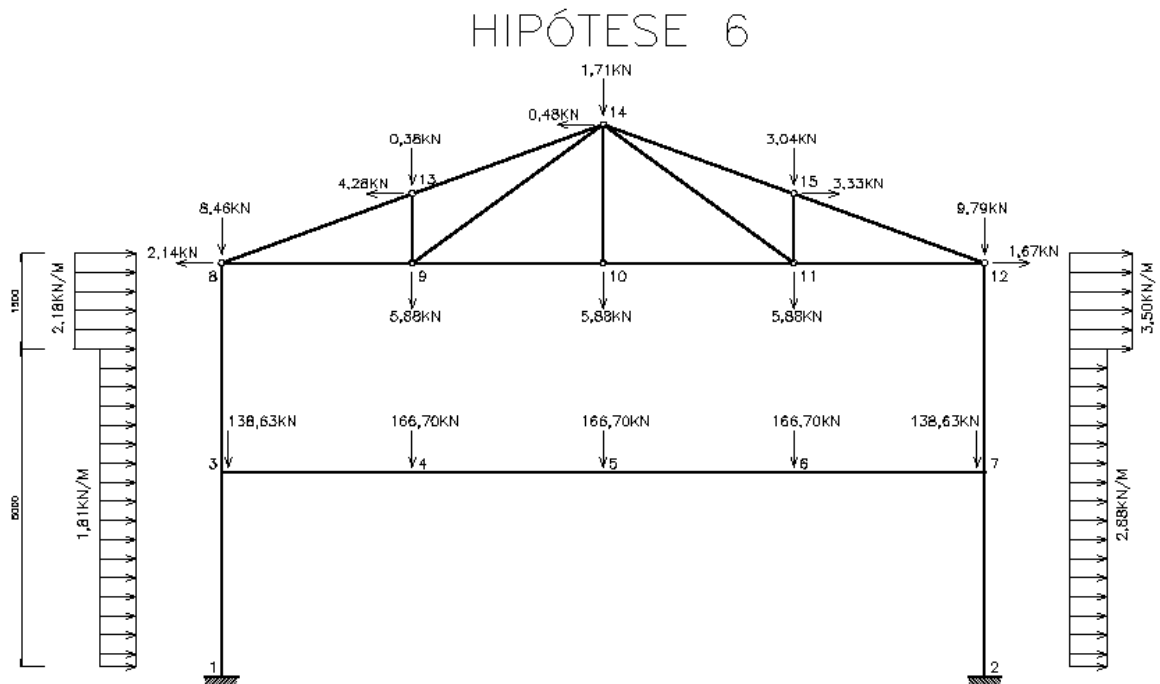
**4.5. Hipótese 5: Ações Permanentes mais sobrecarga (principal) e vento, com imperfeição de material**

$$F = 1.4 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{SC} + 1.4 \times 0.6 \times \text{Vento.}$$



**4.6. Hipótese 6: Ações Permanentes mais vento (principal) e sobrecarga, com imperfeição de material**

$$F = 1.4 \times \text{Permanentes} + 1.4 \times \text{Vento} + 1.4 \times 0.6 \times \text{SC.}$$

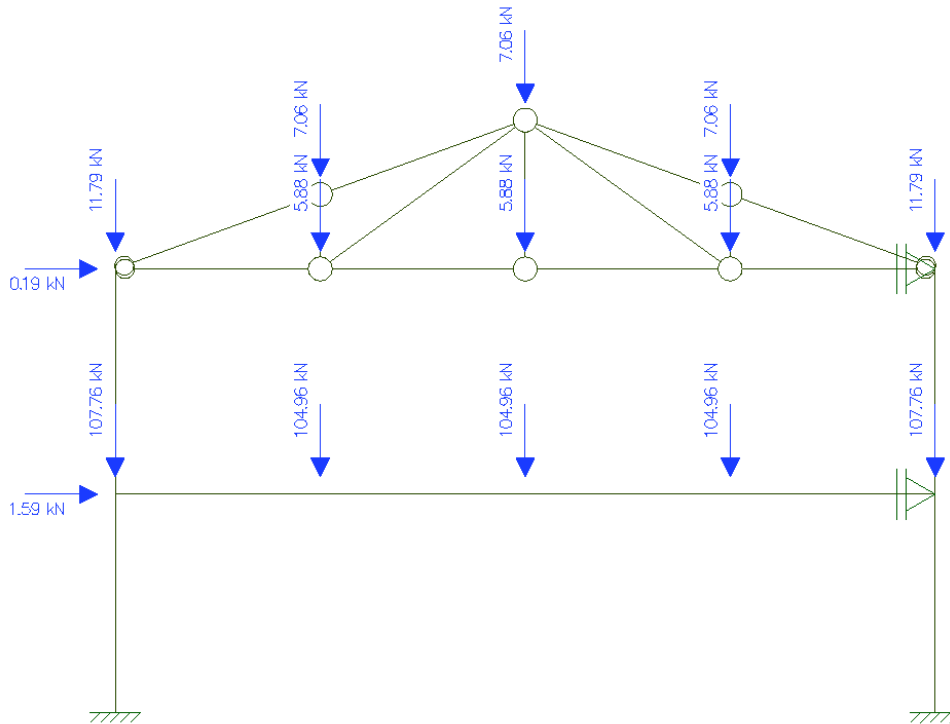


## 5. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTESE 1, PELO MAES

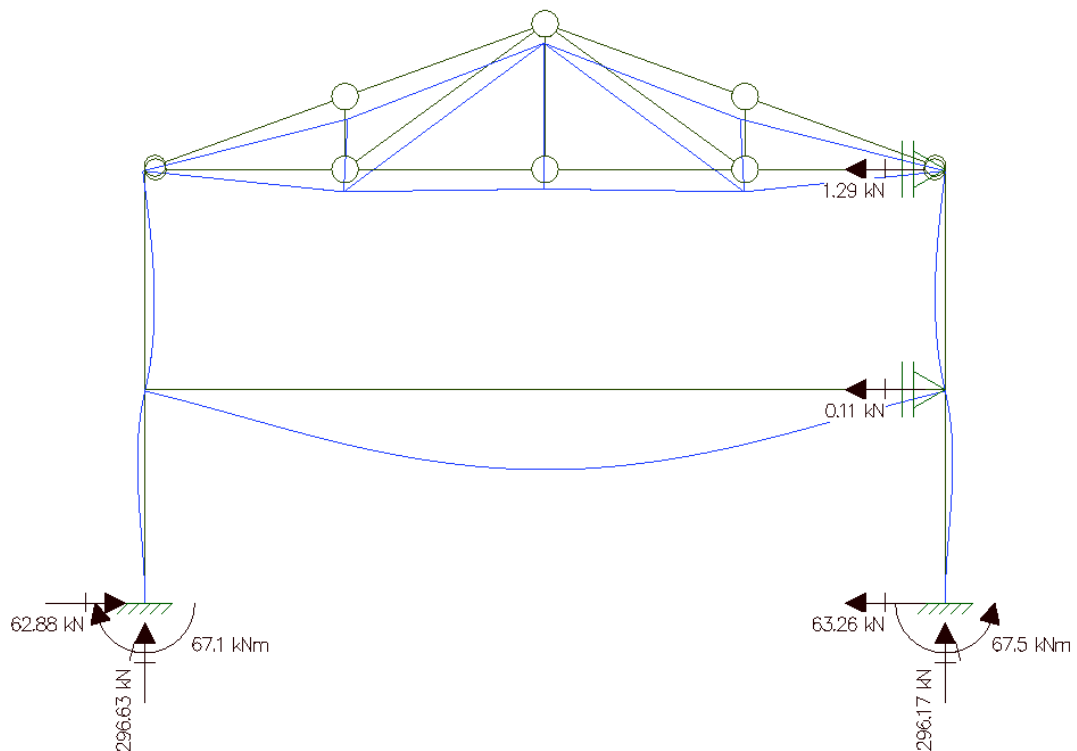
Foi utilizado o programa gratuito de análise estrutural de 1ª ordem Ftool, oferecido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

### 5.1. Estrutura NT, "no translation"

- Modelo estrutural

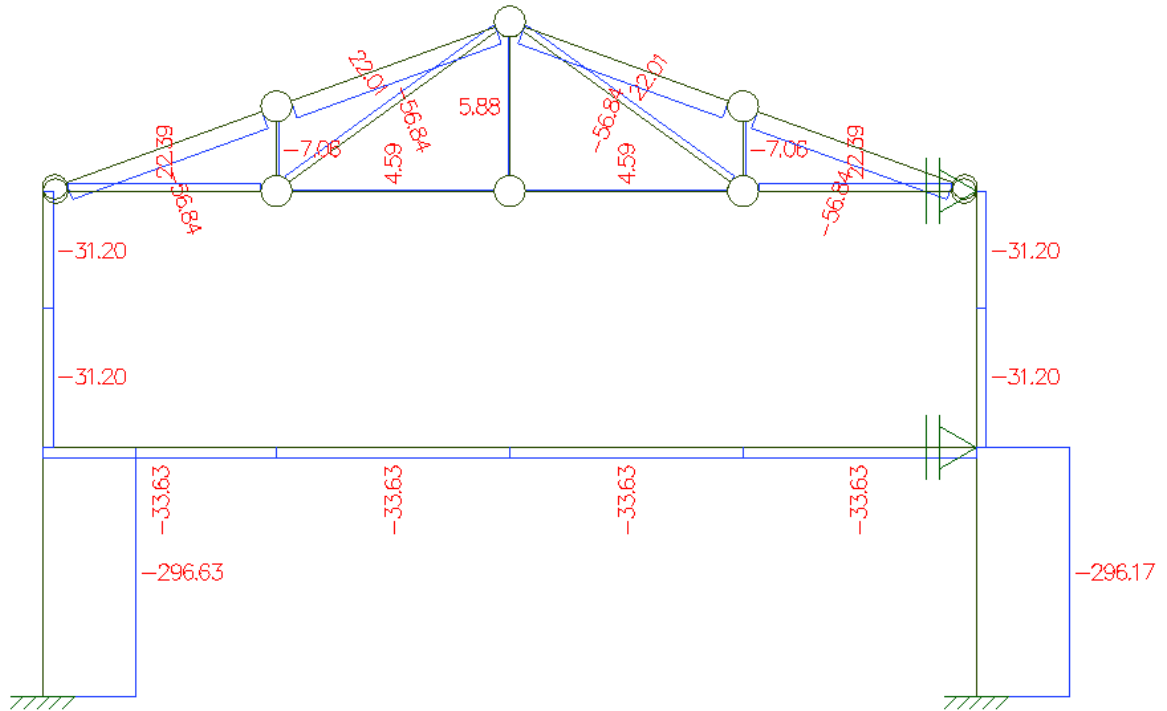


- Reações de apoio

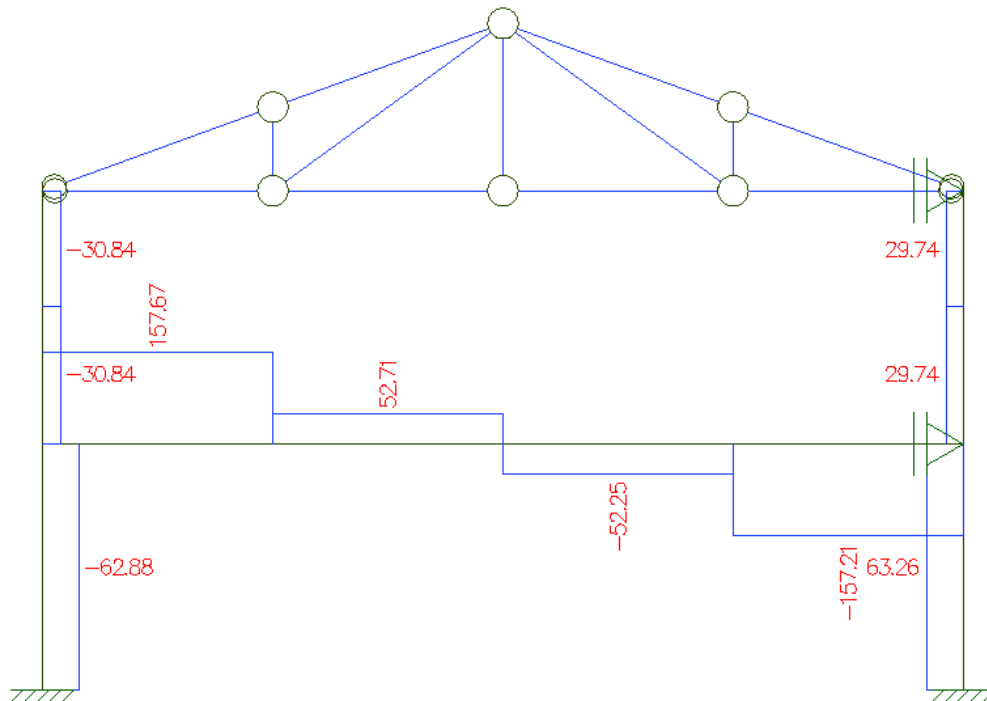


- Esforços solicitantes

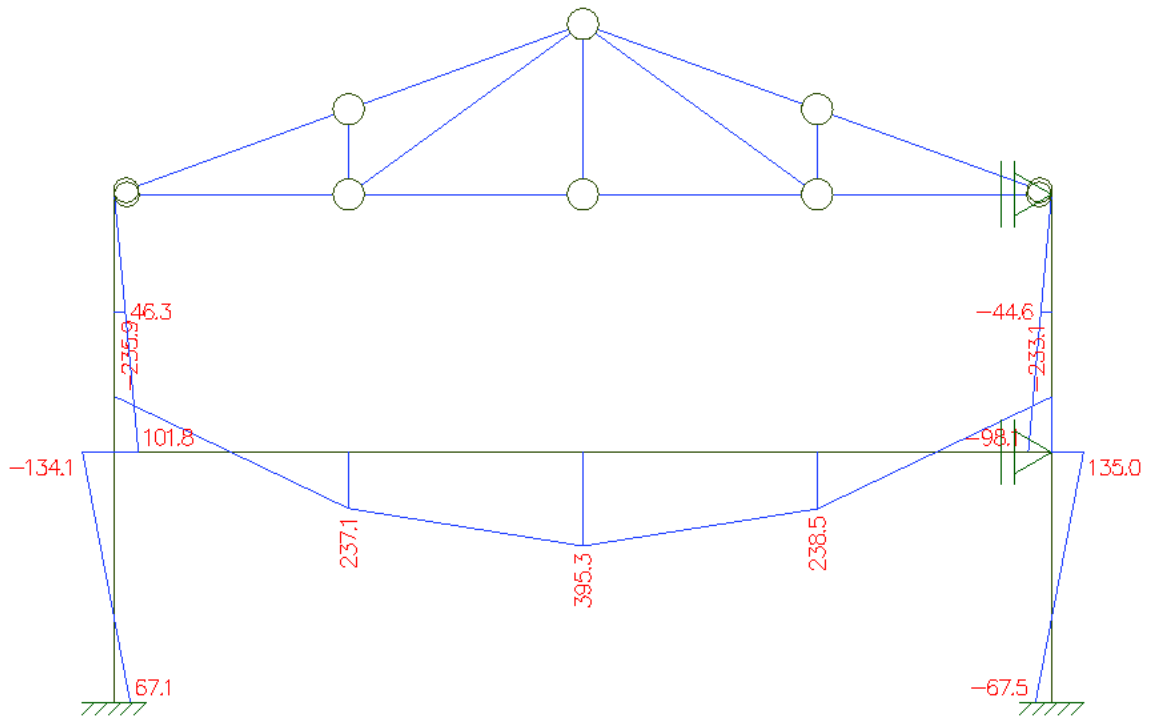
5.1..1. Normal



5.1..2. Cortante

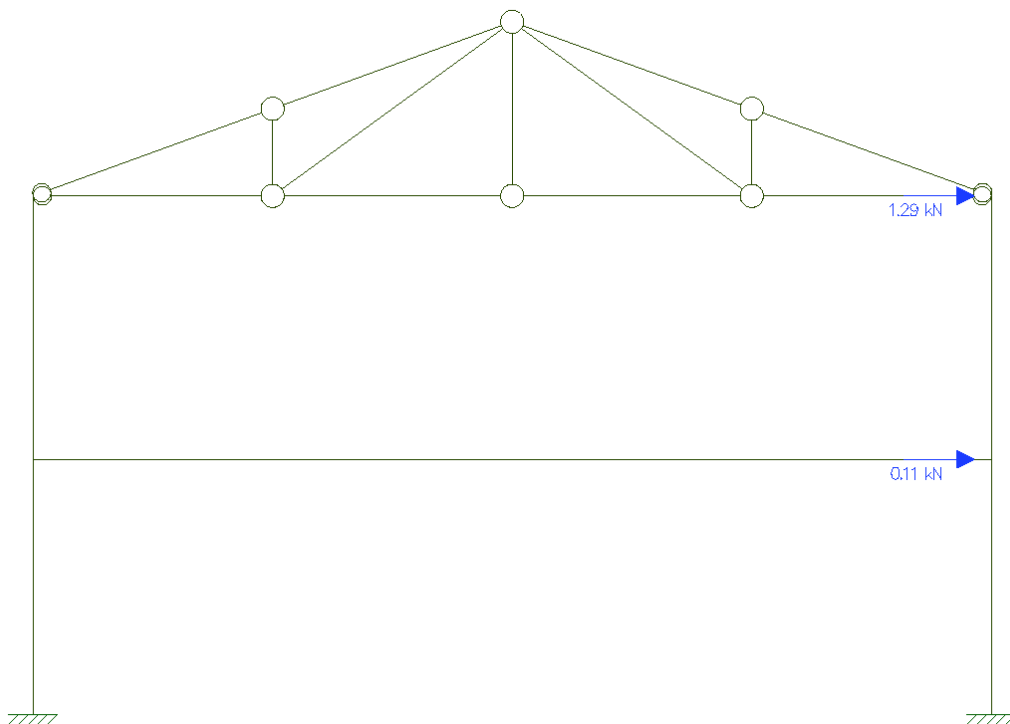


### 5.1.3. Momento Fletor

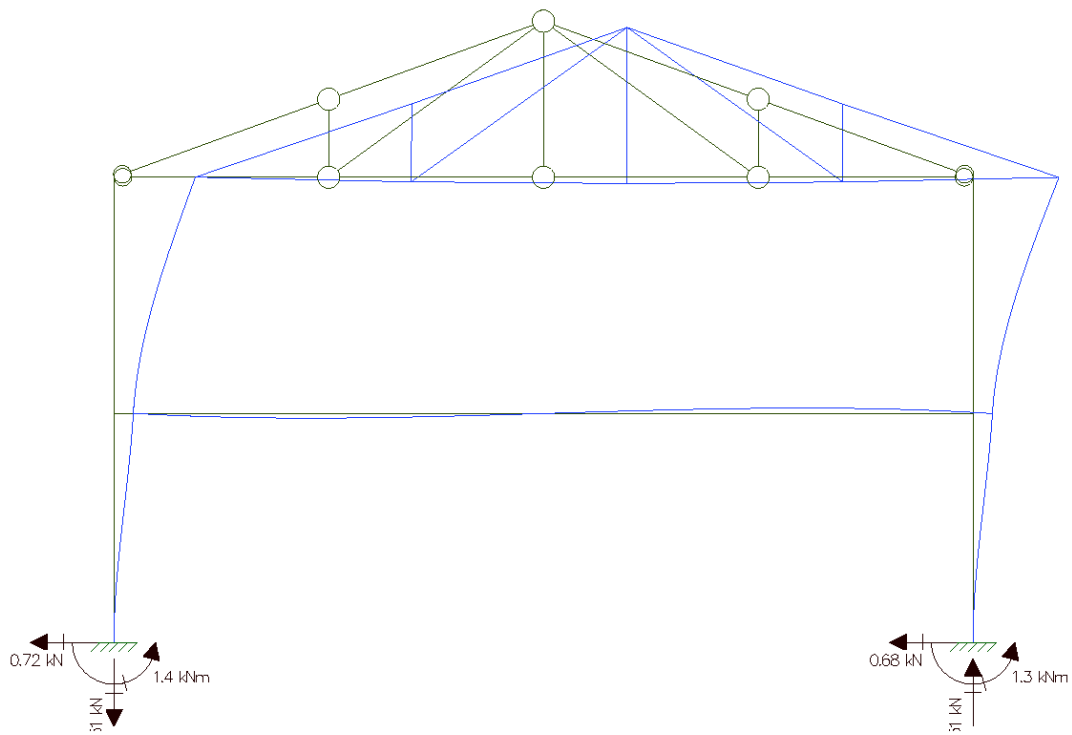


### 5.2. Estrutura LT, "lateral translation"

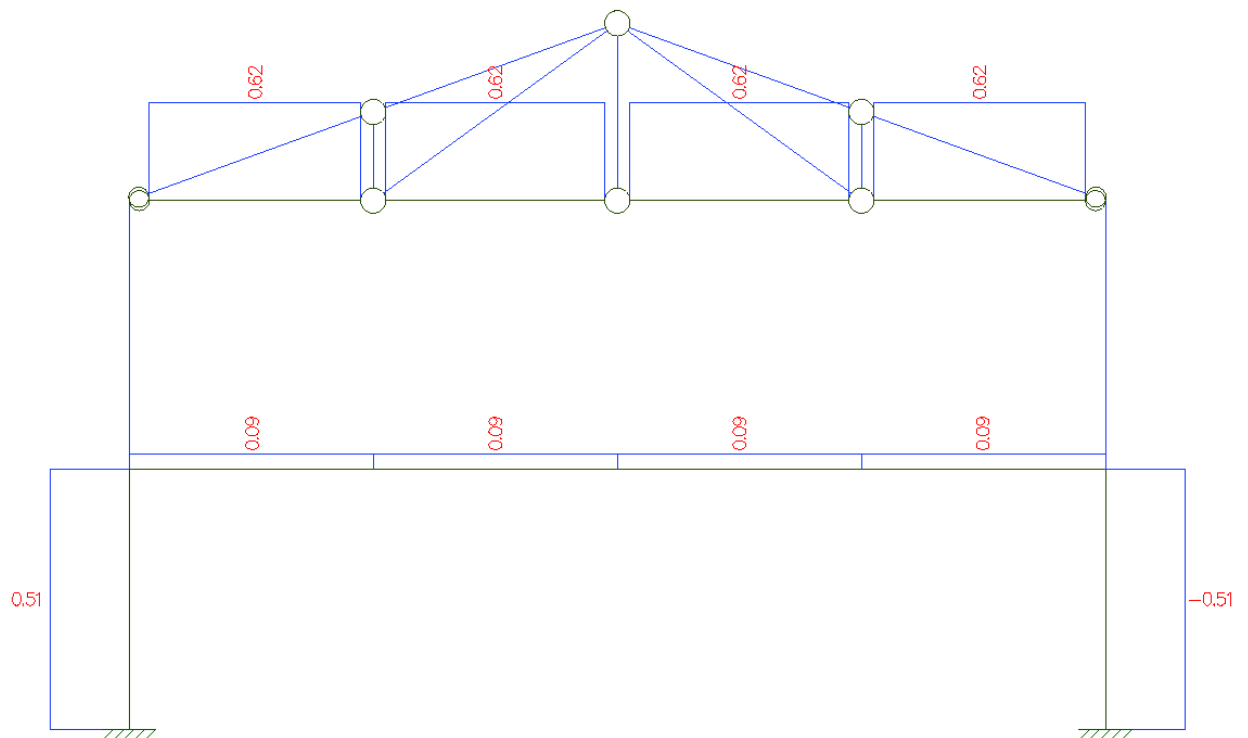
- Modelo Estrutural



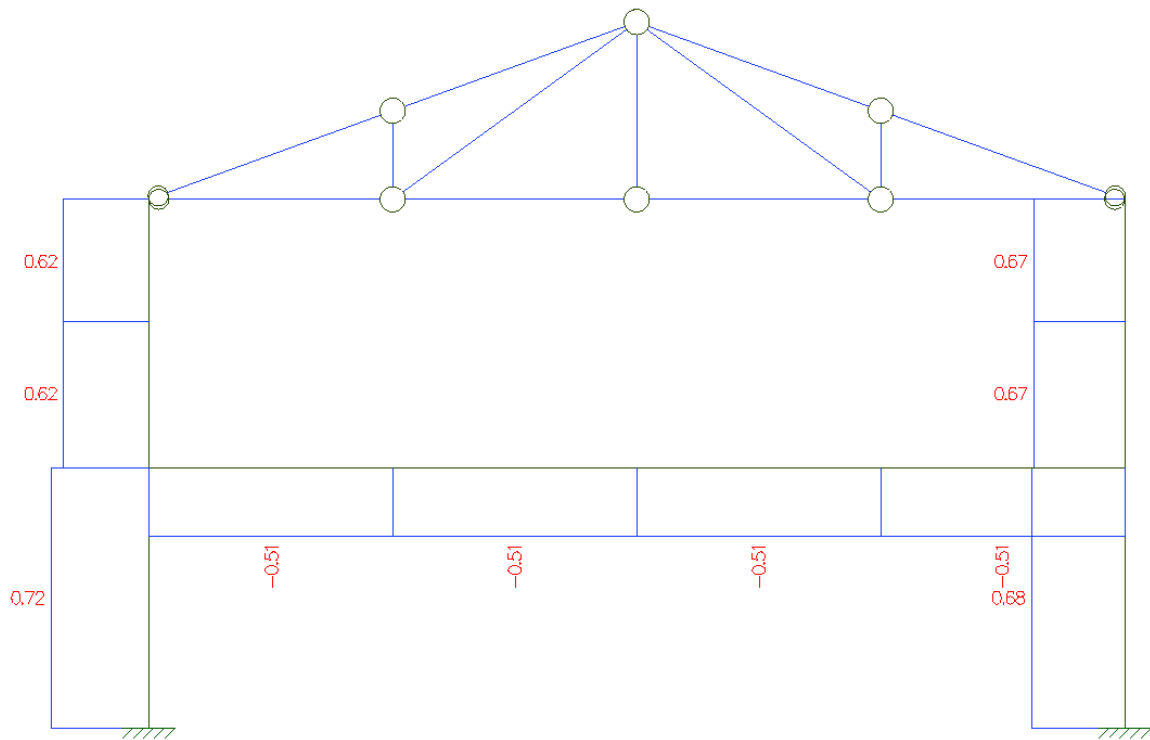
- Reações de apoio



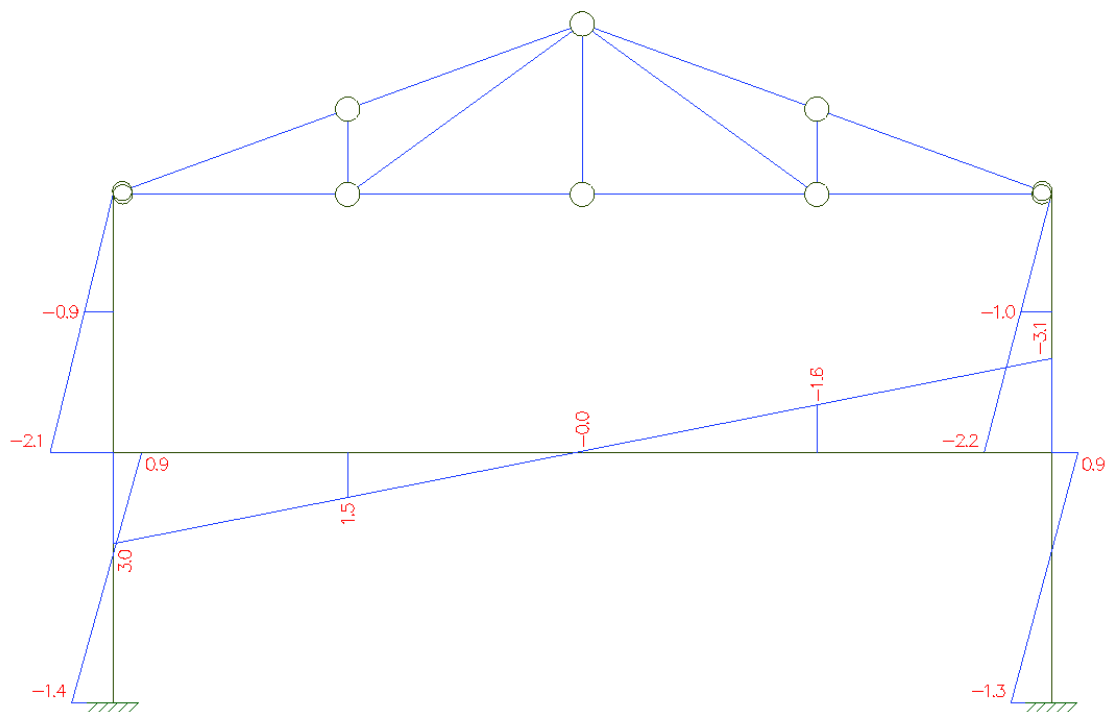
- Esforços Solicitantes  
5.2..1. Normal



### 5.2..2. Cortante



### 5.2..3. Momento Fletor



### 5.3. Coeficientes $\beta_1$ , $\beta_2$ e esforços solicitantes de cálculo

#### Hipótese 1

Cálculo de B1

Barra	Nnt	Nlt	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adotado
1	-296,6	0,5	-296,1	67,1	-134,1	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,786	1,000
2	-296,2	-0,5	-296,7	-67,5	135,0	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,786	1,000
3	-31,2	0,0	-31,2	0,0	101,8	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,599	1,000
4	-31,2	0,0	-31,2	0,0	-98,1	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,599	1,000
5	-33,6	0,1	-33,5	-235,9	237,1	1,0	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,995	1,000
6	-33,6	0,1	-33,5	237,1	-235,9	1,0	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,995	1,000
7	-33,6	0,1	-33,5	238,5	-238,5	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,839	1,000
8	-33,6	0,1	-33,5	-233,1	238,5	1,0	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,988	1,000

Cálculo de B2

Andar	$\Delta i$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	h [cm]	$\Sigma Nsd$ [kN]	$\Sigma Hsd$ [kN]	Rs	B2
1	0,0216	0,0216	320,0	592,80	1,4	0,85	1,035
2	0,0951	0,0735	330,0	62,40	0,1	0,85	1,175

Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nlt [kN]				Vsd = Vnt + Vlt [kN]				Msd = B1 * Mnt + B2 * Mit [kN*m]			
	Nnt	Nlt	B2	Nsd	Vnt	Vlt	Vsd	Mnt	Mit	B1	B2	Msd
1i	-296,6	0,5	1,035	-296,1	-62,9	0,7	-62,2	67,1	-1,4	1,000	1,035	65,7
1f	-296,6	0,5	1,035	-296,1	-62,9	0,7	-62,2	-134,1	0,9	1,000	1,035	-133,2
2i	-296,2	-0,5	1,035	-296,7	63,3	0,7	63,9	-67,5	-1,3	1,000	1,035	-68,8
2f	-296,2	-0,5	1,035	-296,7	63,3	0,7	63,9	135,0	0,9	1,000	1,035	135,9
3i	-31,2	0,0	1,035	-31,2	-30,8	0,6	-30,2	101,8	-2,1	1,000	1,035	99,6
3f	-31,2	0,0	1,035	-31,2	-30,8	0,6	-30,2	0,0	0,0	1,000	1,035	0,0
4i	-31,2	0,0	1,035	-31,2	29,7	0,7	30,4	-98,1	-2,2	1,000	1,035	-100,4
4f	-31,2	0,0	1,035	-31,2	29,7	0,7	30,4	0,0	0,0	1,000	1,035	0,0
5i	-33,6	0,1	1,035	-33,5	157,7	-0,5	157,2	-235,9	3,0	1,000	1,035	-232,8
5f	-33,6	0,1	1,035	-33,5	157,7	-0,5	157,2	237,1	1,5	1,000	1,035	238,7
6i	-33,6	0,1	1,035	-33,5	52,7	-0,5	52,2	237,1	1,5	1,000	1,035	238,7
6f	-33,6	0,1	1,035	-33,5	52,7	-0,5	52,2	395,3	0,0	1,000	1,035	395,3
7i	-33,6	0,1	1,035	-33,5	-52,3	-0,5	-52,8	395,3	0,0	1,000	1,035	395,3
7f	-33,6	0,1	1,035	-33,5	-52,3	-0,5	-52,8	238,5	1,6	1,000	1,035	240,2
8i	-33,6	0,1	1,035	-33,5	-157,2	-0,5	-157,7	238,5	1,6	1,000	1,035	240,2
8f	-33,6	0,1	1,035	-33,5	-157,2	-0,5	-157,7	-233,1	3,1	1,000	1,035	-229,9
9	22,4	0,6	1,175	23,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
10	4,6	0,6	1,175	5,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
11	4,6	0,6	1,175	5,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
12	22,4	0,6	1,175	23,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
13	-56,8	0,0	1,175	-56,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
14	-56,8	0,0	1,175	-56,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
15	-56,8	0,0	1,175	-56,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
16	-56,8	0,0	1,175	-56,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
17	-7,1	0,0	1,175	-7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
18	22,0	0,0	1,175	22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
19	5,9	0,0	1,175	5,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
20	22,0	0,0	1,175	22,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
21	-7,1	0,0	1,175	-7,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0

0,0 Valores calculados pela planilha

Valores copiados pela planilha de alguma outra célula

0,0

Valores a serem inseridos manualmente

Treliça → Valores nulos

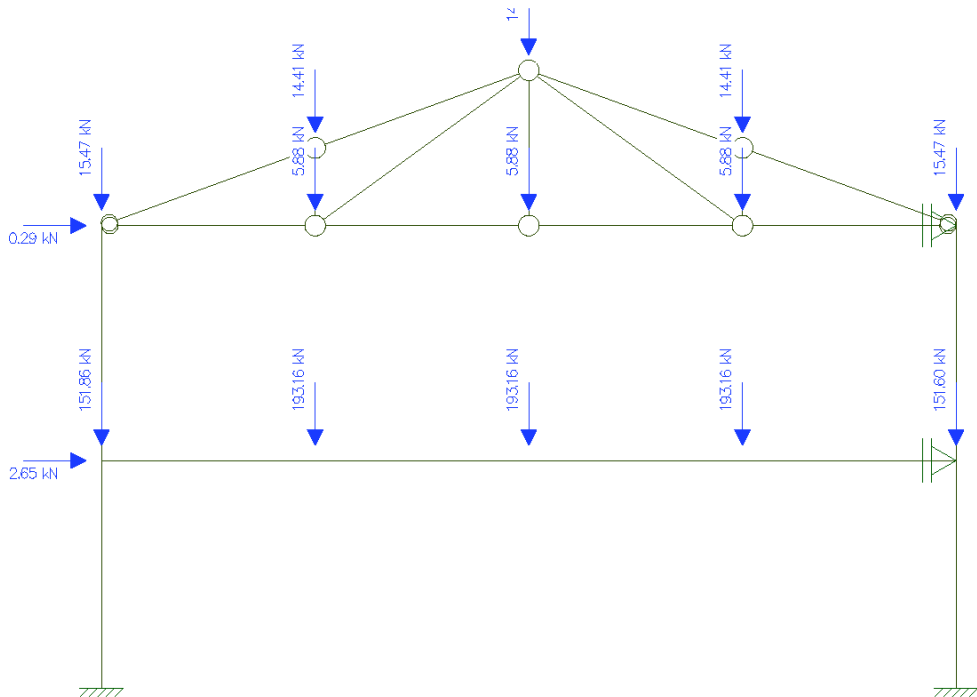
Valores não alterados com a troca de hipóteses

## 6. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 2, PELO MAES

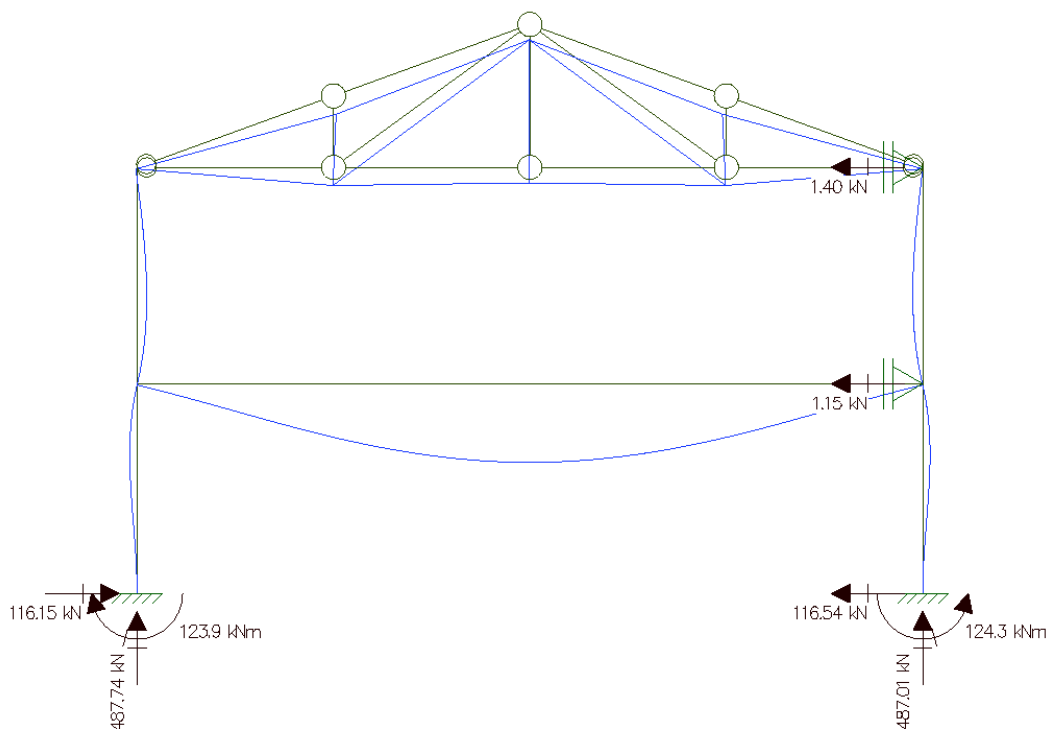
Foi utilizado o programa gratuito de análise estrutural de 1ª ordem Ftool, oferecido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

### 6.1. Estrutura NT, "no translation"

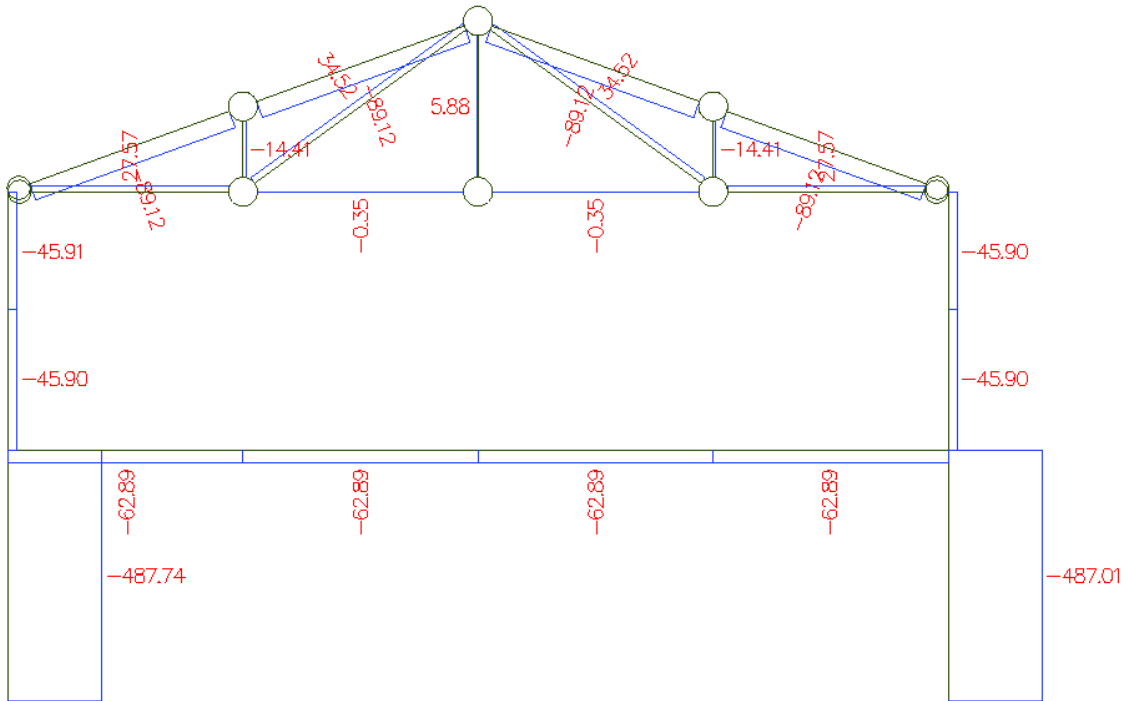
- Modelo estrutural



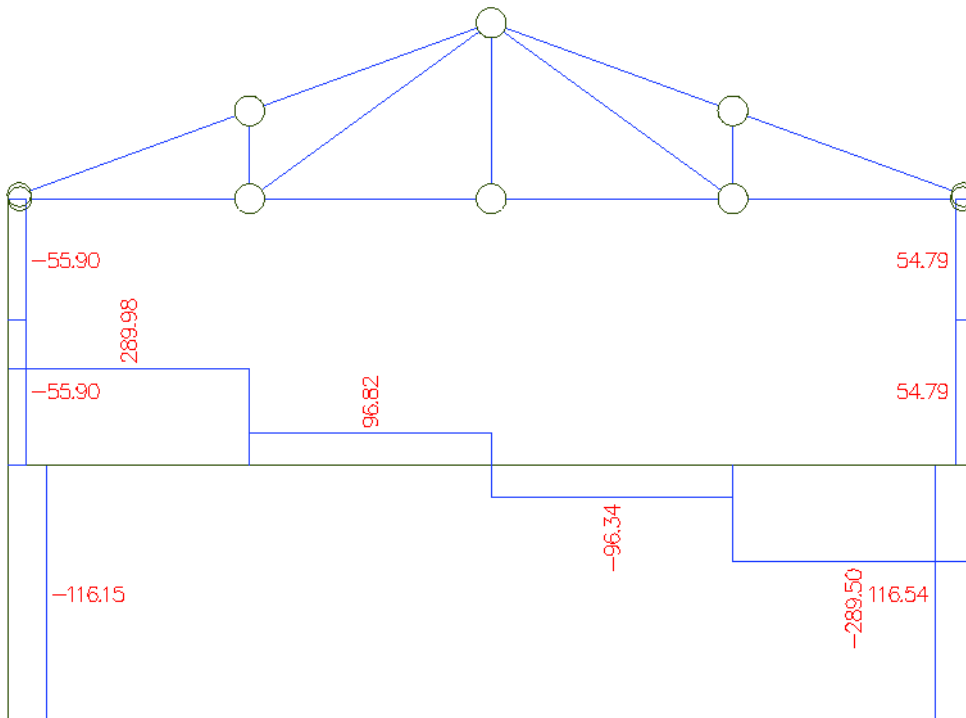
- Reações de apoio



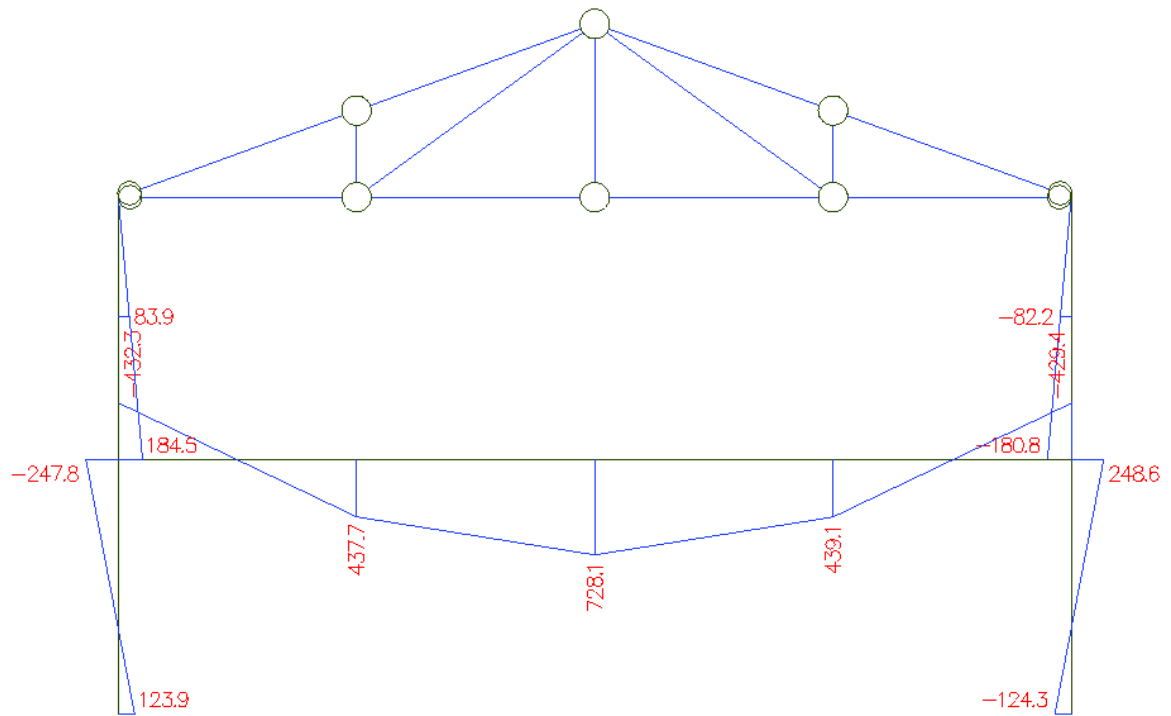
- Esforços solicitantes
- 6.1..1. Normal



6.1..2. Cortante

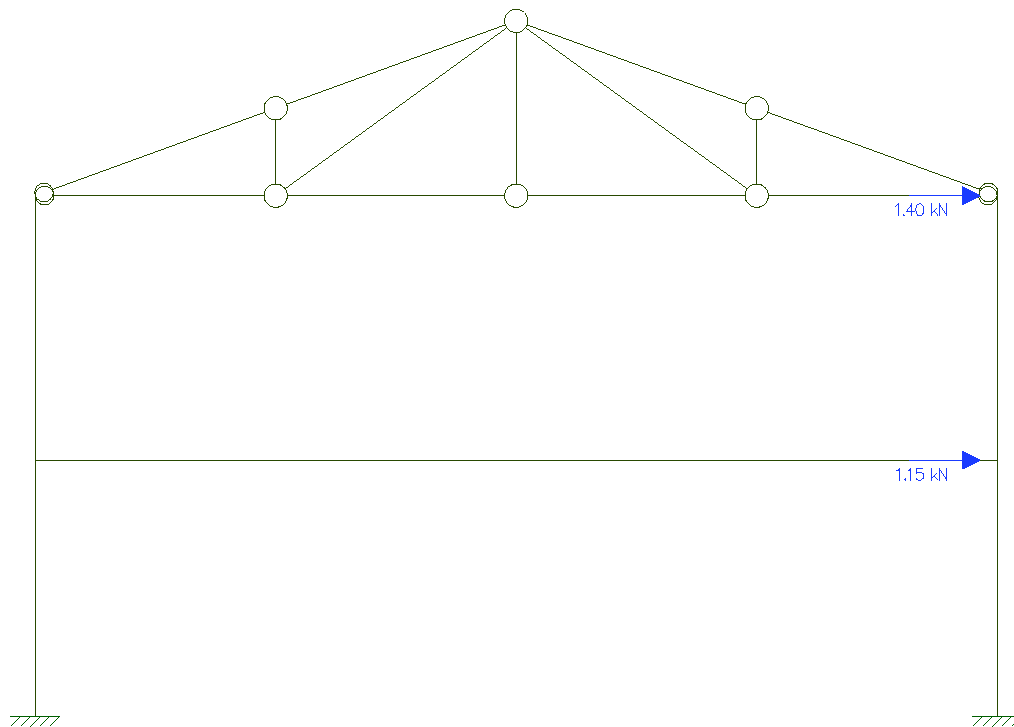


### 6.1..3. Momento Fletor

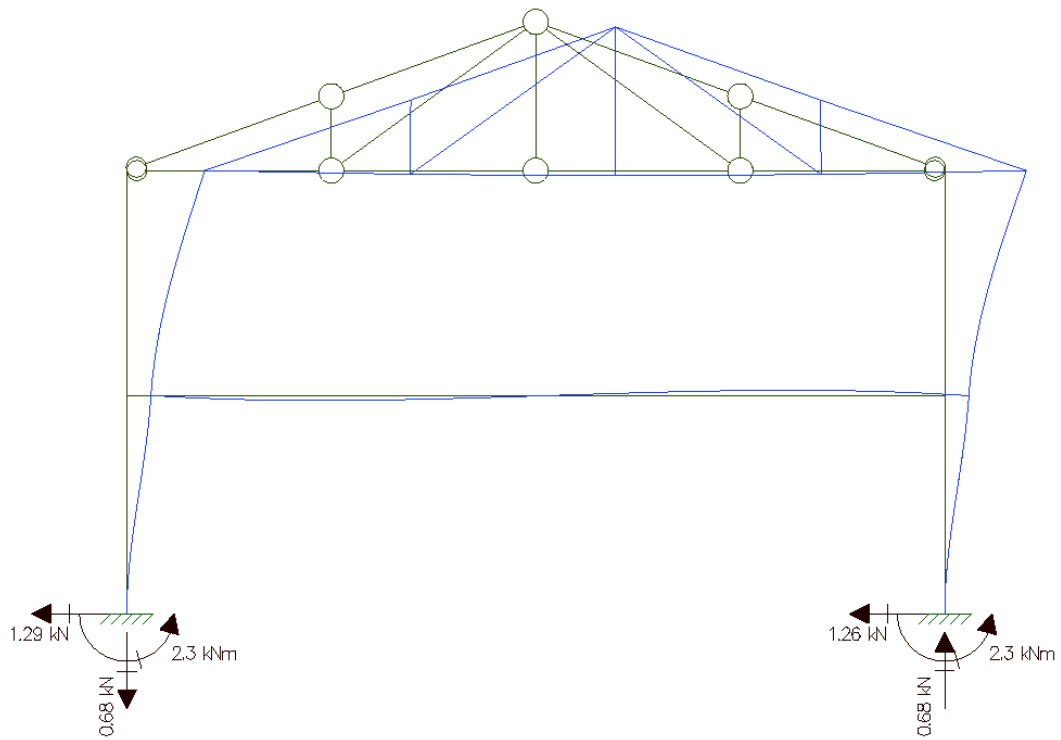


### 6.2. Estrutura LT, "lateral translation"

- Modelo Estrutural

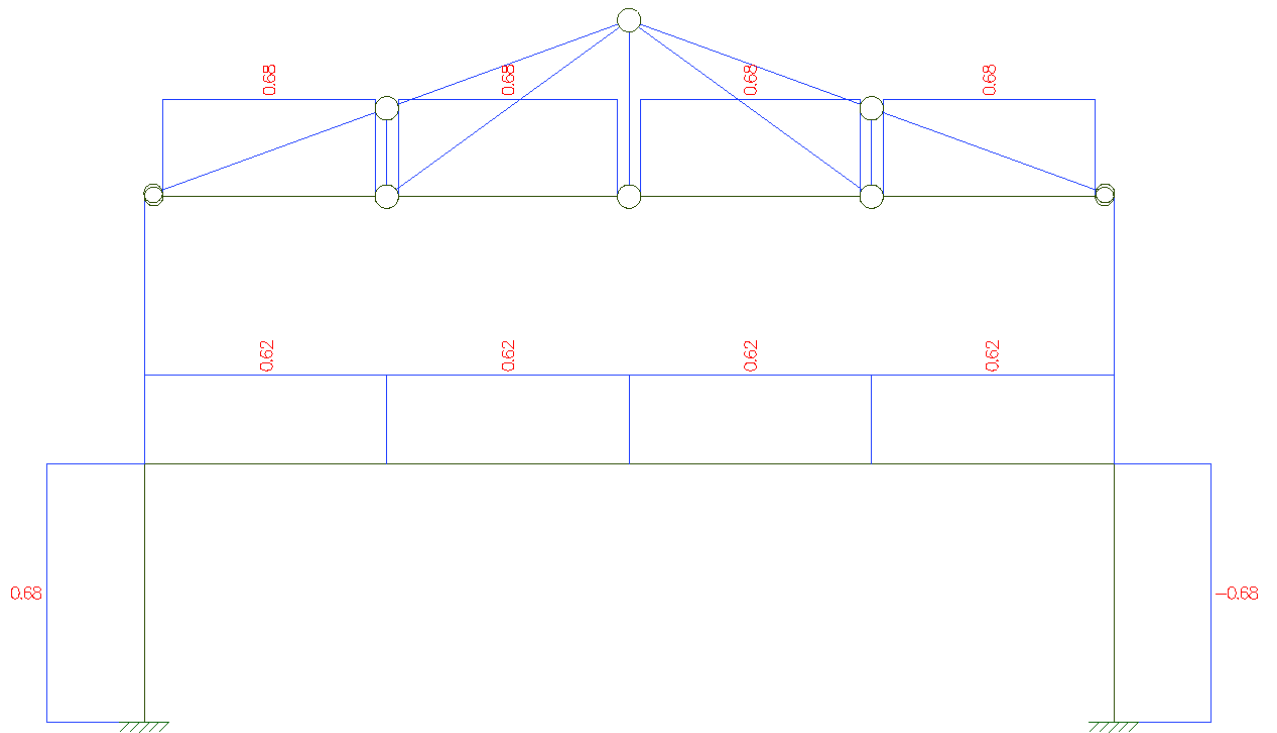


- Reações de apoio

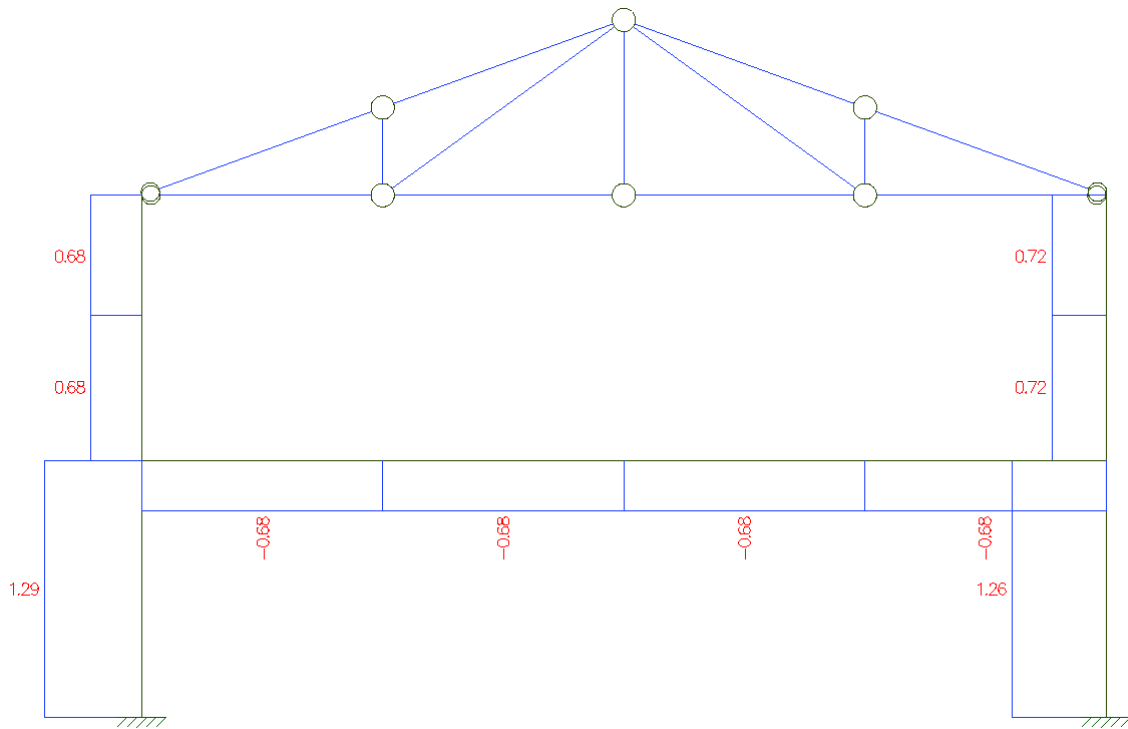


- Esforços Solicitantes

### 6.2..1. Normal



### 6.2..2. Cortante



### 6.2..3. Momento Fletor



### 6.3. Coeficientes $\beta_1$ , $\beta_2$ e esforços solicitantes de cálculo

## Hipótese 2

Cálculo de B1

Barra	Nnt	Nlt	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adotado
1	-487,7	0,7	-487,1	123,9	-247,8	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,777	1,000
2	-487,0	-0,7	-487,7	-124,3	248,6	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,777	1,000
3	-45,9	0,0	-45,9	0,0	184,5	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,598	1,000
4	-45,9	0,0	-45,9	0,0	-180,8	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,598	1,000
5	-62,9	0,6	-62,3	-432,3	437,7	1,0	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,988	1,000
6	-62,9	0,6	-62,3	437,7	728,1	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,836	1,000
7	-62,9	0,6	-62,3	439,1	728,1	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,836	1,000
8	-62,9	0,6	-62,3	-429,4	439,1	1,0	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,988	1,000

Cálculo de B2

Andar	$\Delta i$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	h [cm]	$\Sigma Nsd$ [kN]	$\Sigma Hsd$ [kN]	Rs	B2
1	0,0360	0,0360	320,0	974,75	2,6	0,85	1,053
2	0,1200	0,0840	330,0	91,81	1,4	0,85	1,020

Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nlt [kN]				Vsd = Vnt + Vlt [kN]				Msd = B1 * Mnt + B2 * Mlt [kN*m]			
	Nnt	Nlt	B2	Nsd	Vnt	Vlt	Vsd	Mnt	Mlt	B1	B2	Msd
1i	-487,7	0,7	1,053	-487,0	-116,2	1,3	-114,9	123,9	-2,3	1,000	1,053	121,5
1f	-487,7	0,7	1,053	-487,0	-116,2	1,3	-114,9	-247,8	1,8	1,000	1,053	-245,9
2i	-487,0	-0,7	1,053	-487,7	116,5	1,3	117,8	-124,3	-2,3	1,000	1,053	-126,7
2f	-487,0	-0,7	1,053	-487,7	116,5	1,3	117,8	248,6	1,7	1,000	1,053	250,4
3i	-45,9	0,0	1,053	-45,9	-55,9	0,7	-55,2	184,5	0,0	1,000	1,053	182,2
3f	-45,9	0,0	1,053	-45,9	-55,9	0,7	-55,2	0,0	0,0	1,000	1,053	0,0
4i	-45,9	0,0	1,053	-45,9	54,8	0,7	55,5	-180,8	-2,4	1,000	1,053	-183,3
4f	-45,9	0,0	1,053	-45,9	54,8	0,7	55,5	0,0	0,0	1,000	1,053	0,0
5i	-62,9	0,6	1,053	-62,2	290,0	-0,7	289,3	-432,3	4,0	1,000	1,053	-428,1
5f	-62,9	0,6	1,053	-62,2	290,0	-0,7	289,3	437,7	2,0	1,000	1,053	439,8
6i	-62,9	0,6	1,053	-62,2	96,8	-0,7	96,1	-437,7	2,0	1,000	1,053	-439,8
6f	-62,9	0,6	1,053	-62,2	96,8	-0,7	96,1	728,1	0,0	1,000	1,053	728,1
7i	-62,9	0,6	1,053	-62,2	-96,3	-0,7	-97,0	728,1	0,0	1,000	1,053	728,1
7f	-62,9	0,6	1,053	-62,2	-96,3	-0,7	-97,0	439,1	-2,1	1,000	1,053	436,9
8i	-62,9	0,6	1,053	-62,2	-289,5	-0,7	-290,2	439,1	-2,1	1,000	1,053	436,9
8f	-62,9	0,6	1,053	-62,2	-289,5	-0,7	-290,2	-429,4	-4,1	1,000	1,053	-433,7
9	27,6	0,7	1,020	28,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
10	-0,4	0,7	1,020	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
11	-0,4	0,7	1,020	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
12	27,6	0,7	1,020	28,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
13	-89,1	0,0	1,020	-89,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
14	-89,1	0,0	1,020	-89,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
15	-89,1	0,0	1,020	-89,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
16	-89,1	0,0	1,020	-89,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
17	-14,4	0,0	1,020	-14,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
18	34,5	0,0	1,020	34,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
19	5,9	0,0	1,020	5,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
20	34,5	0,0	1,020	34,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
21	-14,4	0,0	1,020	-14,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0

0,0 Valores calculados pela planilha

Valores copiados pela planilha de alguma outra célula

Valores a serem inseridos manualmente

Treliça → Vabres nulos

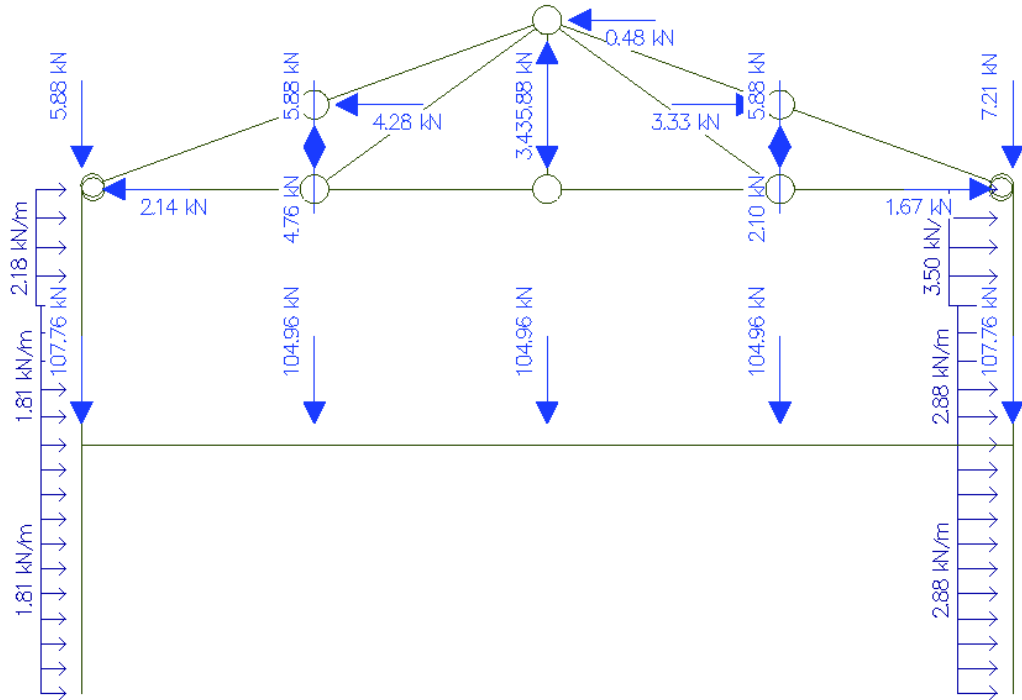
Valores não alterados com a troca de hipóteses

## 7. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 3, PELO MAES

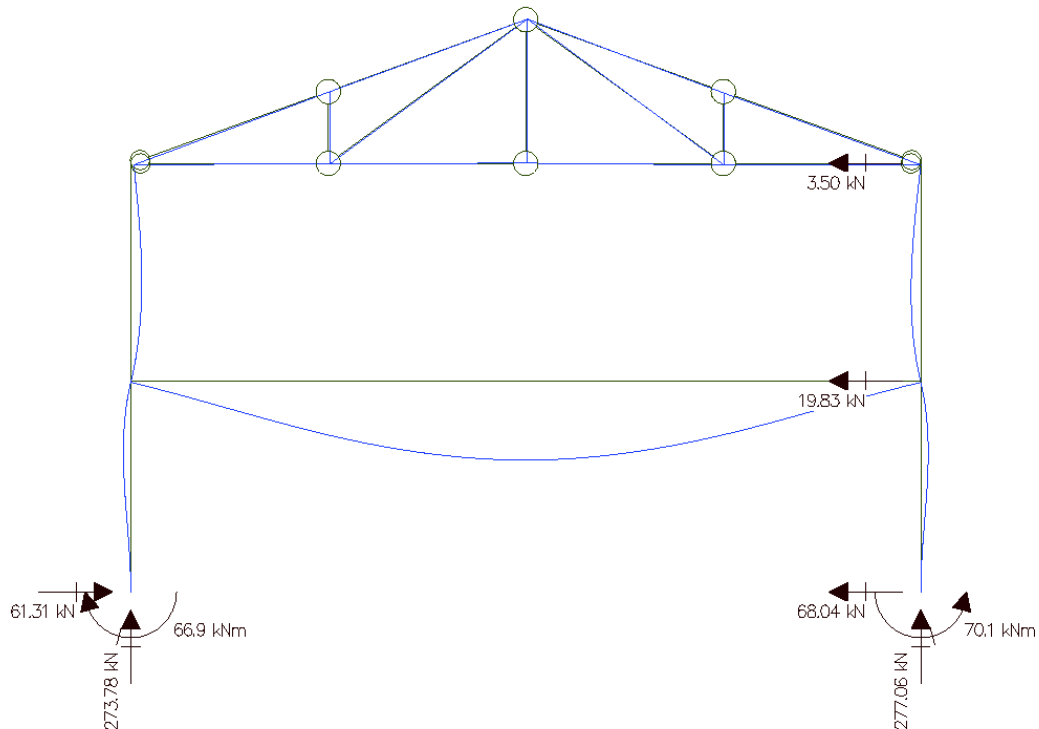
Foi utilizado o programa gratuito de análise estrutural de 1ª ordem Ftool, oferecido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

### 7.1. Estrutura NT, "no translation"

- Modelo estrutural

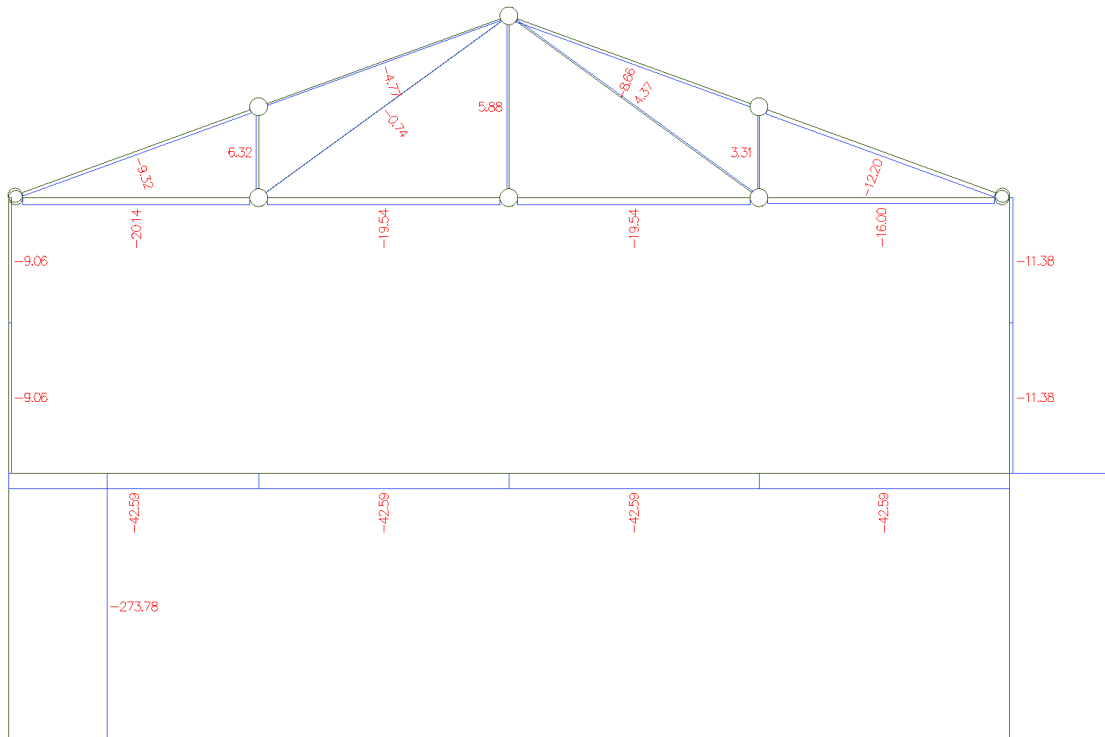


- Reações de apoio

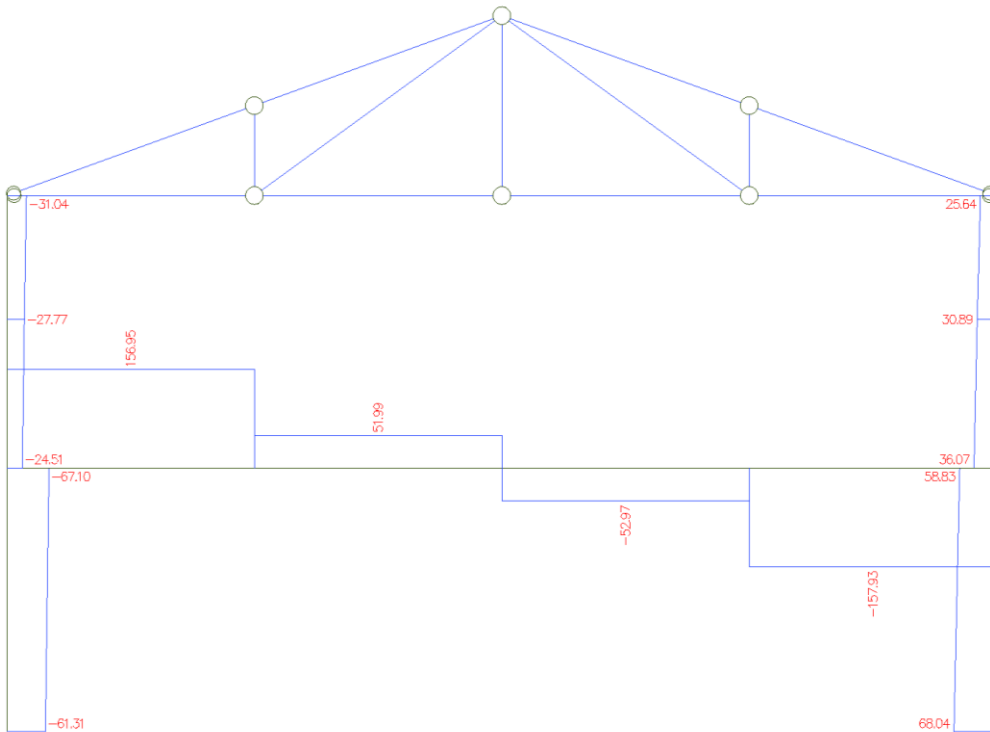


- Esforços solicitantes

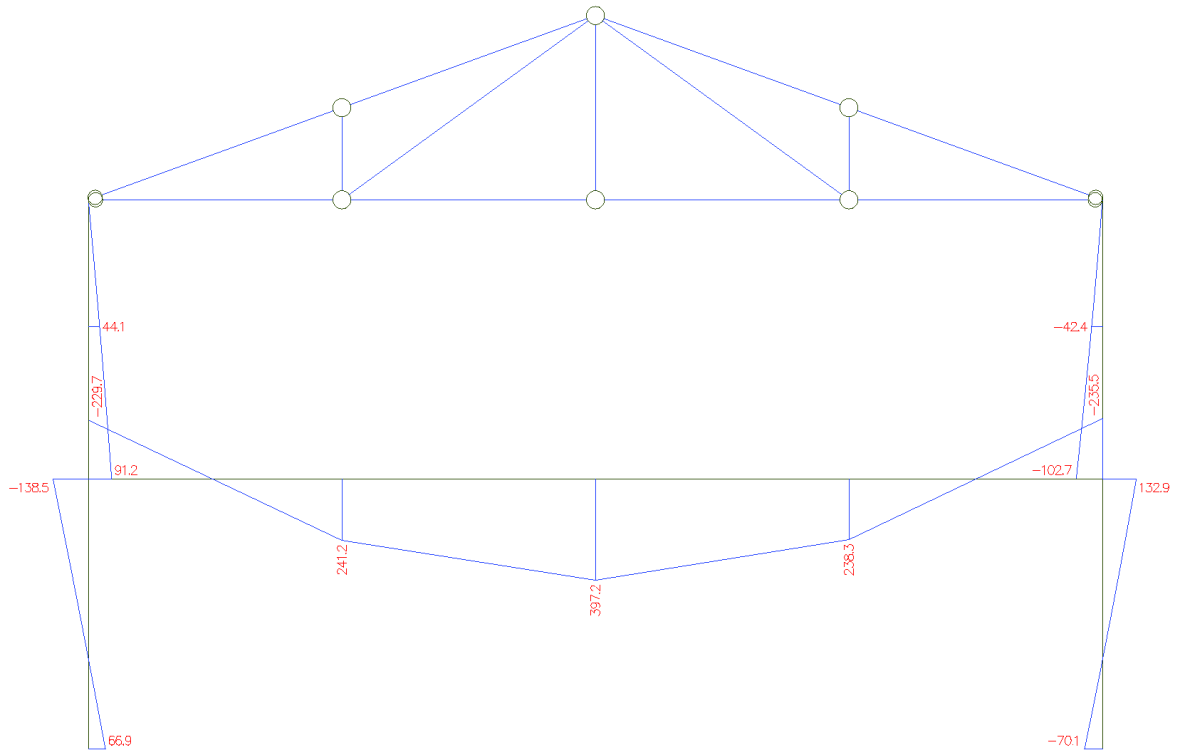
7.1..1. Normal



7.1..2. Cortante

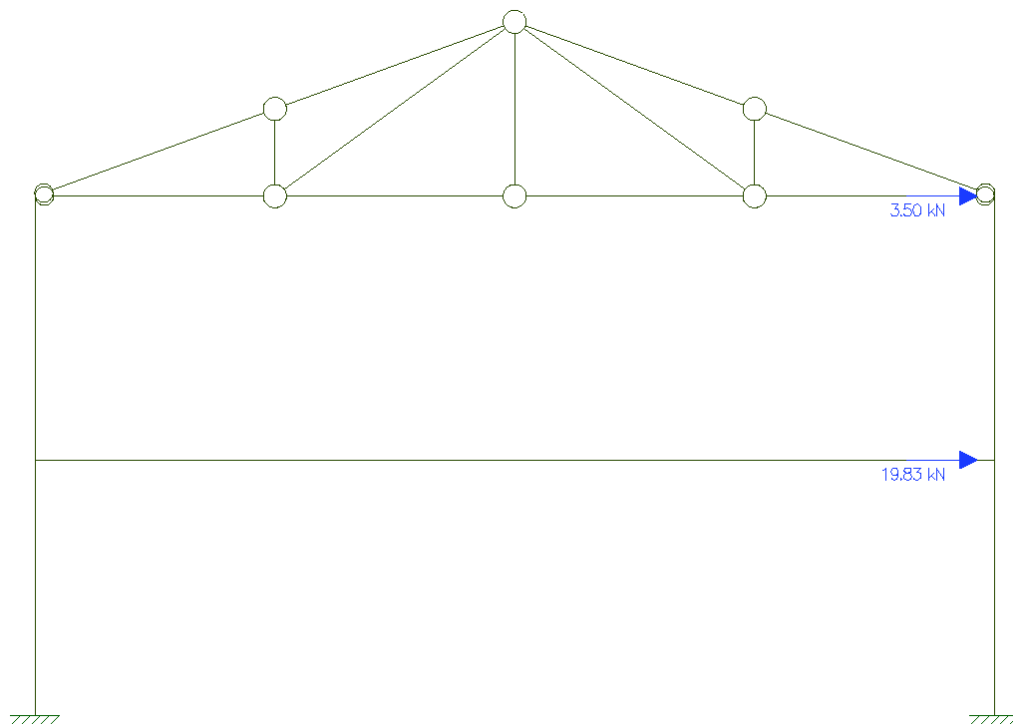


### 7.1..3. Momento Fletor

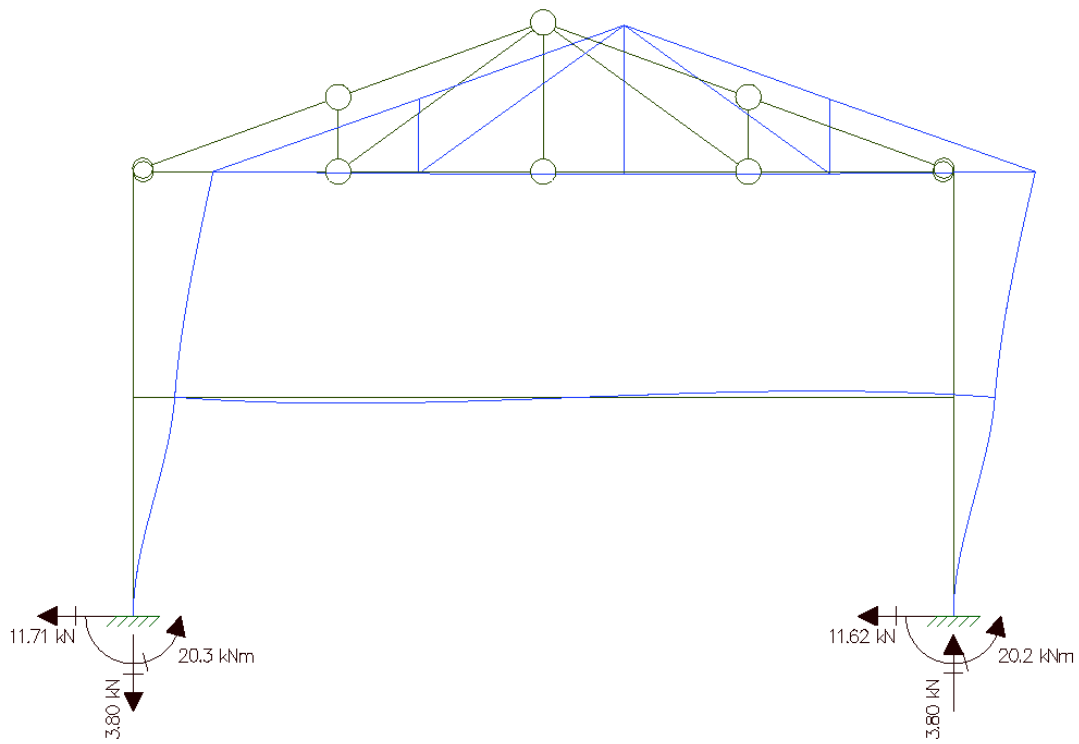


### 7.2. Estrutura LT, "lateral translation"

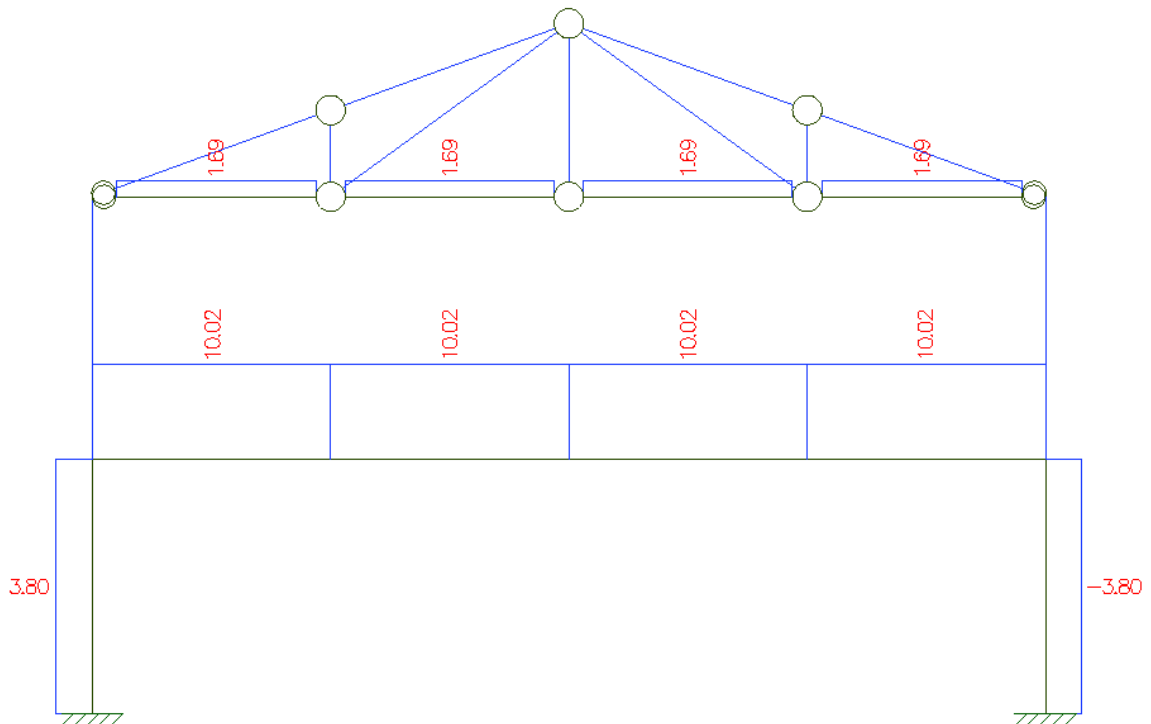
- Modelo Estrutural



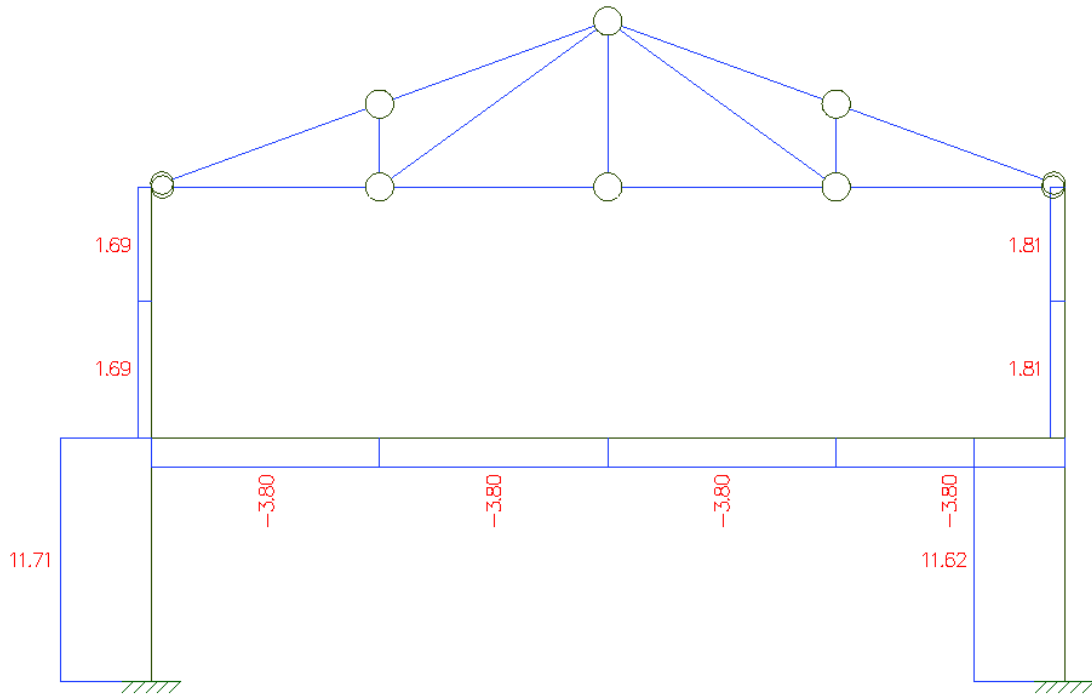
- Reações de apoio



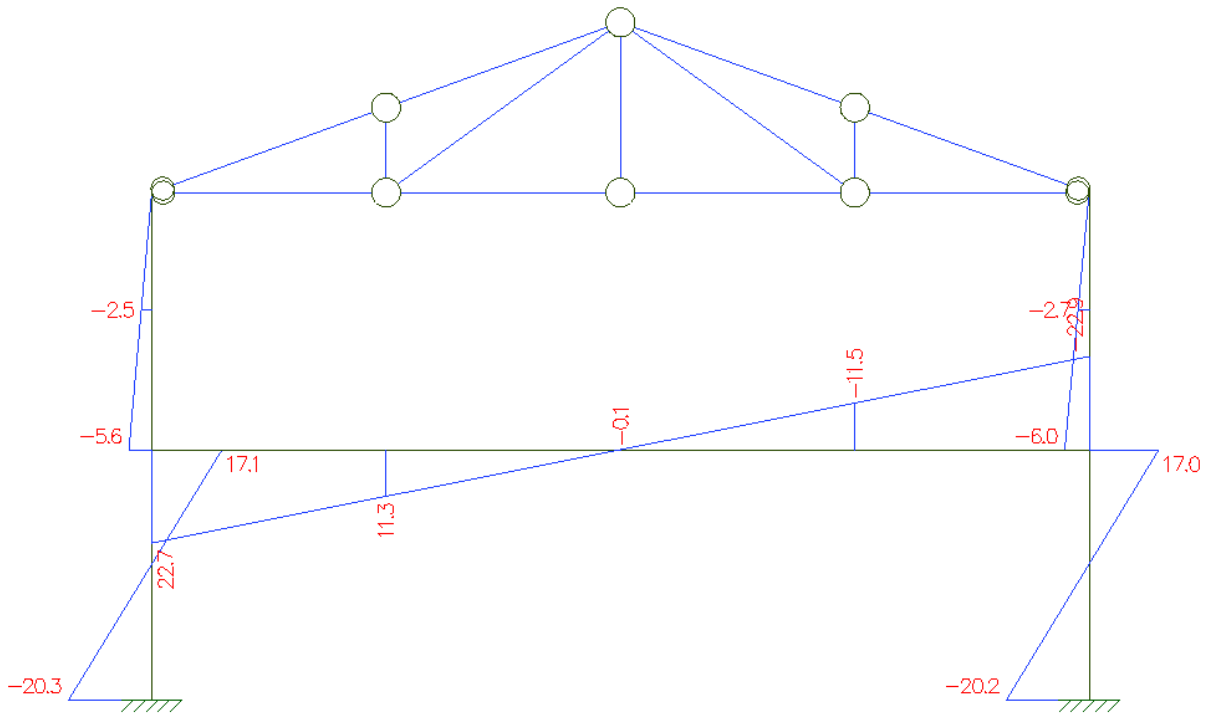
- Esforços Solicitantes  
7.2..1. Normal



### 7.2..2. Cortante



### 7.2..3. Momento Fletor



### 7.3. Coeficientes $\beta_1$ , $\beta_2$ e esforços solicitantes de cálculo

#### Hipótese 3

Cálculo de B1												
Barra	Nnt	Nlt	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adotado
1	-273,8	3,8	-270,0	66,9	-138,5	0,6	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,781	1,000
2	-277,1	-3,8	-280,9	-70,1	132,9	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,798	1,000
3	-9,1	0,0	-9,1	0,0	91,2	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,600	1,000
4	-11,4	0,0	-11,4	0,0	-102,7	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,600	1,000
5	-42,6	10,2	-32,4	-229,7	241,2	1,0	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,978	1,000
6	-42,6	10,2	-32,4	241,2	397,2	0,8	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,840	1,000
7	-42,6	10,2	-32,4	238,3	397,2	0,8	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,837	1,000
8	-42,6	10,2	-32,4	-235,5	238,3	1,0	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,992	1,000

#### Cálculo de B2

Andar	$\Delta i$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	h [cm]	$\Sigma Nsd$ [kN]	$\Sigma Hsd$ [kN]	Rs	B2
1	0,2900	0,2900	320,0	565,26	23,3	0,85	1,027
2	0,5600	0,2700	330,0	34,86	3,5	0,85	1,010

#### Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nil [kN]				Vsd = Vnt + Vlt [kN]				Msd = B1 * Mnt + B2 * Mit [kN*m]			
	Nnt	Nlt	B2	Nsd	Vnt	Vlt	Vsd	Mnt	Mit	B1	Msd	B2
1i	-273,8	3,8	1,027	-269,9	-61,3	11,7	-49,6	66,9	-20,3	1,000	1,027	46,1
1f	-273,8	3,8	1,027	-269,9	-67,1	11,7	-55,4	-138,5	17,1	1,000	1,027	-120,9
2i	-277,1	-3,8	1,027	-281,0	68,0	11,6	79,7	-70,1	-20,2	1,000	1,027	-90,8
2f	-277,1	-3,8	1,027	-281,0	58,8	11,6	70,5	132,9	17,0	1,000	1,027	150,4
3i	-9,1	0,0	1,027	-9,1	-24,5	1,7	-22,8	91,2	-5,6	1,000	1,027	85,5
3f	-9,1	0,0	1,027	-9,1	-31,0	1,7	-29,4	0,0	0,0	1,000	1,027	0,0
4i	-11,4	0,0	1,027	-11,4	36,1	1,8	37,9	-102,7	-6,0	1,000	1,027	-108,9
4f	-11,4	0,0	1,027	-11,4	25,6	1,8	27,5	0,0	0,0	1,000	1,027	0,0
5i	-42,6	10,2	1,027	-32,1	157,0	-3,8	153,2	-229,7	22,7	1,000	1,027	-206,4
5f	-42,6	10,2	1,027	-32,1	157,0	-3,8	153,2	241,2	11,3	1,000	1,027	252,8
6i	-42,6	10,2	1,027	-32,1	52,0	-3,8	48,2	48,2	11,3	1,000	1,027	252,8
6f	-42,6	10,2	1,027	-32,1	52,0	-3,8	48,2	397,2	-0,1	1,000	1,027	397,1
7i	-42,6	10,2	1,027	-32,1	-53,0	-3,8	-56,8	397,2	-0,1	1,000	1,027	397,1
7f	-42,6	10,2	1,027	-32,1	-53,0	-3,8	-56,8	238,3	-11,5	1,000	1,027	226,5
8i	-42,6	10,2	1,027	-32,1	-157,9	-3,8	-161,7	238,3	-11,5	1,000	1,027	226,5
8f	-42,6	10,2	1,027	-32,1	-157,9	-3,8	-161,7	-235,5	-22,9	1,000	1,027	-259,0
9	-20,1	1,7	1,010	-18,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
10	-19,5	1,7	1,010	-17,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
11	-19,5	1,7	1,010	-17,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
12	-16,0	1,7	1,010	-14,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
13	-9,3	0,0	1,010	-9,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
14	-4,8	0,0	1,010	-4,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
15	-6,7	0,0	1,010	-6,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
16	-12,2	0,0	1,010	-12,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
17	6,3	0,0	1,010	6,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
18	-0,7	0,0	1,010	-0,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
19	5,9	0,0	1,010	5,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
20	4,4	0,0	1,010	4,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
21	3,3	0,0	1,010	3,3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0

0,0 Valores calculados pela planilha

Valores copiados pela planilha de alguma outra célula

0,00 Valores a serem inseridos manualmente

0,00 Trilha → Valores nulos

0,00 Valores não alterados com

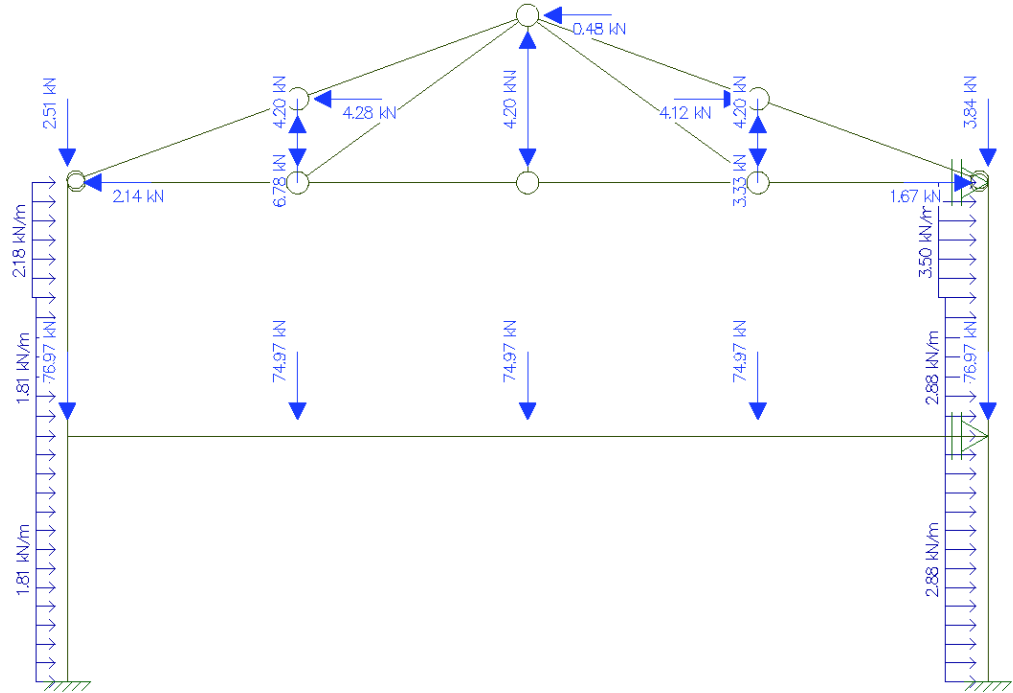
a troca de hipóteses

## 8. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 4, PELO MAES

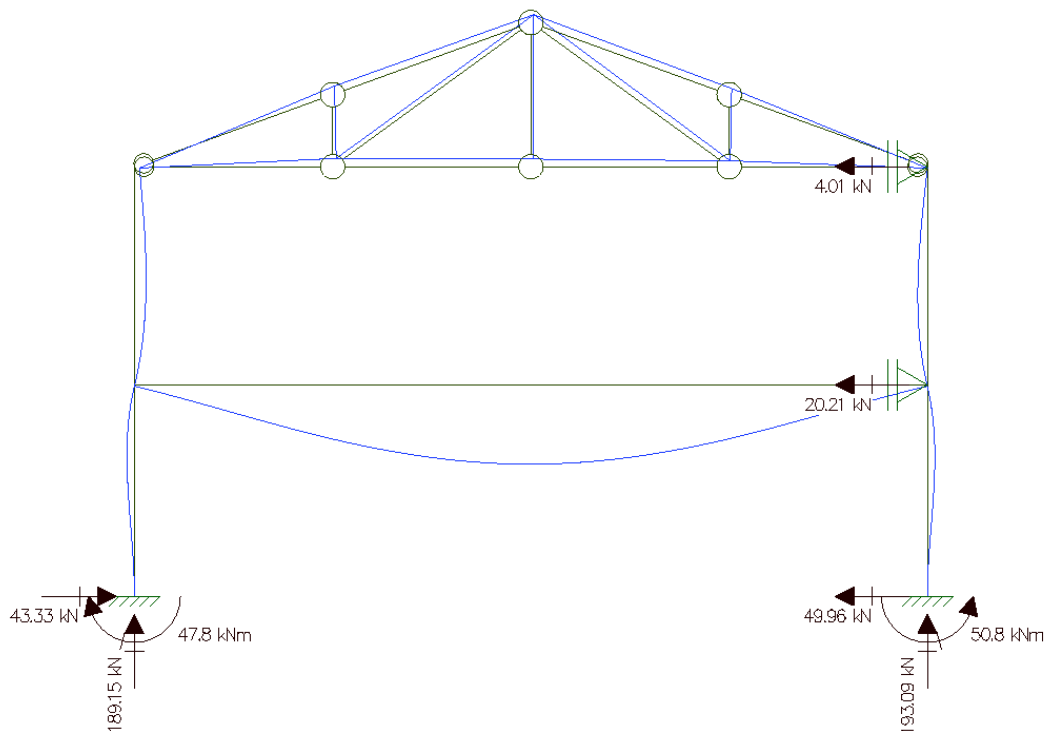
Foi utilizado o programa gratuito de análise estrutural de 1ª ordem Ftool, oferecido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

### 8.1. Estrutura NT, "no translation"

- Modelo estrutural

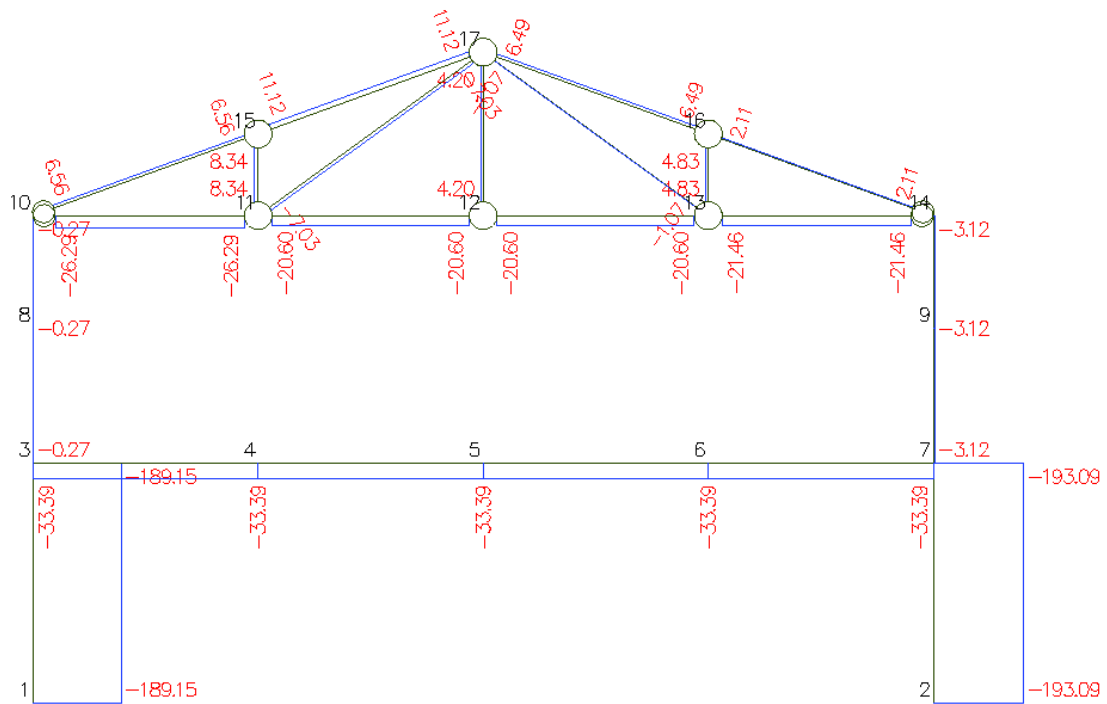


- Reações de apoio

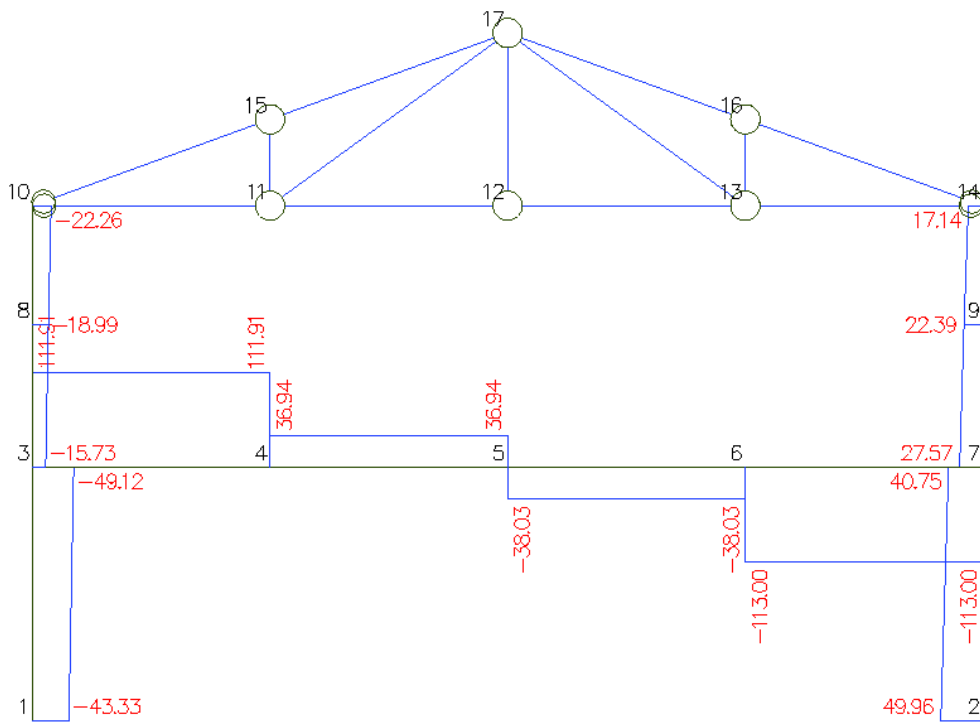


- Esforços solicitantes

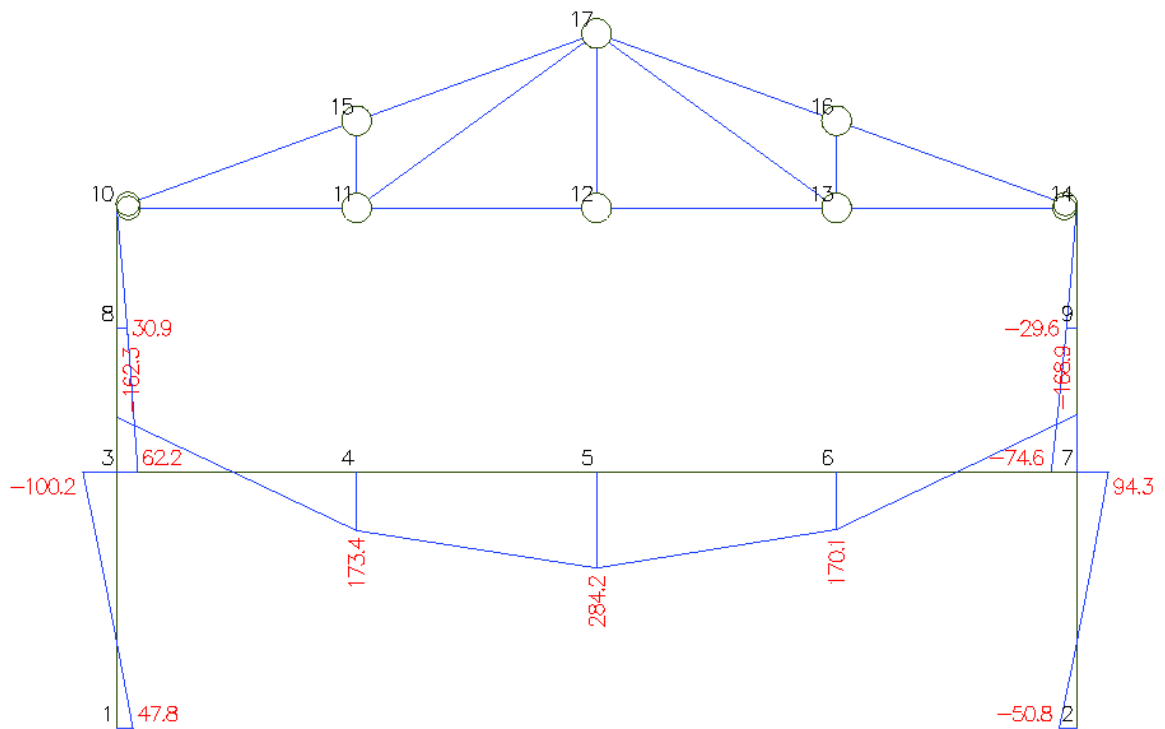
### 8.1..1. Normal



### 8.1..2. Cortante

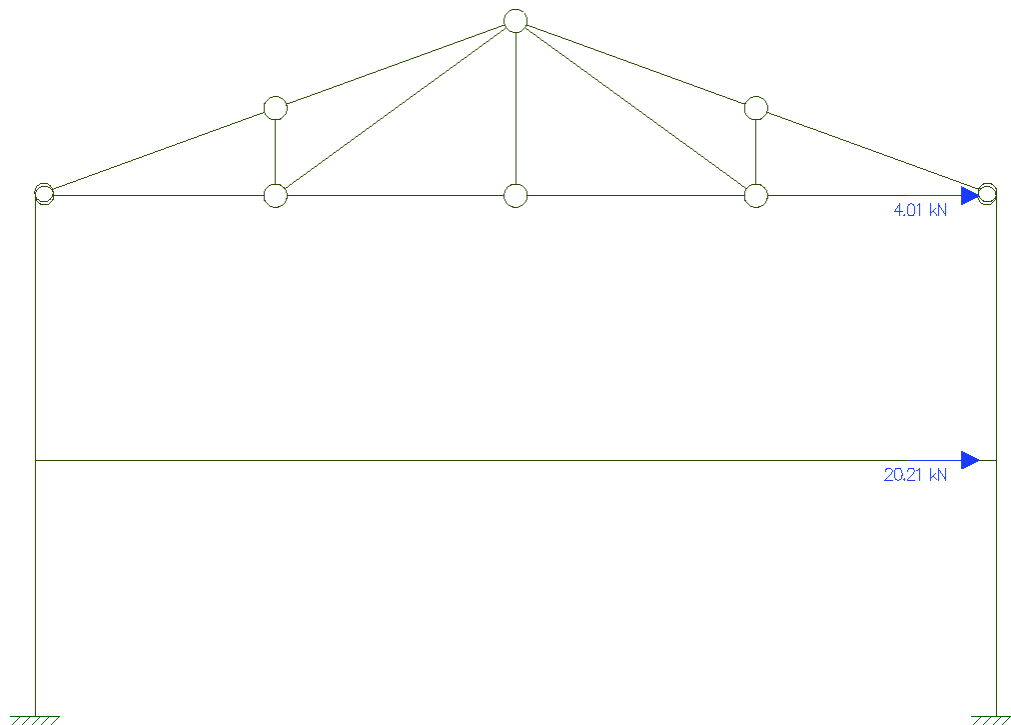


### 8.1..3. Momento Fletor

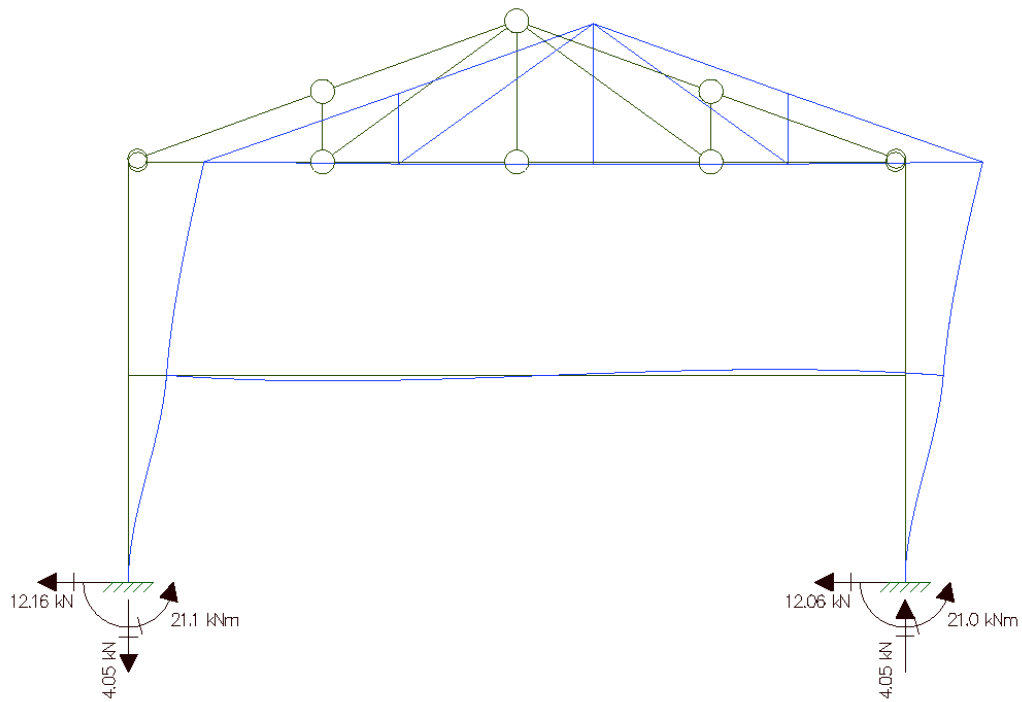


### 8.2. Estrutura LT, "lateral translation"

- Modelo Estrutural

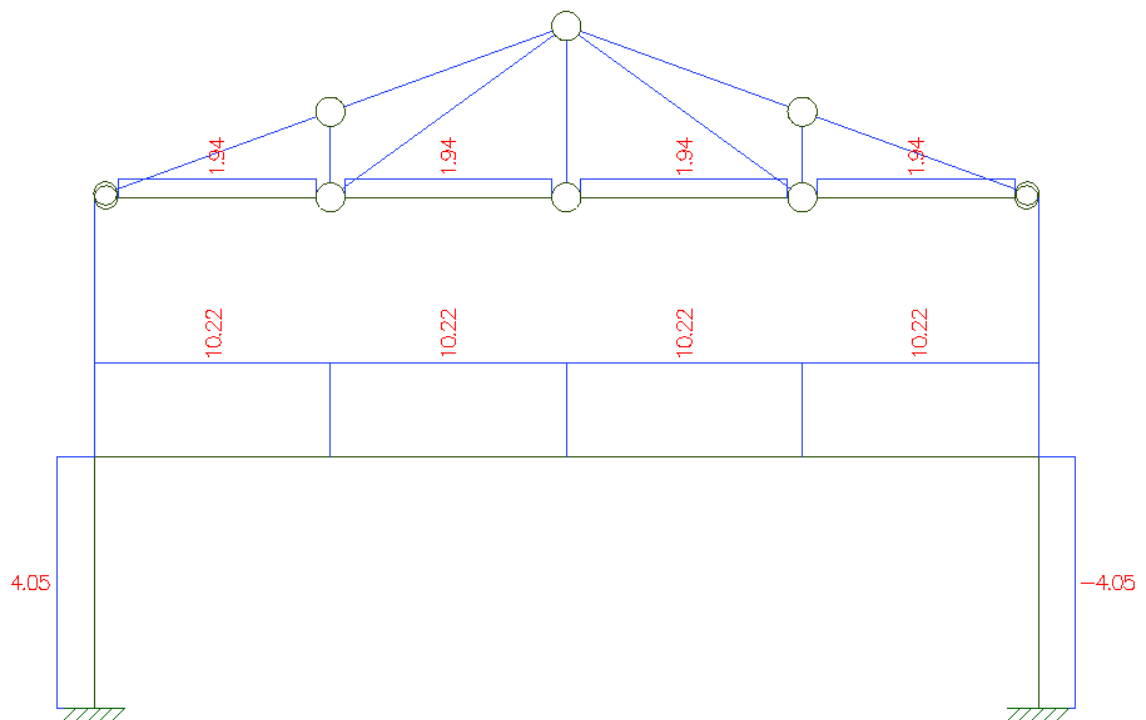


- Reações de apoio

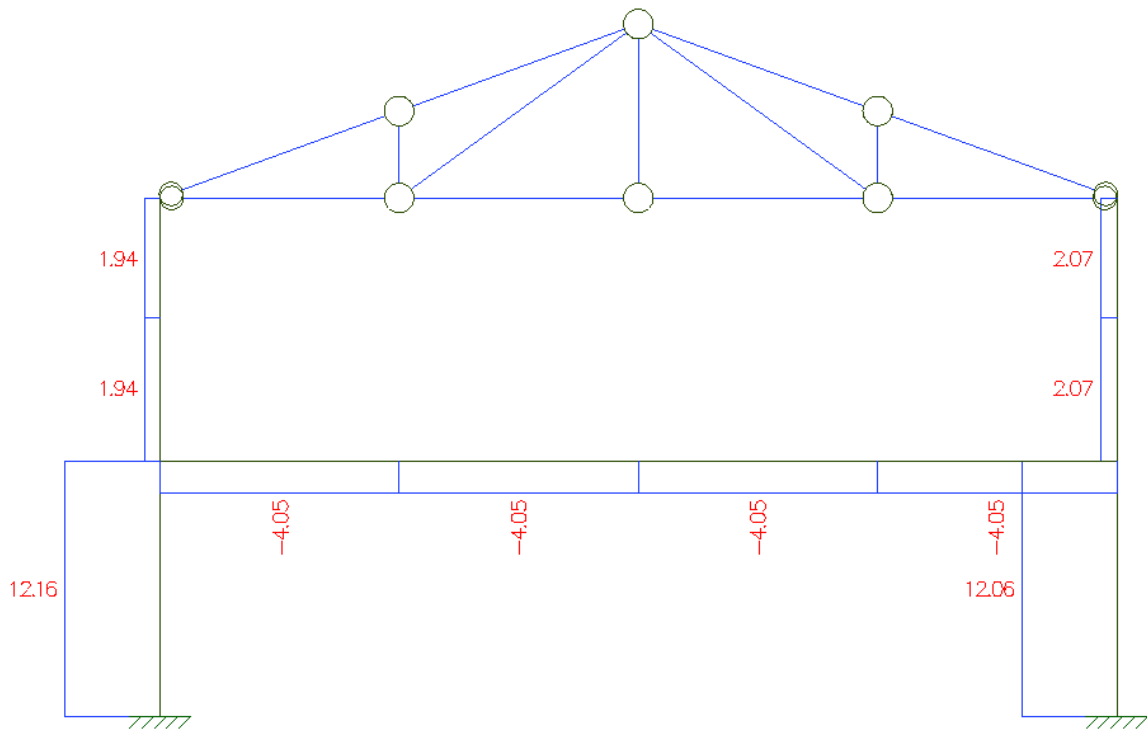


- Esforços Solicitantes

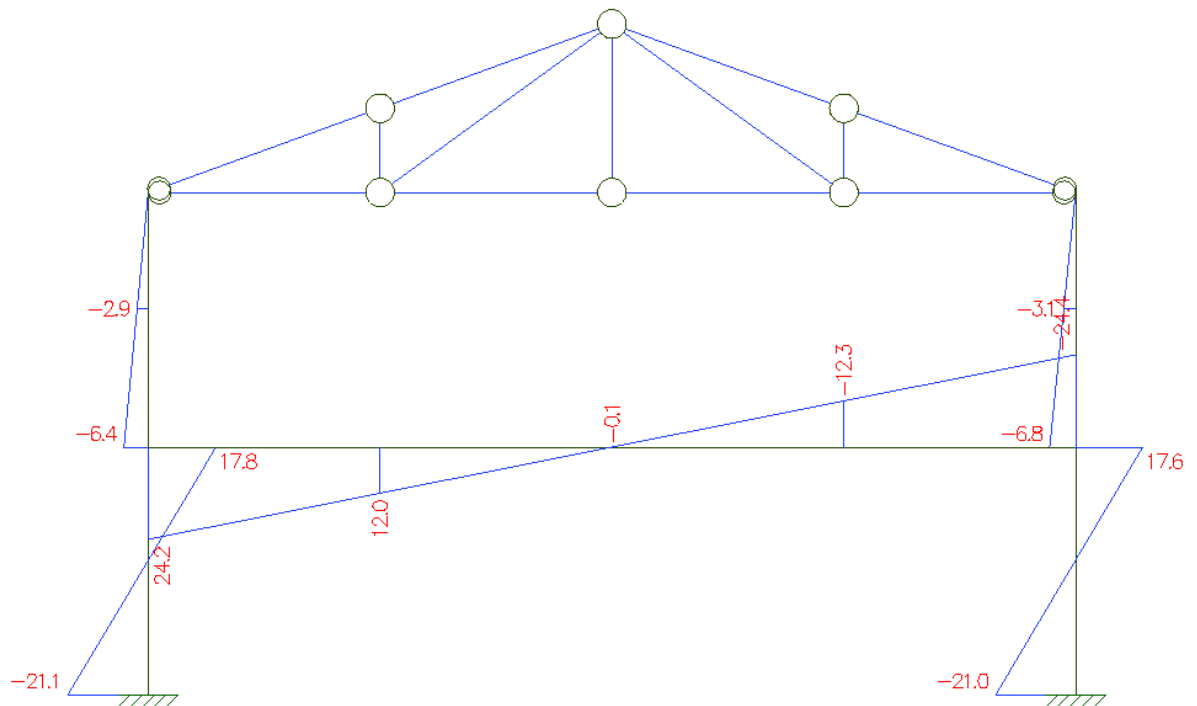
### 8.2..1. Normal



### 8.2..2. Cortante



### 8.2..3. Momento Fletor



### 8.3. Coeficientes $\beta_1$ , $\beta_2$ e esforços solicitantes de cálculo

#### Hipótese 4

Cálculo de B1

Barra	Nnt	Nlt	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adoiado
1	-189,2	4,1	-185,1	47,8	-100,2	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,782	1,000
2	-193,1	-4,1	-197,1	-50,8	94,3	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,806	1,000
3	-0,3	0,0	-0,3	0,0	62,2	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,600	1,000
4	-3,1	0,0	-3,1	0,0	-74,6	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,600	1,000
5	-33,4	10,2	-23,2	-162,3	173,4	1,0	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,372	1,000
6	-33,4	10,2	-23,2	173,4	284,2	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,842	1,000
7	-33,4	10,2	-23,2	170,1	284,2	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,838	1,000
8	-33,4	10,2	-23,2	-168,9	170,1	1,0	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,995	1,000

Cálculo de B2

Andar	$\Delta l$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	h [cm]	$\Sigma Nsd$ [kN]	$\Sigma Hsd$ [kN]	Rs	B2
1	0,1760	0,1760	320,0	413,36	27,3	0,85	1,010
2	0,3620	0,1860	330,0	34,51	11,8	0,85	1,002

Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nlt [kN]		Vsd = Vnt + Vlt [kN]		Msd = B1 * Mnt + B2 * Mit [kN*m]	
	Nnt	Nlt	Vnt	Vlt	Mnt	Mit
1i	-189,2	4,1	-185,1	47,8	-100,2	94,3
1f	-189,2	4,1	-185,1	-49,1	-100,2	-17,8
2i	-193,1	-4,1	-197,2	50,0	-50,8	-21,0
2f	-193,1	-4,1	-197,2	40,8	94,3	17,6
3i	-0,3	0,0	-0,3	-15,7	62,2	-6,4
3f	-0,3	0,0	-0,3	22,3	0,0	0,0
4i	-3,1	0,0	-3,1	27,6	-74,6	-6,8
4f	-3,1	0,0	-3,1	17,1	0,0	0,0
5i	-33,4	10,2	-23,1	111,9	-162,3	24,2
5f	-33,4	10,2	-23,1	11,9	173,4	12,0
6i	-33,4	10,2	-23,1	36,9	-4,1	12,0
6f	-33,4	10,2	-23,1	36,9	284,2	-0,1
7i	-33,4	10,2	-23,1	-38,0	284,2	-0,1
7f	-33,4	10,2	-23,1	-38,0	170,1	-12,3
8i	-33,4	10,2	-23,1	-113,0	-4,1	-12,3
8f	-33,4	10,2	-23,1	-113,0	-168,9	-24,4
9	-26,3	1,9	-24,3	0,0	0,0	0,0
10	-20,6	1,9	-18,7	0,0	0,0	0,0
11	-20,6	1,9	-18,7	0,0	0,0	0,0
12	-21,5	1,9	-19,5	0,0	0,0	0,0
13	6,6	0,0	6,6	0,0	0,0	0,0
14	11,1	0,0	11,1	0,0	0,0	0,0
15	6,5	0,0	6,5	0,0	0,0	0,0
16	2,1	0,0	2,1	0,0	0,0	0,0
17	8,3	0,0	8,3	0,0	0,0	0,0
18	-7,0	0,0	-7,0	0,0	0,0	0,0
19	4,2	0,0	4,2	0,0	0,0	0,0
20	-1,1	0,0	-1,1	0,0	0,0	0,0
21	4,8	0,0	4,8	0,0	0,0	0,0

0,0 Valores calculados pela planilha  
Valores copiados pela planilha de alguma outra célula

Valores a serem inseridos manualmente  
Trelça → Valores nulos

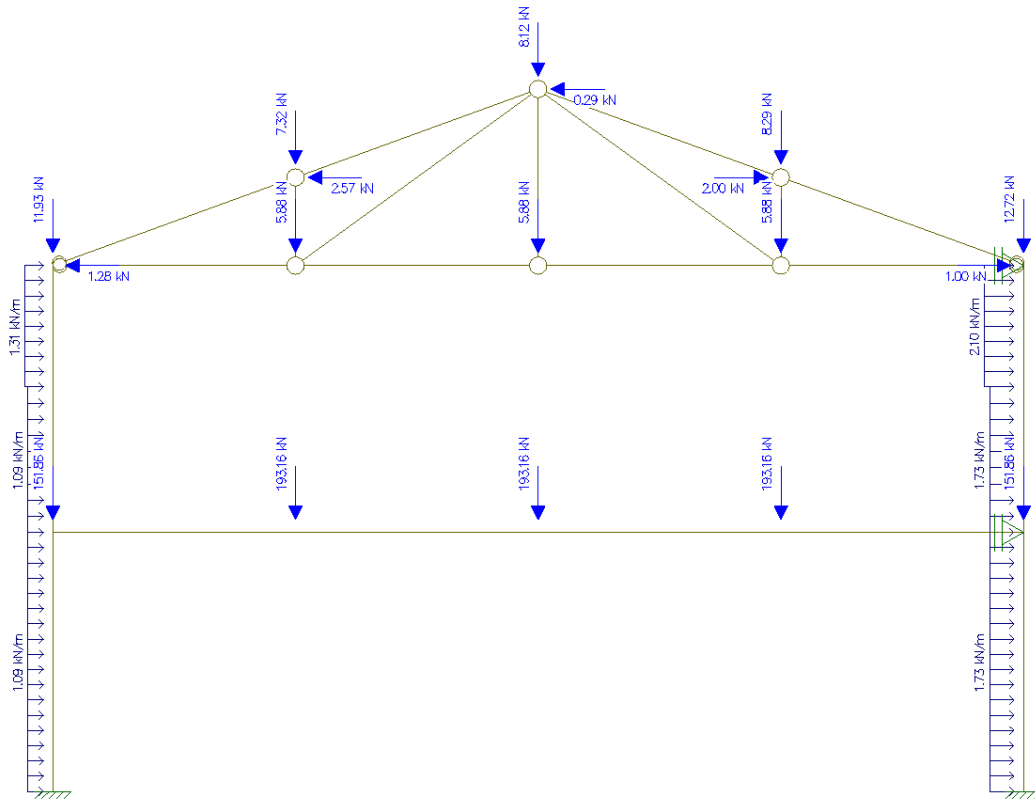
Valores não alterados com a troca de hipóteses

## 9. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTESE 5, PELO MAES

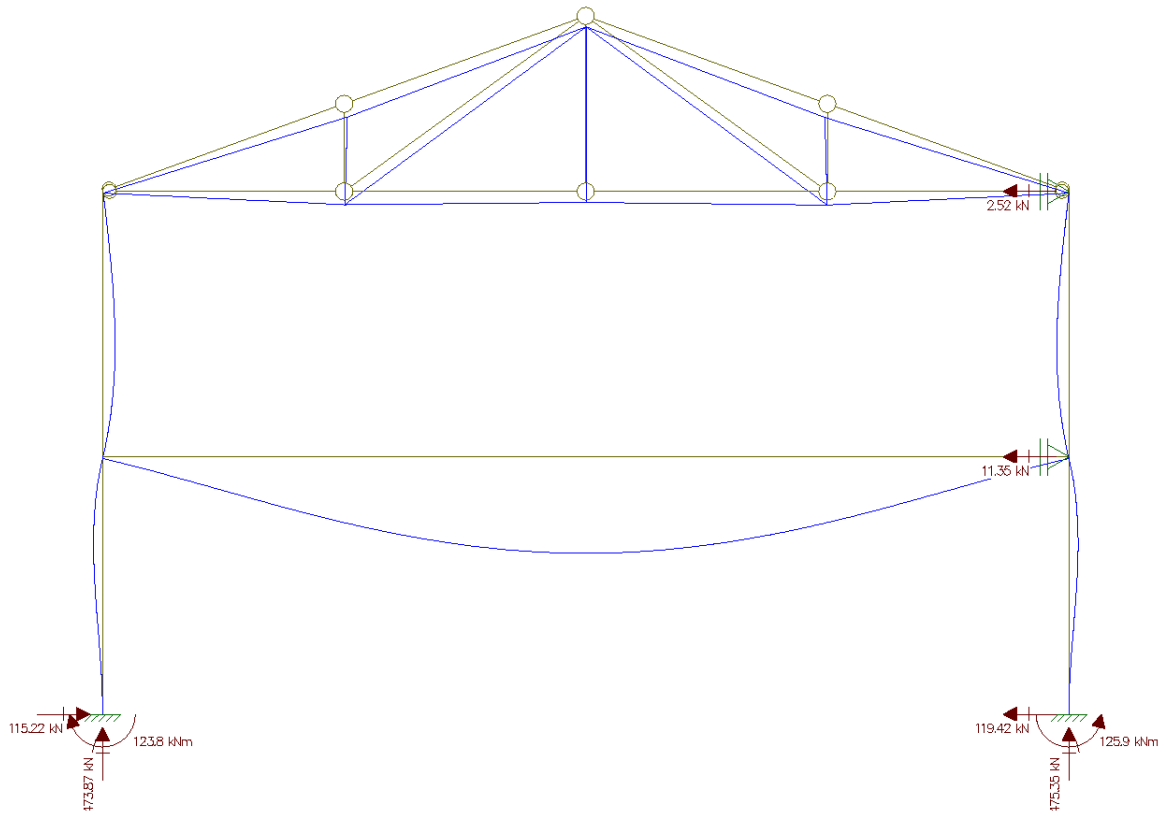
Foi utilizado o programa gratuito de análise estrutural de 1ª ordem Ftool, oferecido pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

### 9.1. Estrutura NT, “no translation”

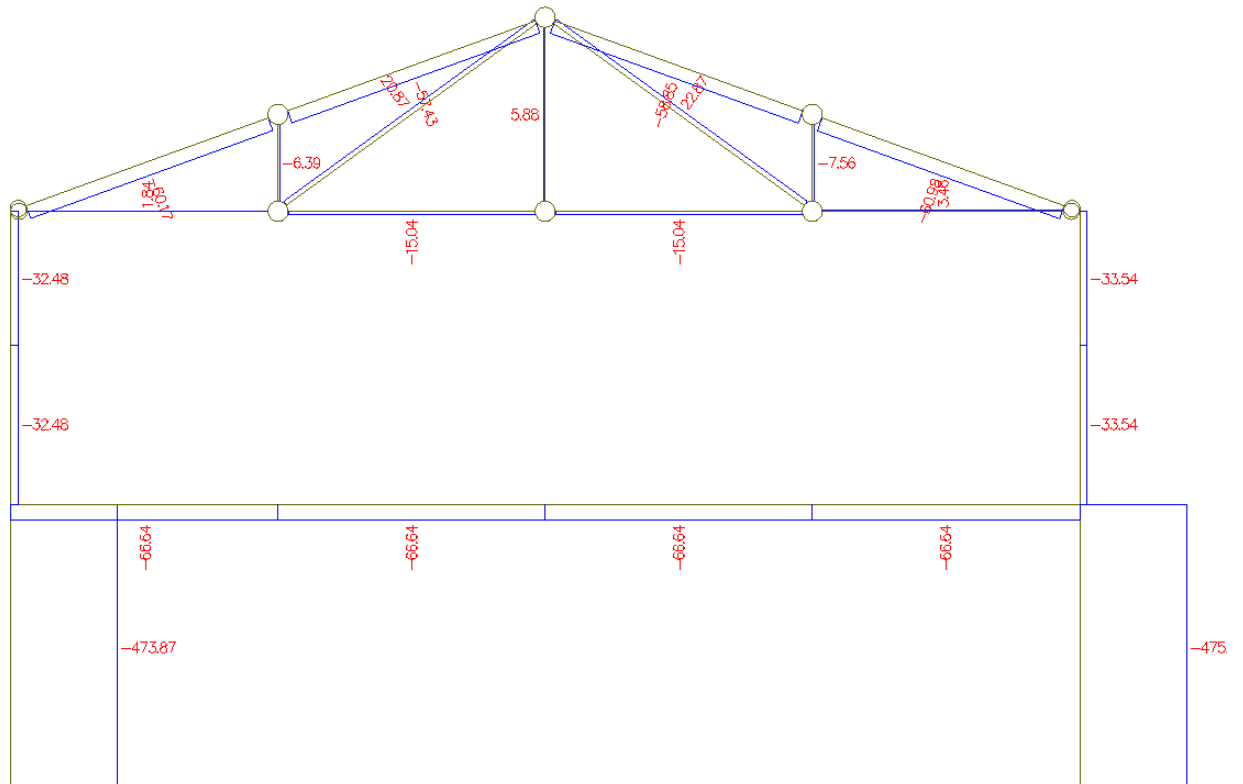
- Modelo estrutural



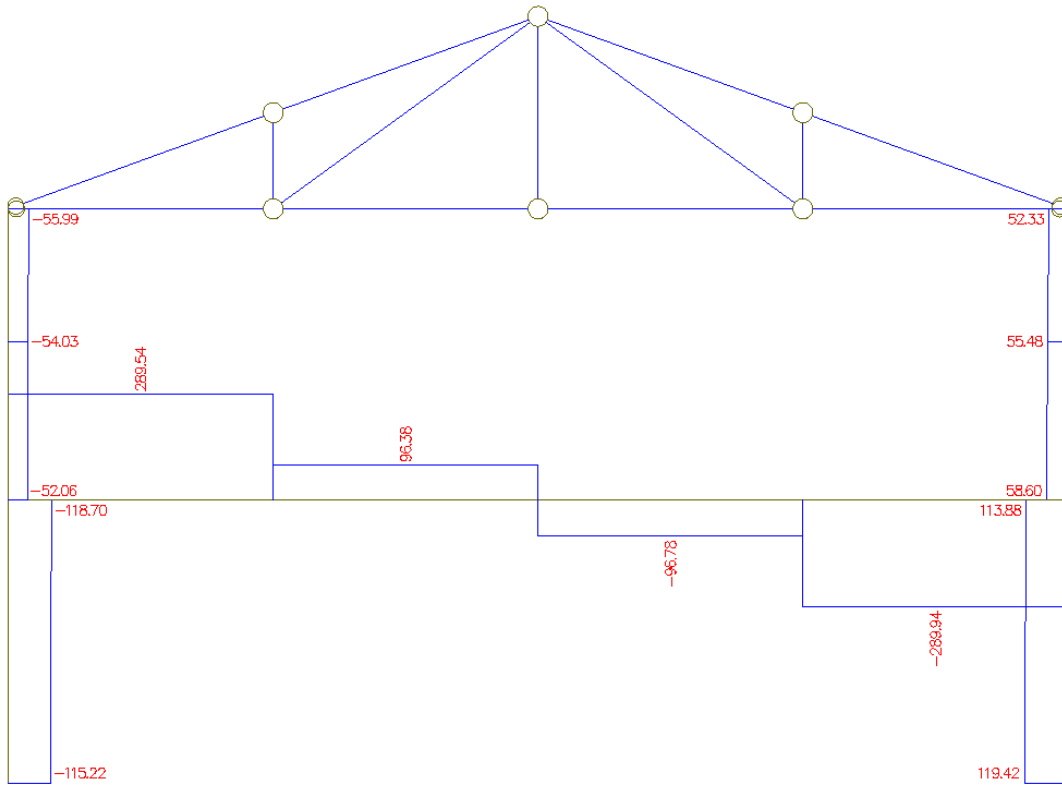
- Reações de apoio



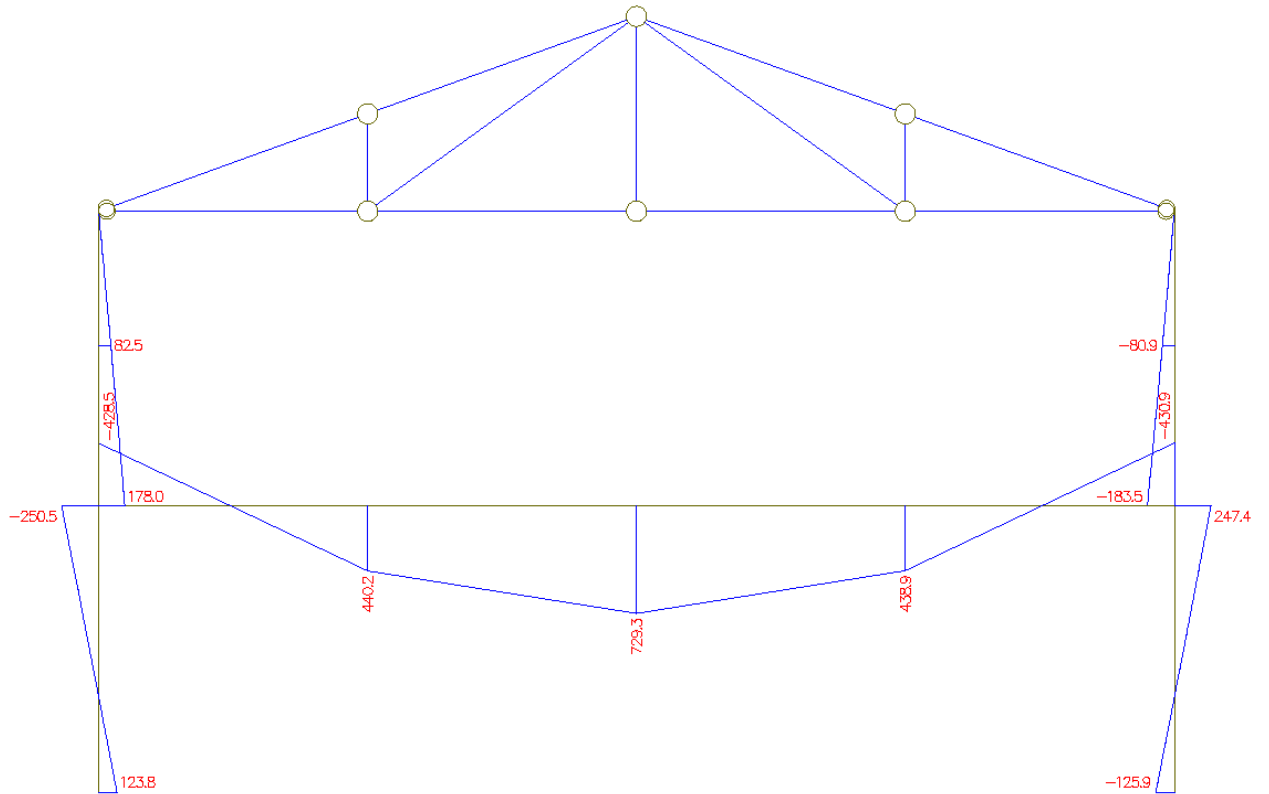
- Esforços solicitantes  
9.1.1. Normal



### 9.1..2. Cortante

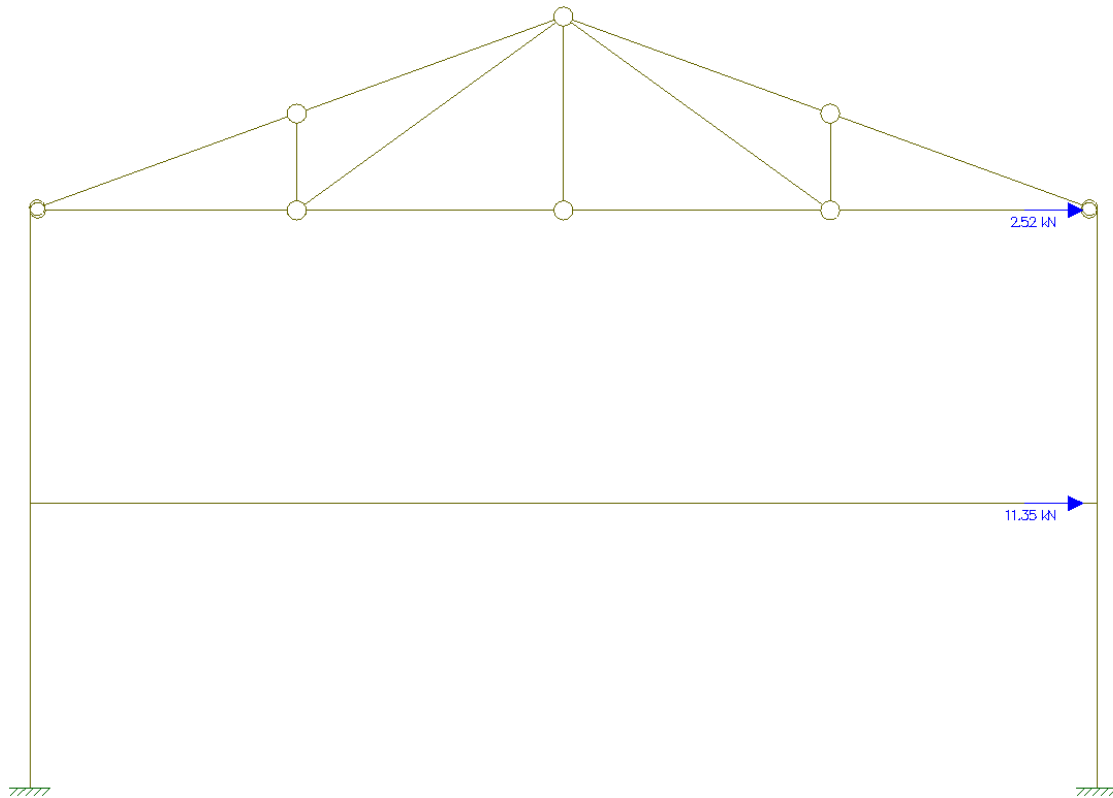


### 9.1..3. Momento Fletor

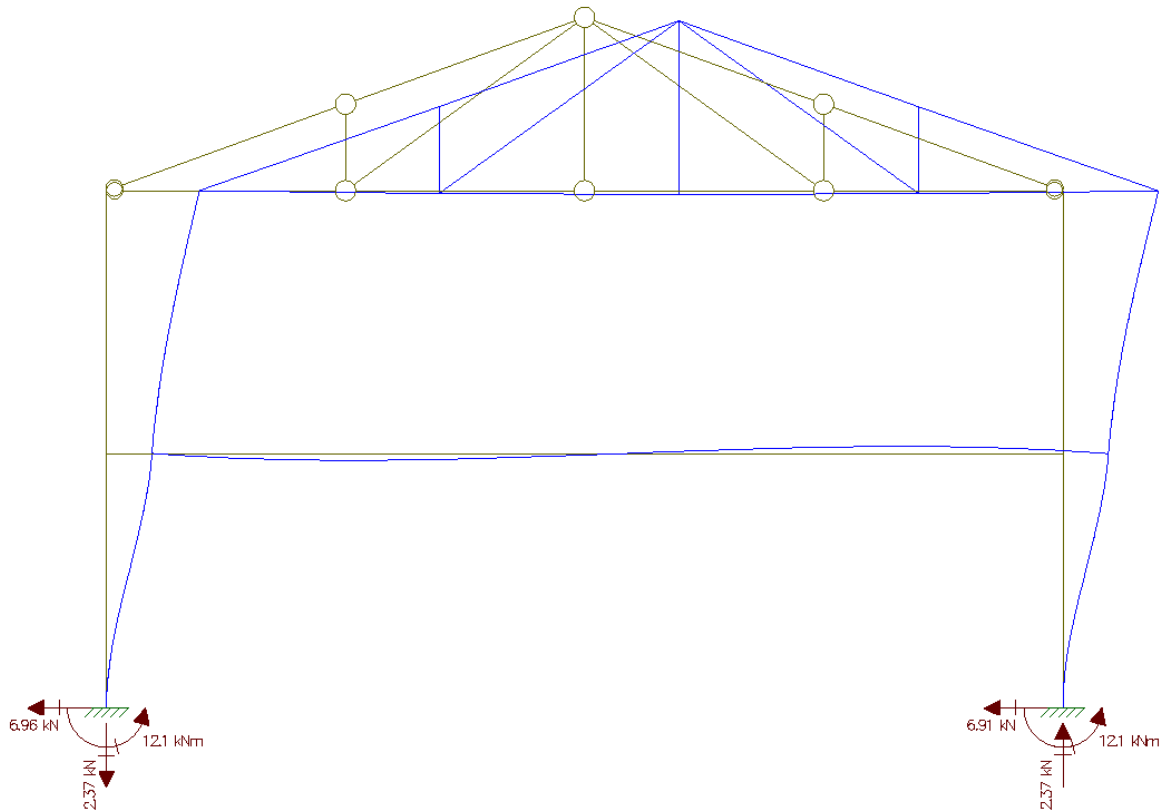


## 9.2. Estrutura LT, "lateral translation"

- Modelo Estrutural

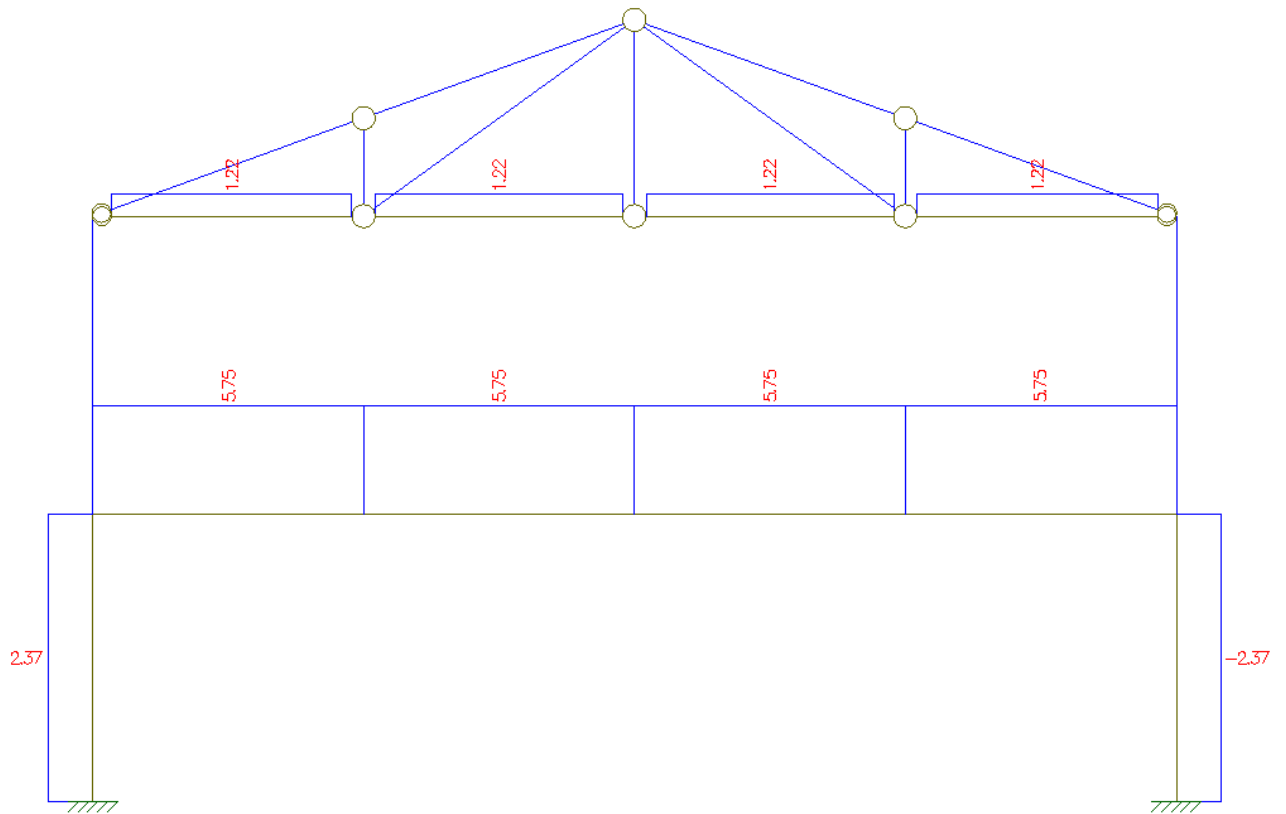


- Reações de apoio

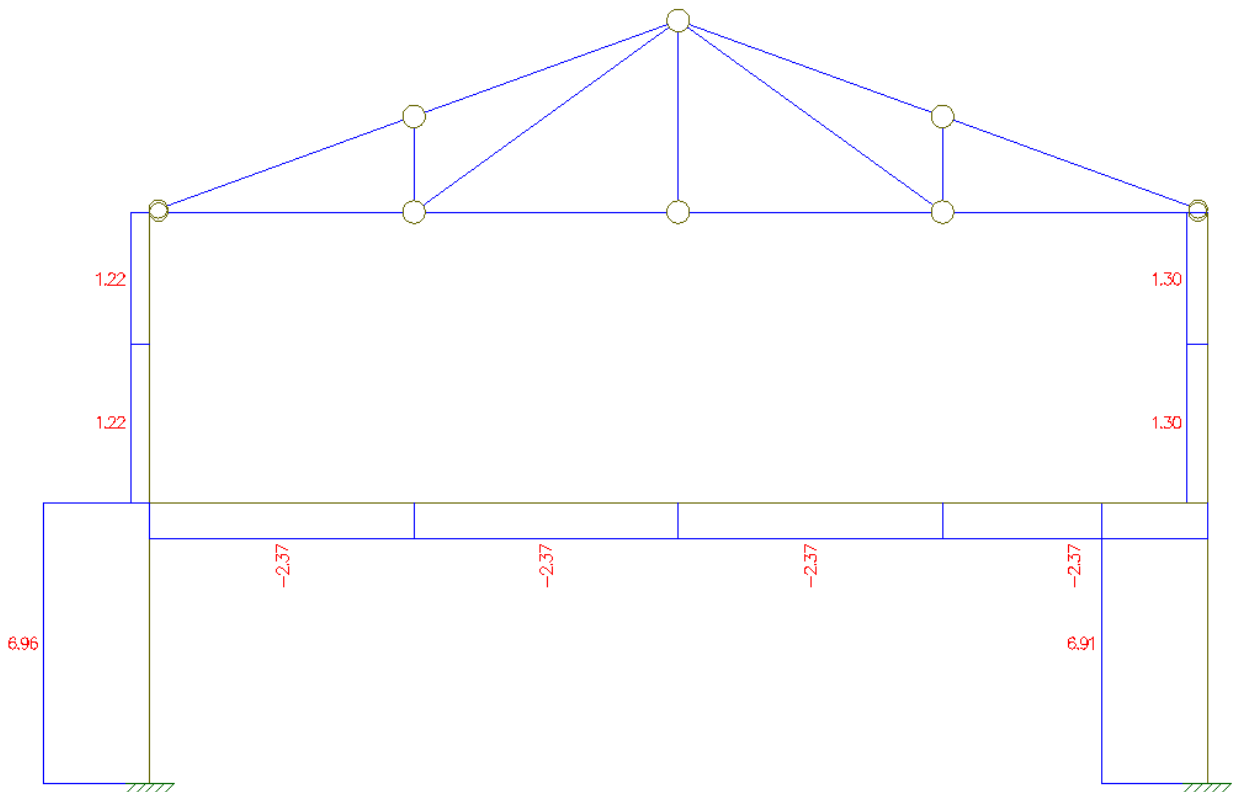


- Esforços Solicitantes

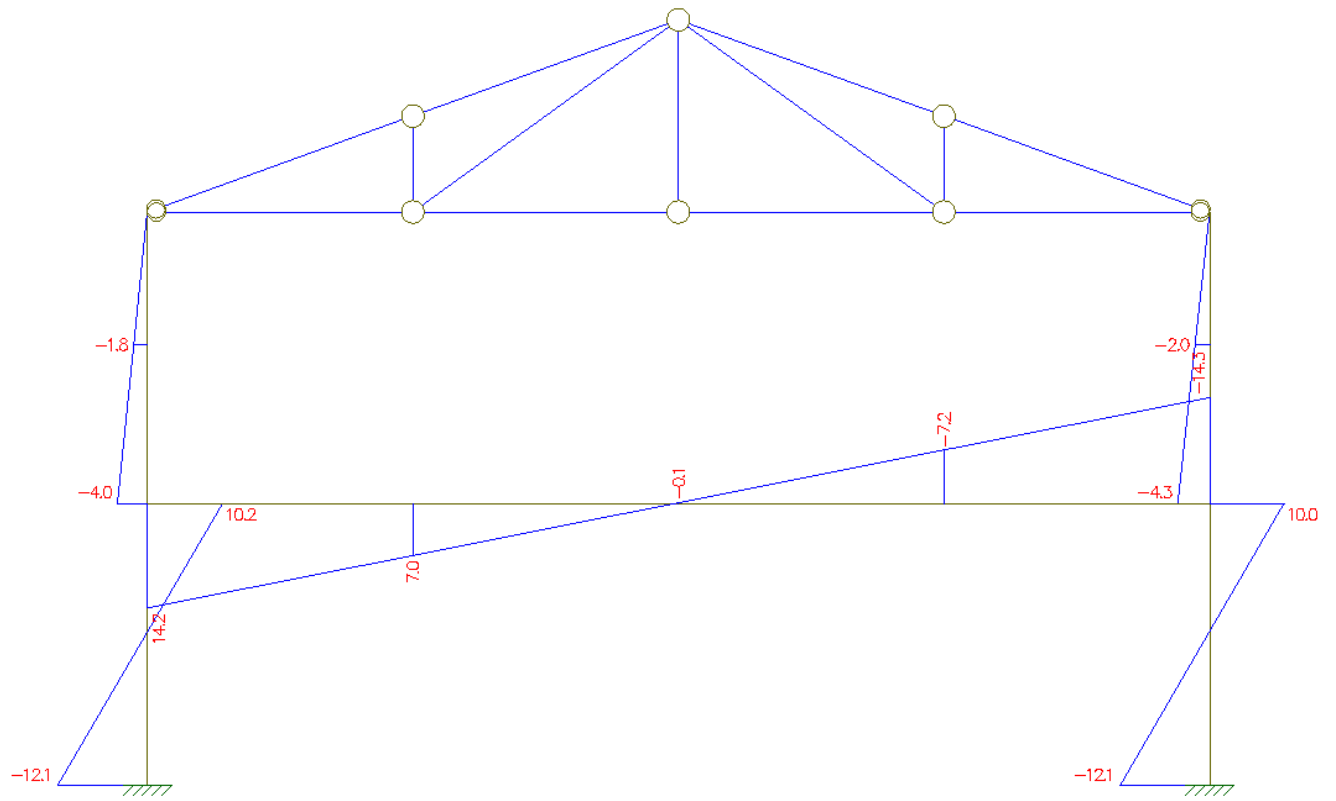
- 9.2..1. Normal



- 9.2..2. Cortante



### 9.2..3. Momento Fletor



### 9.3. Coeficientes $\beta_1$ , $\beta_2$ e esforços solicitantes de cálculo

## Hipótese 5

Cálculo de B1

Barra	Nnt	Nlt	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adotado
1	-473,9	2,4	-471,5	123,8	-250,5	0,8	8728,0	320,0	20000,0	13459,7	0,771	1,000
2	-475,4	-2,4	-477,7	-125,9	247,4	0,8	8728,0	320,0	20000,0	13459,7	0,776	1,000
3	-32,5	0,0	-32,5	0,0	178,0	0,6	8728,0	330,0	20000,0	12856,3	0,598	1,000
4	-33,5	0,0	-33,5	0,0	-183,5	0,6	8728,0	330,0	20000,0	12856,3	0,598	1,000
5	-66,6	5,8	-60,9	428,5	-428,5	1,0	77401,0	1200,0	20000,0	8488,0	0,993	1,000
6	-66,6	5,8	-60,9	-440,2	440,2	1,0	77401,0	1200,0	20000,0	8488,0	0,993	1,000
7	-66,6	5,8	-60,9	-438,9	729,3	0,8	77401,0	1200,0	20000,0	8488,0	0,835	1,000
8	-66,6	5,8	-60,9	430,9	438,9	1,0	77401,0	1200,0	20000,0	8488,0	0,968	1,000

Cálculo de B2

Andar	$\Delta i$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	h [cm]	$\Sigma Nsd$ [kN]	$\Sigma Hsd$ [kN]	Rs	B2
1	0,1726	0,1726	320,0	949,22	18,1	0,85	1,034
2	0,3618	0,1892	330,0	66,02	9,1	0,85	1,005

Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nlt [kN]		Vsd = Vnt + Vlt [kN]		Msd = B1 * Mnt + B2 * Mlt [kN/m]	
	Nnt	Nlt	Vnt	Vlt	Mnt	Mlt
1i	-473,9	2,4	115,2	7,0	123,8	-12,1
1f	-473,9	2,4	118,7	7,0	-250,5	10,2
2i	-475,4	-2,4	119,4	6,9	126,3	-12,1
2f	-475,4	-2,4	113,9	6,9	247,4	10,0
3i	-32,5	0,0	52,1	1,2	178,0	-4,0
3f	-32,5	0,0	56,0	1,2	0,0	0,0
4i	-33,5	0,0	58,6	1,3	-183,5	-4,3
4f	-33,5	0,0	52,3	1,3	53,6	0,0
5i	-66,6	5,8	289,5	2,4	-428,5	14,2
5f	-66,6	5,8	289,5	2,4	440,2	7,0
6i	-66,6	5,8	96,4	2,4	98,8	7,0
6f	-66,6	5,8	96,4	2,4	729,3	-0,1
7i	-66,6	5,8	96,8	2,4	729,3	-0,1
7f	-66,6	5,8	96,8	2,4	438,9	-7,2
8i	-66,6	5,8	289,9	2,4	292,3	-7,2
8f	-66,6	5,8	289,9	2,4	-430,9	-14,3
9	1,8	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0
10	-15,0	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0
11	-15,0	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0
12	3,5	1,2	0,0	0,0	0,0	0,0
13	-60,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
14	-57,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
15	-58,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
16	-61,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
17	-6,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
18	20,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
19	5,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
20	22,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
21	-7,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

0,0 Valores calculados pela planilha  
Valores copiados pela planilha de alguma outra célula

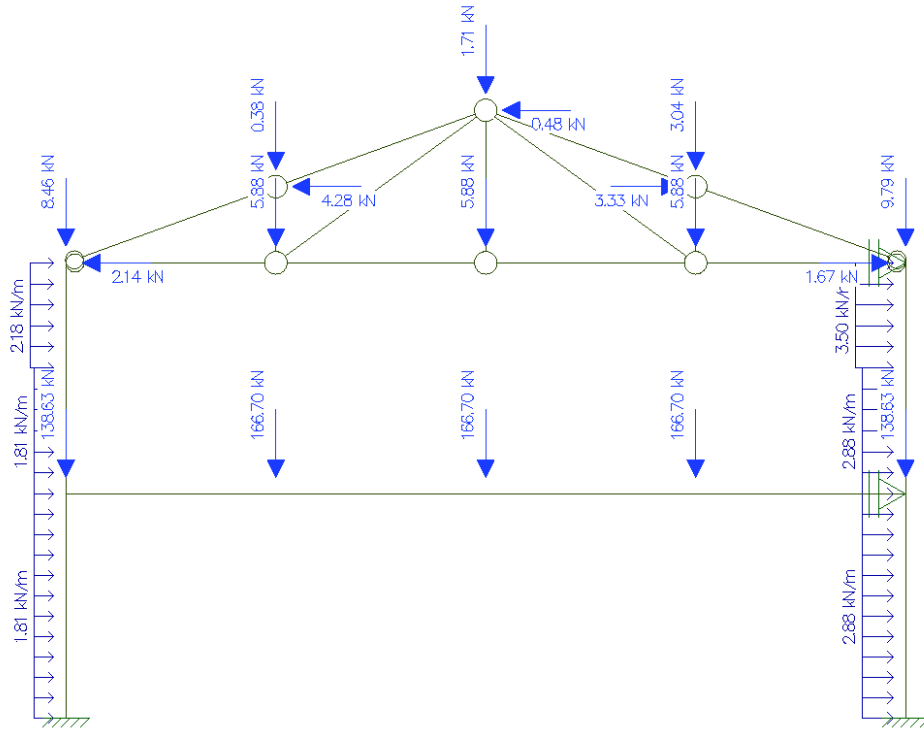
Valores a serem inseridos manualmente  
Trelça → Valores nulos

Valores não alterados com a troca de hipóteses

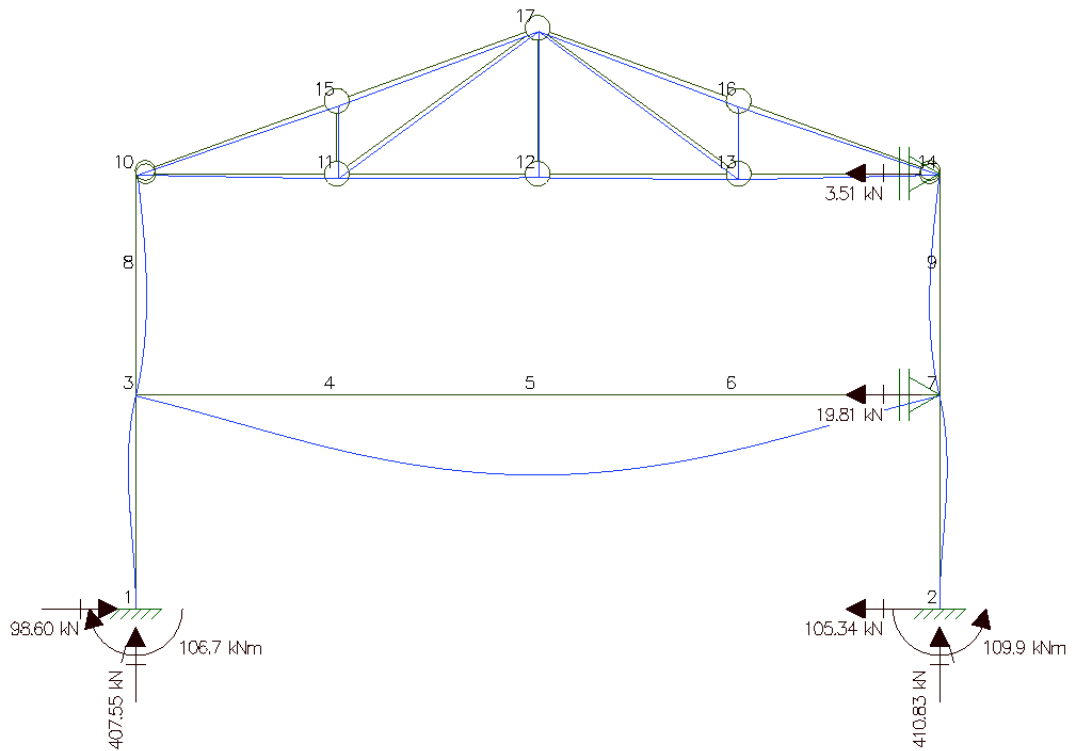
## 10. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS DA HIPÓTES 6, PELO MAES

### 10.1. Estrutura NT, "no translation"

- Modelo estrutural

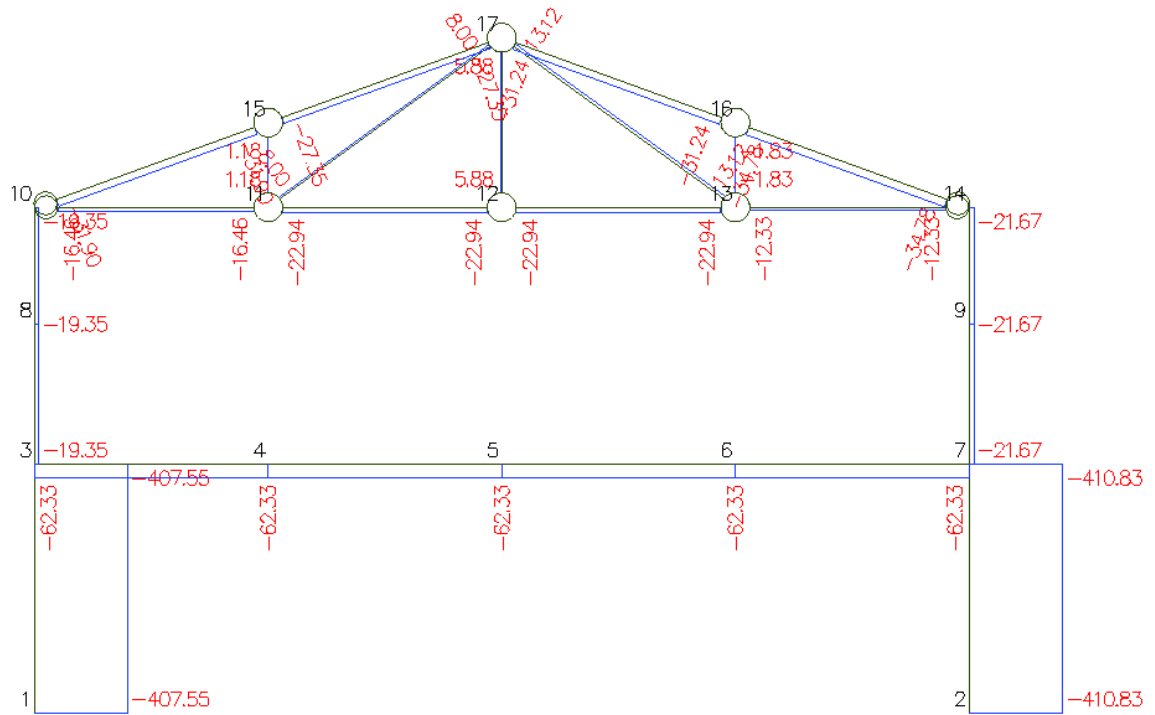


- Reações de apoio

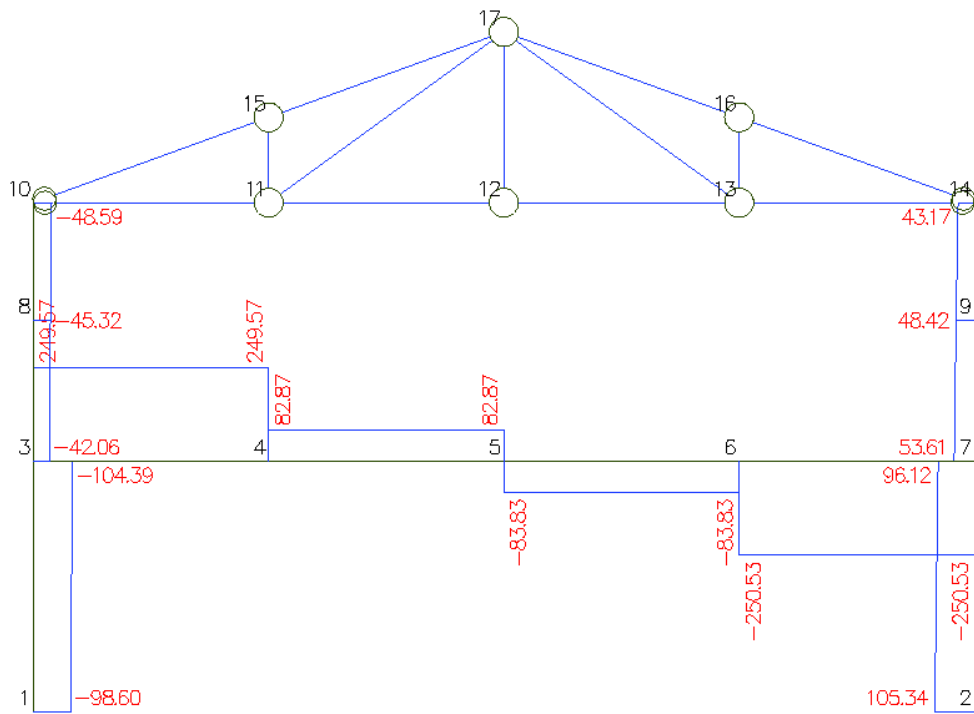


- Esforços solicitantes

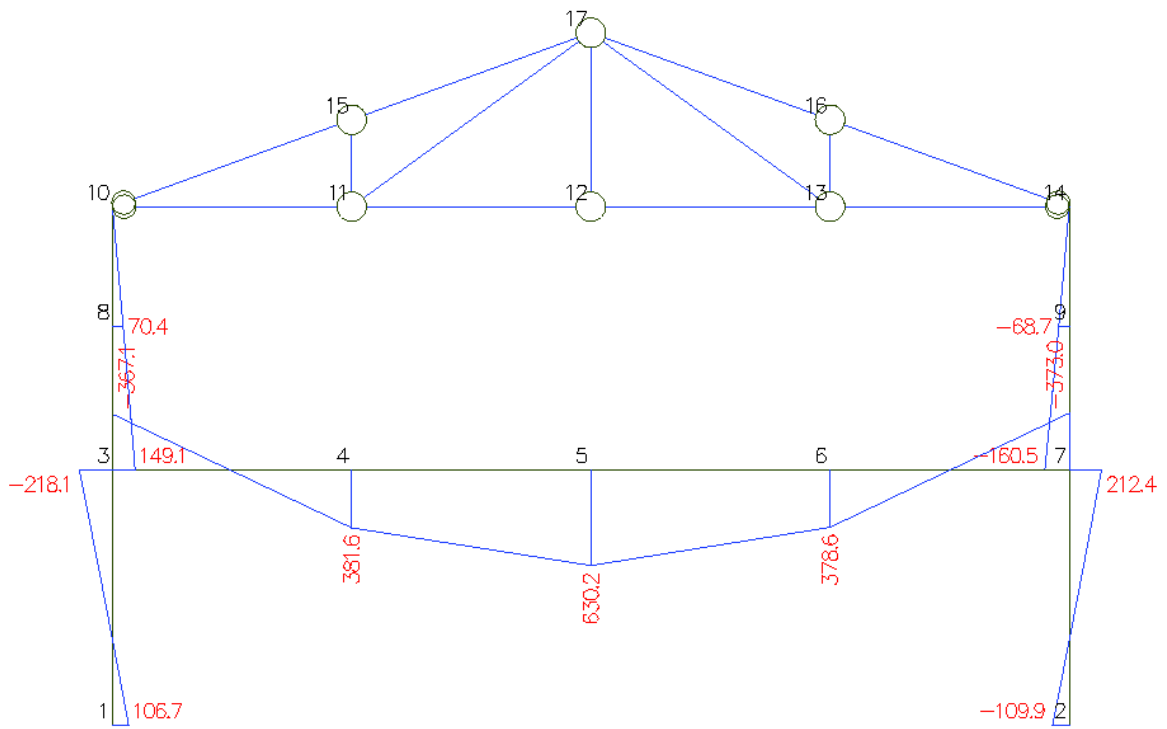
10.1..1. Normal



10.1..2. Cortante

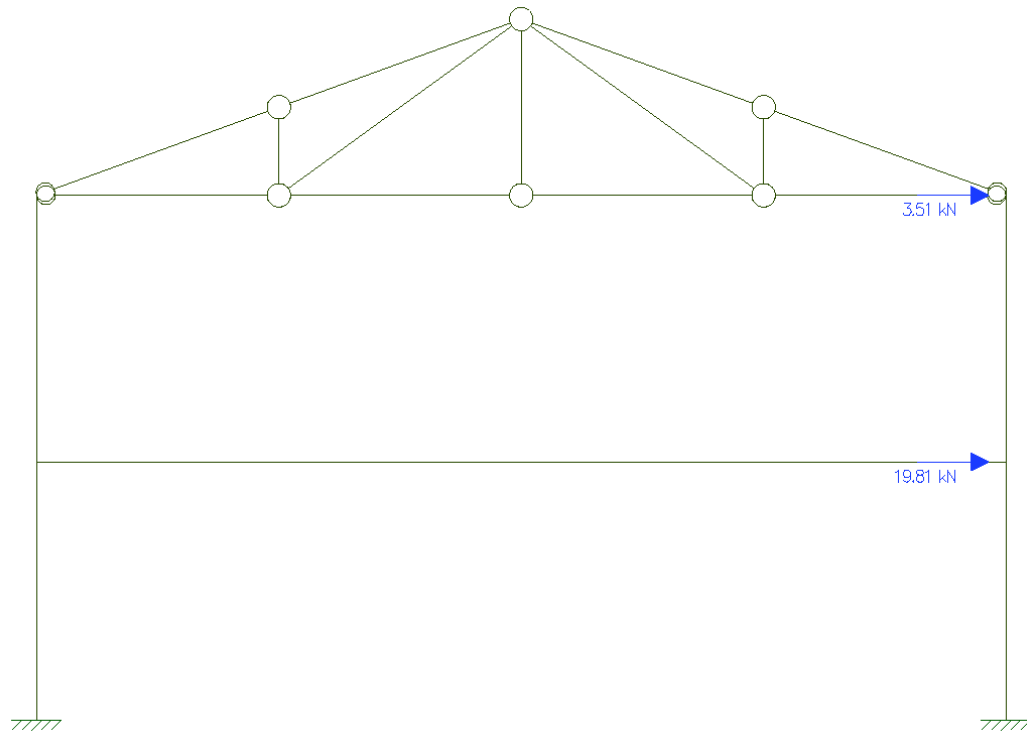


10.1..3. Momento Fletor

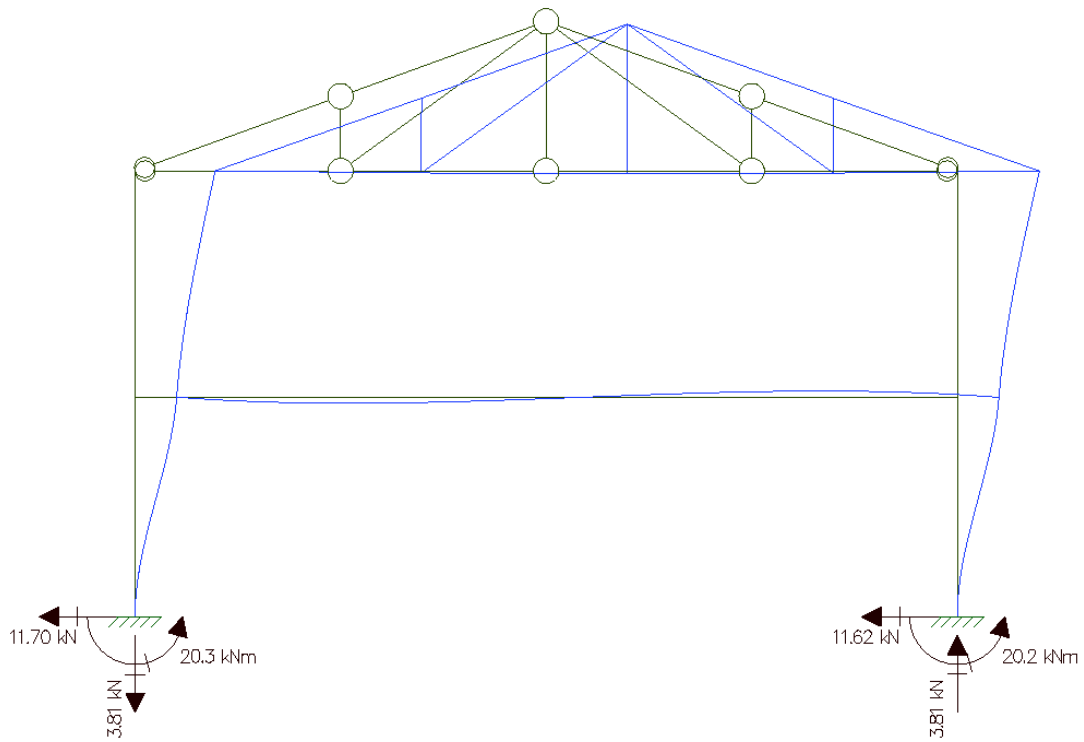


10.2. Estrutura LT, "lateral translation"

- Modelo Estrutural

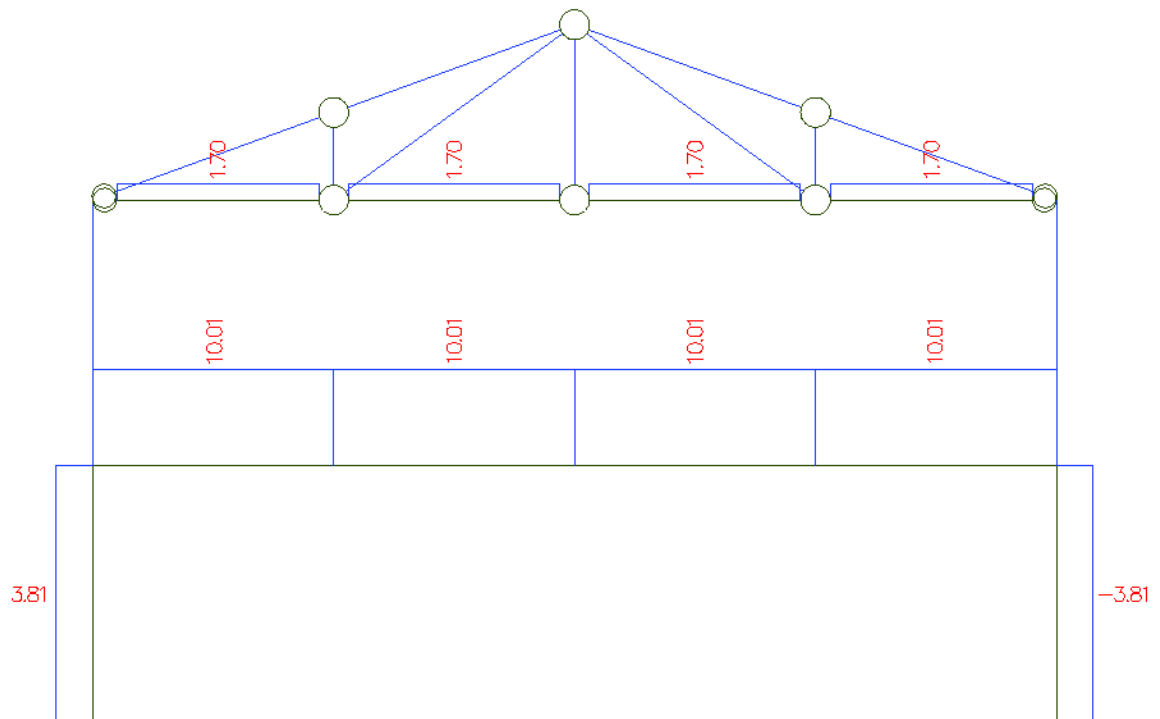


- Reações de apoio

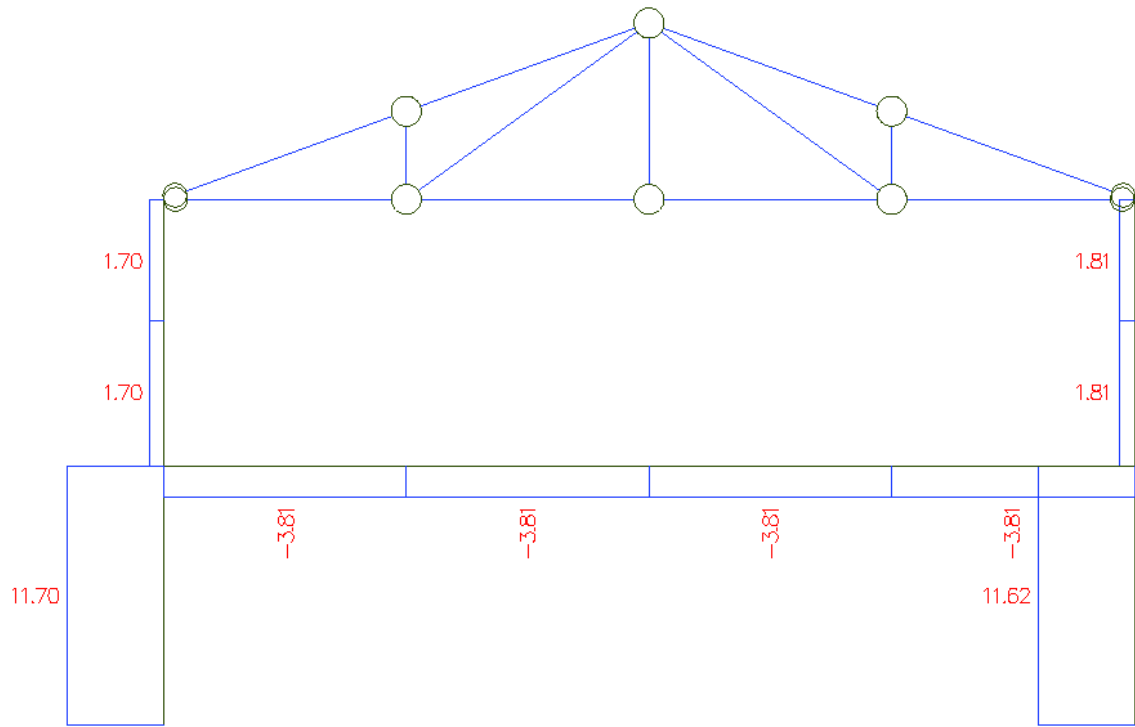


- Esforços Solicitantes

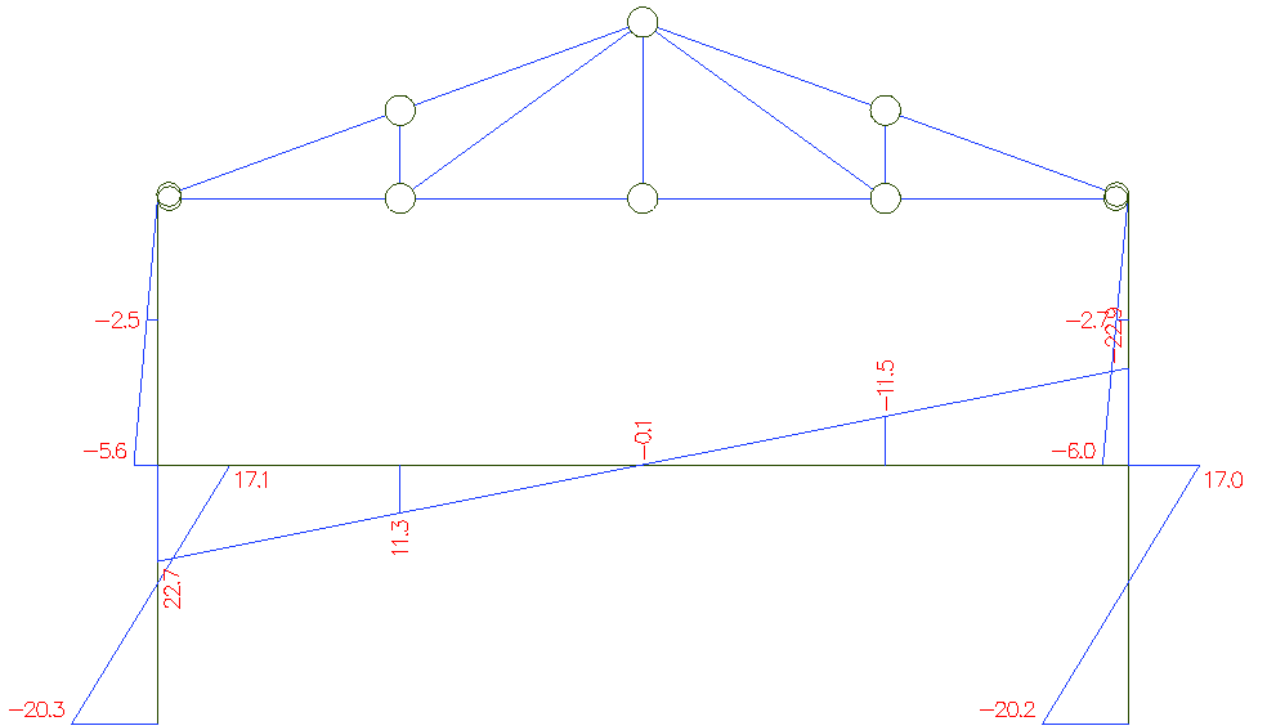
10.2..1. Normal



10.2.2. Cortante



10.2.3. Momento Fletor



10.3. Coeficientes  $\beta_1$ ,  $\beta_2$  e esforços solicitantes de cálculo

Hipótese 6

Cálculo de B1												
Barra	Nnt	Nlit	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adotado
1	-407,6	3,8	-403,7	106,7	-218,1	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,777	1,000
2	-410,8	-3,8	-414,6	-109,9	212,4	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,788	1,000
3	-19,4	0,0	-19,4	0,0	149,1	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,599	1,000
4	-21,7	0,0	-21,7	0,0	-160,5	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,599	1,000
5	-62,3	10,1	-52,2	-367,1	381,6	1,0	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,980	1,000
6	-62,3	10,1	-52,2	381,6	630,2	0,8	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,838	1,000
7	-62,3	10,1	-52,2	378,6	630,2	0,8	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,836	1,000
8	-62,3	10,1	-52,2	-373,0	378,6	1,0	77401,0	1200,0	20000,0	10610,0	0,989	1,000

Cálculo de B2

Andar	$\Delta l$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	h [cm]	$\Sigma Nsd$ [kN]	$\Sigma Hsd$ [kN]	Rs	B2
1	0,2880	0,2880	320,0	818,38	30,2	0,85	1,030
2	0,5670	0,2790	330,0	41,02	14,7	0,85	1,003

Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nlit [kN]		Vsd = Vnt + Vlit [kN]		Msd = B1 * Mnt + B2 * Mit [kN*m]				
	Nnt	Nlit	Vnt	Vlit	Mnt	Mit	B1	B2	Msd
1i	-407,6	3,8	-98,6	11,7	106,7	-86,9	1,000	1,030	85,8
1f	-407,6	3,8	-104,4	11,7	-218,1	-92,7	1,000	1,030	-200,5
2i	-410,8	-3,8	105,3	11,6	117,0	-109,9	1,000	1,030	-130,7
2f	-410,8	-3,8	96,1	11,6	212,4	107,7	1,000	1,030	229,9
3i	-19,4	0,0	-42,6	1,7	149,1	-40,9	1,000	1,030	143,3
3f	-19,4	0,0	-48,6	1,7	-46,9	0,0	1,000	1,030	0,0
4i	-21,7	0,0	53,6	1,8	-160,5	55,4	1,000	1,030	-166,7
4f	-21,7	0,0	43,2	1,8	45,0	0,0	1,000	1,030	0,0
5i	-62,3	10,1	249,6	-3,8	-367,1	245,8	1,000	1,030	-343,7
5f	-62,3	10,1	249,6	-3,8	381,6	245,8	1,000	1,030	393,2
6i	-62,3	10,1	82,9	-3,8	381,6	79,1	1,000	1,030	393,2
6f	-62,3	10,1	82,9	-3,8	630,2	79,1	1,000	1,030	630,1
7i	-62,3	10,1	-83,8	-3,8	-87,6	-87,6	1,000	1,030	630,1
7f	-62,3	10,1	-83,8	-3,8	378,6	-11,5	1,000	1,030	366,8
8i	-62,3	10,1	-250,5	-3,8	-378,6	-254,3	1,000	1,030	366,8
8f	-62,3	10,1	-250,5	-3,8	-373,0	-22,9	1,000	1,030	-396,6
9	-16,5	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
10	-22,9	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
11	-22,9	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
12	-12,3	1,7	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
13	-31,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
14	-27,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
15	-31,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
16	-34,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
17	1,2	0,0	1,2	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
18	8,0	0,0	8,0	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
19	5,9	0,0	5,9	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
20	13,1	0,0	13,1	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0
21	-1,8	0,0	-1,8	0,0	0,0	0,0	-	-	0,0

Valores não alterados com a troca de hipóteses

Valores a serem inseridos manualmente

Trelça → Valores nulos

0,0 Valores calculados pela planilha

Valores copiados pela planilha de alguma outra célula

# 11. ENVOLTÓRIA DE ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCABILIDADE DA ESTRUTURA

Como o maior  $\beta_2$  é menor que 1,13 em todos os casos, a estrutura é de pequena deslocabilidade, sendo o método de análise estrutural adotado conservador, porém válido.

Barra	Hipótese 1			Hipótese 2			Hipótese 3			Hipótese 4			Hipótese 5			Hipótese 6		
	Nsd1	Vsd1	Msd1	Nsd2	Vsd2	Msd2	Nsd3	Vsd3	Msd3	Nsd4	Vsd4	Msd4	Nsd5	Vsd5	Msd5	Nsd6	Vsd6	Msd6
1i	-296,1	-62,2	65,7	-487,0	-114,9	121,5	-269,9	-49,6	46,1	-185,1	-31,2	26,5	-471,4	122,2	111,3	-403,6	-86,9	85,8
1f	-296,1	-62,2	-133,2	-487,0	-114,9	-245,9	-269,9	-55,4	-120,9	-185,1	-37,0	-82,2	-471,4	125,7	-239,9	-403,6	-92,7	-200,5
2i	-296,7	63,9	-68,8	-487,7	117,8	-126,7	-281,0	79,7	-90,8	-197,2	62,0	-72,0	-477,8	126,3	-138,4	-414,8	117,0	-130,7
2f	-296,7	63,9	135,9	-487,7	117,8	250,4	-281,0	70,5	150,4	-197,2	52,8	112,1	-477,8	120,8	257,7	-414,8	107,7	229,9
3i	-31,2	-30,2	0,0	-45,9	-55,2	182,2	-9,1	-22,8	85,5	-0,3	-13,8	55,7	-32,5	53,3	173,9	-19,4	-40,9	143,3
3f	-31,2	30,4	-100,4	-45,9	55,5	-183,3	-11,4	37,9	-108,9	-3,1	29,6	-81,5	-33,5	59,2	-187,9	21,7	55,4	-166,7
4i	-31,2	30,4	0,0	-45,9	55,5	0,0	-11,4	27,5	0,0	-3,1	19,2	0,0	-33,5	53,6	0,0	-21,7	45,0	0,0
5i	-33,5	157,2	-232,8	-62,2	289,3	-428,1	-32,1	153,2	-206,4	-23,1	107,9	-137,9	-60,7	291,9	-413,8	-51,9	245,8	-343,7
5f	-33,5	157,2	238,7	-62,2	289,3	439,8	-52,4	153,2	252,8	-23,1	107,9	185,5	-60,7	291,9	447,4	-51,9	245,8	393,2
6i	-33,5	52,2	238,7	-62,2	96,1	439,8	-32,1	48,2	252,8	-23,1	32,9	185,5	-60,7	98,8	447,4	-51,9	79,1	393,2
6f	-33,5	52,2	395,3	-62,2	96,1	728,1	-32,1	48,2	397,1	-23,1	32,9	284,1	-60,7	98,8	729,2	-51,9	79,1	630,1
7i	-33,5	-52,8	395,3	-62,2	-97,0	436,9	-32,1	-56,8	397,1	-23,1	-42,1	284,1	-60,7	99,2	729,2	-51,9	-87,6	630,1
7f	-33,5	-52,8	240,2	-62,2	-97,0	436,9	-32,1	-56,8	226,5	-23,1	-42,1	157,7	-60,7	99,2	431,5	-51,9	-87,6	366,8
8i	-33,5	-157,7	240,2	-62,2	-290,2	436,9	-32,1	-161,7	226,5	-23,1	-117,1	157,7	-60,7	292,3	431,5	-51,9	-254,3	366,8
8f	-33,5	-157,7	-229,9	-62,2	-290,2	-433,7	-32,1	-161,7	-259,0	-23,1	-117,1	-193,5	-60,7	292,3	-445,7	-51,9	-254,3	-396,6
9	23,1	0,0	0,0	28,3	0,0	0,0	-18,4	0,0	0,0	-24,3	0,0	0,0	3,1	0,0	0,0	-14,8	0,0	0,0
10	5,3	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	-17,8	0,0	0,0	-18,7	0,0	0,0	-13,8	0,0	0,0	-21,2	0,0	0,0
11	5,3	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	-17,8	0,0	0,0	-18,7	0,0	0,0	-13,8	0,0	0,0	-21,2	0,0	0,0
12	23,1	0,0	0,0	28,3	0,0	0,0	-14,3	0,0	0,0	-19,5	0,0	0,0	4,7	0,0	0,0	-10,6	0,0	0,0
13	-56,8	0,0	0,0	-89,1	0,0	0,0	-9,3	0,0	0,0	6,6	0,0	0,0	-60,2	0,0	0,0	-31,9	0,0	0,0
14	-56,8	0,0	0,0	-89,1	0,0	0,0	-4,8	0,0	0,0	11,1	0,0	0,0	-57,4	0,0	0,0	-27,4	0,0	0,0
15	-56,8	0,0	0,0	-89,1	0,0	0,0	-6,7	0,0	0,0	6,5	0,0	0,0	-58,9	0,0	0,0	-31,2	0,0	0,0
16	-56,8	0,0	0,0	-89,1	0,0	0,0	-12,2	0,0	0,0	2,1	0,0	0,0	-61,0	0,0	0,0	-34,8	0,0	0,0
17	-7,1	0,0	0,0	-14,4	0,0	0,0	6,3	0,0	0,0	8,3	0,0	0,0	-6,4	0,0	0,0	1,2	0,0	0,0
18	22,0	0,0	0,0	34,5	0,0	0,0	-0,7	0,0	0,0	-7,0	0,0	0,0	20,9	0,0	0,0	8,0	0,0	0,0
19	5,9	0,0	0,0	5,9	0,0	0,0	5,9	0,0	0,0	4,2	0,0	0,0	5,9	0,0	0,0	5,9	0,0	0,0
20	22,0	0,0	0,0	34,5	0,0	0,0	4,4	0,0	0,0	-1,1	0,0	0,0	22,9	0,0	0,0	13,1	0,0	0,0
21	-7,1	0,0	0,0	-14,4	0,0	0,0	3,3	0,0	0,0	4,8	0,0	0,0	-7,6	0,0	0,0	-1,8	0,0	0,0

- **Para os pilares do 1º e 2º pavimentos (barras 1, 2, 3 e 4) os esforços principais são:**

Esforço Normal Máximo de Compressão e Momento Fletor ocorreu na barra 2, na hipótese 5, sendo:

$$N_{sd}=487,7 \text{ kN}$$

$$\text{Momento Fletor: } M_{sd}=25770 \text{ kNxcn}$$

O diagrama de momento Fletor se mantém semelhante ao mostrado na análise da hipótese 5, porém com valores corrigidos, conforme mostrado na tabela anterior.

O maior esforço cortante nessas barras também ocorreu na hipótese 5, e possui valor de:

$$V_{sd} = 126,3 \text{ kN}$$

- **Para a viga do 2º Pavimento, barras 5, 6, 7 e 8 os esforços principais são:**

Momento Fletor positivo:  $M_{sd} = 72920 \text{ kNxcn}$  (hipótese 5);

Momento Fletor negativo:  $M_{sd} = -44570 \text{ kNxcn}$  (hipótese 5);

$N_{sd} = -60,7 \text{ kN}$  (hipótese 5) – compressão, não aparece esforço de tração nessas barras;

$V_{sd}= 292,3 \text{ kN}$  (hipótese 5).

A força normal máxima não ocorre na mesma hipótese do momento máximo. Normal máxima:

$N_{sd} = -62,2 \text{ kN}$  (hipótese 2)

Momento Fletor positivo:  $M_{sd} = 72810 \text{ kNxcn}$  (hipótese 2);

Momento Fletor negativo:  $M_{sd} = -43370 \text{ kNxcn}$  (hipótese 2);

Cortante:  $V_{sd}= 290,2 \text{ kN}$  (hipótese 2)

Como o esforço normal presente na viga será ignorado no momento do seu dimensionamento, a hipótese a ser verificada será a hipótese 5.

- **Para as cordas inferiores da treliça de cobertura barras 9, 10, 11 e 12:**

Compressão:  $N = -24,3 \text{ kN}$  (hipótese 4)

Tração:  $N= 28,3 \text{ kN}$  (hipótese 2)

- **Para as cordas superiores da treliça de cobertura barras 13, 14, 15 e 16:**

Compressão:  $N = -89,1 \text{ kN}$  (hipótese 2)

Tração:  $N= 11,1 \text{ kN}$  (hipótese 4)

- **Para os montantes laterais da treliça de cobertura barras 17 e 21:**

Compressão:  $N = -14,4 \text{ kN}$  (hipótese 2)

Tração:  $N = 8,3 \text{ kN}$  (hipótese 4)

- **Para o montante central da treliça de cobertura barra 19:**

Tração:  $N = 5,9 \text{ kN}$  (hipótese 1)

- **Para as diagonais da treliça de cobertura barras 18 e 20:**

Compressão:  $N = -7,0 \text{ kN}$  (hipótese 4)

Tração:  $N = 34,5 \text{ kN}$  (hipótese 2)

## 12. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DA TRELIÇA DA COBERTURA SUBMETIDAS À TRAÇÃO

- **Montantes laterais da treliça de cobertura barras 17 e 21 - Tração: N= 8,3 kN (hipótese4)**

- **Dados do material**

-Aço ASTM A36

- $F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$

- $F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$

- **Escoamento da seção bruta**

$$N_{t,sd} \leq (A_g * F_y) / \gamma_{a1}$$

$$A_g \geq (\gamma_{a1} * N_{t,sd}) / F_y$$

$$A_g \geq (1,10 * 8,3) / 25 = 0,37 \text{ cm}^2$$

- **Ruptura da seção líquida**

$$N_{t,sd} \leq (A_e * F_u) / \gamma_{a2}$$

$$A_e \geq (\gamma_{a2} * N_{t,sd}) / F_u$$

$$A_e \geq (1,35 * 8,3) / 40 = 0,28 \text{ cm}^2$$

- **Eslandez máxima**

$$\lambda = L / r < 300$$

$$r \geq L / 300, \text{ sendo o maior } L = 109 \text{ cm}$$

$$r \geq 0,36 \text{ cm}$$

- **Perfil escolhido**

Cantoneira de abas iguais, duplo L 44,45 x 3,17

- **Verificações**

$$A_g = 2 * 3,71 = 7,42 \text{ cm}^2 \geq 0,37 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$A_e = 2 * 3,71 * 0,878 = 7,42 \text{ cm}^2 \geq 0,28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,22 / 10 = 0,878 \leq 0,9$$

$$r_{\min} (2L) = r_x (1L) = 1,40 \text{ cm} > 0,36 \rightarrow \text{ok}$$

- **Chapas espaçadoras**

$$l / r_{\min} (1L) \leq 300 \rightarrow l \leq 300 * r_{\min} (1L)$$

$$l \leq 300 * 0,89 = 267 \text{ cm}$$

Portanto não é necessário usar chapas espaçadoras. A barra atende ao esforço e poderia ser reduzida, mas como os parafusos utilizados são de 16mm a borda mínima para os mesmos é de 20mm.

- **Montante central da treliça de cobertura barra 19 - Tração: N= 5,9 kN (hipótese 1)**

- **Dados do material**

-Aço ASTM A36

$$-F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$$

$$-F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$$

- **Escoamento da seção bruta**

$$N_{t,sd} \leq (A_g * F_y) / \gamma_{a1}$$

$$A_g \geq (\gamma_{a1} * N_{t,sd}) / F_y$$

$$A_g \geq (1,10 * 5,9) / 25 = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **Ruptura da seção líquida**

$$N_{t,sd} \leq (A_e * F_u) / \gamma_{a2}$$

$$A_e \geq (\gamma_{a2} * N_{t,sd}) / F_u$$

$$A_e \geq (1,35 * 5,9) / 40 = 0,20 \text{ cm}^2$$

- **Esbeltez máxima**

$$\lambda = L / r < 300$$

$$r \geq L / 300, \text{ sendo o maior } L = 218 \text{ cm}$$

$$r \geq 0,73 \text{ cm}$$

- **Perfil escolhido**

Cantoneira de abas iguais, duplo L 44,45 x 3,17

- **Verificações**

$$A_g = 2 * 3,71 = 7,42 \text{ cm}^2 \geq 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$A_e = 2 * 3,71 * 0,878 = 7,42 \text{ cm}^2 \geq 0,20 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,22 / 10 = 0,878 \leq 0,9$$

$$r_{\min}(2L) = r_x(1L) = 1,40 \text{ cm} > 0,73 \rightarrow \text{ok}$$

- **Chapas espaçadoras**

$$l / r_{\min}(1L) \leq 300 \rightarrow l \leq 300 * r_{\min}(1L)$$

$$l \leq 300 * 0,89 = 267 \text{ cm}$$

Portanto não é necessário usar chapas espaçadoras. A barra atende ao esforço e poderia ser reduzida, mas como os parafusos utilizados são de 16mm a borda mínima para os mesmos é de 20mm.

➤ **Diagonais da treliça de cobertura barras 18 e 20 - Tração: N= 34,5 kN (hipótese 2)**

- **Dados do material**

-Aço ASTM A36

$$-F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$$

$$-F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$$

- **Escoamento da seção bruta**

$$N_{t,sd} \leq (A_g * F_y) / \gamma_{a1}$$

$$A_g \geq (\gamma_{a1} * N_{t,sd}) / F_y$$

$$A_g \geq (1,10 * 34,5) / 25 = 1,518 \text{ cm}^2$$

- **Ruptura da seção líquida**

$$N_{t,sd} \leq (A_e * F_u) / \gamma_{a2}$$

$$A_e \geq (\gamma_{a2} * N_{t,sd}) / F_u$$

$$A_e \geq (1,35 * 34,5) / 40 = 1,16 \text{ cm}^2$$

- **Esbeltez máxima**

$$\lambda = L / r < 300$$

$$r \geq L / 300, \text{ sendo o maior } L = 371 \text{ cm}$$

$$r \geq 1,24 \text{ cm}$$

- **Perfil escolhido**

Cantoneira de abas iguais, duplo L 44,45 x 3,17

- **Verificações**

$$A_g = 2 * 3,71 = 7,42 \text{ cm}^2 \geq 1,518 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$A_e = 2 * 3,71 * 0,878 = 7,42 \text{ cm}^2 \geq 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,22 / 10 = 0,878 \leq 0,9$$

$r_{\min}(2L) = r_x(1L) = 1,40 \text{ cm} > 1,24 \rightarrow \text{ok}$ , A barra atende ao esforço, mas não podeseer utilizada pois tem esbeltez do conjunto  $> 200$  ( $371/1,4 = 265$ ) e a mesma apresenta esforços de compressão.

- **Perfil escolhido**

Cantoneira de abas iguais, duplo L 63,5 x 4,75

- **Verificações**

$$A_g = 2 * 5,82 = 11,64 \text{ cm}^2 \geq 1,518 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$A_e = 2 * 5,82 * 0,878 = 7,42 \text{ cm}^2 \geq 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,22 / 10 = 0,878 \leq 0,9$$

$r_{\min}(2L) = r_x(1L) = 1,98 \text{ cm} > 1,24 \rightarrow \text{ok}$ , A barra atende ao esforço e pode ser utilizada pois tem esbeltez do conjunto  $> 200$  ( $371/1,98 = 187$ ).

A esbeltez de cada perfil isolado é:  $\lambda = L/r_{\min} = 371/1,26 = 294 < 300$ . Ok! Atende ao limite e não necessitaria de travejamento para o critério de tração, mas como a barra apresenta esforços de compressão também, é necessário o travejamento.

Travejamento

$r_{\min} \times 200 = 1,26 \times 200 = 252 \text{ cm}$ , logo será necessário um ponto de travejamento no centro da barra.

- **Chapas espaçadoras**

$$l / r_{\min(1L)} \leq 300 \rightarrow l \leq 300 \times r_{\min(1L)}$$

$$l \leq 300 \times 0,89 = 267 \text{ cm}$$

Portanto não é necessário usar chapas espaçadoras. A barra atende ao esforço e poderia ser reduzida, mas como os parafusos utilizados são de 16mm a borda mínima para os mesmo é de 20mm.

- **Cordas inferiores da treliça de cobertura barras 9, 10, 11 e 12 - Tração: N= 28,3 kN (hipótese 2)**

- **Dados do material**

-Aço ASTM A36

- $F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$

- $F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$

- **Escoamento da seção bruta**

$$N_{t,sd} \leq (A_g * F_y) / \gamma_{a1}$$

$$A_g \geq (\gamma_{a1} * N_{t,sd}) / F_y$$

$$A_g \geq (1,10 * 28,3) / 25 = 1,25 \text{ cm}^2$$

- **Ruptura da seção líquida**

$$N_{t,sd} \leq (A_e * F_u) / \gamma_{a2}$$

$$A_e \geq (\gamma_{a2} * N_{t,sd}) / F_u$$

$$A_e \geq (1,35 * 28,3) / 40 = 0,96 \text{ cm}^2$$

- **Esbeltez máxima**

$$\lambda = L / r < 300$$

$$r \geq L / 300, \text{ sendo o maior } L = 300 \text{ cm}$$

$$r \geq 1,0 \text{ cm}$$

- **Perfil escolhido**

Cantoneira de abas iguais, duplo L 50,8 x 4,75

- **Verificações**

$$A_g = 2 * 4,61 = 9,22 \text{ cm}^2 \geq 1,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$A_e = 2 * 4,61 * 0,878 = 8,1 \text{ cm}^2 \geq 0,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,22 / 10 = 0,878 \leq 0,9$$

$$r_{\min}(2L) = r_x(1L) = 1,58 \text{ cm} > 1,0 \rightarrow \text{ok}$$

- **Chapas espaçadoras**

$$l / r_{\min}(1L) \leq 300 \rightarrow l \leq 300 * r_{\min}(1L)$$

$$l \leq 300 * 1 = 300 \text{ cm}$$

Portanto não é necessário usar chapas espaçadoras.

- **Cordas superiores da treliça de cobertura barras 13, 14, 15 e 16 - Tração: N= 11,1 kN (hipótese 4)**

- **Dados do material**

-Aço ASTM A36

- $F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$

- $F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$

- **Escoamento da seção bruta**

$$N_{t,sd} \leq (A_g * F_y) / \gamma_{a1}$$

$$A_g \geq (\gamma_{a1} * N_{t,sd}) / F_y$$

$$A_g \geq (1,10 * 11,1) / 25 = 1,25 \text{ cm}^2$$

- **Ruptura da seção líquida**

$$N_{t,sd} \leq (A_e * F_u) / \gamma_{a2}$$

$$A_e \geq (\gamma_{a2} * N_{t,sd}) / F_u$$

$$A_e \geq (1,35 * 11,1) / 40 = 0,96 \text{ cm}^2$$

- **Esbeltez máxima**

$$\lambda = L / r < 300$$

$$r \geq L / 300, \text{ sendo o maior } L = 319 \text{ cm}$$

$$r \geq 1,06 \text{ cm}$$

- **Perfil escolhido**

Cantoneira de abas iguais, duplo L 76,5 x 4,75

- **Verificações**

$$A_g = 2 * 7,03 = 14,06 \text{ cm}^2 \geq 1,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$A_e = 2 * 7,03 * 0,878 = 12,35 \text{ cm}^2 \geq 0,96 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok}$$

$$C_t = 1 - e_c / l_c = 1 - 1,22 / 10 = 0,878 \leq 0,9$$

$$r_{\min}(2L) = r_x(1L) = 1,51 \text{ cm} > 1,06 \rightarrow \text{ok}$$

- **Chapas espaçadoras**

$$l / r_{\min}(1L) \leq 300 \rightarrow l \leq 300 * r_{\min}(1L)$$

$$l \leq 300 * 1,06 = 338,4 \text{ cm}$$

Portanto não é necessário usar chapas espaçadoras.

### 13. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DA TRELIÇA DA COBERTURA SUBMETIDAS À COMPRESSÃO

- **Montantes laterais da treliça de cobertura barras 17 e 21: N = -14,4 kN (hipótese 2)**
  - Dados do material
    - Aço ASTM A36
    - $F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$
    - $F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$
  - Perfil adotado
    - Cantoneira duplo L 44,5x3,2
  - Flambagem local das abas (elemento A-L)
    - $b/t = 44,5/3,2 = 13,91$
    - $(b/t)_{lim} = 0,45(E/F_y)^{0,5} = 12,73$ , logo
    - $Q_s = 1,340 - 0,76 \times (b/t) \times (F_y/E)^{0,5} = 0,97$
    - $Q = Q_s = 0,97$
  - Instabilidade global
    - $N_{ex} = (\pi^2 * E * I_x) / (K_x * L_x)^2$
    - $N_{ex} = (\pi^2 * 20000 * 10,82) / (1,0 * 109)^2 = 179,77 \text{ kN}$
    - $\lambda_0 = (Q * A_g * F_y / N_e)^{0,5}$
    - $\lambda_0 = (0,97 * 5,44 * 25 / 179,77)^{0,5} = 0,73 \rightarrow$  tabela 7.1 apostila  $\rightarrow \chi = 0,8$
  - Esforço resistente de cálculo
    - $N_{c,Rd} = Q * \chi * A_g * F_y / 1,10$
    - $N_{c,Rd} = 0,97 \times 0,8 \times 5,44 \times 25 / 1,10 = 95,94 \text{ kN}$
  - Taxa de trabalho
    - $N_{c,Sd} / N_{c,Rd} = 14,4 / 95,94 = 15\% \text{ ok!}$  O perfil atende ao esforço com folga, podendo ser alterado.
  - Limite de esbeltez
    - $\lambda = \pi * (E * A_g / N_e)^{0,5} = \pi * (20000 * 5,44 / 179,77)^{0,5} = 77,3 < 200 \text{ ok!}$
  - Chapas espaçadoras para travejamento
    - $L_{m\acute{a}x} = 77,3 \times 0,88 / 2 = 34 \text{ cm} \rightarrow$  Serão necessários 3 pontos de travejamento na barra.
- **Diagonais da treliça de cobertura barras 18 e 20 - Compressão: N = -7,0 kN (hipótese 4)**
  - Dados do material

-Aço ASTM A36

$-F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$

$-F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$

- Perfil adotado  
Cantoneira duplo L 63,5x4,75
- Flambagem local das abas (elemento A-L)  
 $b/t = 63,5/4,75 = 13,37$   
 $(b/t)_{lim} = 0,45(E/F_y)^{0,5} = 12,73$ , logo  
 $Q_s = 1,340 - 0,76 \times (b/t) \times (F_y/E)^{0,5} = 0,98$   
 $Q = Q_s = 0,98$
- Instabilidade global  
 $N_{ex} = (\pi^2 * E * I_x) / (K_x * L_x)^2$   
 $N_{ex} = (\pi^2 * 20000 * 46,0) / (1,0 * 370,8)^2 = 66,04 \text{ kN}$   
 $\lambda_0 = (Q * A_g * F_y / N_e)^{0,5}$   
 $\lambda_0 = (0,98 * 11,6 * 25 / 66,04)^{0,5} = 2,07 \rightarrow$  tabela 7.1 apostila  $\rightarrow \chi = 0,2$
- Esforço resistente de cálculo  
 $N_{c,Rd} = Q * \chi * A_g * F_y / 1,10$   
 $N_{c,Rd} = 0,98 \times 0,2 \times 11,6 \times 25 / 1,10 = 51,67 \text{ kN}$
- Taxa de trabalho  
 $N_{c,Sd} / N_{c,Rd} = 7,0 / 51,67 = 14\% \text{ ok!}$  O perfil atende ao esforço.
- Limite de esbeltez  
 $\lambda = \pi * (E * A_g / N_e)^{0,5} = \pi * (20000 * 11,6 / 66,04)^{0,5} = 186,2 < 200 \text{ ok!}$
- Chapas espaçadoras para travejamento  
 $L_{m\acute{a}x} = 186,2 \times 1,24 / 2 = 115 \text{ cm} \rightarrow$  Serão necessários 3 pontos de travejamento na barra.
- **Cordas inferiores da treliça de cobertura barras 9, 10, 11 e 12 -  
Compressão:  $N = -24,3 \text{ kN}$  (hipótese 4)**
  - Dados do material  
-Aço ASTM A36  
 $-F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$   
 $-F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$
  - Perfil adotado  
Cantoneira duplo L 50,8x4,75
  - Flambagem local das abas (elemento A-L)

$$b/t = 50,8/4,75 = 10,69$$

$$(b/t)_{lim} = 0,45(E/F_y)^{0,5} = 12,73, \text{ logo}$$

$$Q = Q_s = 1,0$$

- Instabilidade global
 
$$N_{ex} = (\pi^2 * E * I_x) / (K_x * L_x)^2$$

$$N_{ex} = (\pi^2 * 20000 * 23,4) / (1,0 * 300)^2 = 51,32 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = (Q * A_g * F_y / N_e)^{0,5}$$

$$\lambda_0 = (1,0 * 9,16 * 25 / 51,32)^{0,5} = 2,11 \rightarrow \text{tabela 7.1 apostila} \rightarrow \chi = 0,197$$
- Esforço resistente de cálculo
 
$$N_{c,Rd} = Q * \chi * A_g * F_y / 1,10$$

$$N_{c,Rd} = 1,0 * 0,197 * 9,16 * 25 / 1,10 = 41,0 \text{ kN}$$
- Taxa de trabalho
 
$$N_{c,Sd} / N_{c,Rd} = 24,3 / 41,0 = 59\% \text{ ok! O perfil atende ao esforço.}$$
- Limite de esbeltez
 
$$\lambda = \pi * (E * A_g / N_e)^{0,5} = \pi * (20000 * 9,16 / 51,32)^{0,5} = 190 < 200 \text{ ok!}$$
- Chapas espaçadoras para travejamento
 
$$L_{m\acute{a}x} = 190 * 1,02 / 2 = 96,9 \text{ cm} \rightarrow \text{Ser\~{a}o necess\~{a}rios 3 pontos de travejamento na barra.}$$
- **Cordas superiores da treliça de cobertura barras 13, 14, 15 e 16 - Compressão: N=-89,1kN (hipótese 2)**
  - Dados do material
    - Aço ASTM A36
    - $F_y = 25 \text{ KN/cm}^2$
    - $F_u = 40 \text{ KN/cm}^2$
  - Perfil adotado
    - Cantoneira duplo L 63,5x4,75
  - Flambagem local das abas (elemento A-L)
 
$$b/t = 63,5/4,75 = 13,37$$

$$(b/t)_{lim} = 0,45(E/F_y)^{0,5} = 12,73, \text{ logo}$$

$$Q_s = 1,340 - 0,76 * (b/t) * (F_y/E)^{0,5} = 0,98$$

$$Q = Q_s = 0,98$$
  - Instabilidade global
 
$$N_{ex} = (\pi^2 * E * I_x) / (K_x * L_x)^2$$

$$N_{ex} = (\pi^2 * 20000 * 46,0) / (1,0 * 319,2)^2 = 89,12 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = (Q * A_g * F_y / N_e)^{0,5}$$

$$\lambda_0 = (0,98 * 11,6 * 25 / 89,12)^{0,5} = 1,78 \rightarrow \text{tabela 7.1 apostila} \rightarrow \chi = 0,277$$

- Esforço resistente de cálculo  

$$N_{c,Rd} = Q * \chi * A_g * F_y / 1,10$$

$$N_{c,Rd} = 0,98 * 0,277 * 11,6 * 25 / 1,10 = 78,67 \text{ kN}$$
- Taxa de trabalho  

$$N_{c,Sd} / N_{c,Rd} = 89,1 / 78,67 = 113\% \text{ O perfil não atende ao esforço.}$$
- 2ª tentativa - Perfil adotado  
 Cantoneira duplo L 76,2x4,75
- Flambagem local das abas (elemento A-L)  

$$b/t = 76,2 / 4,75 = 16,04$$

$$(b/t)_{lim} = 0,45(E/F_y)^{0,5} = 12,73, \text{ logo}$$

$$Q_s = 1,340 - 0,76 * (b/t) * (F_y/E)^{0,5} = 0,91$$

$$Q = Q_s = 0,91$$
- Instabilidade global  

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

$$N_{ex} = (\pi^2 * 20000 * 80,0) / (1,0 * 319,2)^2 = 154,98 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = (Q * A_g * F_y / N_e)^{0,5}$$

$$\lambda_0 = (0,91 * 14,06 * 25 / 154,98)^{0,5} = 1,437 \rightarrow \text{tabela 7.1 apostila} \rightarrow \chi = 0,425$$
- Esforço resistente de cálculo  

$$N_{c,Rd} = Q * \chi * A_g * F_y / 1,10$$

$$N_{c,Rd} = 0,91 * 0,425 * 14,06 * 25 / 1,10 = 123,58 \text{ kN}$$
- Taxa de trabalho  

$$N_{c,Sd} / N_{c,Rd} = 89,1 / 123,58 = 72\% \text{ Ok! O perfil atende ao esforço.}$$
- Limite de esbeltez  

$$\lambda = \pi * (E * A_g / N_e)^{0,5} = \pi * (20000 * 11,6 / 154,98)^{0,5} = 134 < 200 \text{ ok!}$$
- Chapas espaçadoras para travejamento  

$$L_{m\acute{a}x} = 134 * 1,50 / 2 = 100,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Ser\~{a}o necess\~{a}rios 3 pontos de travejamento na barra.}$$

#### 14. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DO PISO DO 2º PAVIMENTO DOS PÓRTICOS INTERNOS (FLEXÃO SIMPLES, DESCONSIDERADOS ESFORÇOS NORMAIS ÀS BARRAS)

- Esforços Solicitantes de Cálculo  
 $M_{m\acute{a}x} = +729,2\text{kNxm}$  ou  $72920\text{kNxm}$   
 $M_{neg} = -443,18\text{kNxm}$  e  $-445,89\text{kNxm}$  ou  $-44318\text{kNxm}$  e  $-44589\text{kNxm}$   
 $V_{sd} = 292,3\text{kN}$
- Dados do material  
 - Aço USI CIVIL 300  
 $-F_y = 30\text{ KN/cm}^2$   
 $-F_u = 40\text{ KN/cm}^2$
- Perfil escolhido  
 -VS 550 x 88  
 $d = 55,0\text{cm}$ ;  $b_f = 25,0\text{cm}$ ;  $t_w = 0,63\text{cm}$ ;  $t_f = 1,60\text{cm}$   $I_x = 64345\text{cm}^4$ ;  $W_x = 2340\text{cm}^3$ ;  
 $r_x = 23,90\text{cm}$ ;  $Z_x = 2559\text{cm}^3$ ;  $I_y = 4168\text{cm}^4$ ;  $W_y = 333\text{cm}^3$ ;  $r_y = 6,08\text{cm}$ ;  $Z_y = 505\text{cm}^3$ ;  
 $J = 72,7\text{cm}^4$ ;  $C_w = 2970375\text{cm}^6$
- Verificação ao Momento Fletor  
Momento de Plastificação  
 $M_{pl} = 2559 * 30,0 = 76770\text{kNxm}$   
 $(M_{pl} / M_{sd}) > 1,1 \rightarrow (76770 / 70328) = 1,09 \rightarrow$  O perfil não atende ao esforço solicitante.
- O perfil seguinte (2ª tentativa):  
 -VS 600 x 95  
 $d = 60,0\text{cm}$ ;  $b_f = 30,0\text{cm}$ ;  $t_w = 0,80\text{cm}$ ;  $t_f = 1,25\text{cm}$ ;  $I_x = 77401\text{cm}^4$ ;  $W_x = 2580\text{cm}^3$ ;  
 $r_x = 25,29\text{cm}$ ;  $Z_x = 2864\text{cm}^3$ ;  $I_y = 5627\text{cm}^4$ ;  $W_y = 375\text{cm}^3$ ;  $r_y = 6,82\text{cm}$ ;  $Z_y = 572\text{cm}^3$ ;  
 $J = 49,1\text{cm}^4$ ;  $C_w = 4853760\text{cm}^6$ ;
- Verificação ao Momento Fletor  
Momento de Plastificação  
 $M_{pl} = 2864 * 30,0 = 85920\text{kNxm}$
- Flambagem Local da Mesa  
 $(b_f/2 * t_f) = (30/2 * 1,25) = 12,0$   
 $\lambda_p = 0,38 * (E/F_y)^{0,5} = 9,81 \rightarrow$  Ocorre flambagem local da mesa.  
 $\lambda_r = 0,95 * (E * k_c / 0,7 * F_y)^{0,5}$   
 $k_c = 4 / (h/t_w)^{0,5} = 4 / (57,5/0,8)^{0,5} = 0,472 \rightarrow \lambda_r = 0,95 * (20000 * 0,472 / 0,7 * 30)^{0,5} = 20,14$   
 $9,81 < 12,0 < 20,06 \rightarrow$  Logo a flambagem ocorre no trecho inelástico  
  
 $M_r = 0,7 F_y * W_x = 0,7 * 30 * 2580 = 54180\text{kNxm}$   
 $M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) [(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)]$   
 $M_{Rk} = 85920 - (85920 - 54180) [(12 - 9,81) / (20,14 - 9,81)] = 79191\text{ kNxm}$

$M_{Rd} = M_{Rk}/1,1 = 79191/1,1 = 71992\text{kNxc} < 72920\text{kNxc} \rightarrow$  O perfil escolhido não atende ao momento fletor solicitante de cálculo, trocar perfil.

- O perfil seguinte (3ª tentativa):

-VS 650 x 98

$d = 65,0\text{cm}$ ;  $b_f = 30,0\text{cm}$ ;  $t_w = 0,80\text{cm}$ ;  $t_f = 1,25\text{cm}$ ;  $I_x = 92487\text{cm}^4$ ;  $W_x = 2846\text{cm}^3$ ;  
 $r_x = 27,20\text{cm}$ ;  $Z_x = 3172\text{cm}^3$ ;  $I_y = 5628\text{cm}^4$ ;  $W_y = 375\text{cm}^3$ ;  $r_y = 6,71\text{cm}$ ;  $Z_y = 573\text{cm}^3$ ;  
 $J = 49,9\text{cm}^4$ ;  $C_w = 5715088\text{cm}^6$ ;

- Verificação ao Momento Fletor

Momento de Plastificação

$M_{pl} = 3172 * 30,0 = 95160\text{kNxc}$

- Flambagem Local da Mesa

$(b_f/2 * t_f) = (30/2 * 1,25) = 12,0$

$\lambda_p = 0,38 * (E/F_y)^{0,5} = 9,81 \rightarrow$  Ocorre flambagem local da mesa.

$\lambda_r = 0,95 * (E * k_c / 0,7 * F_y)^{0,5}$

$k_c = 4 / (h/t_w)^{0,5} = 4 / (62,5/0,8)^{0,5} = 0,453 \rightarrow \lambda_r = 0,95 * (20000 * 0,453 / 0,7 * 30)^{0,5} = 19,72$   
 $9,81 < 12,0 < 19,72 \rightarrow$  Logo a flambagem ocorre no trecho inelástico

$M_r = 0,7 F_y * W_x = 0,7 * 30 * 2846 = 59766\text{kNxc}$

$M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) [( \lambda - \lambda_p ) / ( \lambda_r - \lambda_p )]$

$M_{Rk} = 95160 - (95160 - 59766) [( 12 - 9,81 ) / ( 19,72 - 9,81 )] = 87338\text{kNxc}$

$M_{Rd} = M_{Rk} / 1,1 = 87338 / 1,1 = 79398\text{kNxc} < 72920\text{kNxc} \rightarrow$  Ok, o perfil atende à FLM

- Flambagem Local da Alma

$(h/t_w) = (62,5/0,8) = 78,13$

$\lambda_p = 3,76 * (E/F_y)^{0,5} = 97,08 \rightarrow$  Ok, não ocorre flambagem local da alma.

$M_{Rd} = M_{pl} / 1,1 = 95160 / 1,1 = 86509\text{kNxc} > 72920\text{kNxc} \rightarrow$  Ok, o perfil atende à FLA

- Flambagem Lateral com Torção

A viga será ligada mecanicamente com a laje, mas existe momento negativo, provocando compressão na mesanilha contida lateralmente.

$L_b = 1200\text{cm}$

$\lambda = (L_b / r_y) = 1200 / 6,71 = 179$

$\lambda_p = 1,76 * (E/F_y)^{0,5} = 1,76 * (20000/30)^{0,5} = 45,44$

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

$\beta_1 = (0,7 * F_y * W_x) / (E * J) = (0,7 * 30 * 2846) / (20000 * 49,9) = 0,0599$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{5628 * 49,9}}{6,71 * 49,9 * 0,0599} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 * 4853760 * 0,0599^2}{5628}}} = 116,43$$

$$M_r = 0,7F_y * W_x = 0,7 * 30 * 2846 = 59766 \text{ kNxc}$$

$$C_b = 3,00 - (2 * M_1 / 3 * M_0) - [8 * M_2 / 3 * (M_0 + M_1)]$$

$$C_b = 3,00 - (-2 * 44318 / -3 * 44589) - [8 * 72920 / -3(44589 + 44318)]$$

$$C_b = 4,53$$

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

$$M_{cr} = \frac{4,53 * \pi^2 * 20000 * 5627}{1200^2} \sqrt{\frac{4853760}{5627} * \left(1 + 0,039 * \frac{49,1 * 1200^2}{4853760}\right)}$$

$$= 128509 \text{ kNxc}$$

Logo ocorre a plastificação da seção antes da flambagem lateral com torção.

$$M_{Rd} = M_{pl} / 1,1 = 95160 / 1,1 = 86509 \text{ kNxc} > 44590 \text{ kNxc} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLT}$$

O perfil adotado VS 650 x 98 atende ao momento solicitante de cálculo.

- Verificação à Força Cortante

$$V_{sd} = 292,3 \text{ kN}$$

$$\lambda = (h/t_w) = (62,5/0,8) = 78,13;$$

$$\lambda_p = 1,10(K_v * E/F_y)^{0,5} = \lambda_p = 1,10 * (5 * 20000/30)^{0,5} = 63,51$$

$$\lambda_r = 1,37(5 * E/F_y)^{0,5} = 79,09 \rightarrow \text{ocorre flambagem inelástica por cisalhamento na alma.}$$

$$V_{pl} = 0,60 * A_w * F_y = 0,60 * d * t_w * F_y = 0,60 * 65,0 * 0,8 * 30 = 936 \text{ kN}$$

$$V_{Rk} = (\lambda_p / \lambda) * V_{pl} = (63,51 / 78,13) * 936 = 760,85 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 760,85 / 1,1 = 691,7 \text{ kN} > 292,3 \text{ kN. Ok! O perfil atende ao esforço cortante.}$$

O perfil VS 650 x 98 atende a todos os esforços solicitantes de cálculo.

## 15. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V1 E V2 DO PISO DO 2º PAVIMENTO V1 (FLEXÃO SIMPLES, DESCONSIDERADOS ESFORÇOS NORMAIS ÀS BARRAS)

### 15.1. Viga V1

#### 15.1.1. Cargas na viga

Carga permanente do piso:  $(3,57\text{kN/m}^2) \times 1,5\text{m} = 5,36\text{kN/m}$

Carga permanente das paredes:  $6,6\text{kN/m}$

Carga permanente total:  $5,36 + 6,6 = 11,96\text{kN/m}$

Sobrecarga:  $(3,0\text{kN/m}^2) \times 1,5\text{m} = 4,5\text{kN/m}$

Carregamento último:  $(1,4 \times 11,96) + (1,4 \times 4,5) = 23,04\text{kN/m}$

Carregamento serviço:  $(1,0 \times 11,96) + (1,0 \times 4,5) = 16,46\text{kN/m}$

Momento último máximo atuante

$$M_{\text{máx}} = (q \cdot L^2)/8 = (23,04 \cdot 7^2)/8 = 141,12\text{kNxm} = 14112\text{kNxc}$$

#### 15.1.2. Dimensionamento

- Dados do material

- Aço ASTM A72 – Grau 50

- $F_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$

- $F_u = 45 \text{ KN/cm}^2$

- Pré dimensionamento

- $Z > (M/F_y) \rightarrow Z > (14112 \times 1,1/34,5) > 450\text{cm}^3$

- Escolha do perfil

- W250x38,5

- $d = 26,2\text{cm}$ ;  $b_f = 14,7\text{cm}$ ;  $t_w = 0,66\text{cm}$ ;  $t_f = 1,12\text{cm}$ ;  $I_x = 6057\text{cm}^4$ ;  $W_x = 462,4\text{cm}^3$ ;

- $r_x = 11,05\text{cm}$ ;  $Z_x = 517,8\text{cm}^3$ ;  $I_y = 594\text{cm}^4$ ;  $W_y = 80,8\text{cm}^3$ ;  $r_y = 3,46\text{cm}$ ;  $Z_y = 124,1\text{cm}^3$ ;

- $J = 17,63\text{cm}^4$ ;  $C_w = 93,242\text{cm}^6$ ;

- Verificação ao Momento Fletor

- Momento de Plastificação

- $M_{pl} = 517,8 \cdot 34,5 = 17864,1\text{kNxc}$

- Flambagem Local da Mesa

- $(b_f/2 \cdot t_f) = (14,7/2 \cdot 1,12) = 6,56$

- $\lambda_p = 0,38 \cdot (E/F_y)^{0,5} = 9,15 \rightarrow$  Não ocorre flambagem local da mesa.

- $M_{Rd} = M_{pl}/1,1 = 17864,1/1,1 = 16240\text{kNxc} < 14112\text{kNxc} \rightarrow$  Ok, o perfil atende à FLM

- Flambagem Local da Alma

- $(h/t_w) = (26,2/0,66) = 39,7$

- $\lambda_p = 3,76 \cdot (E/F_y)^{0,5} = 90,53 \rightarrow$  Ok, não ocorre flambagem local da alma.

- $M_{Rd} = M_{pl}/1,1 = 17864,1/1,1 = 16240\text{kNxc} < 14112\text{kNxc} \rightarrow$  Ok, o perfil atende à FLA

- Flambagem Lateral com Torção

A viga será ligada mecanicamente com a laje, sem a existência de momento negativo, portanto  $L_b = 0\text{cm}$ .

Logo, ocorre a plastificação da seção antes da flambagem lateral com torção.

$$M_{Rd} = M_{pl}/1,1 = 17864,1/1,1 = 16240\text{kN}\cdot\text{m} < 14112\text{kN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLT}$$

- Limitação adicional  
 $1,5 \cdot W_x \cdot F_y = 1,5 \cdot 462,4 \cdot 34,5 = 23929,2 > M_{pl} = 21231,3 \rightarrow \text{Ok, o perfil adotado W250x38,5 atende ao momento solicitante de cálculo.}$
- Verificação à Força Cortante

$$V_{sd} = (q \cdot L/2) = (23,04 \cdot 7/2) = 80,64\text{kN}$$

$$\lambda = (h/t_w) = (26,2/0,66) = 39,7;$$

$$\lambda_p = 1,10(K_v \cdot E/F_y)^{0,5} = \lambda_p = 1,10 \cdot (5 \cdot 20000/34,5)^{0,5} = 59,22$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot F_y = 0,60 \cdot d \cdot t_w \cdot F_y = 0,60 \cdot 26,2 \cdot 0,66 \cdot 34,5 = 357,9\text{kN}$$

$$V_{Rd} = 357,9/1,1 = 325,4\text{kN} > 80,64\text{kN} \rightarrow \text{Ok! O perfil atende ao esforço cortante.}$$

O perfil W250x38,5 atende a todos os esforços solicitantes de cálculo.

## 15.2. Viga V2

### 15.2.1. Cargas na viga

Carga permanente do piso:  $(3,57\text{kN/m}^2) \times 3,0\text{m} = 10,71\text{kN/m}$

Sobrecarga:  $(3,0\text{kN/m}^2) \times 3,0\text{m} = 9,0\text{kN/m}$

Carregamento último:  $(1,4 \times 10,71) + (1,4 \times 9,0) = 27,59\text{kN/m}$

Carregamento serviço:  $(1,0 \times 10,71) + (1,0 \times 9,0) = 19,71\text{kN/m}$

Momento último máximo atuante

$$M_{m\acute{a}x} = (q \cdot L^2)/8 = (27,59 \cdot 7^2)/8 = 168,99\text{kN}\cdot\text{m} = 16899\text{kN}\cdot\text{cm}$$

### 15.2.2. Dimensionamento

- Dados do material
  - Aço ASTM A72 – Grau 50
  - $F_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$
  - $F_u = 45 \text{ KN/cm}^2$
- Pré dimensionamento
  - $Z > (M/F_y) \rightarrow Z > (16899 \times 1,1/34,5) > 539\text{cm}^3$
- Escolha do perfil
  - W310x38,7
  - $d = 31,0\text{cm}$ ;  $b_f = 16,5\text{cm}$ ;  $t_w = 0,58\text{cm}$ ;  $t_f = 0,97\text{cm}$ ;  $I_x = 8581\text{cm}^4$ ;  $W_x = 553,6\text{cm}^3$ ;
  - $r_x = 13,14\text{cm}$ ;  $Z_x = 615,47\text{cm}^3$ ;  $I_y = 727\text{cm}^4$ ;  $W_y = 88,1\text{cm}^3$ ;  $r_y = 3,82\text{cm}$ ;  $Z_y = 134,9\text{cm}^3$ ;
  - $J = 13,2\text{cm}^4$ ;  $C_w = 163,728\text{cm}^6$ ;

- Verificação ao Momento Fletor

Momento de Plastificação

$$M_{pl} = 615,4 \cdot 34,5 = 21231,3 \text{ kNxc}$$

- Flambagem Local da Mesa

$$(b_f/2 \cdot t_f) = (16,5/2 \cdot 0,97) = 8,51$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot (E/F_y)^{0,5} = 9,15 \rightarrow \text{Não ocorre flambagem local da mesa.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1,1 = 21231,3/1,1 = 19301 \text{ kNxc} < 16899 \text{ kNxc} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLM}$$

- Flambagem Local da Alma

$$(h/t_w) = (29,1/0,58) = 50,17$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot (E/F_y)^{0,5} = 90,53 \rightarrow \text{Ok, não ocorre flambagem local da alma.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl}/1,1 = 21231,3/1,1 = 19301 \text{ kNxc} < 16899 \text{ kNxc} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLA}$$

- Flambagem Lateral com Torção

A viga será ligada mecanicamente com a laje, sem a existência de momento negativo, portanto  $L_b = 0 \text{ cm}$ .

Logo, ocorre a plastificação da seção antes da flambagem lateral com torção.

$$M_{Rd} = M_{pl}/1,1 = 21231,3/1,1 = 19301 \text{ kNxc} < 16899 \text{ kNxc} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLT}$$

- Limitação adicional

$$1,5 \cdot W_x \cdot F_y = 1,5 \cdot 553,6 \cdot 34,5 = 28648,8 > M_{pl} = 21231,3 \rightarrow \text{Ok, o perfil adotado W310x38,7 atende ao momento solicitante de cálculo.}$$

- Verificação à Força Cortante

$$V_{sd} = (q \cdot L/2) = (27,59 \cdot 7/2) = 96,57 \text{ kN}$$

$$\lambda = (h/t_w) = (29,1/0,58) = 50,17;$$

$$\lambda_p = 1,10 \cdot (K_v \cdot E/F_y)^{0,5} = \lambda_p = 1,10 \cdot (5 \cdot 20000/34,5)^{0,5} = 59,22$$

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot F_y = 0,60 \cdot d \cdot t_w \cdot F_y = 0,60 \cdot 31,0 \cdot 0,58 \cdot 34,5 = 372,19 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 372,19/1,1 = 338,35 \text{ kN} > 96,57 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok! O perfil atende ao esforço cortante.}$$

O perfil W310x38,7 atende a todos os esforços solicitantes de cálculo.

- Verificação da flecha quanto ao estado limite de serviço

$$\text{Flecha} = (5 \cdot q \cdot L^4)/(384 \cdot E \cdot I_x)$$

$$\text{Flecha cargas permanentes} = (5 \cdot 0,1071 \cdot 700^4)/(384 \cdot 20000 \cdot 8581) = 1,95 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha sobrecarga} = (5 \cdot 0,09 \cdot 700^4)/(384 \cdot 20000 \cdot 8581) = 1,64 \text{ cm}$$

$$\text{Contra-flecha} = 1,95 \text{ cm} < 700/350.$$

$$\text{Flecha total} = 1,95 + 1,64 - 1,95 = 1,64 \text{ cm}$$

$$\text{Flecha admissível} = 700/350 = 2,0 \text{ cm}$$

A viga atende ao estado limite de serviço, pois Flecha total < Flecha admissível.

## 16. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS DO 1º PAVIMENTO

- Esforços solicitantes de cálculo
  - $N_{sd} = -477,8\text{kN}$
  - $M_{sd, inf} = +111,29\text{kNm}$
  - $M_{sd, sup} = -239,95\text{kNm}$
  - $V_{sd} = 126,3\text{kN}$
- Dados do material
  - Aço ASTM A572 – Grau 50
  - $F_y = 34,5\text{ KN/cm}^2$
  - $F_u = 45\text{ KN/cm}^2$
- Perfil adotado

Nos pilares serão fixadas vigas dos pórticos. Para uma melhor transferência de momentos fletores e para melhorar o detalhamento da estrutura, será adotado um perfil com largura da mesa igual ou maior que a largura das mesas das vigas do pórtico, portanto será adotado o seguinte perfil.

-W310x79

$d = 29,9\text{cm}$ ;  $b_f = 30,6\text{cm}$ ;  $t_w = 1,1\text{cm}$ ;  $t_f = 1,1\text{cm}$ ;  $I_x = 16316\text{cm}^4$ ;  $W_x = 1091,3\text{cm}^3$ ;  
 $r_x = 12,77\text{cm}$ ;  $Z_x = 1210,1\text{cm}^3$ ;  $I_y = 5258\text{cm}^4$ ;  $W_y = 343,7\text{cm}^3$ ;  $r_y = 7,25\text{cm}$ ;  $Z_y = 525,4\text{cm}^3$ ;  
 $J = 46,72\text{cm}^4$ ;  $C_w = 1089268\text{cm}^6$ ;  $A_g = 100\text{cm}^2$

### 16.1. Força Normal Resistente de Cálculo

- Flambagem local
  - das mesas (elementos A-L)  
 $b/t = 30,6/(2*1,1) = 13,91$   
 $\lambda_{lim} = 0,56(E/F_y)^{0,5} = 13,48$   
 $\lambda_{sup} = 1,03(E/F_y)^{0,5} = 24,8$ , logo  
 $Q_s = 1,415 - 0,74*(b/t) * (F_y / E)^{0,5} = 0,987$
  - da alma (elemento A-A)  
 $h/t = 27,7/1,1 = 25,18$   
 $\lambda_{lim} = 0,56(E/F_y)^{0,5} = 13,48$   
 $\lambda_{sup} = 1,49(E/F_y)^{0,5} = 35,88$ , logo  
 $Q_a = 1,0$

$Q = Q_s * Q_a = 0,987 * 1,0 = 0,987$
- Instabilidade global
  - $N_{ex} = (\pi^2 * E * I_x) / (K_x * L_x)^2$   
 $N_{ex} = (\pi^2 * 20000 * 16316) / (1,0 * 320)^2 = 31451,65\text{kN}$
  - $N_{ey} = (\pi^2 * E * I_y) / (K_y * L_y)^2$   
 $N_{ey} = (\pi^2 * 20000 * 5258) / (1,0 * 320)^2 = 10135\text{kN}$
  - $r_0 = 12,13\text{cm}$

$$N_{ez} = [1/r_0^2] * [(\pi^2 * E * C_w) / (K_z * L_z)^2 + G * J]$$

$$N_{ez} = 1/12,13^2 * [(\pi^2 * 20000 * 1089268) / (1,0 * 320)^2 + 7700 * 46,72]$$

$$N_{ez} = 16715,45 \text{ kN}$$

$$N_e = 10135 \text{ kN (menor valor entre } N_{ex}, N_{ey} \text{ e } N_{ez})$$

$$\lambda = \pi * (E * A_g / N_e)^{0,5} = \pi * (20000 * 100 / 10135)^{0,5} = 44 < 200 \rightarrow \text{ok}$$

$$\lambda_0 = (Q * A_g * F_y / N_e)^{0,5}$$

$$\lambda_0 = (0,987 * 100 * 34,5 / 10135)^{0,5} = 0,58 \rightarrow \text{tabela 7.1 apostila} \rightarrow \chi = 0,869$$

- Esforço resistente de compressão de cálculo

$$N_{c,Rd} = Q * \chi * A_g * F_y / 1,10$$

$$N_{c,Rd} = 0,987 * 0,869 * 100 * 34,5 / 1,10 = 2690 \text{ kN} > 477,8 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$$

## 16.2. Momento Fletor Resistente de Cálculo

- Momento de Plastificação

$$M_{pl} = 1210,1 * 34,5 = 41748 \text{ kNxc}$$

- Flambagem Local das Mesas

$$(b_f / 2 * t_f) = (30,6 / 2 * 1,1) = 13,91$$

$$\lambda_p = 0,38 * (E / F_y)^{0,5} = 9,15 \rightarrow \text{Ocorre flambagem local da mesa.}$$

$$\lambda_r = 0,83 * (E / 0,7 * F_y)^{0,5}$$

$$\lambda_r = 0,83 * (20000 / 0,7 * 34,5)^{0,5} = 23,88$$

$$9,15 < 13,91 < 23,88 \rightarrow \text{Logo a flambagem ocorre no trecho inelástico}$$

$$M_r = 0,7 F_y * W_x = 0,7 * 34,5 * 1091,3 = 26355 \text{ kNxc}$$

$$M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) * [(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)]$$

$$M_{Rk} = 41748 - (41748 - 26355) * [(13,91 - 9,15) / (23,88 - 9,15)] = 36774 \text{ kNxc}$$

$$M_{Rd} = M_{Rk} / 1,1 = 36774 / 1,1 = 33431 \text{ kNxc} < 23995 \text{ kNxc} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLM}$$

- Flambagem Local da Alma

$$(h / t_w) = (27,7 / 1,1) = 25,18$$

$$\lambda_p = 3,76 * (E / F_y)^{0,5} = 90,53 \rightarrow \text{Ok, não ocorre flambagem local da alma.}$$

$$M_{Rd} = M_{pl} / 1,1 = 37707 \text{ kNxc} < 23995 \text{ kNxc} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLA}$$

- Flambagem Lateral com Torção

$$L_b = 320 \text{ cm}$$

$$\lambda = (L_b / r_y) = 320 / 7,25 = 44,14$$

$$\lambda_p = 1,76 * (E / F_y)^{0,5} = 1,76 * (20000 / 34,5)^{0,5} = 42,38$$

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

$$\beta_1 = (0,7 \cdot F_y \cdot W_x) / (E \cdot J) = (0,7 \times 34,5 \times 1091,3) / (20000 \times 46,72) = 0,0282$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{5258 \cdot 46,72}}{7,25 \cdot 46,72 \cdot 0,0282} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1089258 \cdot 0,0282^2}{5258}}} = 130,75$$

$$M_r = 0,7 F_y \cdot W_x = 0,7 \times 34,5 \times 1091,3 = 26355 \text{ kNxc m}$$

$$C_b = 12,5 \cdot M_{\text{máx}} / (2,5 \cdot M_{\text{máx}} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C)$$

$$C_b = 12,5 \cdot 25050 / (2,5 \cdot 25050 + 3 \cdot 15610 + 4 \cdot 6200 + 3 \cdot 3140)$$

$$C_b = 2,18$$

$$M_{Rk} = C_b \cdot \{M_{pl} - (M_{pl} - M_r) [(\lambda - \lambda_p) / (\lambda_r - \lambda_p)]\}$$

$$M_{Rk} = 2,18 \cdot \{41748 - (41748 - 26355) [(44,14 - 42,38) / (130,75 - 42,38)]\} = 90341 \text{ kNxc m}$$

Logo ocorre a plastificação da seção antes da flambagem lateral com torção.

$$M_{Rd} = M_{pl} / 1,1 = 41748 / 1,1 = 37953 \text{ kNxc m} > 23995 \text{ kNxc m} \rightarrow \text{Ok, o perfil atende à FLT}$$

O menor  $M_{Rd}$  ocorre na flambagem local da mesa, logo será adotado.

$$M_{Rd} = 33431 \text{ kNxc m} > 23995 \text{ kNxc m} \rightarrow \text{Ok!}$$

O perfil adotado W310x79 atende ao momento solicitante de cálculo.

- Verificação à Força Cortante

$$V_{sd} = 126,3 \text{ kN}$$

$$\lambda = (h/t_w) = (27,7/1,1) = 25,18;$$

$$\lambda_p = 1,10 (K_v \cdot E / F_y)^{0,5} = \lambda_p = 1,10 \cdot (5 \cdot 20000 / 34,5)^{0,5} = 59,22$$

Não ocorre flambagem inelástica por cisalhamento na alma.

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot F_y = 0,60 \cdot d \cdot t_w \cdot F_y = 0,60 \times 29,9 \cdot 1,1 \cdot 34,5 = 680,82 \text{ kN}$$

$$V_{Rk} = V_{pl} = 680,82 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = 680,82 / 1,1 = 618,9 \text{ kN} > 126,3 \text{ kN} \rightarrow \text{Ok! O perfil atende ao esforço cortante.}$$

### 16.3. Combinação de esforços solicitantes

$$N_{sd} / N_{Rd} = 477,8 / 2690 = 0,18 < 0,20$$

Utilizar a expressão:

$$(N_{sd} / 2 \cdot N_{Rd}) + (M_{sd} / M_{Rd}) \leq 1$$

$$(477,8 / 2 \cdot 2690) + (23995 / 33431) = 0,807 \leq 1 \rightarrow \text{Ok!}$$

O perfil W310x79 atende a todos os esforços solicitantes de cálculo.

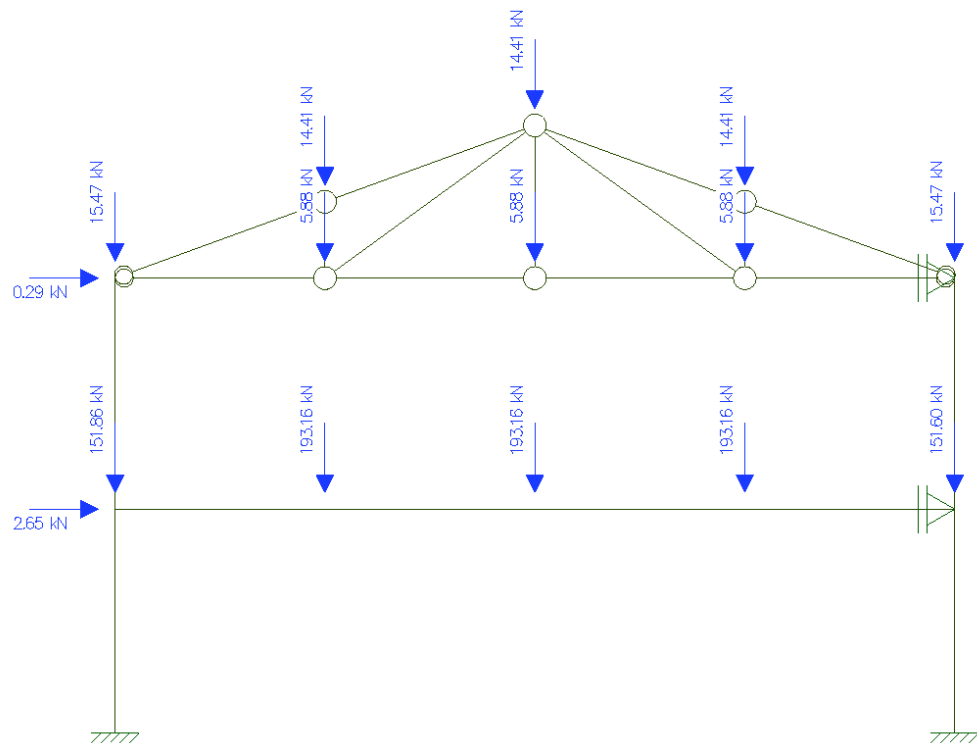
## 17. ANÁLISE ESTRUTURAL PÓS-DIMENSIONAMENTO

Como ocorreram alterações nas propriedades geométricas dos perfis componentes da estrutura é necessário se fazer uma nova análise estrutural. Essa nova análise segue os mesmos parâmetros e tratamentos da anterior, a única diferença é a alteração das propriedades geométricas das barras, que foram acertadas para os perfis finais de dimensionamento. Perceba que somente é necessário se fazer a análise de 2 hipóteses (hipótese 2 e hipótese 5), pois somente elas geraram os maiores esforços solicitantes considerados no dimensionamento das peças.

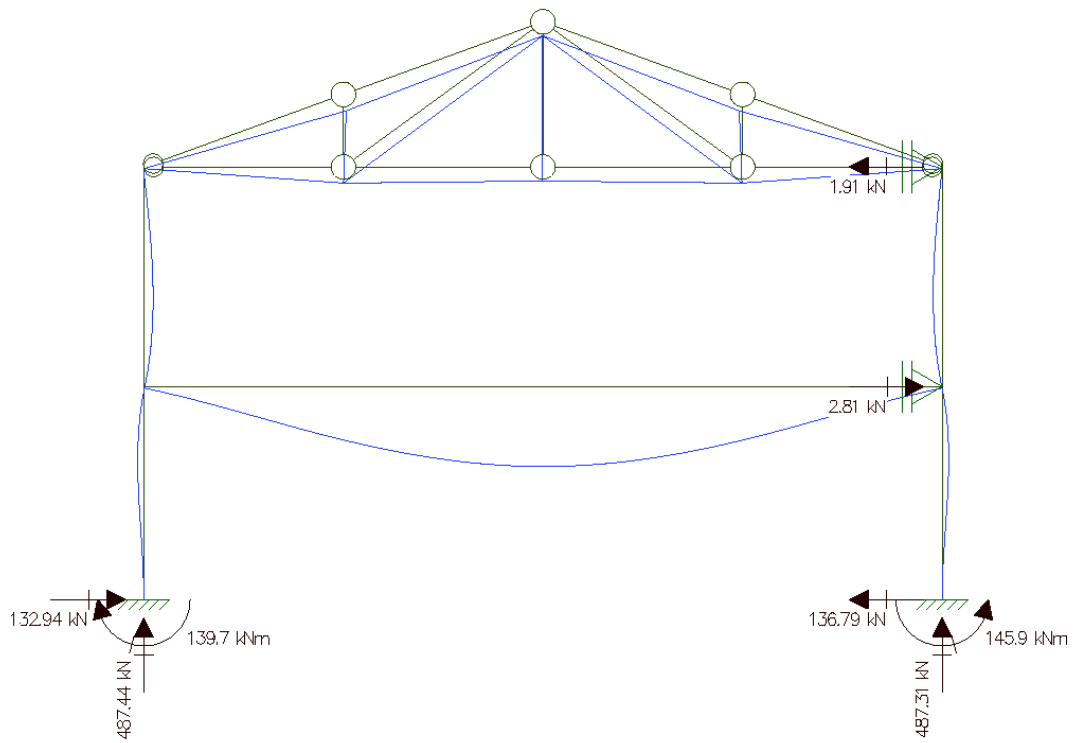
### 17.1 Hipótese 2

#### 17.1.1 Estrutura NT, "no translation"

- Modelo estrutural

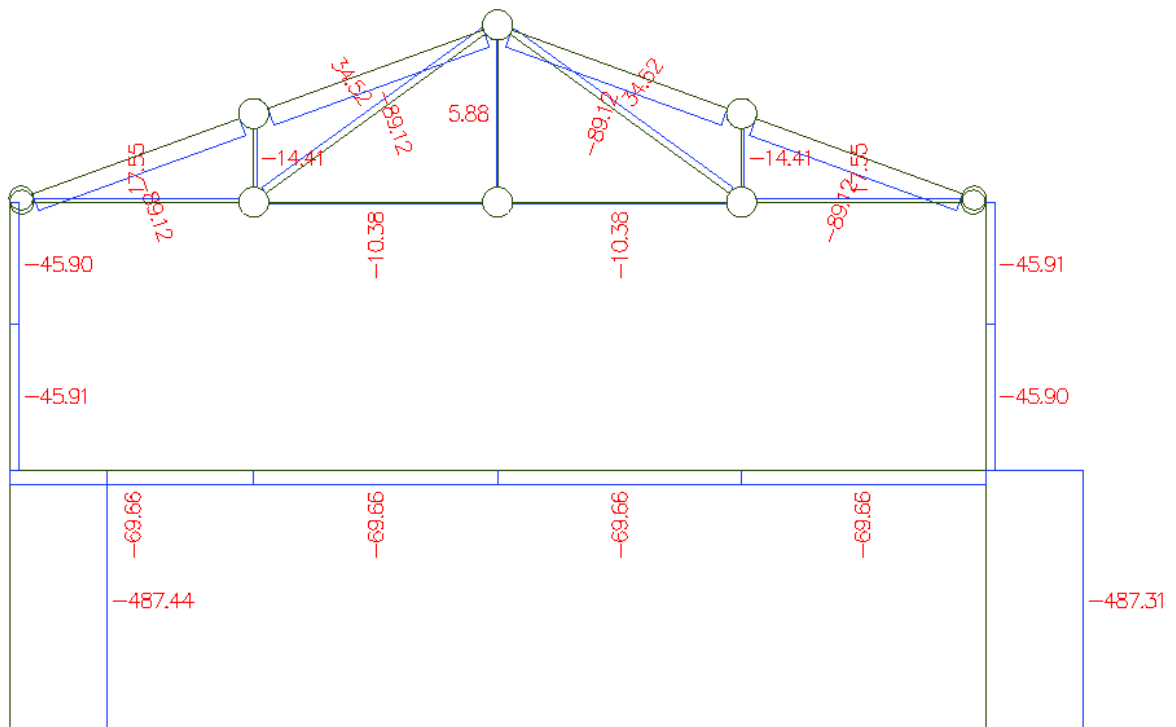


- Reações de apoio

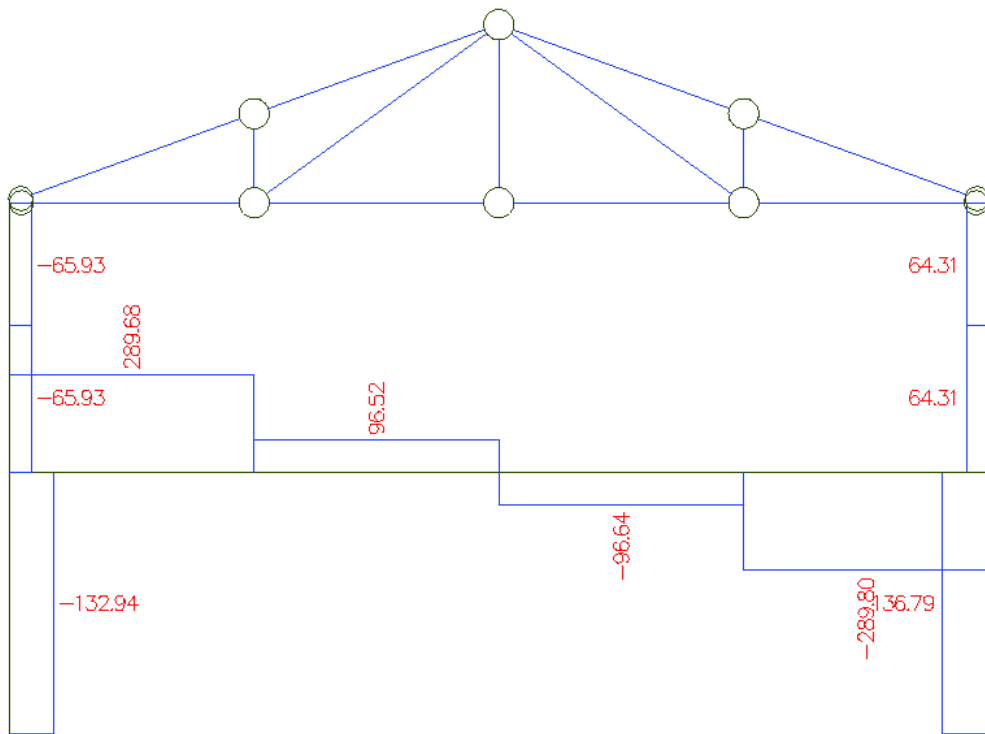


- Esforços solicitantes

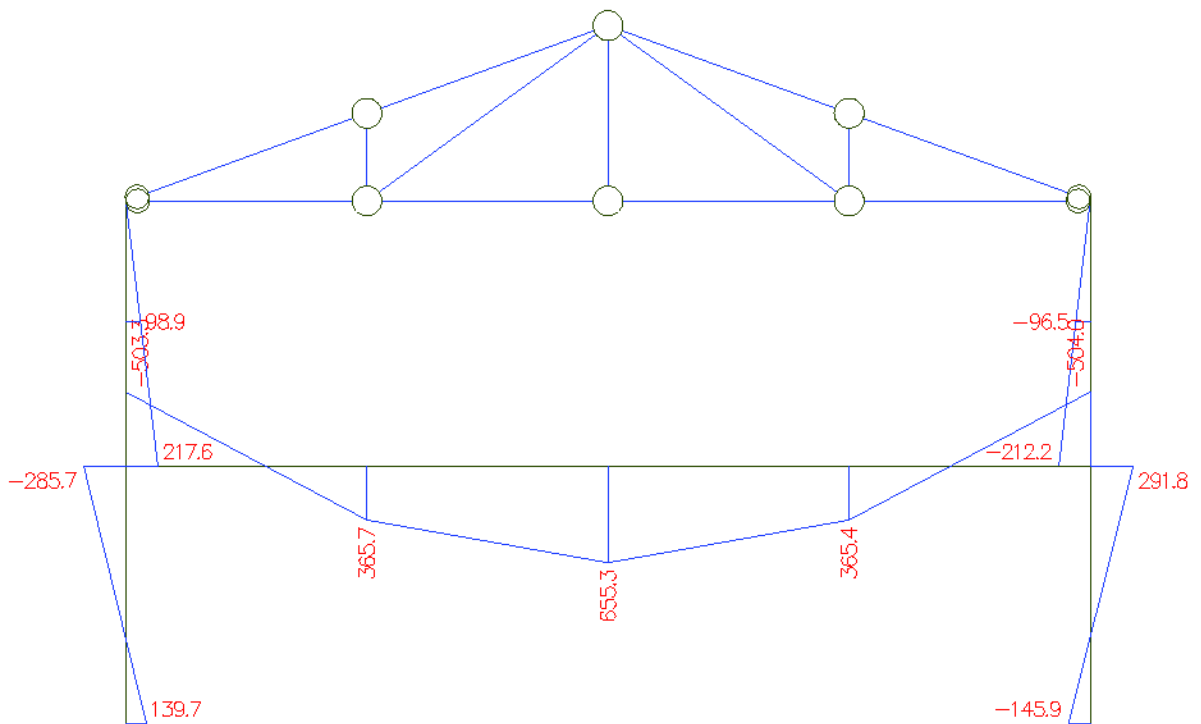
17.1..1.1. Normal



17.1..1.2. Cortante

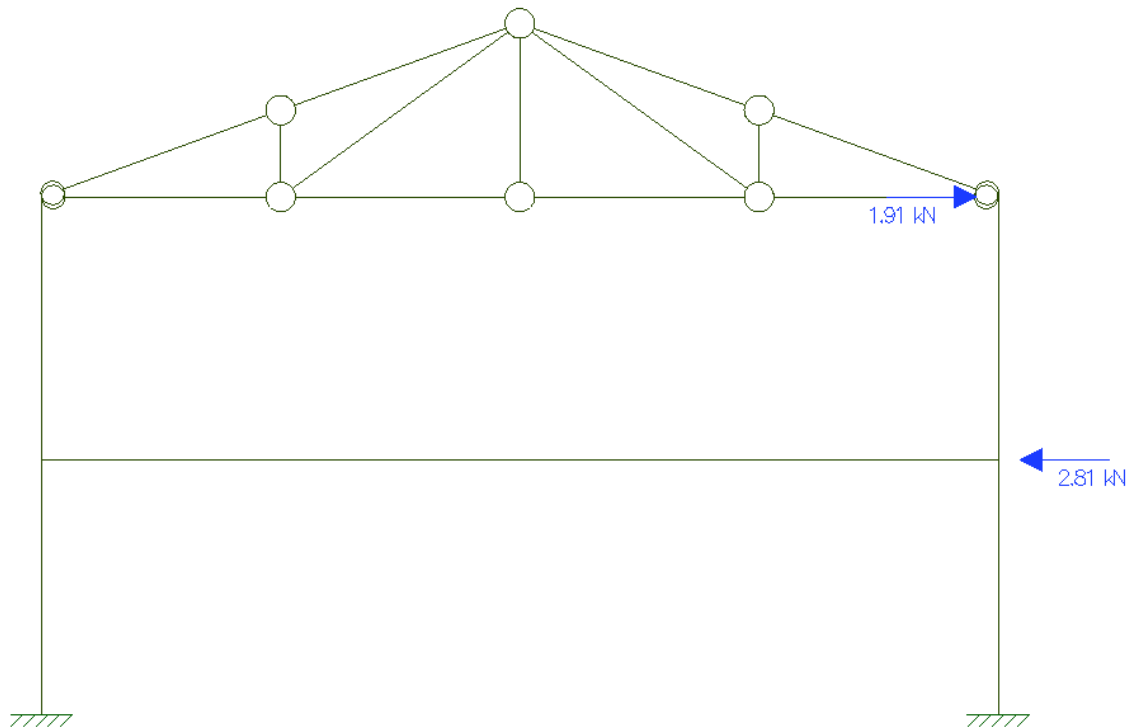


17.1..1.3. Momento Fletor

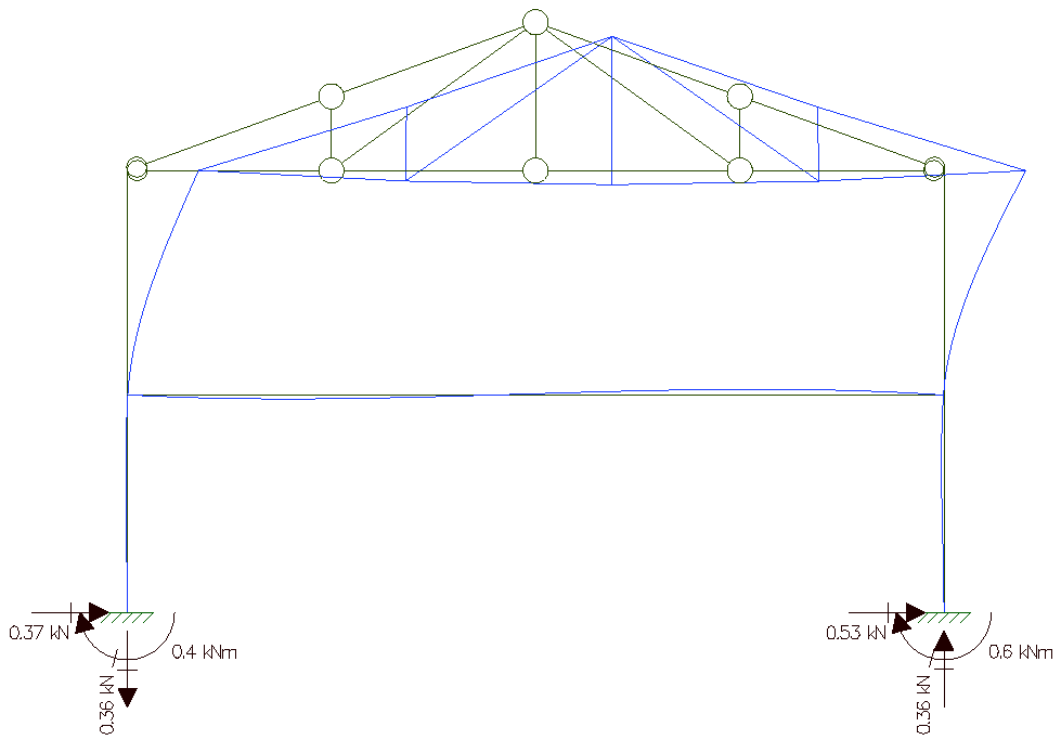


### 17.1..2. Estrutura LT, "lateral translation"

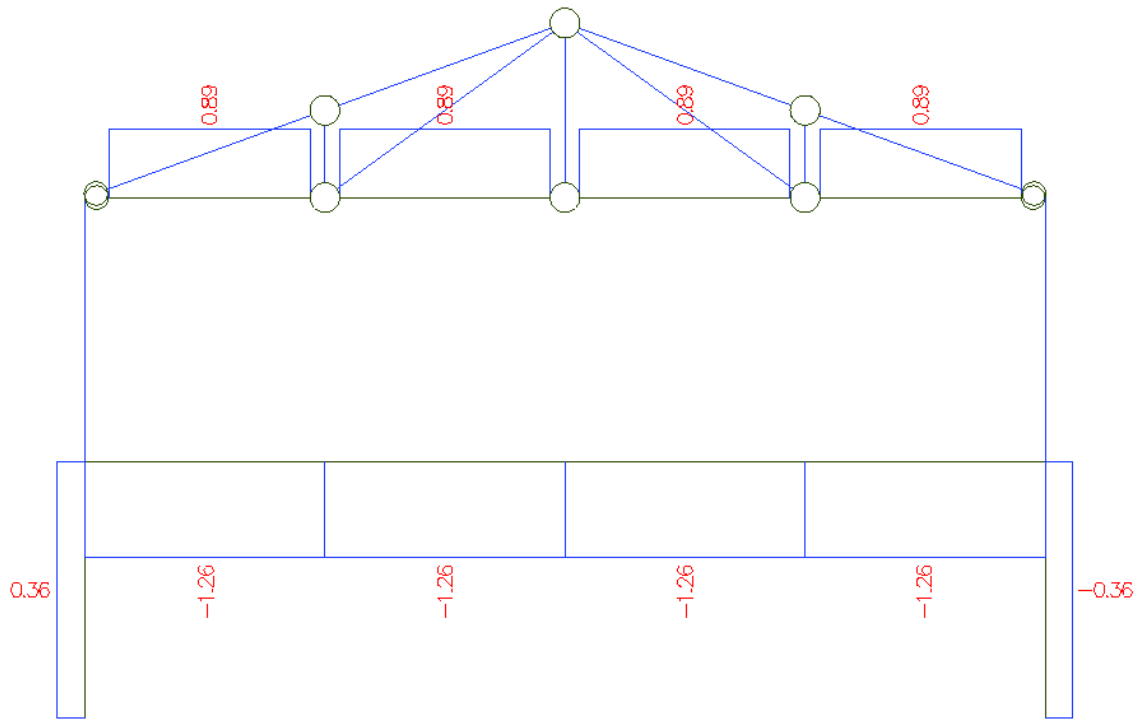
- Modelo Estrutural



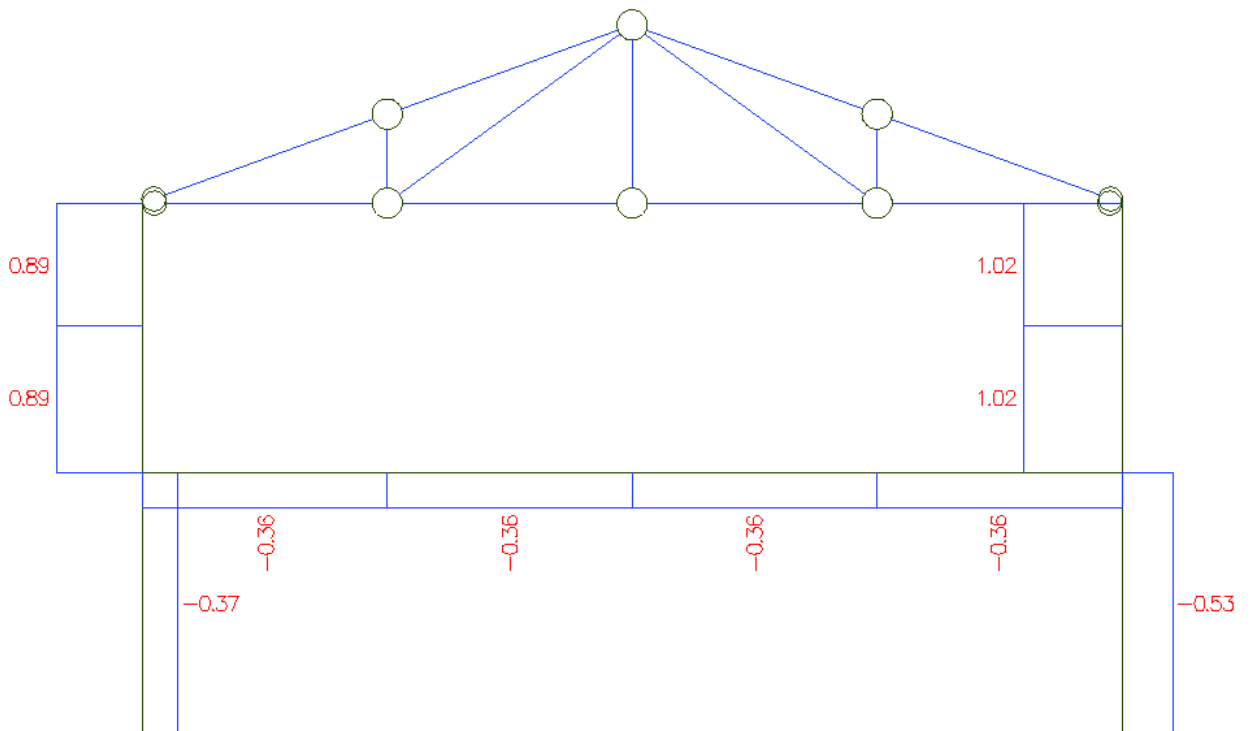
- Reações de apoio



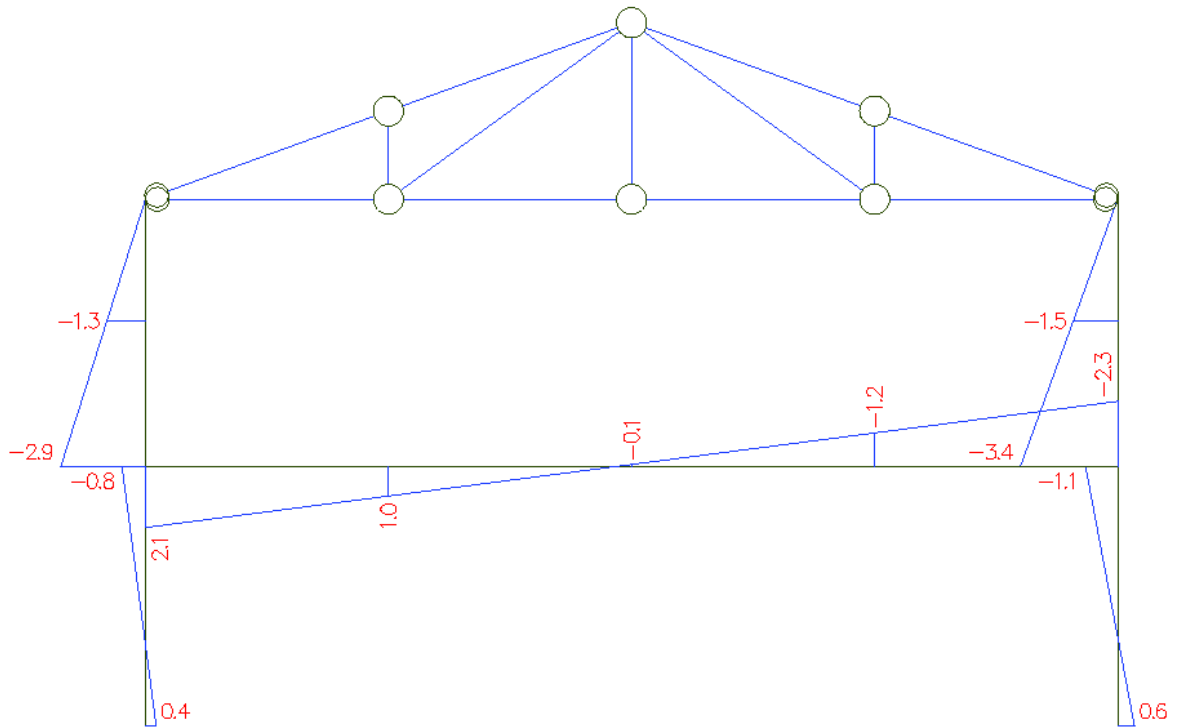
- Esforços Solicitantes  
17.1..2.1. Normal



- 17.1..2.2. Cortante



17.1..2.3. Momento Fletor



17.1.3 Esforços de cálculo

Pós dimensionamento - Hipótese 2

Barra	Nnt	Nlt	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adotado
1	-487,4	0,4	-487,1	139,7	-285,7	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,773	1,000
2	-487,3	-0,4	-487,7	-145,9	291,8	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,777	1,000
3	-45,9	0,0	-45,9	0,0	217,6	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,598	1,000
4	-45,9	0,0	-45,9	0,0	-212,2	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,598	1,000
5	-69,7	-1,3	-70,9	365,7	-503,3	0,9	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,818	1,000
6	-69,7	-1,3	-70,9	365,7	503,3	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,818	1,000
7	-69,7	-1,3	-70,9	365,4	655,3	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,818	1,000
8	-69,7	-1,3	-70,9	365,4	-504,0	0,9	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,884	1,000

Cálculo de B2

Andar	$\Delta l$ [cm]	$\Delta h$ [cm]	h [cm]	$\Sigma Nsd$ [kN]	$\Sigma Hsd$ [kN]	Rs	B2
1	-0,0003	-0,0003	320,0	974,75	2,6	0,85	1,000
2	0,0570	0,0573	330,0	91,81	1,4	0,85	1,014

Esforços Solicitantes de Cálculo

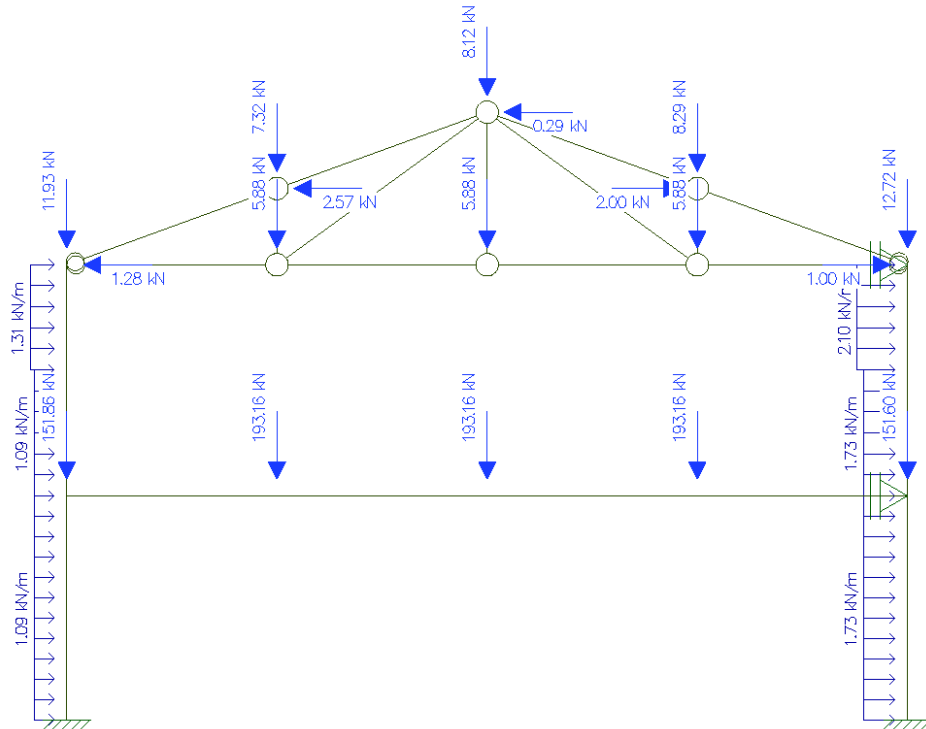
Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nlt [kN]		Vsd = Vnt + Vit [kN]		Msd = B1 * Mnt + B2 * Mit [kN*m]	
	Nnt	Nlt	Vnt	Vit	Mnt	Mit
1i	-487,4	0,4	-132,9	-0,4	139,7	0,4
1f	-487,4	0,4	-132,9	-0,4	-285,7	-0,8
2i	-487,3	-0,4	136,8	-0,5	-145,9	0,6
2f	-487,3	-0,4	136,8	-0,5	291,8	-1,1
3i	-45,9	0,0	-65,9	0,9	217,6	-2,9
3f	-45,9	0,0	-65,9	0,9	-65,0	0,0
4i	-45,9	0,0	64,3	1,0	-212,2	-3,4
4f	-45,9	0,0	64,3	1,0	65,3	0,0
5i	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	-503,3	2,1
5f	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	365,7	-1,0
6i	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	96,2	1,0
6f	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	655,3	-0,1
7i	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	-97,0	-0,1
7f	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	365,4	-1,2
8i	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	-290,2	-1,2
8f	-69,7	-1,3	-70,9	-0,4	504,0	-2,3
9	17,6	0,9	18,5	0,0	0,0	0,0
10	-10,4	0,9	-9,5	0,0	0,0	0,0
11	-10,4	0,9	-9,5	0,0	0,0	0,0
12	17,6	0,9	18,5	0,0	0,0	0,0
13	-89,1	0,0	-89,1	0,0	0,0	0,0
14	-89,1	0,0	-89,1	0,0	0,0	0,0
15	-89,1	0,0	-89,1	0,0	0,0	0,0
16	-89,1	0,0	-89,1	0,0	0,0	0,0
17	-14,4	0,0	-14,4	0,0	0,0	0,0
18	34,5	0,0	34,5	0,0	0,0	0,0
19	5,9	0,0	5,9	0,0	0,0	0,0
20	34,5	0,0	34,5	0,0	0,0	0,0
21	-14,4	0,0	-14,4	0,0	0,0	0,0

0,0 Valores calculados pela planilha  
 Valores copiados pela planilha de alguma outra célula  
 0,0 Valores a serem inseridos manualmente  
 0,0 Treliça → Valores nulos  
 0,0 Valores não alterados com a troca de hipóteses

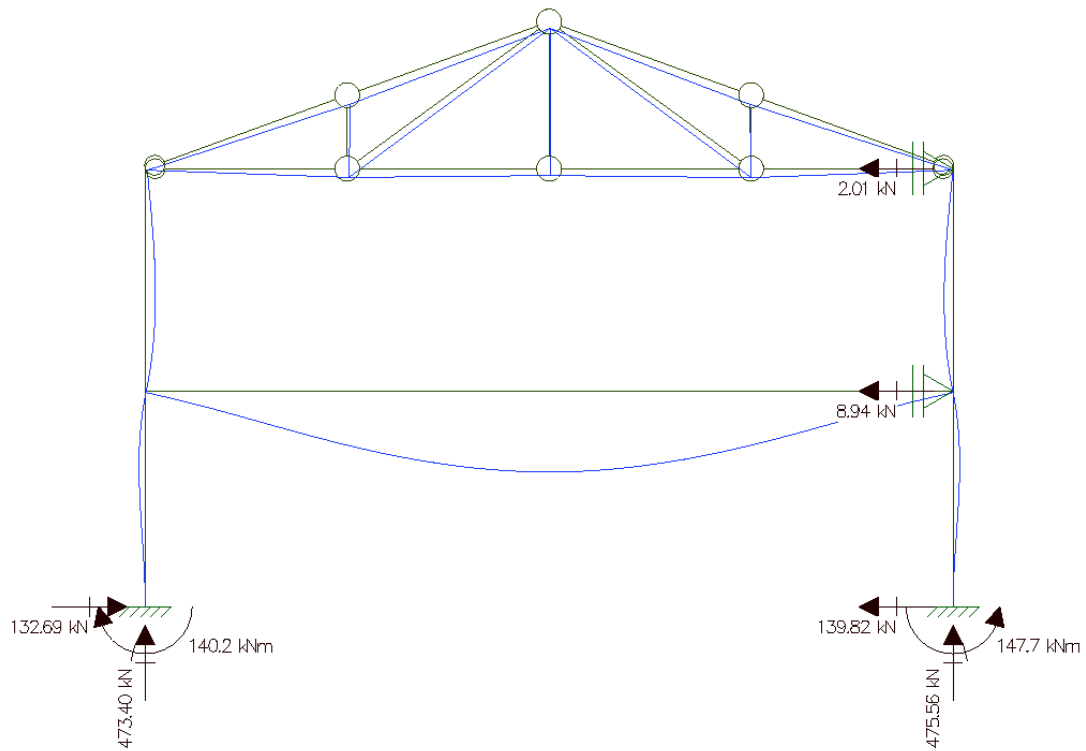
## 17.2 Hipótese 5

### 17.2.1 Estrutura NT, "no translation"

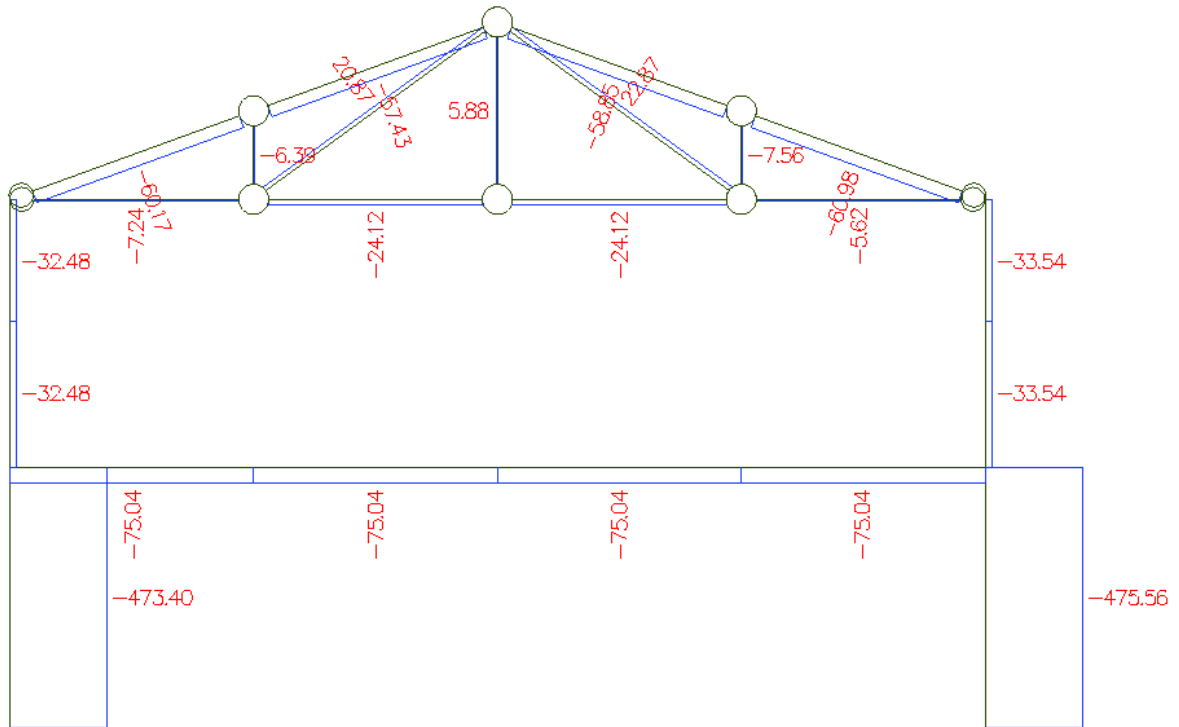
- Modelo estrutural



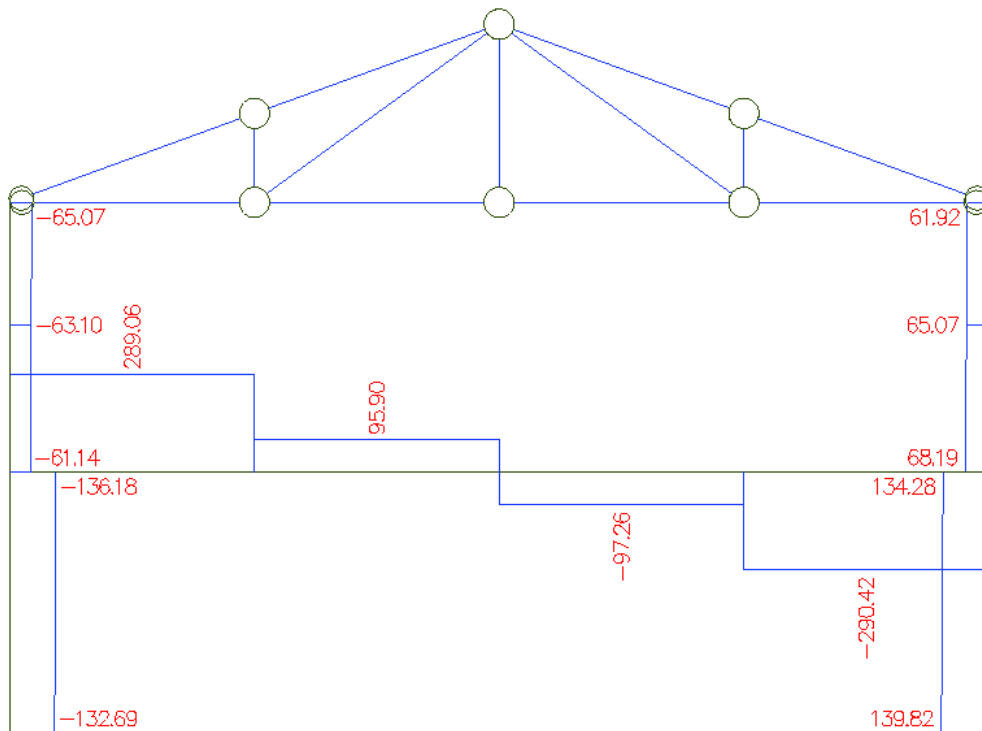
- Reações de apoio



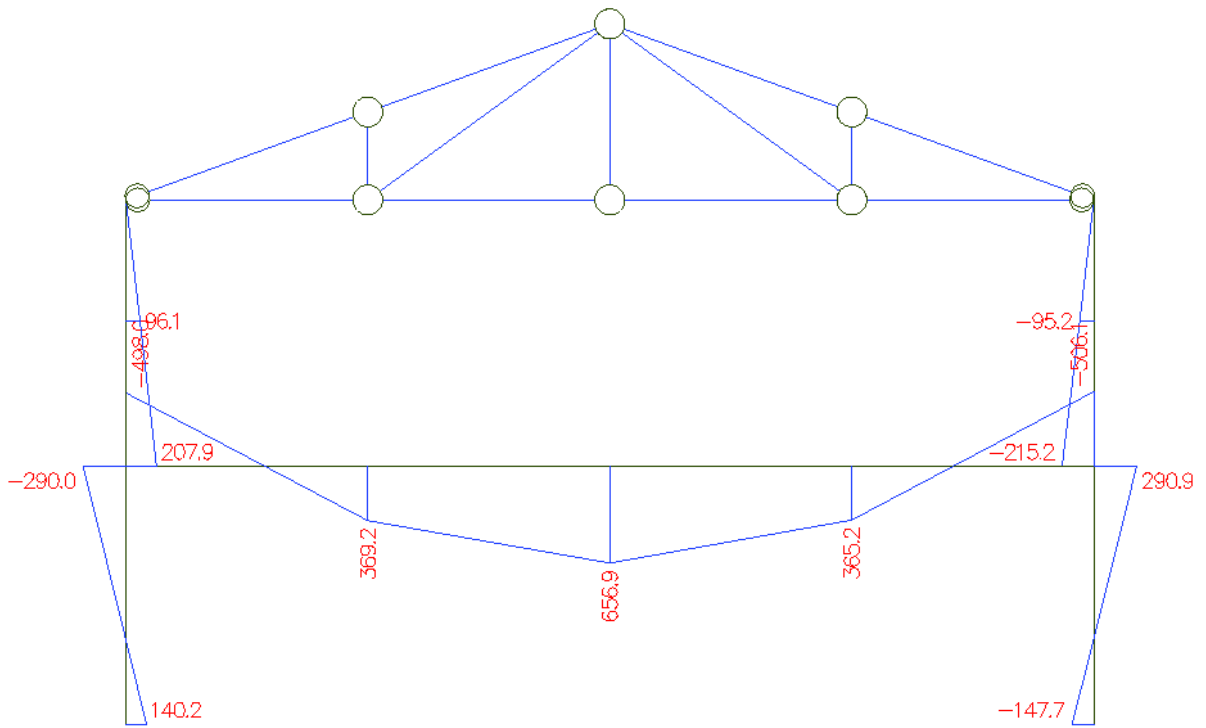
- Esforços solicitantes  
17.2..1.1. Normal



- 17.2..1.2. Cortante

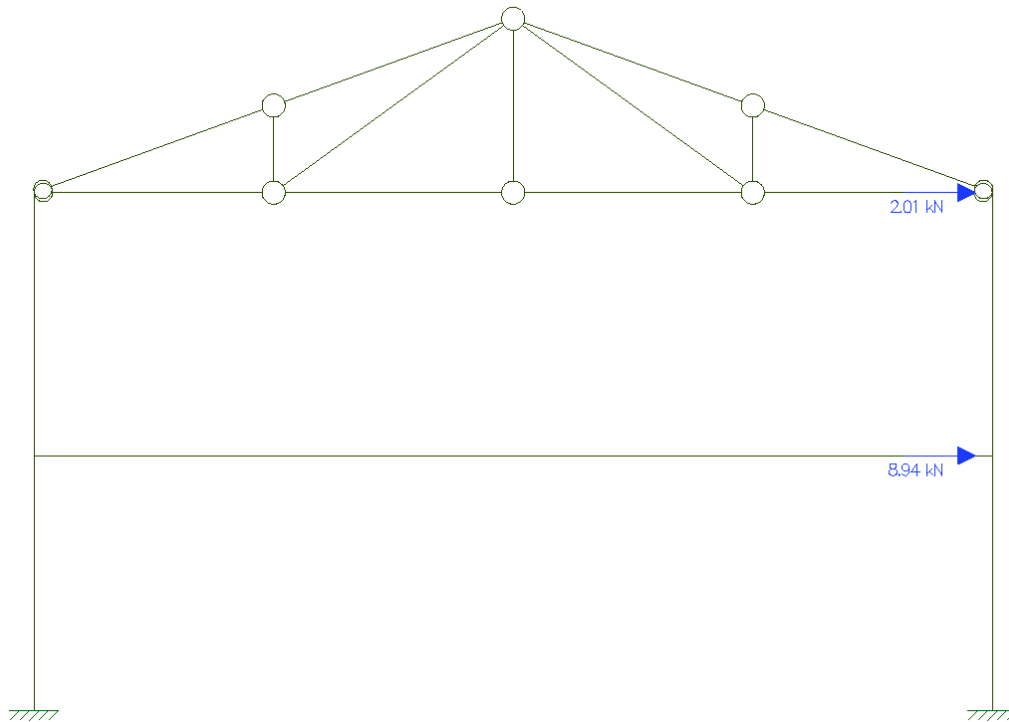


17.2..1.3. Momento Fletor

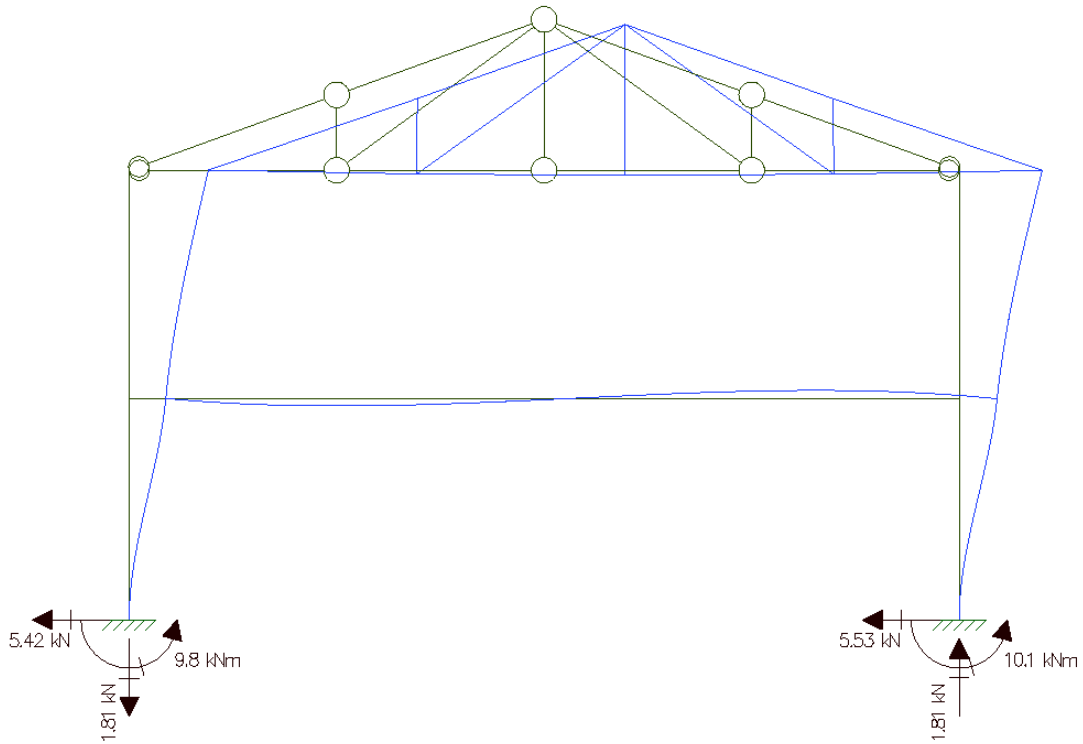


17.2..2. Estrutura LT, "lateral translation"

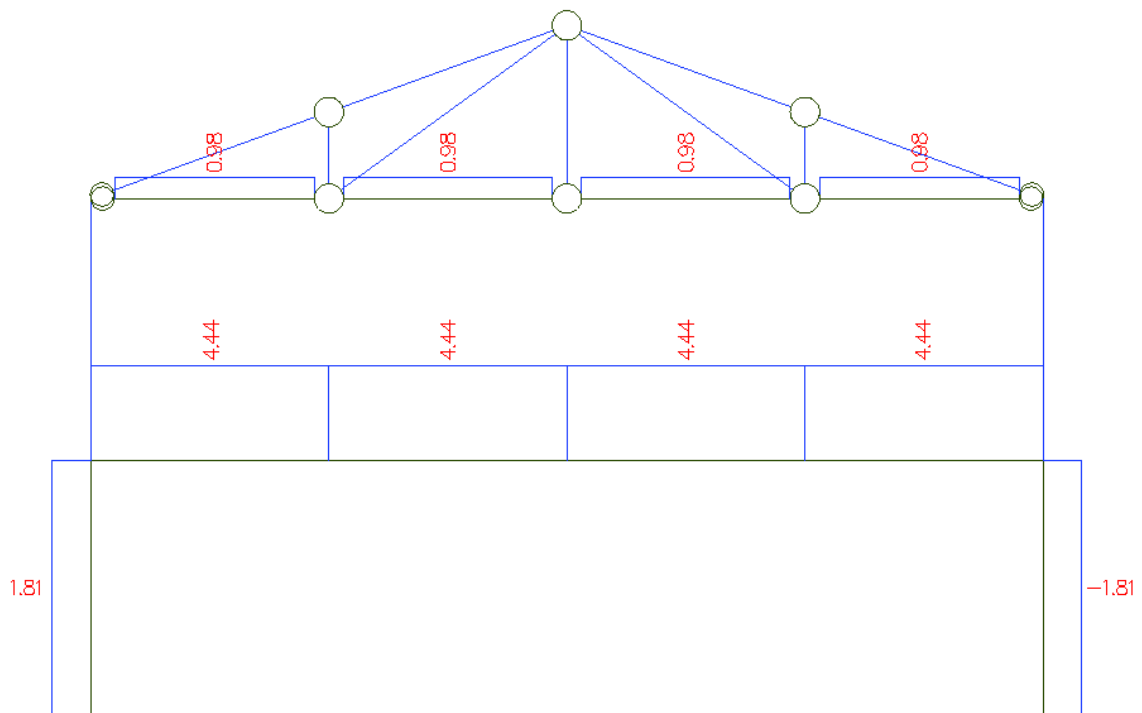
- Modelo Estrutural



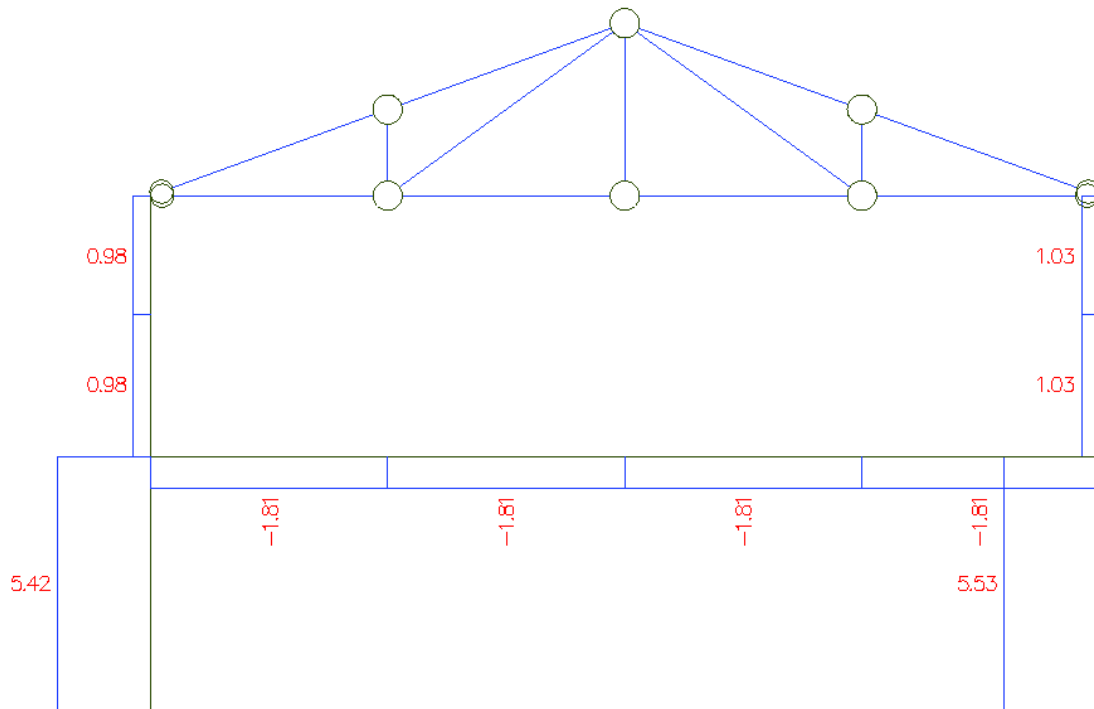
- Reações de apoio



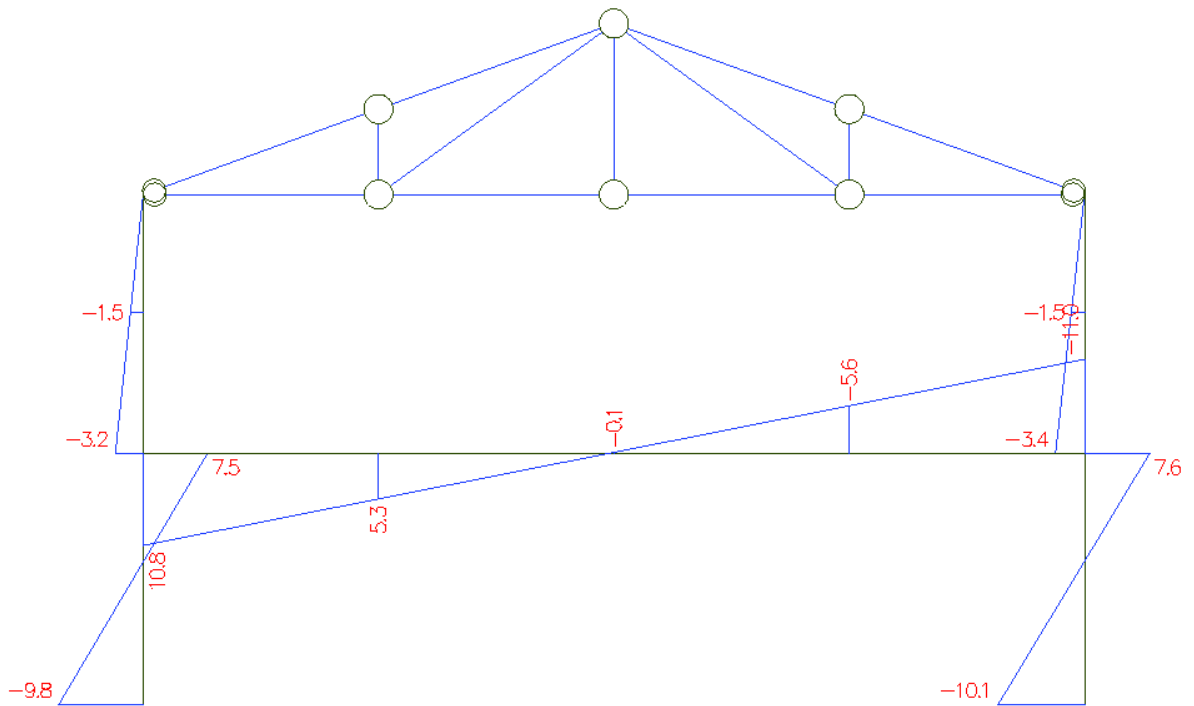
- Esforços Solicitantes  
17.2..2.1. Normal



17.2..2.2. Cortante



17.2..2.3. Momento Fletor



17.2.2 Esforços de cálculo

Pós dimensionamento - Hipótese 5

Cálculo de B1

Barra	Nnt	Nlt	Nsd1	M1	M2	Cm	I [cm <sup>4</sup> ]	L [cm]	E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Ne	B1	B1 adotado
1	-473,4	1,8	-471,6	140,2	-290,0	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,772	1,000
2	-475,6	-1,8	-477,4	-147,7	290,9	0,8	8728,0	320,0	20000,0	16824,6	0,781	1,000
3	-32,5	0,0	-32,5	0,0	207,1	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,599	1,000
4	-33,5	0,0	-33,5	0,0	-215,2	0,6	8728,0	330,0	20000,0	15820,4	0,599	1,000
5	-75,4	4,4	-71,0	369,2	-496,6	0,9	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,890	1,000
6	-75,4	4,4	-71,0	369,2	656,9	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,819	1,000
7	-75,4	4,4	-71,0	365,2	656,9	0,8	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,817	1,000
8	-75,4	4,4	-71,0	365,2	-506,1	0,9	7740,1	1200,0	20000,0	10610,0	0,883	1,000

Cálculo de B2

Andar	Δ l [cm]	Δ h [cm]	h [cm]	Σ Nsd [kN]	Σ Hsd [kN]	Rs	B2
1	0,0820	0,0820	320,0	949,22	18,1	0,85	1,016
2	0,1800	0,0980	330,0	66,02	9,1	0,85	1,003

Esforços Solicitantes de Cálculo

Barra	Nsd = Nnt + B2 * Nlt [kN]		Vsd = Vnt + Vlt [kN]		Msd = B1 * Mnt + B2 * Mlt [kN*m]		
	Nnt	Nlt	Vnt	Vlt	Mnt	Mlt	
1i	-473,4	1,8	-132,7	5,4	140,2	-9,8	1,016
1f	-473,4	1,8	-136,2	5,4	-290,0	7,5	1,016
2i	-475,6	-1,8	139,8	5,5	-147,7	-10,1	1,016
2f	-475,6	-1,8	134,3	5,5	290,9	7,6	1,016
3i	-32,5	0,0	-61,1	1,0	207,1	-3,2	1,000
3f	-32,5	0,0	-65,1	1,0	0,0	0,0	1,000
4i	-33,5	0,0	68,2	1,0	-215,2	-3,4	1,000
4f	-33,5	0,0	61,9	1,0	0,0	0,0	1,016
5i	-75,4	4,4	289,1	-1,8	-498,6	10,8	1,016
5f	-75,4	4,4	289,1	-1,8	287,3	5,3	1,016
6i	-75,4	4,4	95,9	-1,8	369,2	5,3	1,000
6f	-75,4	4,4	95,9	-1,8	94,1	-0,1	1,000
7i	-75,4	4,4	-97,3	-1,8	656,9	-0,1	1,016
7f	-75,4	4,4	-97,3	-1,8	-99,1	-5,6	1,016
8i	-75,4	4,4	-290,4	-1,8	365,2	-5,6	1,000
8f	-75,4	4,4	-290,4	-1,8	-506,1	-11,0	1,016
9	-7,2	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
10	-24,1	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
11	-24,1	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
12	-5,6	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
13	-60,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
14	-57,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
15	-58,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
16	-61,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
17	-6,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
18	20,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
19	5,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
20	22,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-
21	-7,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-

0,0 Valores calculados pela planilha  
 Valores copiados pela planilha de alguma outra célula  
 Valores a serem inseridos manualmente  
 Triângulo → Valores nulos  
 Valores não alterados com a troca de hipóteses

### 17.3 Envoltórias de esforços solicitantes

Barra	Hipótese 2			Hipótese 5		
	Nsd2	Vsd2	Msd2	Nsd5	Vsd5	Msd5
1i	-487,1	-133,3	140,1	-471,6	-127,3	130,2
1f	-487,1	-133,3	-286,5	-471,6	-130,8	-282,4
2i	-487,7	136,3	-145,3	-477,4	145,4	-158,0
2f	-487,7	136,3	290,7	-477,4	139,8	298,6
3i	-45,9	-65,0	214,7	-32,5	-60,2	203,8
3f	-45,9	-65,0	0,0	-32,5	-64,1	0,0
4i	-45,9	65,3	-215,6	-33,5	69,2	-218,7
4f	-45,9	65,3	0,0	-33,5	63,0	0,0
5i	-70,9	289,3	-501,2	-70,9	287,3	-487,6
5f	-70,9	289,3	366,7	-70,9	287,3	374,6
6i	-70,9	96,2	366,7	-70,9	94,1	374,6
6f	-70,9	96,2	655,2	-70,9	94,1	656,8
7i	-70,9	-97,0	655,2	-70,9	-99,1	656,8
7f	-70,9	-97,0	364,2	-70,9	-99,1	359,5
8i	-70,9	-290,2	364,2	-70,9	-292,2	359,5
8f	-70,9	-290,2	-506,3	-70,9	-292,2	-517,3
9	18,5	0,0	0,0	-6,3	0,0	0,0
10	-9,5	0,0	0,0	-23,1	0,0	0,0
11	-9,5	0,0	0,0	-23,1	0,0	0,0
12	18,5	0,0	0,0	-4,6	0,0	0,0
13	-89,1	0,0	0,0	-60,2	0,0	0,0
14	-89,1	0,0	0,0	-57,4	0,0	0,0
15	-89,1	0,0	0,0	-58,9	0,0	0,0
16	-89,1	0,0	0,0	-61,0	0,0	0,0
17	-14,4	0,0	0,0	-6,4	0,0	0,0
18	34,5	0,0	0,0	20,9	0,0	0,0
19	5,9	0,0	0,0	5,9	0,0	0,0
20	34,5	0,0	0,0	22,9	0,0	0,0
21	-14,4	0,0	0,0	-7,6	0,0	0,0

### 17.4 Barras tracionadas dos pórticos internos

- Montantes laterais

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 60,44\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Std} = 8,3\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Montante Central

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 60,44\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo

$$N_{Std} = 5,9\text{kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

- Diagonais

Esforço Resistente de Cálculo

$$N_{Rtd} = 129,33\text{kN}$$

Esforço Solicitante de Cálculo  
 $N_{Std} = 34,5\text{kN}$   
Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Inferiores  
Esforço Resistente de Cálculo  
 $N_{Rtd} = 102,44\text{kN}$   
Esforço Solicitante de Cálculo  
 $N_{Std} = 18,5\text{kN}$   
Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Superiores  
Esforço Resistente de Cálculo  
 $N_{Rtd} = 156,22\text{kN}$   
Esforço Solicitante de Cálculo  
 $N_{Std} = 11,1\text{kN}$   
Ok! O perfil utilizado atende.

## 17.5 Barras Comprimidas dos Pórticos Internos

- Montantes laterais  
Esforço Resistente de Cálculo  
 $N_{Rcd} = 95,94\text{kN}$   
Esforço Solicitante de Cálculo  
 $N_{Scd} = -14,4\text{kN}$   
Ok! O perfil utilizado atende.

- Diagonais  
Esforço Resistente de Cálculo  
 $N_{Rcd} = 51,67\text{kN}$   
Esforço Solicitante de Cálculo  
 $N_{Scd} = -7,0\text{kN}$   
Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Inferiores  
Esforço Resistente de Cálculo  
 $N_{Rcd} = 41,0\text{kN}$   
Esforço Solicitante de Cálculo  
 $N_{Scd} = -23,1\text{kN}$   
Ok! O perfil utilizado atende.

- Cordas Superiores  
Esforço Resistente de Cálculo  
 $N_{Rcd} = 123,58\text{kN}$   
Esforço Solicitante de Cálculo  
 $N_{Scd} = -89,1\text{kN}$   
Ok! O perfil utilizado atende.

## 17.6 Vigas V1 e V2

Essas vigas são isostáticas e não apresentam alteração de esforços devido mudança das propriedades geométricas.

## 17.7 Viga 2º Pavimento dos Pórticos Internos

Esforços Resistentes de Cálculo

$$M_{Rd} = 86509 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = 691,7 \text{ kN}$$

Esforços Solicitantes de Cálculo

$$M_{Sd} = 65680 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 292,2 \text{ kN}$$

Ok! O perfil utilizado atende.

## 17.8 Pilares dos Pórticos Internos

Esforços Resistentes de Cálculo

$$N_{Rcd} = 2690 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} = 33431 \text{ kNcm}$$

$$V_{Rd} = 618,9 \text{ kN}$$

Esforços Solicitantes de Cálculo

$$N_{Sd} = 487,7 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = 29860 \text{ kNcm}$$

$$V_{Sd} = 145,4 \text{ kN}$$

Combinação de Esforços Solicitantes

$$N_{Sd}/N_{Rd} = 487,7/2690 = 0,18 < 0,2$$

Utilizar a expressão:

$$(N_{Sd}/2N_{Rd}) + (M_{Sd}/M_{Rd}) < 1; \rightarrow (487,7/2 \times 2690) + (29860/33431) = 0,98 = 1,0. \text{ Ok! Atende aos esforços combinados.}$$

## 18. ESTADOS LIMITE DE SERVIÇO

### 18.1. Flecha Viga V1

$$\text{Flecha} = (5qL^4)/(384EI)$$

$$\text{Flecha cargas permanentes} = (5 \times 0,1196 \times 7004)/(384 \times 20000 \times 8581) = 2,18\text{cm}$$

$$\text{Flecha sobrecarga} = (5 \times 0,045 \times 7004)/(384 \times 20000 \times 8581) = 0,82\text{cm}$$

$$\text{Contra-flecha} = 1,5\text{cm} < 700/350$$

$$\text{Flecha total} = 2,18 + 0,82 - 1,5 = 1,5\text{cm}$$

$$\text{Flecha admissível} = 700/350 = 2,0\text{cm ou } 15\text{mm (existe parede sobre a viga)}$$

A viga atende ao estado limite de serviço, pois Flecha total < Flecha admissível.

### 18.2. Flecha Viga V2

$$\text{Flecha} = (5qL^4)/(384EI)$$

$$\text{Flecha cargas permanentes} = (5 \times 0,1071 \times 7004)/(384 \times 20000 \times 8581) = 1,95\text{cm}$$

$$\text{Flecha sobrecarga} = (5 \times 0,09 \times 7004)/(384 \times 20000 \times 8581) = 1,64\text{cm}$$

$$\text{Contra-flecha} = 1,95\text{cm} < 700/350.$$

$$\text{Flecha total} = 1,95 + 1,64 - 1,95 = 1,64\text{cm}$$

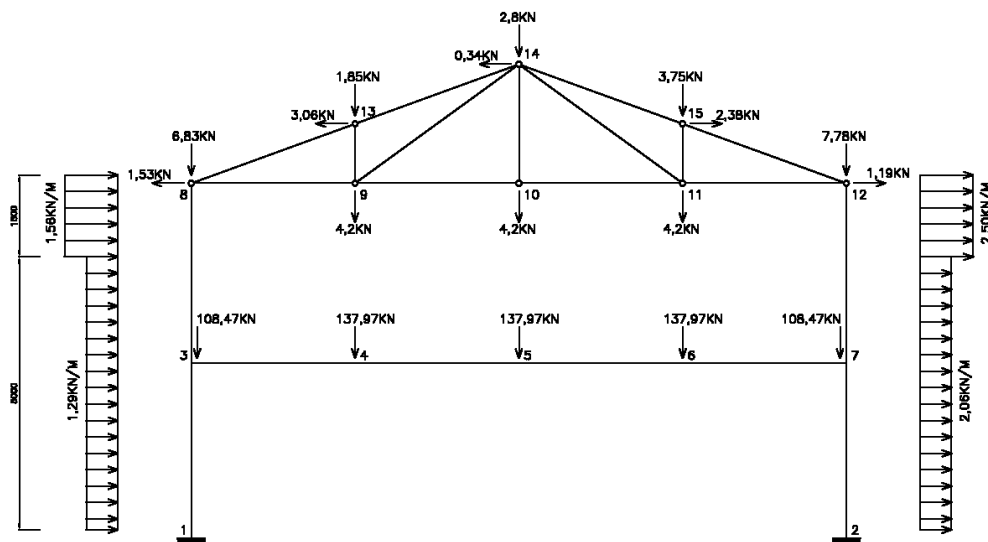
$$\text{Flecha admissível} = 700/350 = 2,0\text{cm}$$

A viga atende ao estado limite de serviço, pois Flecha total < Flecha admissível.

### 18.3. Viga dos Pórticos Internos

Para os deslocamentos horizontais nos pórticos internos e flecha na viga dos mesmos foi considerado o carregamento, sem considerar imperfeição de material, a seguir:

#### FLECHA PÓRTICOS INTERNOS



Flecha = 3,31cm (quando atuam cargas permanentes, sobrecarga e vento).

$$\text{Flecha admissível} = 1200/350 = 3,43\text{cm}$$

A viga atende ao estado limite de serviço, pois Flecha total < Flecha admissível.

#### 18.4. Deslocamento Horizontal dos Pórticos Internos

- Deslocamentos  
2º Pavimento = 0,11767cm;  
Cobertura = 0,3131cm.  
Porém o maior deslocamento ocorreu na deformada do pilar entre o segundo pavimento e cobertura. Sendo :  
 $d = 0,533\text{cm}$ .
- Valores admissíveis  
No 2º Pavimento =  $320 / 500 = 0,64\text{cm}$ ;  
Na cobertura =  $650 / 500 = 1,30\text{cm}$ .  
Ok! A estrutura atende aos deslocamentos horizontais, pois nenhum dos deslocamentos acima ultrapassa os valores limite.