



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia



Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

AÇÕES NAS ESTRUTURAS

Professor: Armando Cesar Campos Lavall
Aluna: Larissa Cabral Guerra

ÍNDICE

ITEM

1.	INTRODUÇÃO	4
2.	OBJETIVO.....	5
3.	ESTRUTURA EM ANÁLISE.....	6
4.	VERIFICAÇÃO DAS AÇÕES DISPOSTAS SOBRE OS PÓRTICOS INTERNOS	9
➤	<u>CARGA PERMANENTE:</u>	9
➤	<u>SOBRECARGA:</u>	11
➤	<u>VENTO:</u>	12
5.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE COMPÕE O PÓRTICO INTERNO	16
6.	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE AÇÕES	17
➤	<u>HIPÓTESE 1:</u>	17
➤	<u>HIPÓTESE 2:</u>	18
➤	<u>HIPÓTESE 3:</u>	19
➤	<u>HIPÓTESE 4:</u>	19
➤	<u>HIPÓTESE 5:</u>	20
➤	<u>HIPÓTESE 6:</u>	20
7.	ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS PARA A COMBINAÇÃO 5.....	21
➤	<u>CÁLCULO DE B2:</u>	21
8.	DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE ESTÃO SUBMETIDAS A FORÇA AXIAL DE TRAÇÃO	26
➤	<u>ESCOAMENTO DA SEÇÃO BRUTA:</u>	26
➤	<u>RUPTURA DA SEÇÃO LÍQUIDA:</u>	26
➤	<u>ESBELTEZ:</u>	27
➤	<u>CHAPA ESPAÇADORA:</u>	27
9.	DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE ESTÃO SUBMETIDAS A FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO	
	28	
➤	<u>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS:</u>	28
➤	<u>FLAMBAGEM LOCAL:</u>	28
➤	<u>FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO RESISTENTE DE CÁLCULO (VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS):</u>	30
➤	<u>CHAPA ESPAÇADORA:</u>	30
10.	DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE ESTÃO SUBMETIDAS A FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO	
	31	
➤	<u>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DO PERFIL:</u>	31
➤	<u>VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR:</u>	31
➤	<u>INSTABILIDADE GLOBAL:</u>	31
➤	<u>VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO CORTANTE:</u>	33
➤	<u>VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO:</u>	33
11.	DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V1 E V2	35
➤	<u>VIGA V1:</u>	35
➤	<u>VIGA V1:</u>	37
12.	DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS	38
➤	<u>VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO:</u>	38
➤	<u>INSTABILIDADE GLOBAL:</u>	38
➤	<u>VERIFICAÇÃO AO MOMENTO FLETOR:</u>	39
➤	<u>VERIFICAÇÃO DOS EFEITOS COMBINADOS:</u>	41

➤	<u>VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO CORTANTE:</u>	42
➤	<u>VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO:</u>	42
13.	VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS PÓRTICOS INTERNOS.....	44
14.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	45
15.	CONCLUSÃO	46
16.	ANEXOS	46

1. INTRODUÇÃO

O projeto de estruturas de aço envolve a especificação e o cálculo das ligações entre os seus diversos componentes, envolvendo elementos de ligação, como chapas e cantoneiras, e meio de ligação, como soldas e parafusos.

Os elementos e meios de ligação devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo aos estados-limites seja igual ou superior à solicitação de cálculo, determinada: (1) pela análise da estrutura sujeita às combinações de cálculo das ações ou (2) como uma porcentagem especificada da resistência de uma das barras conectadas. Em algumas situações específicas, o dimensionamento pode também ter como base um estado-limite de serviço. Para esse dimensionamento, são necessárias diversas verificações segundo definições da Norma Brasileira ABNT NBR 6120:1980 e da ABNT NBR 8800:2008.

2. OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo dimensionar os elementos que compõe um edifício comercial, tais como as barras submetidas às forças axiais de tração e compressão, barras de contraventamento, vigas e pilares, bem como verificar o deslocamento horizontal, a vibração e as ações do vento no sentido longitudinal da edificação.

3. ESTRUTURA EM ANÁLISE

O presente trabalho foi baseado no pórtico mostrado na figura 1.1. A figura 1.2 representa o piso do 2º pavimento. Esse pórtico representa um edifício comercial que compreende dois pavimentos para escritório, com pilares e vigas em perfis de alma cheia e tesoura treliçada na cobertura.

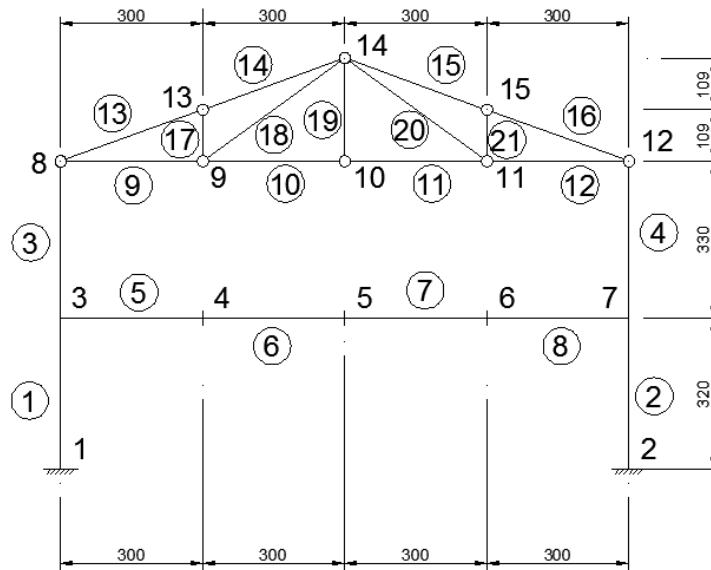


Figura 1.1 – Pórticos Internos – Estrutura de Análise – Dimensões em Centímetro

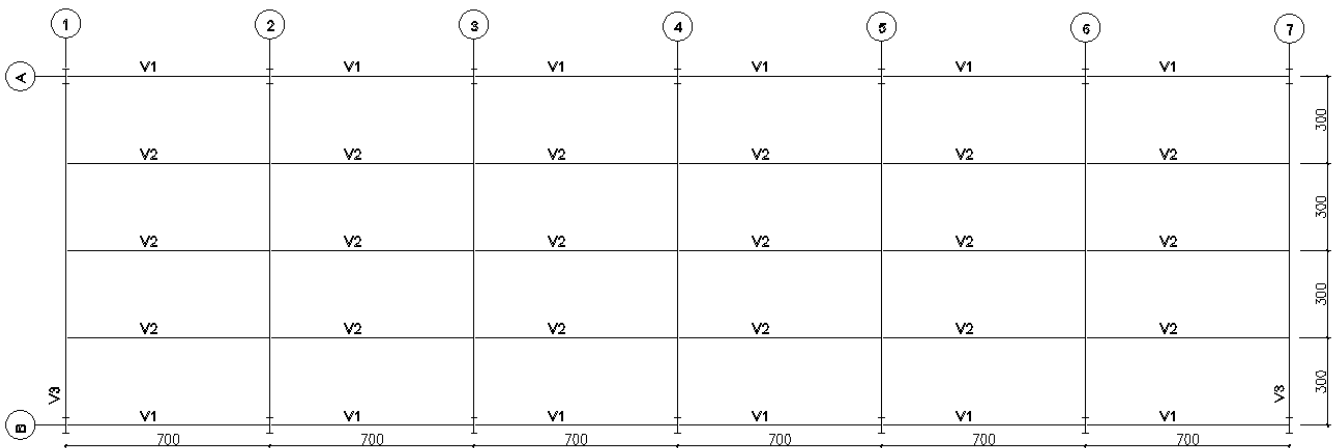


Figura 1.2 – Piso do 2º pavimento

Foi necessário definir alguns itens para que fosse possível determinar as cargas permanentes, sobrecargas e forças devidas ao vento, tais como:

- Existe alvenaria com peso total de 2KN/m^2 , em toda a altura das fachadas laterais entre os eixos 2 e 3 e eixos 5 e 6, e apenas na semi-altura inferior entre os demais eixos, onde existem janelas na semi-altura superior que pesam $0,2\text{KN/m}^2$;
- Nas fachadas transversais que compreendem os eixos 1 e 7, existem vidros estanques ao vento que pesam $0,4\text{KN/m}^2$;
- A laje de concreto no piso do segundo pavimento tem 10 cm de altura, é maciça e armada apenas na direção do menor lado de cada painel;
- Os forros falsos no teto do primeiro e do segundo pavimentos pesam $0,2\text{KN/m}^2$ e possuem aberturas que permitem a passagem de vento;
- O revestimento do piso do 2º pavimentos pesa $0,5\text{KN/m}^2$;
- As telhas são trapezoidais de aço galvanizado e pintadas, e pesam $0,07\text{KN/m}^2$;
- O peso estimado da estrutura metálica, exceto os pilares, é de $0,17\text{KN/m}^2$ na cobertura e de $0,37\text{KN/m}^2$ no piso do 2º pavimento;
- O peso estimado dos pilares é de $1,15\text{KN/m}^2$;
- De acordo com as norma, a sobrecarga do piso do 2º pavimento é de 2KN/m^2 e no telhado é de $0,25\text{KN/m}^2$;
- Deve ser considerada uma sobrecarga adicional no piso do 2º pavimento de 1KN/m^2 devido à colocação de paredes divisórias móveis;
- O edifício se situa em um subúrbio densamente construído em uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é de 35m/s;
- O edifício não se encontra sujeito a vento de alta turbulência, uma vez que sua altura supera a duas vezes a altura média das construções situadas num raio de 500m;
- Podem ser desconsideradas as excentricidades das forças de vento, uma vez que o edifício não possui forma paralelepípedica.

O trabalho consiste em:

- Verificar se as ações dispostas sobre os pórticos internos estão totalmente corretas;
- Pré-dimensionar as barras que compõe os pórticos internos;
- Obter todas as combinações últimas de ações possíveis;
- Efetuar a análise estrutural dos pórticos internos para a combinação 5 obtida anteriormente;
- Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de tração de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos
- Dimensionar as barras que podem estar submetidas a força axial de compressão de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos;
- Dimensionar a vigas dos pórticos internos;
- Dimensionar as vigas V1 e V2 do piso do segundo pavimento;
- Dimensionar os pilares dos pórticos internos;
- Verificar o deslocamento horizontal dos pórticos internos;

4. VERIFICAÇÃO DAS AÇÕES DISPOSTAS SOBRE OS PÓRTICOS INTERNOS

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

➤ **Carga permanente:**

- Carregamento do 2º pavimento:

Peso próprio – 0,37 KN/m²

Peso do forro – 0,20 KN/m²

Peso da laje maciça h=10cm – 0,25 KN/m²

Peso do revestimento – 0,25 KN/m²

Total – 3,57KN/m²

- Carregamento da cobertura:

Peso próprio – 0,17 KN/m²

Peso do forro – 0,20 KN/m²

Peso das telhas – 0,07 KN/m²

Total – 0,44KN/m²

- Carregamento sobre as vigas V1:

- Paredes eixos 2 a 3 e 5 a 6:

$$2 \times 3,3 = 6,6 \text{KN/m}^2$$

- Paredes eixos 2 a 3 e 5 a 6:

$$2 \times 3,3 / 2 + 0,2 \times 3,3 / 2 = 3,63 \text{KN/m}^2$$

- Carregamento nos nós:

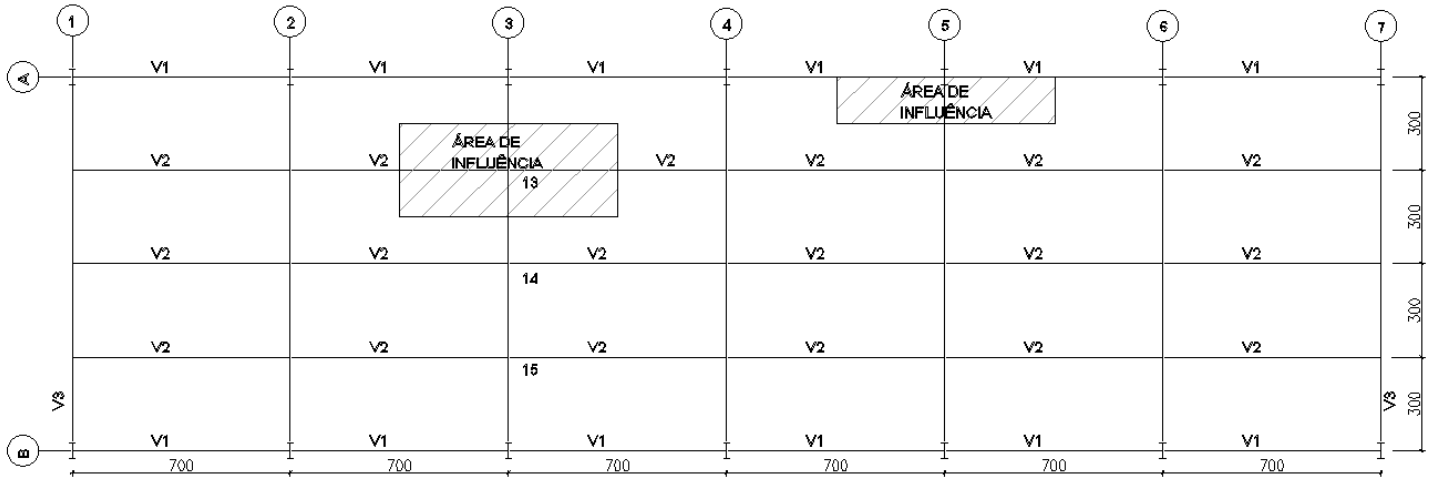


Figura 4.1 – Área de Influência dos nós

- Nós 13, 14, 15 – Peso próprio da estrutura + telhas:

Área de influência:

$$7 \times 3 = 21m^2$$

Carga nos nós:

$$(0,17 + 0,07) \times 21 = 5,04KN/m^2$$

- Nós 9, 10, 11 – Peso do forro apoiado na cobertura:

Carga nos nós:

$$0,2 \times 21 = 4,20KN$$

- Nós 8 e 12 – Cobertura + pilar:

Área de influência:

$$7 \times 1,5 = 10,5m^2$$

Carga nos nós:

$$0,44 \times 10,5 + 1,15 \times 3,3 = 4,62 + 3,795 = 8,415KN$$

- Nós 4, 5, 6 – Reações das vigas V2:

Comprimento de influência: 3m

Comprimento da viga: 7m

$$q = 3,57 \times 3 = 10,71KN/m$$

$$Va = Vb = 10,71 \times \frac{7}{2} = 34,485KN$$

Como cada nó recebe o equivalente a duas reações, a reação total na viga V2 é 74,97KN.

- Nós 3 e 7 (eixo 4) – Reações das vigas V1 + carregamento do 2º pavimento + carga dos pilares:

Comprimento da viga: 7m

$$V_a = V_b = 3,63 \times 7 / 2 = 12,705 \text{KN}$$

Como cada nó recebe o equivalente a duas reações, a reação total na viga V1 é 25,41KN.

$$\text{Carregamento do 2º pavimento} = 3,57 \times 1,5 \times 7 = 37,485 \text{KN}$$

$$\text{Carga dos pilares} = 1,15 \times 3,2 = 3,68 \text{kn}$$

$$\text{Carga total dos nós 3 e 7 (eixo 4)} = 25,41 + 3,68 + 37,485 = 66,575 \text{KN}$$

- Nós 3 e 7 (eixos 2,3,5,6) – Reações das vigas V1 + carregamento do 2º pavimento + carga dos pilares:

Comprimento da viga: 7m

$$V_a = V_b = 6,6 \times 7 / 2 = 23,10 \text{KN}$$

Como cada nó recebe o equivalente a uma reação da V1 (eixos 2,3,5,6) + uma reação da V1 (eixo 4) = 23,10 + 12,705 = 35,805KN

$$\text{Carregamento do 2º pavimento} = 3,57 \times 1,5 \times 7 = 37,485 \text{KN}$$

$$\text{Carga dos pilares} = 1,15 \times 3,2 = 3,68 \text{kn}$$

$$\text{Carga total dos nós 3 e 7 (eixo 4)} = 35,805 + 3,68 + 37,485 = 76,97 \text{KN}$$

*Para efeito de cálculo será considerada a carga dos nós 3 e 7 dos eixos 2, 3, 5, 6 pois ela representa o maior valor de carregamento.

➤ **Sobrecarga:**

- Carregamento do 2º pavimento:

Sobrecarga – 2,0 KN/m²

Paredes divisórias móveis – 1,0 KN/m²

Total – 3,0KN/m²

Nós 4, 5, 6:

$$3 \times 21 = 63 \text{KN}$$

Nós 3 e 7:

$$3 \times 10,5 = 31,50 \text{KN}$$

- Carregamento da cobertura:

Sobrecarga – $0,25 \text{ KN/m}^2$

Nós 13, 14, 15:

$$0,25 \times 21 = 5,25 \text{KN}$$

Nós 8 e 12:

$$0,25 \times 10,5 = 2,625 \text{KN}$$

➤ **Vento:**

O edifício situa-se em um subúrbio densamente construído de uma grande cidade brasileira, onde a velocidade básica do vento é de 35 m/s e não se encontra sujeito a vento de alta turbulência. As excentricidades das forças do vento podem ser desconsideradas.

Dados:

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

- $S_1 = 1,0$ terreno plano

- $S_2 =$ Para altura até $5 \text{ m} = 0,76$ (categoria 4 – classe B)

Para altura entre 5 e $10 \text{ m} = 0,83$ (categoria 4 – classe B)

- $S_3 = 1,0$ (grupo 2)

- Velocidade característica - $V_k = S_1 S_2 S_3 V_0$

Para $h \leq 5 \text{ m} - V_k = 26,60 \text{ m/s}$

Para $5 \leq h \leq 10 \text{ m} - V_k = 29,05 \text{ m/s}$

- Pressão dinâmica - $q = 0,613 \frac{V_k^2}{10^3}$

Para $h \leq 5 \text{ m} - q = 0,43 \text{ KN/m}^2$

Para $5 \leq h \leq 10 \text{ m} - q = 0,52 \text{ KN/m}^2$

- Pressão dinâmica distribuída da altura (todos os pórticos ficam submetidos às mesmas forças de vento)

Para $h \leq 5 \text{ m} - q_p = 0,43 \times \frac{4^2}{7} = 2,58 \text{ KN/m}$

Para $5 \leq h \leq 10\text{m}$ – $q_p = 0,52x^{42}/7 = 3,12\text{KN/m}$

- Coeficientes de pressão e de forma externos para paredes:

$$h/b = 6,5/12 = 0,54 \rightarrow 1/2 \leq h/b \leq 3/2$$

$$a/b = 42/12 = 3,5 \rightarrow a/b \leq 4$$

Para $\alpha=90^\circ$ e $\theta=20^\circ$ temos:

Telhado a barlavento $\rightarrow C_e = -0,7$

Telhado a sotavento $\rightarrow C_e = -0,5$

- Para os coeficientes de pressão interna foram consideradas duas fachadas opostas igualmente permeáveis e as demais, impermeáveis:

$$C_{p_i} = +0,20$$

- Os coeficientes e as ações finais devidas ao vento nos pórticos internos foram obtidos pelo produto da pressão característica (q_p) e pelo coeficiente C , com $C=C_e-c_{p_i}$.
- Os coeficientes com sinais negativos significam sucção e os coeficientes com sinais positivos significam sobrepressão.

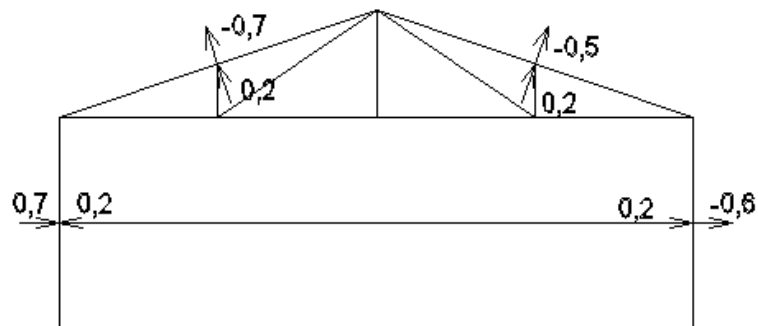


Figura 4.2 – Coeficientes de Pressão e Forma do Vento

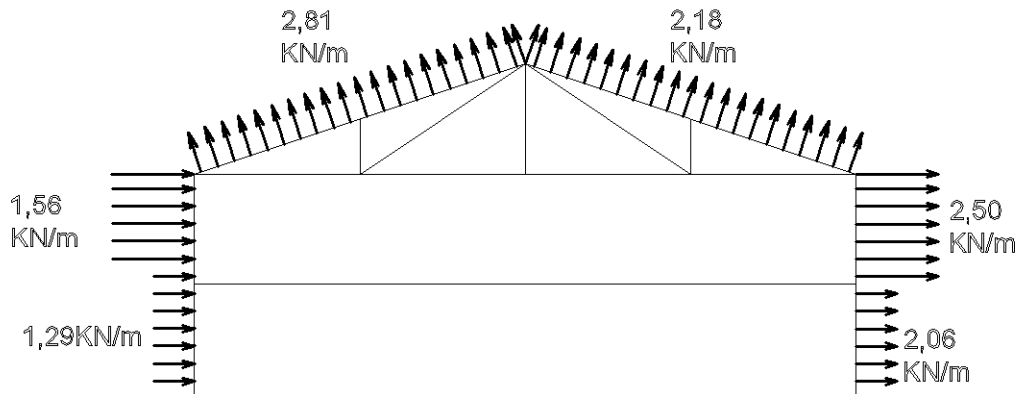


Figura 4.3 – Forças Finais do Vento

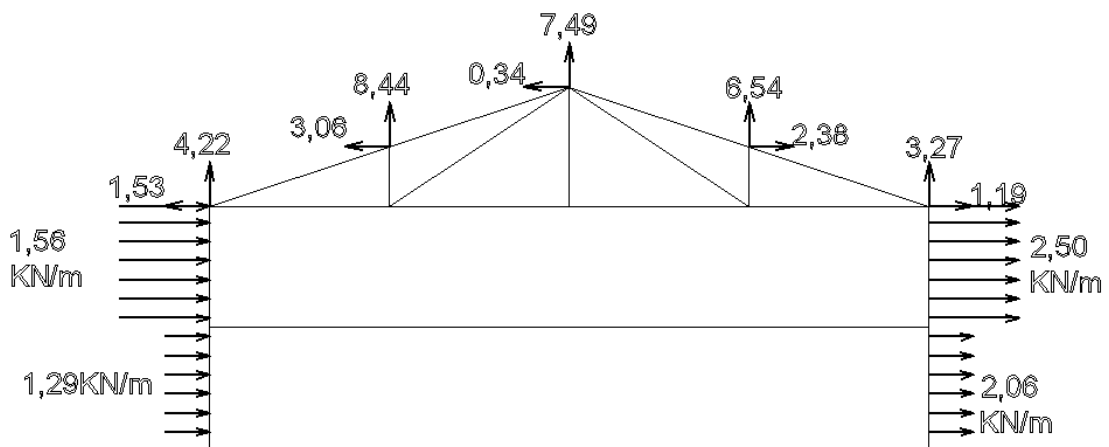


Figura 4.4 – Decomposição do Vento – Vento Transversal

- Para os coeficientes de pressão interna foram consideradas duas fachadas opostas igualmente permeáveis e as demais, impermeáveis:
 $C_{pi} = +0,30$ (vento perpendicular a uma fachada permeável)

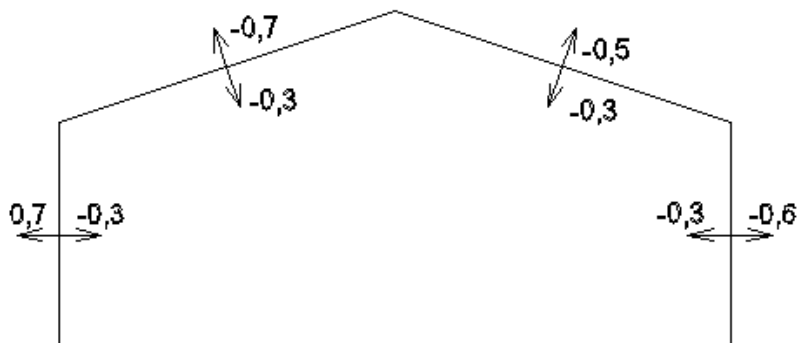


Figura 4.5 – Coeficientes de Pressão e Forma do Vento

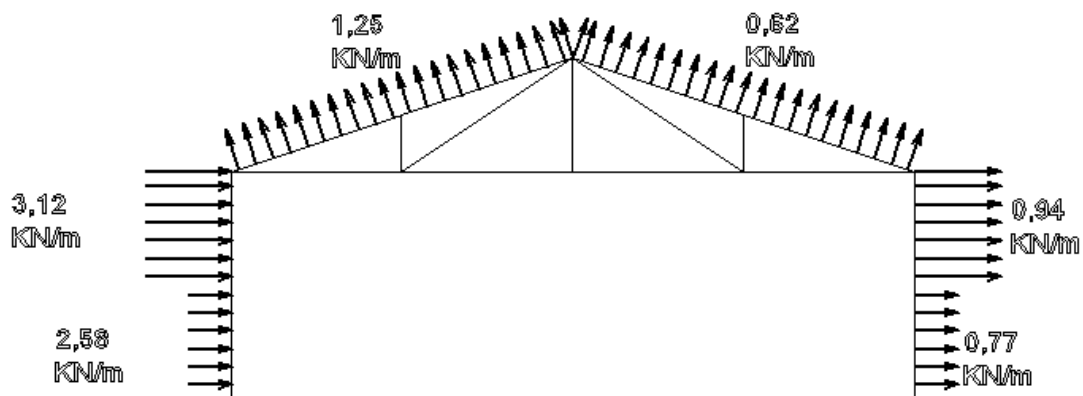


Figura 4.6 – Forças Finais do Vento

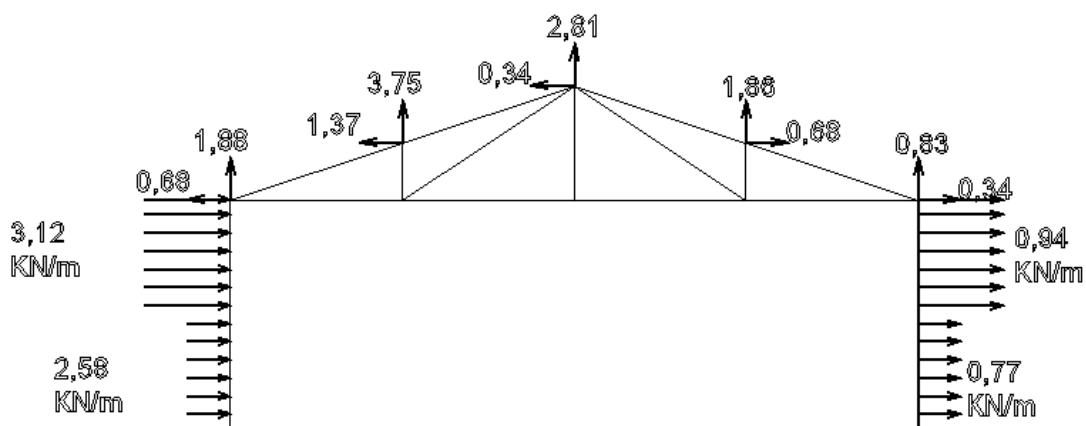


Figura 4.7 – Decomposição do Vento – Vento Transversal

*Para efeito de cálculo, no caso desta estrutura analisada, não serão considerados os efeitos provocados pela carga de vento ($\alpha=0^\circ$).

*Para este caso, não seria preciso ter calculado as cargas de ventos considerando $cp_i=-0,30$ uma vez que para a estrutura em questão o vento age externamente provocando sucção, e se utilizássemos o cp_i estaríamos aliviando a carga do vento.

5. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE COMPÕE O PÓRTICO INTERNO

Nessa fase, deve-se pré-dimensionar as barras que compõe o pórtico interno, sabendo-se que:

- Para os pilares, utilizar perfil laminado H da Gerdau ($h=250\text{mm}$ ou 310mm);
- Para as vigas do pórtico, utilizar a série VS ($h=550\text{mm}$ ou 650mm);
- Para as cordas inferiores e superiores, utilizar cantoneira dupla de 50,8 a 76,2mm;
- Para montantes e diagonais, utilizar cantoneira dupla de 44,5mm a 63,5mm.

Dessa forma, foram definidos os perfis a serem utilizados e a seguir serão feitas as análises para ver se a escolha foi adequada.

Assim, para os pilares, o perfil escolhido foi o HP 310x93, para viga do pórtico o VS 550x38, para as cordas inferiores e superiores e montantes e diagonais utilizou-se cantoneira dupla 76,2 x 6,35.

6. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE AÇÕES

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

As hipóteses consideradas foram:

- Carga permanente + imperfeições geométricas e imperfeições de material;
- Carga permanente + sobrecarga + imperfeições geométricas e imperfeições de material;
- Carga permanente + vento + imperfeições de material;
- Carga permanente (favorável à segurança) + vento + imperfeições de material;
- Carga permanente + sobrecarga (variável principal) + vento + imperfeições de material;
- Carga permanente + sobrecarga + vento (variável principal) + imperfeições de material;

As imperfeições geométricas são calculadas por meio de forças nocionais (F_{nd}), e essas forças correspondem a 0,3% das cargas gravitacionais de cálculo totais aplicadas no próprio andar, incluindo as cargas das subestruturas de contraventamento e dos elementos contraventados. Para as imperfeições de material haverá redução de 80% do módulo de elasticidade, logo $E=160000$ Mpa. É importante salientar que não é necessário colocar as imperfeições geométricas (forças nocionais) em combinações de ações que existam outras forças laterais, como o vento, por exemplo.

➤ **Hipótese 1:**

$$1,4 \times (CP + F_n)$$

$$F_{nd} = \Sigma CP \times 0,3/100$$

$$F_{ndcob} = 0,3/100 \times (11,781 \times 2 + 5,88 \times 3 + 7,056 \times 3) = 0,19$$

$$F_{nd2p} = 0,3/100 \times (104,96 \times 3 + 107,76 \times 2) = 1,59$$

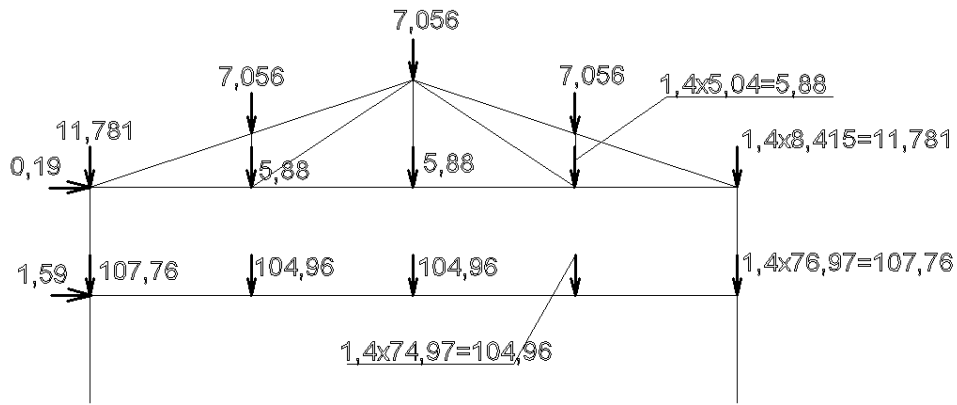


Figura 6.1 – Desenho Esquemático da Hipótese 1

➤ **Hipótese 2:**

$$1,4 \times (CP + Fn + SC)$$

$$F_{nd} = (\Sigma CP + \Sigma SC) \times 0,3 / 100$$

$$F_{ndcob} = 0,3 / 100 \times (62,37 + 3,68 \times 2 + 7,35 \times 3) = 0,28$$

$$F_{nd2p} = 0,3 / 100 \times (530,40 + 44,10 \times 2 + 88,20 \times 3) = 2,65$$

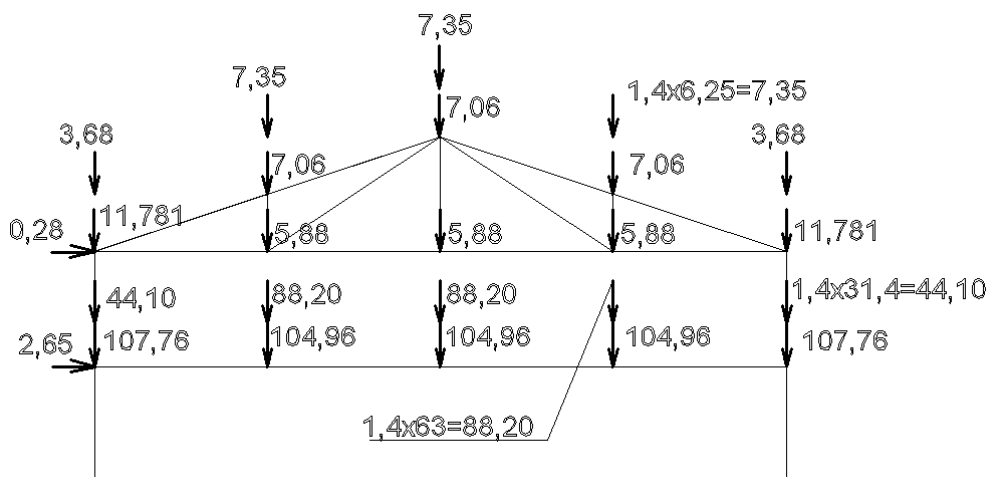


Figura 6.2 – Desenho Esquemático da Hipótese 2

➤ **Hipótese 3:**

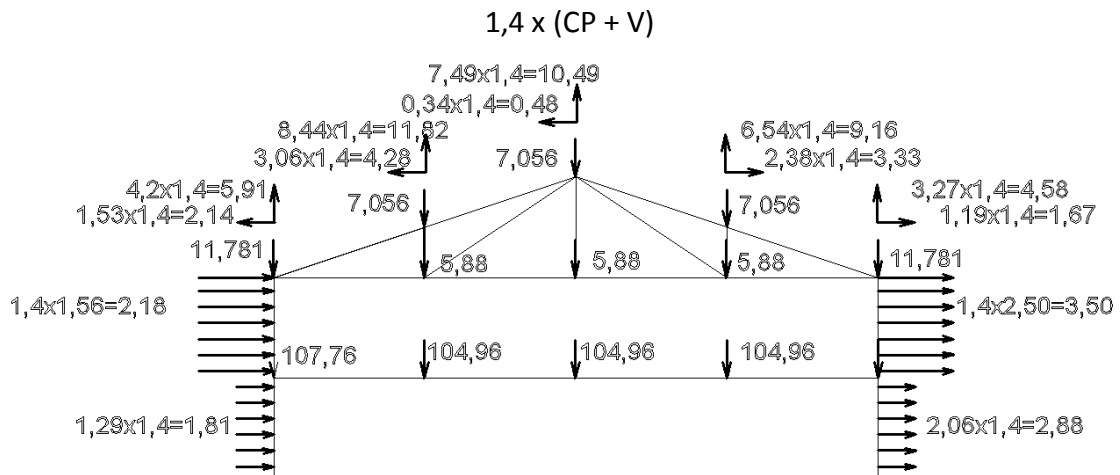


Figura 6.3 – Desenho Esquemático da Hipótese 3

➤ **Hipótese 4:**

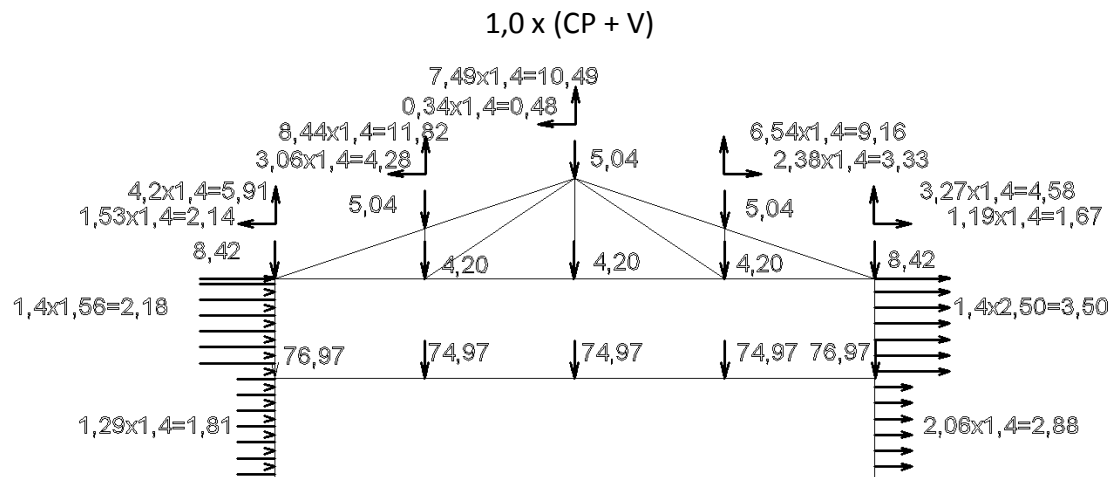


Figura 6.4 – Desenho Esquemático da Hipótese 4

➤ **Hipótese 5:**

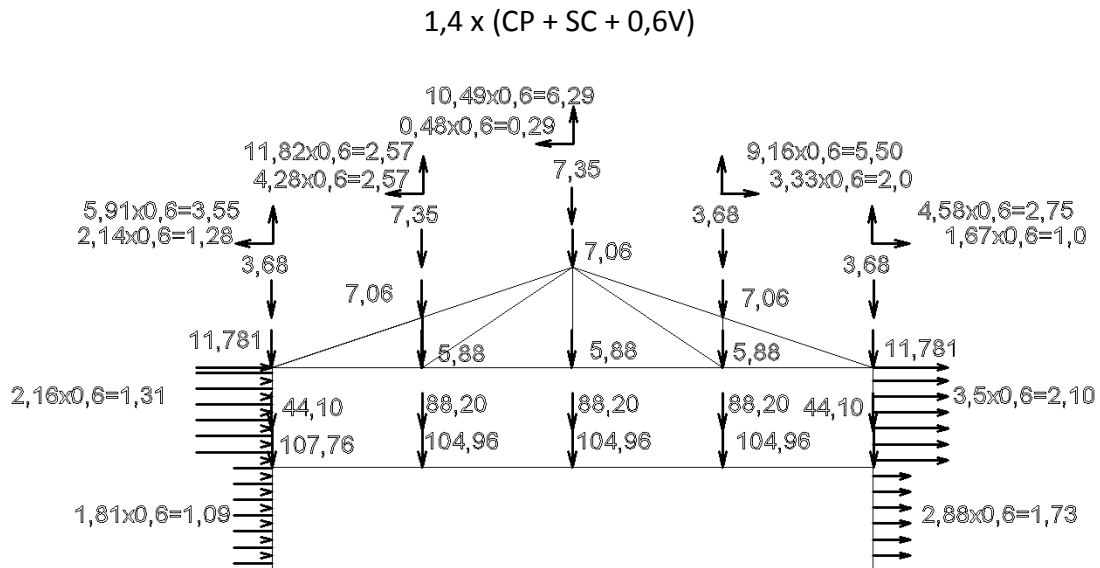


Figura 6.5 – Desenho Esquemático da Hipótese 5

➤ **Hipótese 6:**

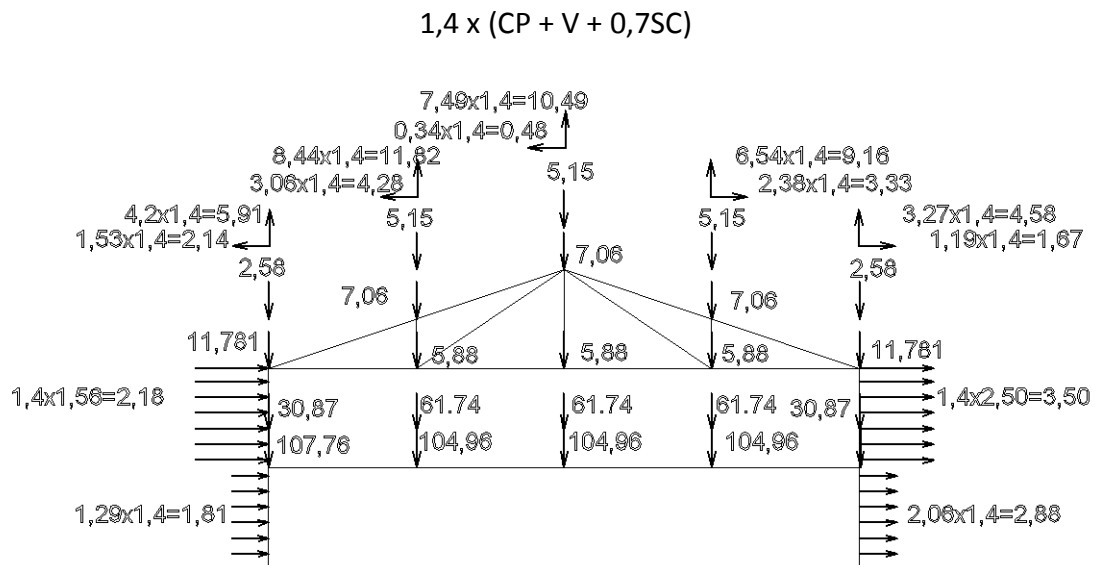


Figura 6.6 – Desenho Esquemático da Hipótese 6

7. ANÁLISE ESTRUTURAL DOS PÓRTICOS INTERNOS PARA A COMBINAÇÃO 5

Nessa etapa, como simplificação, só será feita a análise dos pórticos internos para a combinação 5, mas na prática deve ela deve ser feita em todas as combinações últimas de ações. Foi considerado um módulo de elasticidade do aço reduzido (80%), sendo ele $E=160000\text{Mpa}$.

A seguir, tem-se a decomposição da estrutura original em estrutura nt e lt, :

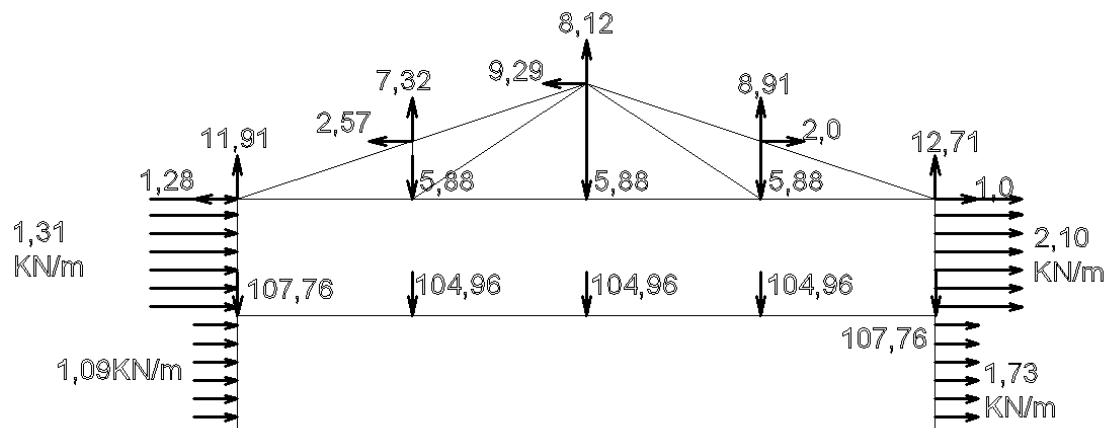


Figura 7.1 – Estrutura nt

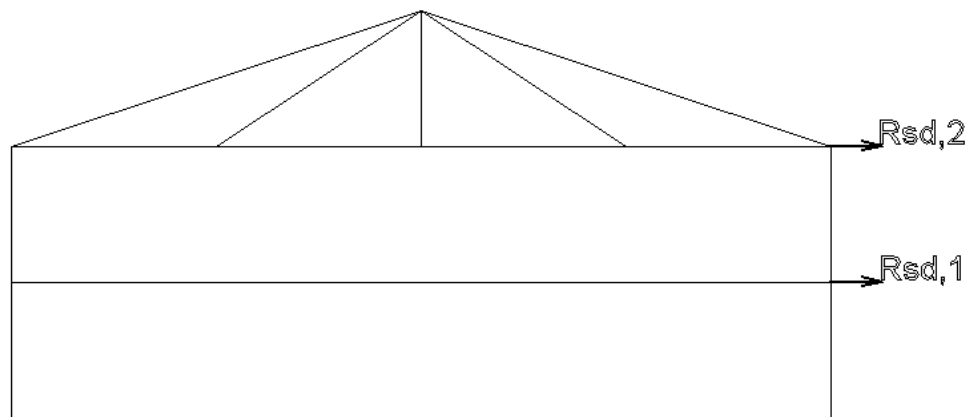


Figura 7.2 – Estrutura lt

➤ Cálculo de B2:

- 1° pavimento:
 $H=320\text{cm}$
 $\Delta h=1,497 - 0 = 0,15\text{cm}$
 $R_s = 0,85$

$$\Sigma H_{sd} = (1,09 + 1,73)x5 + (2,10 + 1,31)x1,50 - (1,28 + 2,57 + 0,29) + (2,0 + 1,0) = 18,08KN$$

$$\Sigma N_{sd} = 11,91 + 7,32 + 8,12 + 8,91 + 12,71 + 5,88x3 + 151,86x2 + 193,16x3 = 949,57KN$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1/0,85^{(0,15/320)}(949,57/18,08)} = 1,03$$

- 2° pavimento:

$$H=330cm$$

$$\Delta_h=0,378 - 0,15 = 0,23 cm$$

$$R_s = 0,85$$

$$\Sigma H_{sd} = -(1,28 + 2,57 + 0,29) + (2 + 1) + (1,31 + 2,10)x1,5 + (1,09 + 1,73)x1,8 = 9,05KN$$

$$\Sigma N_{sd} = 949,57 - (151,86x2 + 193,16x3) = 66,37KN$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - 1/0,85^{(0,15/330)}(66,37/9,05)} = 1,01$$

Como o coeficiente B2 resultou nos valores 1,01 e 1,03 (valores menores que 1,13), a estrutura para o carregamento em questão é de baixa deslocabilidade, o que significa que o procedimento utilizado é válido. Se B2 estive entre 1,13 e 1,55, a estrutura seria classificada como média deslocabilidade, e se B2 fosse maior que 1,55, grande deslocabilidade.

Foram determinados os valores do parâmetro B1, assim como os esforços nas barras, como mostra as tabelas a seguir. Deve-se lembrar de que as barras entre os eixos 9 e 21 não tem momento, e por isso B1 não se aplica.

$$M_{sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$N_{sd} = N_{nt} + B_2 N_{lt}$$

$$V_{sd} = V_{nt} + V_{lt}$$

ESFORÇOS NAS BARRAS						
BARRA	ESTRUTURA NT			ESTRUTURA LT		
	N	Mi	Mf	N	Mi	Mf
1	-473,93	-129,62	-265,77	2,2	9,85	7,64
2	-475,88	135,19	265,94	-2,9	9,99	7,71
3	-32,61	-193,87	-	-	5,46	-
4	-34	197,03	-	-	5,53	-
5	-68,43	459,64	408,75	-3,81	-13,11	6,52
6	-68,43	-408,75	697,95	-3,81	-6,52	0,07
7	-68,43	697,65	407,08	-3,81	-0,07	6,65
8	-68,43	-407,08	-462,98	-3,81	6,65	13,24
9	-2,54	-	-	1,66	-	-
10	-19,42	-	-	1,66	-	-
11	-19,42	-	-	1,66	-	-
12	-0,07	-	-	1,66	-	-
13	-60,62	-	-	-	-	-
14	-57,89	-	-	-	-	-
15	-60,21	-	-	-	-	-
16	-62,34	-	-	-	-	-
17	-6,39	-	-	-	-	-
18	20,87	-	-	-	-	-
19	5,88	-	-	-	-	-
20	23,92	-	-	-	-	-
21	-8,18	-	-	-	-	-

CÁLCULO DE B1								
BARRA	L	Ered	Ix	Cm	Nsd	Ne	B1	
1	320	160000	8728	0,4	-471,73	13446	0,39	1
2	320	160000	8728	0,4	-478,08	13446	0,38	1
3	330	160000	8728	0,6	-27,25	12643	0,6	1
4	330	160000	8728	0,6	-28,47	12643	0,6	1
5	300	160000	64345	0,24	-72,24	112785	0,24	1
6	300	160000	64345	0,83	-72,24	112785	0,83	1
7	300	160000	64345	0,83	-72,24	112785	0,83	1
8	300	160000	64345	0,25	-72,24	112785	0,25	1
9	300	160000	103,58	-	-4,2	181,56	-	-
10	300	160000	103,58	-	-21,08	181,56	-	-
11	300	160000	103,58	-	-21,08	181,56	-	-
12	300	160000	103,58	-	-1,73	181,56	-	-
13	319	160000	103,58	-	-60,62	160,57	-	-
14	319	160000	103,58	-	-57,89	160,57	-	-
15	319	160000	103,58	-	-60,21	160,57	-	-
16	319	160000	103,58	-	-62,34	160,57	-	-
17	109	160000	103,58	-	-6,39	1375,3	-	-
18	371	160000	103,58	-	20,87	118,72	-	-
19	218	160000	103,58	-	5,99	343,83	-	-
20	371	160000	103,58	-	23,92	118,72	-	-
21	109	160000	103,58	-	-8,18	1375,3	-	-

ESFORÇOS SOLICITANTES NAS BARRAS												
BARRA	ESTRUTURA NT			ESTRUTURA LT			B1		B2	Msd		
	N	Mi	Mf	N	Mi	Mf				Mi	Mf	Nsd
1	-473,93	-129,62	-265,77	2,2	9,85	7,64	0,39	1	1,03	-119,47	-257,9	-471,66
2	-475,88	135,19	265,94	-2,9	9,99	7,71	0,38	1	1,03	-145,48	273,88	-478,15
3	-32,61	-193,87	-	-	5,46	-	0,6	1	1,03	-188,25	-	-32,61
4	-34	197,03	-	-	5,53	-	0,6	1	1,03	202,73	-	-34
5	-68,43	459,64	408,75	-3,81	-13,11	6,52	0,24	1	1,03	446,14	415,47	-72,35
6	-68,43	-408,75	697,95	-3,81	-6,52	0,07	0,83	1	1,03	-415,47	697,72	-72,35
7	-68,43	697,65	407,08	-3,81	-0,07	6,65	0,83	1	1,03	-697,72	400,23	-72,35
8	-68,43	-407,08	-462,98	-3,81	6,65	13,24	0,25	1	1,03	-400,23	-449,34	-72,35
9	-2,54	-	-	1,66	-	-	-	-	1,01			-4,22
10	-19,42	-	-	1,66	-	-	-	-	1,01			-21,1
11	-19,42	-	-	1,66	-	-	-	-	1,01			-21,1
12	-0,07	-	-	1,66	-	-	-	-	1,01			-1,75
13	-60,62	-	-	-	-	-	-	-	1,01			-60,62
14	-57,89	-	-	-	-	-	-	-	1,01			-57,89
15	-60,21	-	-	-	-	-	-	-	1,01			-60,21
16	-62,34	-	-	-	-	-	-	-	1,01			-62,34
17	-6,39	-	-	-	-	-	-	-	1,01			-6,39
18	20,87	-	-	-	-	-	-	-	1,01			20,87
19	5,88	-	-	-	-	-	-	-	1,01			5,88
20	23,92	-	-	-	-	-	-	-	1,01			23,92
21	-8,18	-	-	-	-	-	-	-	1,01			-8,18

Os diagramas de esforço normal, cortante e momento fletor estão em anexo, ao final do trabalho.

8. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE ESTÃO SUBMETIDAS A FORÇA AXIAL DE TRAÇÃO

Nessa etapa serão dimensionadas as barras que podem estar sujeitas a força axial de tração de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, sabendo que as mesmas terão ligação soldada por apenas uma das abas, utilizando-se se necessário, chapas espaçadoras. Determinou-se que seriam utilizadas cantoneiras duplas da série VS baseada em polegadas, em aço ASTM A36 e que todas as barras da corda inferior deveriam ter a mesma seção transversal, assim como todas as barras da corda superior, das diagonais e as barras dos montantes. Foram considerados os estados-limites-últimos.

As barras 18,19,20 são tracionadas, e o pior caso é o da barra 20, onde $N_{sd}=23,92KN$.

Para o aço estrutural ASTM A36, tem-se que:

- $f_u = 400\text{Mpa} = 40 \text{ KN/cm}^2$
- $f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ KN/cm}^2$

➤ Escoamento da seção bruta:

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

$$A_g f_y / \gamma_{a1} \geq 23,92KN$$

$$A_g 25 / 1,1 \geq 23,92KN$$

$$A_g \geq 1,05 \text{ cm}^2$$

Portanto, cada cantoneira deverá ter área mínima de $1,05/2 = 0,53\text{cm}^2$. Como o A_g do perfil estimado é de $9,29 \text{ cm}^2$, essa verificação está ok.

➤ Ruptura da Seção Líquida:

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

$$A_e = c_t \cdot A_n$$

Para ligações soldadas:

$$A_e = c_t \cdot A_g$$

$$c_t = e_c / l_c$$

$$A_e = 0,85 \times 9,29 \times 2 = 15,79 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = 15,79 \times 40 / 1,35 = 467,85 \text{ KN} \geq 23,92 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}$$

➤ **Eslbeltez:**

$$\lambda_{mdx} = \frac{371}{2,36} = 157,20 \leq 300 \rightarrow \text{OK!}$$

➤ **Chapa Espaçadora:**

$$l / r_{min} \leq 300$$

$$l / 1,5 \leq 300$$

$$l \leq 450$$

Não é necessário chapa espaçadora.

9. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE ESTÃO SUBMETIDAS A FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO

Nessa etapa serão dimensionadas as barras que podem estar sujeitas a força axial de compressão de cálculo da treliça de cobertura dos pórticos internos, prevendo chapas espaçadoras se necessárias. Deve-se utilizar cantoneira dupla da série baseada em plegadas e aço ASTM A36. Todas as barras da corda inferior, superior, das diagonais e das montantes devem ter a mesma seção transversal. Para esse dimensionamento, devem-se ser considerados os estados limites últimos e de serviço.

➤ Propriedades Geométricas:

- $A_g = 18,58 \text{ cm}^2$;
- $I_x = 100 \text{ cm}^4$;
- $I_y = 134,28 \text{ cm}^4$;
- $r_x = 2,36 \text{ cm}$;
- $r_y = 2,96 \text{ cm}$

O pior caso de barra comprimida é o da barra 16, cujo $N_{sd} = 62,34 \text{ KN}$.

➤ Flambagem local:

$$b/t = 76,20/6,35 = 12$$

$$b/t_{lim} = 0,45 \sqrt{E/f_y} = 0,45 \sqrt{200000/25} = 12,73$$

$$b/t \leq b/t_{lim} \rightarrow Q_y = Q = 1,0$$

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

$$N_{ex} = \frac{\Pi^2 EI_x}{(k_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\Pi^2 200000 \times 100}{(1 \times 319)^2} = 193,98 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{1 \times 319}{2,36} = 135,17$$

$$\lambda_x \leq 200 \rightarrow OK!$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{EA_g}{N_{ex}}} = \pi \sqrt{\frac{200000 \times 18,58}{193,98}} = 137,5$$

$$\lambda_x \leq 200 \rightarrow OK!$$

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

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2(1 - (y_0/r_0)^2)} x \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 4N_{ey}N_{ez} \left[1 - (y_0/r_0)^2 \right]^2}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 200000 \times 134,28}{(1 \times 319)^2} = 260,47 \text{ KN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E c_w}{(k_z L_z)^2} + GJ \right] = \frac{1}{3,86^2} \times 7700 \times 2,06 = 1064,6 \text{ KN}$$

$$N_{eyz} = \frac{260,47 + 1064,6}{2(1 - (1,51/3,86)^2)} x \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 4 \times 260,47 \times 1064,6 \left[1 - (1,51/3,86)^2 \right]^2}{(260,47 + 1064,6)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 248,85 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{EA_g}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{200000 \times 18,58}{248,85}} = 121,40$$

$$\lambda_{yz} \leq 200 \rightarrow OK!$$

- Valores de N_e , λ_0 e χ :

N_e = menor valor entre N_{ex} e $N_{eyz} = 193,98 \text{ KN}$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 2 \times 9,29 \times 25}{193,98}} = 1,55$$

Pela Tabela 7.1, $\chi = 0,365$

- **Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo (verificação dos estados limites últimos):**

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\lambda_{a1}} = \frac{0,365 \times 1 \times 2 \times 9,29 \times 25}{1,10} = 1,55$$

$$N_{c,Sd} = 62,34 \text{ (barra 16)} \leq N_{c,Rd} \rightarrow OK!$$

- **Chapa Espaçadora:**

$$(l/r_{min})_{1\text{perfil}} = \frac{1}{2} (KL/r)$$

$$(l/1,5)_{1\text{perfil}} = \frac{1}{2} (135,8)$$

$$l \leq 101,85$$

Para $l = 319 \text{ cm} \rightarrow 319/101,85 = 3,13 = 4 \text{ espaços}$

Sendo assim, serão colocadas 3 chapas espaçadoras distando aproximadamente 80 centímetros entre si. Essa quantidade também atende à condição de se usar pelo menos duas chapas espaçadoras.

10. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS QUE ESTÃO SUBMETIDAS A FORÇA AXIAL DE COMPRESSÃO

Dimensionar as vigas dos pórticos internos em perfil adotado da série VS da ABNT NBR 5884 em aço USI CIVIL 300. Considerar estados limites últimos e de serviço.

➤ Propriedades Geométricas do Perfil:

V550x88 → $f_y = 30 \text{ KN/cm}^2$

➤ Verificação do Momento Fletor:

- FLM:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{250/2}{16} = 7,81$$
$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{E/f_y} = 0,38 \sqrt{200000/30} = 9,81$$

Para $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rk} = M_{pl} = z \cdot f_y$

$$M_{pl} = z_x f_y = 2559 \times 30 = 76770 \text{ KN.cm} = 767,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 697,72 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 697,91 \text{ KN.m}$$

- FLA:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{518}{6,30} = 82,22$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{E/f_y} = 3,76 \sqrt{200000/30} = 97,08$$

Para $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rk} = M_{pl} = z \cdot f_y = 767,70 \text{ KN.m}$

➤ Instabilidade Global:

- FLT:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{1200}{6,08} = 197,37$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{E/f_y} = 1,76 \sqrt{200000/30} = 45,44$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J B_1} x \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 c_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$C_w = 2970375 \text{ cm}^6$$

$$J = 72,7 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 4168 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 2340 \text{ cm}^3$$

$$R_y = 6,08 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) w_x}{EJ} = \frac{0,7 \times 30 \times 2340}{200000 \times 72,7} = 0,034$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{4168 \times 72,7}}{6,08 \times 72,7 \times 0,034} x \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 2970375 \times 0,034^2}{4168}}} = 121,955$$

Para $\lambda \geq \lambda_r$, temos que $M_{rk} = M_{cr} \leq M_{pl}$

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

$$C_w = 2970375 \text{ cm}^6$$

$$J = 72,7 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 4168 \text{ cm}^4$$

$$L_b = 1200 \text{ cm}$$

Para o cálculo de c_b deve-se considerar o caso quando uma das mesas encontra-se continuamente travada contra a translação lateral e a outra está livre para se deslocar lateralmente.

$$c_b = 3,0 - \left[\frac{2 M_1}{3 M_0} \right] - \left[\frac{8 M_2}{3 M_0 + M_1} \right] = 3 - \left[\frac{2}{3} x \frac{446,14}{449,34} \right] - \left[\frac{8}{3} x \frac{697,62}{-449,34 - 446,14} \right] = 4,416$$

$$M_{rk} = M_{cr} = \frac{4,416 \Pi^2 200000 \times 4168}{1200^2} \sqrt{\frac{2970375}{4168} \left(1 + \frac{0,039 \times 72,7 \times 1200^2}{2970375} \right)} = 103789,4 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rd} = \frac{1037,895}{1,1} = 943,541 \geq M_{sd} = 449,34 \text{ KN.m}$$

➤ **Verificação ao Esforço Cortante:**

- Determinação de V_{rk} :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{518}{6,30} = 82,22$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{30}} = 63,509$$

K_v = coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento.

$K_v = 5,0$ para alma sem enrijecedores (considerado a princípio).

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 200000}{30}} = 79,097$$

$\lambda \geq \lambda_r$, ou seja:

$$V_{pl} = A_w f_v y = 55 \times 0,63 \times 0,6 \times 30 = 623,70 \text{ KN}$$

$$V_{rk} = V_{cr} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{pl} = 1,24 \left(\frac{63,509}{82,22} \right)^2 623,70 = 415,415 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{415,415}{1,10} = 377,65 \text{ KN}$$

$V_{Rd} \geq V_{Sd} \rightarrow \text{OK!}$

Não é necessário o uso de enrijecedores. Para efeito de cálculo o efeito axial de compressão foi desconsiderado, pois o seu valor é desprezível. Dessa maneira, não será verificada a limitação para combinação de esforços solicitantes.

➤ **Verificação do Estado Limite de Serviço:**

$$\delta_{cp} = 31,96 \text{ mm}$$

$$\delta_{sc} = 26,81 \text{ mm}$$

$$\delta_v = 0,057 \text{ mm (não considerado)}$$

Será considerada combinação frequente.

$$\delta_t = \delta_{cp} + \psi_1 \delta_{sc} = 31,96 + 0,6 \times 26,81 = 48,05 \text{ mm}$$

Para edifício comercial, $\psi_1=0,6$

$$CF_{m\acute{a}x} = 0,75\delta_{cp} = 0,75 \times 3,196 = 2,397 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 4,805 - 2,397 = 2,408 \text{ cm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{l}{350} = \frac{1200}{350} = 3,429 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \delta_{adm} \rightarrow OK!$$

Os diagramas de carregamento e deformação da carga permanente, sobrecarga e vento (de onde foram extraídos os valores para resolução deste item) se encontram em anexo, ao final do trabalho.

11. DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS V1 E V2

Dimensionar as vigas V1 e V2 do piso do segundo pavimento, usando perfis I laminados da GERDAU AÇOMINAS, em aço ASTM A572 – grau 50. Considerar estados limites últimos e de serviço.

➤ Viga V1:

- Carga:

$$CP = 3,57 \times 3 = 10,71 \text{ KN/m}^2$$

$$SC = 3,0 \times 3 = 9,0 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 1,4(CP + SC) = 1,4(10,71 + 9) = 27,59 \text{ KN/m}$$

A viga V1 é uma viga bi-apoiada de 7,0 metros de comprimento, logo:

$$R = \frac{27,59 \times 7}{2} = 96,58 \text{ KN}$$

$$M = \frac{27,59 \times 7^2}{8} = 169 \text{ KN.m}$$

- Propriedades do perfil escolhido W360x79: $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$
- Verificação ao momento fletor:

- FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{205/2}{16,8} = 6,10$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{E/f_y} = 0,38 \sqrt{200000/34,5} = 9,15$$

Para $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rk} = M_{pl} = z \cdot f_y$

$$M_{pl} = z f_y = 1437 \times 34,5 = 49576,5 \text{ KN.cm} = 495,765 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{495,765}{1,10} = 450,70 \text{ KN.m}$$

- FLA:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{320}{9,4} = 34,04$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{E/f_y} = 3,76 \sqrt{200000/34,5} = 90,53$$

Para $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rk} = M_{pl} = z \cdot f_y = 450,70 \text{ KN.m} \geq M_{sd}$

- Instabilidade Global:
 - FLT: A laje de concreto contém lateralmente a mesa do perfil da barra
- Verificação ao Esforço Cortante:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{320}{9,4} = 34,04$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{E k_v / f_y} = 1,10 \sqrt{5 \times 200000 / 34,5} = 59,22$$

K_v = coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento.

$K_v = 5,0$ para alma sem enrijecedores (considerado a princípio).

$\lambda \leq \lambda_p$, ou seja, $V_{rk} = V_{pl}$:

$$V_{pl} = 0,60 A_w y = 0,60 \times 350 \times 9,4 \times 34,5 = 688,90 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{688,90}{1,10} = 626,27 \text{ KN}$$

$V_{Rd} \geq V_{sd} \rightarrow \text{OK!}$

- Verificação ao Estado Limite de Serviço: carga uniformemente distribuída – Barras birrotuladas

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,10 \times 700^4}{384 \times 200000 \times 22713} = 0,688 \text{ cm}$$

$$\delta_{sc} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,009 \times 700^4}{384 \times 200000 \times 22713} = 0,619 \text{ cm}$$

Combinação frequente de serviço:

$$\delta_t = \delta_{cp} + \delta_{sc} \psi_1 = 0,688 + 0,619 \times 0,6 = 1,06 \text{ cm}$$

Para edifício comercial, $\psi_1 = 0,6$

$$CF_{m\acute{a}x} = 0,75 \delta_{cp} = 0,75 \times 0,688 = 0,516 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 1,06 - 0,516 = 0,544 \text{ cm}$$

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

Para vigas de borda, poderíamos acrescentar a condição de haver parede de fechamento. Sendo assim $\delta_{adm} = 1,5 \text{ cm}$

$$\delta_t \leq \delta_{adm} \rightarrow OK!$$

➤ **Viga V1:**

- Carga:

$$CP = 3,57 \times 1,5 + 2,0 \times 3,3 = 11,995 \text{ KN/m}^2$$

$$SC = 3,0 \times 1,5 = 4,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_d = 1,4(CP + SC) = 1,4(11,995 + 4,5) = 23,09 \text{ KN/m}$$

Não será necessário verificar a viga V1 uma vez que a carga distribuída tem valor parecido com a carga distribuída da viga V2, e os esforços resistentes da última foram muito maiores que os esforços solicitantes.

12. DIMENSIONAMENTO DOS PILARES DOS PÓRTICOS INTERNOS

Dimensionar os pilares dos pórticos internos em perfil H laminado da GERDAU AÇOMINAS em aço ASTM A572 – grau 50. Todos os pilares do 1º e 2º pavimentos devem ter a mesma seção transversal. Considerar estados limites últimos e de serviço.

O pior caso para os pilares é o das barras 1 a 4 onde:

$$N_{sd} = 478,15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 128,12 + 5,53 = 133,65 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 257,90 \text{ KN.m}$$

O perfil escolhido foi o HP 310x93.

➤ Verificação à compressão:

- FLM:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{308/2}{13} = 11,76$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,56 \sqrt{E/f_y} = 0,56 \sqrt{200000/34,5} = 13,48$$

Para $b/t \leq b/t_{lim} \rightarrow Q_s = 1,0$

- FLA:

$$\frac{b}{t_w} = \frac{308 \times (2 \times 13,1)}{13,1} = 21,51$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 1,49 \sqrt{E/f_y} = 1,49 \sqrt{200000/34,5} = 35,88$$

Para $b/t \leq b/t_{lim} \rightarrow Q_a = 1,0$

➤ Instabilidade Global:

- Eixo x:

$$N_{ex} = \frac{\Pi^2 EI_x}{(k_x L_x)^2}$$

$$N_{ex} = \frac{\Pi^2 200000 \times 19682}{(320)^2} = 37938 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{r_x} = \frac{320}{12,85} = 24,9$$

$$\lambda_x \leq 200 \rightarrow OK!$$

- Eixo y:

$$N_{ey} = \frac{\Pi^2 EI_x}{(k_y L_y)^2}$$

$$N_{ey} = \frac{\Pi^2 200000 \times 6387}{(320)^2} = 12311,2 \text{ KN}$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{r_y} = \frac{320}{7,32} = 43,72$$

$$\lambda_x \leq 200 \rightarrow OK!$$

N_e é o menor valor entre N_{ex} e N_{ey} , logo $N_e = 12311,2 \text{ KN}$.

Não será verificada a flambagem por torção pura, uma vez que a seção é duplamente simétrica e com constante de empenamento não nula. Além disso, o comprimento de flambagem da barra por torção não supera o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 119,2 \times 34,5}{12311,2}} = 0,58$$

Pela Tabela 7.1, $\chi = 0,869$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\lambda_{a1}} = \frac{0,869 \times 1 \times 119,2 \times 34,5}{1,10} = 3248,796 \text{ KN}$$

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd} \rightarrow OK!$$

➤ **Verificação ao Momento Fletor:**

- FLM:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{308/2}{13,1} = 11,76$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{E/f_y} = 0,38 \sqrt{200000/34,5} = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{E/f_y \sigma_r} = 0,38 \sqrt{200000/34,5 \times 0,7} = 23,89$$

Para $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r \rightarrow M_{Rk} = M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$

$$M_{pl} = z f_y = 1450,3 \times 34,5 = 50035,35 \text{ KN.cm} = 500,354 \text{ KN.m}$$

$$M_r = w f_y \sigma_r = 1299,2 \times 0,7 \times 35,4 = 31373,27 \text{ KN.com} = 313,732 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rk} = 500,354 - (500,354 - 313,732) \left(\frac{11,76 - 9,15}{23,89 - 9,15} \right) = 46730,87 \text{ KN.cm} \\ = 467,309 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{467,309}{1,10} = 424,826 \text{ KN.m}$$

- FLA:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{303 - 2 \times 13,1}{13,1} = 31,13$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{E/f_y} = 3,76 \sqrt{200000/34,5} = 90,53$$

Para $\lambda \leq \lambda_p \rightarrow M_{rk} = M_{pl} = z.f_y = 500,354 \text{ KN.m}$

$$M_{Rd} = \frac{500,354}{1,10} = 454,86 \text{ KN.m} \geq M_{Sd} = 257,90 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}$$

- FLT:

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{7,32} = 43,72$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{E/f_y} = 1,76 \sqrt{200000/34,5} = 42,38$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J B_1} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 c_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

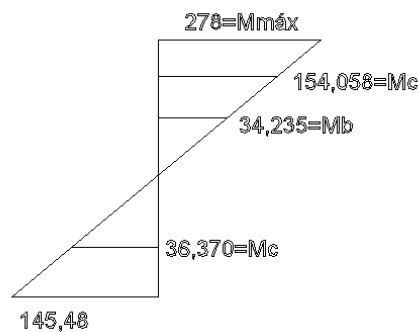
$$\beta_1 = \frac{(f_y \sigma_r) w_x}{EJ} = \frac{0,7 \times 34,5 \times 1299,1}{200000 \times 66,9} = 0,023$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{6387 \times 66,9}}{7,32 \times 66,9 \times 0,023} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1340320 \times 0,023^2}{6387}}} = 138,704$$

Para $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_r$, temos que $M_{rk} = M_{cr} \leq M_{pl}$

$$M_{rk} = c_b \left[M_{pl} - (M_{pl} M_{rk}) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$$

$$c_b = \frac{12,5 M_{m\acute{a}x}}{2,5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 4 M_C}$$



$$c_b = \frac{12,5 \times 273,88}{2,5 \times 273,88 + 3 \times 36,37 + 4 \times 34,235 + 4 \times 154,058} = 2,504 \leq 3,0 \rightarrow OK!$$

$$M_{rk} = 2,504 \left[500,35 - (500,35 - 31373,27) \frac{43,73 - 42,38}{138,704 - 42,38} \right] = 124638,44 \text{ KN.cm}$$

$$M_{Rd} = \frac{124638,44}{1,10} = 1133,077 \text{ KN.m} \geq M_{Sd} = 257,290 \text{ KN.m} \rightarrow OK!$$

➤ **Verificação dos Efeitos Combinados:**

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{478,15}{3248,796} = 0,147 \leq 0,2 \rightarrow OK!$$

$$\frac{N_{sd}}{2N_{Rd}} + \frac{M_{sd,x}}{N_{Rd,x}} \leq 1,0$$

$$\frac{478,15}{2 \times 3248,796} + \frac{257,290}{1133,077} = 0,301 \leq 1,0 \rightarrow OK!$$

➤ **Verificação ao Esforço Cortante:**

- Determinação de V_{rk} :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{303 - 2 \times 13,1}{13,1} = 21,13$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{E k_v}{f_y}} = 1,10 \sqrt{5 \times 200000 / 34,5} = 59,22$$

K_v = coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento.

$K_v = 5,0$ para alma sem enrijecedores (considerado a princípio).

$\lambda \leq \lambda_p$, ou seja, $V_{Rk} = V_{pl}$:

$$V_{pl} = A_w f_v y = 0,6 \times 30,3 \times 1,31 \times 34,5 = 821,58 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{821,58}{1,10} = 746,841 \text{ KN}$$

$V_{Rd} \geq V_{sd} \rightarrow \text{OK!}$

➤ **Verificação do Estado Limite de Serviço:**

Para edifício de dois ou mais pavimentos:

$\delta_{adm} \leq H/400 \rightarrow$ deslocamento do topo dos pilares

$\delta_{adm} \leq H/500 \rightarrow$ deslocamento relativo dos pavimentos

Abaixo seguem os dados retirados do programa ftool para cada nó em questão:

- Nó 12

$$\delta_{HCP} = 9,03 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HSC} = 6,27 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HV} = 4,056 \text{ mm}$$

- Nó 8

$$\delta_{HCP} = 9,103 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HSC} = 6,12 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HV} = 4,792 \text{ mm}$$

- Nó 7

$$\delta_{HCP} = -1,06 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HSC} = -8,122 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HV} = 1,804 \text{ mm}$$

- **Nó 3**

$$\delta_{HCP} = 9,818 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HSC} = 8,635 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

$$\delta_{HV} = 1,898 \text{ mm}$$

Verificação 1:

$$\delta_{adm} = \frac{650}{400} = 1,625 \text{ cm}$$

Para a combinação frequente foram desconsideradas as flechas da carga permanente e sobrecarga por serem muito pequenas e, portanto, desprezíveis.

$$\delta_t = 0,3 \times 0,47 = 0,144 \text{ cm} \leq \delta_{adm} \rightarrow OK!$$

Verificação 2:

$$\delta_{adm} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm} \geq \delta_t \rightarrow OK!$$

Verificação 1:

$$\delta_{adm} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm} \geq \delta_t \rightarrow OK$$

13. VERIFICAÇÃO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL DOS PÓRTICOS INTERNOS

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

Deslocamento vertical da viga de cobertura:

$$\delta_{VCP} = -2,79 \text{ mm}$$

$$\delta_{VSC} = -1,288 \text{ mm}$$

$$\delta_{VV} = 2,805 \text{ mm (desconsiderada pois está a favor da segurança)}$$

Combinação frequente de serviço:

$$\delta_t = \delta_{CP} + \psi_1 \delta_{VSC} = 2,79 + 0,6 \times 1,288 = 3,563 \text{ mm}$$

$$CF = 0,75 \delta_{VSC} = 0,75 \times 2,79 = 2,093 \text{ mm}$$

$$\delta_t = 3,563 - 2,093 = 1,47 \text{ mm}$$

$$\delta_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{700}{250} = 2,80 \geq \delta_t \rightarrow OK!$$

14. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Apostila de “Dimensionamento Básico de Elementos Estruturais de Aço e Mistos de Aço e Concreto” dos Professores: RicardoHallalFakury, Ana Lydia R. de Castro e Silva e Rodrigo Barreto Caldas.
- ABNT NBR 8800/2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e de Concreto de Edifícios.

15. CONCLUSÃO

No presente trabalho, foram dimensionados diversos elementos, tais como vigas e pilares, típicas de um edifício comercial e mostrado o nível de complexidade do cálculo das mesmas, com inúmeras verificações: verificação à tração, à compressão, aos efeitos do vento, deslocamento e etc.

Além do dimensionamento das peças, em estruturas de aço devemos dimensionar também as ligações entre os nós, sejam elas parafusadas ou soldadas, ligações rotuladas ou engastadas. Qualquer dimensionamento significa realizar diversas verificações, e os cálculos deste trabalho representam como as mesmas devem ser feitas para estruturas usuais, presentes no dia-a-dia do calculista de estrutura metálica.