

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

**ANÁLISE ESTRUTURAL,
DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS DE AÇO E
DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES DO
PÓRTICO PRINCIPAL DE UM EDIFÍCIO
COMERCIAL**

LUIZ ANTONIO MAIA JUNIOR

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	4
2	OBJETIVO	6
3	SOFTWARES UTILIZADOS	6
4	DESENVOLVIMENTO	7
4.1	Premissas	7
4.2	Descritivo do Edifício	7
4.3	Definição do Carregamento	9
4.3.1	Carga Permanente	10
4.3.2	Sobrecarga	12
4.3.3	Vento	13
4.4	Pré-dimensionamento das barras dos Pórticos Internos	16
4.5	Combinação de Ações	16
4.6	Análise Estrutural pelo método MAES	19
4.7	Dimensionamento das Barras	27
4.7.1	Dimensionamento das Barras submetidas à esforço normal de tração	27
4.7.2	Dimensionamento das Barras submetidas à esforço normal de compressão	29
4.7.3	Dimensionamento das Vigas do Pórticos Internos	34
4.7.4	Dimensionamento das vigas secundárias V1 e V2 (2º Pavimento)	41
4.7.5	Dimensionamento dos Pilares dos Pórticos Internos	48
4.7.6	Verificação dos deslocamentos dos Pórticos Internos	55
4.8	Dimensionamento das Ligações	56
4.8.1	Ligações da Treliça de Cobertura	56
4.8.2	Ligações Flexíveis das vigas V1 e V2	65
4.8.3	Ligação Rígida - Pórtico	80
4.8.4	Bases dos Pilares	93

5	CONCLUSÃO	104
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	105
7	ANEXOS	106
7.1	Análise estrutural de 2ª ordem, utilizando-se o software SAP2000	106
7.1.1	Esforços Normais	106
7.1.2	Esforços Cortantes	107
7.1.3	Momentos Fletores	108
7.1.4	Tabela comparativa	109
7.2	Verificação dos Pilares com a planilha do CBCA	110
7.3	Verificação da viga secundária V2 com a planilha do CBCA	112
7.4	Verificação da viga secundária V1 com a planilha do CBCA	114

1 INTRODUÇÃO

“A melhor solução de projeto para uma estrutura é aquela que, dentre diversas opções que preenchem os requisitos técnicos e estéticos, apresenta o menor custo. Uma estrutura é tecnicamente correta se ela atende a todas as exigências de segurança e desempenho. Para ser segura, ela tem que suportar as combinações de carregamentos mais críticas previstas para toda a sua vida útil, com uma certa reserva a qualquer tipo de colapso. Para ter bom desempenho ela deve garantir, dentro do objetivo para o qual foi criada, uma utilização econômica e que não traga qualquer prejuízo ao bem estar das pessoas, ao funcionamento de equipamentos e à integridade dos materiais a ela ligados, durante sua vida útil.”
(QUEIROZ, 1988)

Complementando o parágrafo anterior, podemos dizer que para concebermos uma estrutura em aço considerada tecnicamente correta, temos que percorrer basicamente os seguintes passos:

- a. Definir o sistema estrutural de forma que atenda aos requisitos estéticos, funcionais e econômicos, ser viável para fabricação e para a montagem e ter dimensões compatíveis para transporte;
- b. Adotar o carregamento atuante na estrutura definido pelas normas específicas: *NBR6120:1980*, *NBR6118:1988*, *NBR:7188:1984*, *NBR8800:2008* (ANEXO B) e/ou por catálogos de fabricantes de equipamentos;
- c. Utilizar as combinações últimas de carregamentos, com os respectivos fatores de majoração das ações definidos pelas normas *NBR8800:2008* e *NBR8681:2003*;
- d. Definir as propriedades mecânicas dos materiais utilizados conforme suas normas: *NBR8800:2008* (item 4.5.2.9) e por exemplo a norma específica *ASTM A36* ou a norma *ASTM A572 Gr. 50*, etc.;
- e. Calcular, com métodos de análise apropriados e com as condições de contorno bem definidas, os esforços solicitantes de cada barra do sistema

- estrutural, considerando-se as imperfeições de materiais e as imperfeições geométricas da estrutura;
- f. Verificar se os esforços majorados atuantes nas seções transversais das barras são menores que os esforços resistentes minorados pelos fatores de segurança (estados limites de escoamento e/ou de ruptura);
 - g. Definir a proteção contra incêndio e dimensionar a estrutura para tal conforme *NBR14323:2013* (quando aplicável);
 - h. Verificar os requisitos de utilização de forma a impedir o comprometimento do conforto dos usuários e/ou da integridade dos materiais ligados à estrutura (deformações e/ou vibrações excessivas – estado limite de utilização);
 - i. Verificar se o custo estimado da obra é compatível com a expectativa do proprietário;
 - j. Dimensionar as ligações entre barras para os esforços obtidos na análise estrutural;
 - k. Dimensionar a fundação para resistir aos esforços solicitantes nas bases;
 - l. Desenhar cada peça de forma que a fábrica e a montagem consigam materializar o que foi concebido;
 - m. Definir o tratamento de superfície e pintura de acordo com a classe de agressividade do ambiente em que será construída;
 - n. Transportar e montar a estrutura.

Como este trabalho é um trabalho acadêmico e tem o objetivo de ser o mais simples e didático possível, serão apresentadas as fases de concepção de um edifício comercial, limitando-se somente aos itens “a” até o item “j” (saltando-se os itens “g” e “i” que não são aplicáveis a este trabalho). Para obtenção dos esforços solicitantes, será utilizado o método de amplificação dos esforços solicitantes (MAES – ANEXO D da *NBR8800:2008*) para simular uma análise estrutural estática de 2ª ordem. Ao final do trabalho, será apresentado resumidamente a análise estrutural do mesmo prédio através de software específico para esta finalidade e o comparativo dos resultados entre o método MAES e a análise de 2ª ordem feita através do software.

2 OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo apresentar o dimensionamento estrutural de um edifício comercial, fazendo-se a análise estrutural estática de 2ª ordem utilizando-se o método MAES – Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes. Serão dimensionados os perfis metálicos e suas ligações utilizando-se as prescrições da norma *NBR8800:2008*.

Ao final do trabalho será apresentado um comparativo entre os resultados de análise utilizando-se um software específico para cálculo de estruturas e o MAES.

Também será validada uma planilha de verificação à flexo-compressão e uma de flexão, onde serão verificados os perfis das colunas e das vigas secundárias, do CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço).

3 SOFTWARES UTILIZADOS

Para a realização deste trabalho, foram utilizados os seguintes softwares para o auxílio no cálculo estrutural e dimensionamento dos perfis:

- **AutoCAD:** Utilizado para elaboração dos desenhos digitais do edifício e de suas ligações.
- **Ftool:** Utilizado para realizar as análises estruturais de 1ª ordem do pórtico principal do edifício, determinando as reações e esforços em suas barras, conforme prescrições do MAES.
- **Microsoft Excel:** Utilizado para programar as fórmulas das operações repetitivas do método MAES bem como a verificação dos perfis utilizados, utilizando-se a planilha *Cálculo de Pilares de Aço* e a *Viga Metálica Biapoiada* (BATISTA, 2010).
- **SAP2000:** Utilizado para realizar a análise estrutural de 2ª ordem do pórtico principal do edifício, com o objetivo de comparar com os esforços obtidos pelo MAES.

4 DESENVOLVIMENTO

4.1 Premissas

Para a definição do carregamento, será considerado somente o pórtico mais solicitado transversalmente. Como trata-se de um exemplo acadêmico didático, também será feita a análise estrutural estática de 2ª ordem de apenas uma das diversas combinações últimas. A análise estrutural estática de 2ª ordem será feita utilizando-se o método MAES. Conseqüentemente, será feito o dimensionamento dos principais perfis e posteriormente o detalhamento das ligações apenas deste pórtico, considerando-se apenas os esforços solicitantes obtidos por esta análise estrutural.

4.2 Descritivo do Edifício

Trata-se de um edifício comercial para escritórios de dois pavimentos, com dimensões em planta de 12mx42m. O pavimento térreo possui pé direito de 3,2m e o segundo pavimento possui pé direito de 3,3m. A estrutura do prédio é formada por pórticos com vão de 12,0m, espaçados a cada 7,0m. Cada pórtico é formado pelas duas colunas engastadas nas bases, pela viga principal que sustenta o segundo pavimento e que está ligada às colunas através de ligação rígida e pela treliça de cobertura de duas águas que é simplesmente apoiada no topo das colunas. O piso do segundo pavimento é formado pelas vigas principais (vigas dos pórticos) e perpendicularmente à elas, a cada 3,0m, vigas secundárias, além da laje em concreto armado com espessura de 10cm armada na direção do menor lado. No sentido longitudinal, a estabilidade é garantida por contraventamentos verticais, entre os eixos 2&3 e eixos 5&6. O prédio também possui contraventamentos no plano da cobertura que também contribuem para a estabilidade do prédio e distribuição das cargas horizontais devidas ao vento. O prédio possui alvenaria de fechamento nas fachadas frontais e laterais.

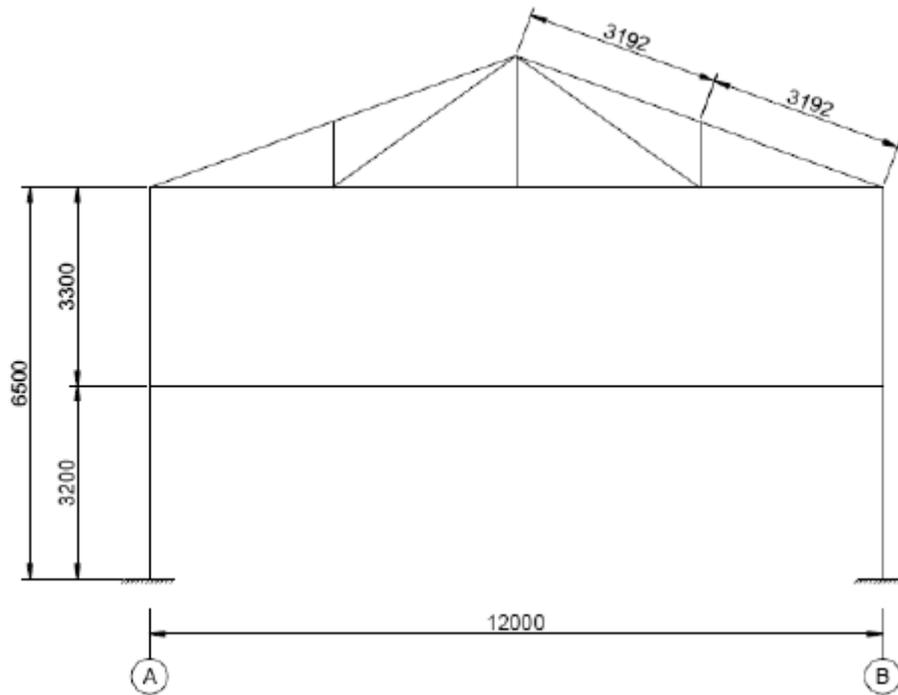


Figura 1 – Unifilar da seção Transversal do Edifício

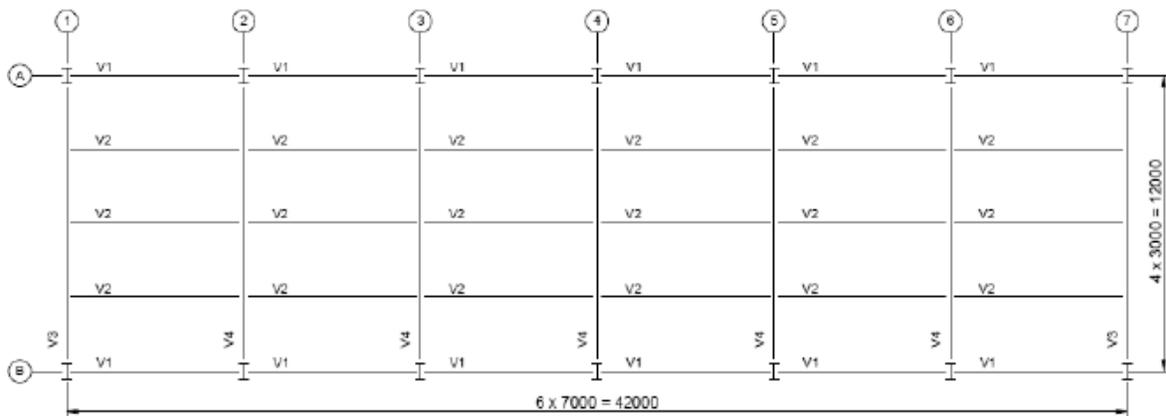


Figura 2 - Planta do 2º Pavimento

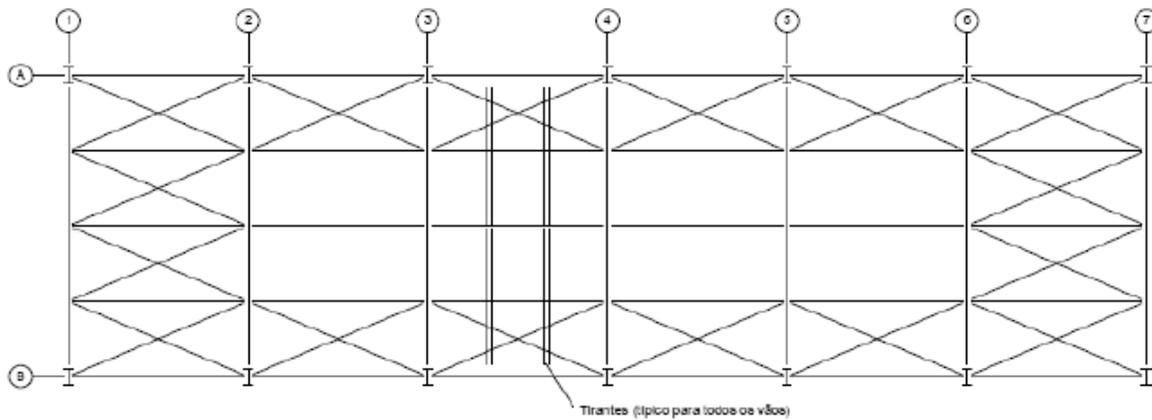


Figura 3 - Planta da Cobertura

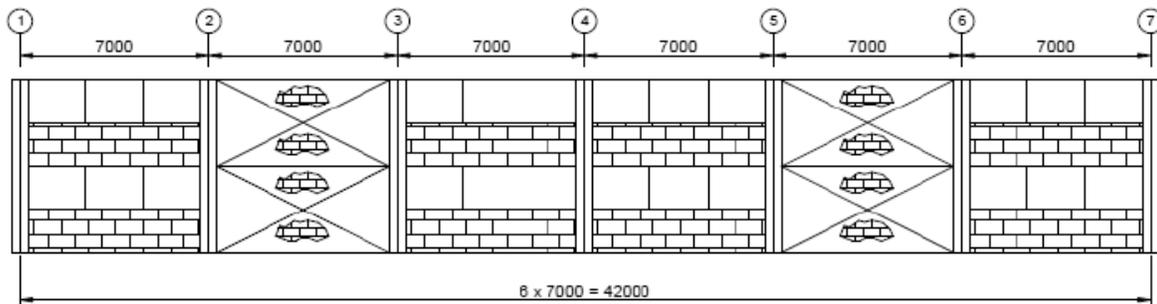


Figura 4 - Fachada Lateral

4.3 Definição do Carregamento

Segue abaixo o memorial com a definição do carregamento nos pórticos internos (mais carregados):

4.3.1 Carga Permanente

- Alvenaria = 2 KN/m^2 } SOMENTE NAS FACHADAS LATERAIS
- Janelas = $0,2 \text{ KN/m}^2$ }
- Laje concreto = $10 \text{ cm} = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Teto falso (1º e 2º Pav): $0,2 \text{ KN/m}^2$
- Revert. Piso 2º Pav: $0,5 \text{ KN/m}^2$
- Telhas Trapezoídais = $0,07 \text{ KN/m}^2$
- Peso Cst. Metálica (Exceto Pilares) $\rightarrow 0,17 \text{ KN/m}^2$ (cobertura)
- Peso Pilares = $1,15 \text{ KN/m}$ $\rightarrow 0,37 \text{ KN/m}^2$ (2º Pavimento)

2º PAVIMENTO:

- Estrutura (P.P. Vigamento) = $0,37 \text{ KN/m}^2$
 - Revestimento = $0,5 \text{ KN/m}^2$
 - Teto Falso = $0,2 \text{ KN/m}^2$
 - Laje : $0,1 \times 2,5 = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- TOTAL $\frac{3,57 \text{ KN/m}^2}{\times 3 \text{ m} = 10,71 \text{ KN/m}}$
 $\times 1,5 \text{ m} = 5,35 \text{ KN/m}$
 $\times 7 = 74,97 \text{ KN (V.P.)}$
 $= 3745 \text{ KN (Pilares)}$

Pilares: $1,15 \times 3,2 = 3,68 \text{ KN (Pilar)}$

Paradas / Janelas \rightarrow Eixos 2-3 e 5-6: $3,3 \times 2 = 6,6 \text{ KN/m}$
 \rightarrow Eixos 3-4 e 4-5: $1,65 \times 2 + 1,65 \times 0,2 = 3,63 \text{ KN/m}$
 Eixos: 2, 3, 5 e 6: $(3,5 \times 6,6) + (3,5 \times 3,63) = 35,81 \text{ KN (pilares)}$
 Eixo 4: $(7 \times 3,63) = 25,41 \text{ KN (Pilar)}$

Nós na V.P.: $74,97 \text{ KN}$ (cada)
 Nós nos Pilares: $\left\{ \begin{array}{l} \text{eixos 2, 3, 5 e 6: } 76,94 \text{ KN} \\ \text{: eixo 4: } 66,54 \text{ KN} \end{array} \right.$ OK!

Cobertura:

- Estrutura (P.P. Indica / decimas) = $0,17 \text{ KN/m}^2$
- Forro Falso = $0,2 \text{ KN/m}^2$
- Telhas = $0,07 \text{ KN/m}^2$

$$\text{TOTAL} = 0,44 \text{ KN/m}^2 \times 3 = 1,32 \text{ KN/m} \text{ (més internos)}$$

$$\times 1,5 = 0,66 \text{ KN/m} \text{ (més externos)}$$

$$\text{Pilar} = 1,15 \times 3,3 = 3,79 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{Semente e forro nos mós} &= 9,24 \text{ KN} \text{ (internos)} \\ \text{internos} &= 0,2 \times 3 \times 7 = 4,2 \text{ KN} \\ &= 4,62 \text{ KN} \text{ (externo)} \end{aligned}$$

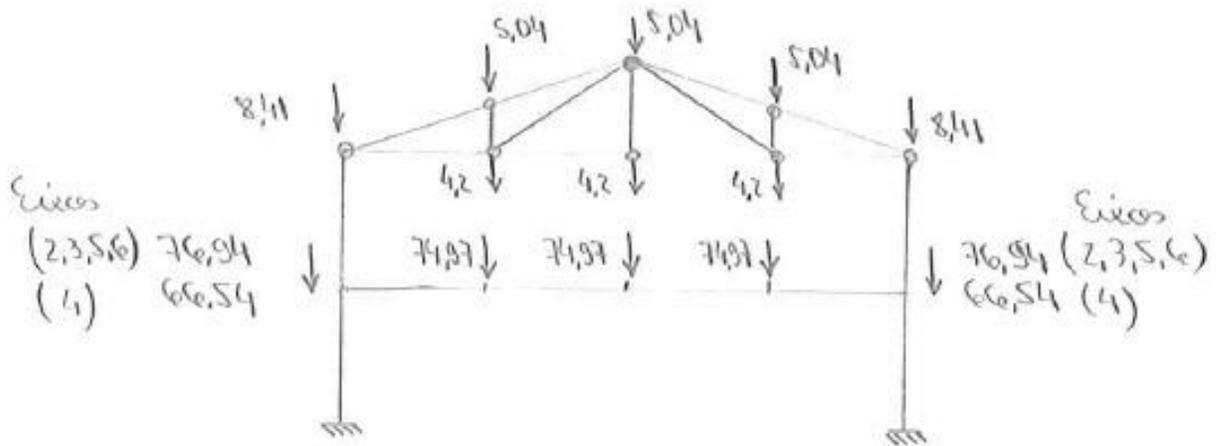
$$\text{Telhas e PP Indica} = 9,24 - 4,2 = 5,04 \text{ KN}$$

Então temos:

Nós Externos: $4,62 + 3,79 = 8,41 \text{ KN}$	OK!
Nós Internos inferiores = $4,20 \text{ KN}$	
Nós Internos superiores = $5,04 \text{ KN}$	

Temos então o seguinte esquema estático com o carregamento devido à carga permanente:

Carga Permanente (KN):



4.3.2 Sobrecarga

Hipóteses:

- Sobrecarga de Piso (Escadório) = $2,0 \text{ KN/m}^2$ (NBR 6120 \rightarrow OK!)
- Sobrecarga adicional (paredes divisorias) = 1 KN/m^2
- Sobrecarga cobertura = $0,25 \text{ KN/m}^2$ (ANEXO B NBR 8800 \rightarrow OK!)

2º PAVIMENTO:

- SC Piso : $2,0 \text{ KN/m}^2$
- SC Paredes : $1,0 \text{ KN/m}^2$

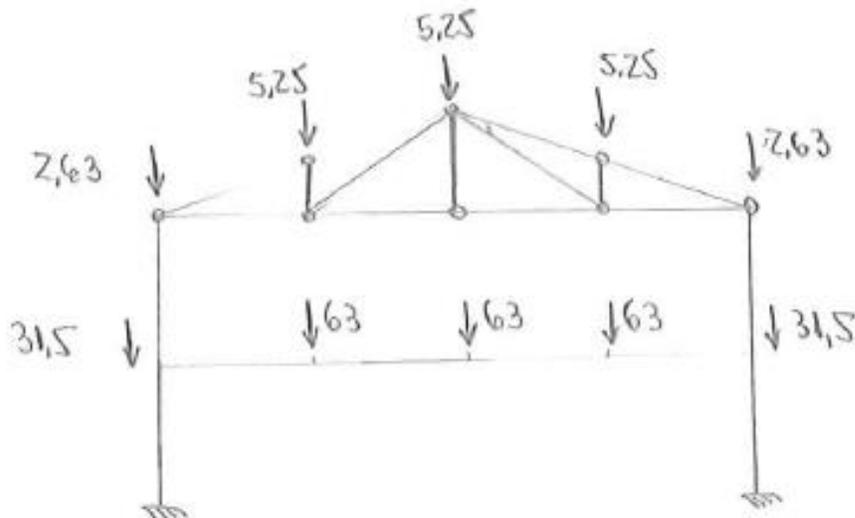
$$\text{TOTAL: } 3,0 \text{ KN/m}^2 \times 3 \times 7 = 63 \text{ KN} \quad (\text{Nos interiores - V.P.})$$
$$\times 1,5 \times 7 = 31,5 \text{ KN} \quad (\text{Nos extremos - V.P. (Pilares)})$$

COBERTURA:

- SC cobertura = $0,25 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \times 1,5 \times 7 = 2,63 \text{ KN}$ (nos extremos)
- $\times 3 \times 7 = 5,25 \text{ KN}$ (nos interiores)

Temos então o seguinte esquema estático com o carregamento devido à sobrecarga de utilização:

Sobrecarga (KN):



4.3.3 Vento

Hipóteses:

- $V_0 = 35 \text{ m/s}$
- Edifício densamente construído
- Não se encontra sujeito a vento de alta turbulência
- Podem ser desconsideradas as excentricidades devido à força do vento.

Então temos:

$$V_0 = 35 \text{ m/s} \text{ (dado)}$$

$$S_1 = 1,0 \text{ (terreno plano)}$$

$$S_2: \text{ categoria IV } \left\{ \begin{array}{l} \text{até } 5 \text{ m} \rightarrow S_2 = 0,76 \\ \text{ classe B } \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{de } 5 \text{ m até } 10 \text{ m} \rightarrow S_2 = 0,83 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$S_3 = 1,0 \text{ (comercial com alto fator de ocupação)}$$

$$V_k \leq 5 \text{ m} = 26,6 \text{ m/s} \rightarrow q = 0,43 \text{ kN/m}^2$$

$$5 \text{ m} < V_k \leq 10 \text{ m} = 29,05 \text{ m/s} \rightarrow q = 0,52 \text{ kN/m}^2$$

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

$$q_{p10m} = 0,52 \times 42 \div 7 = 3,12 \text{ kN/m}$$

} OBS: considerando-se que a laje e as contraventamentos de cobertura trabalham como diafragma.

Coefficientes de forma:

Paredes:

$$\frac{h}{b} = \frac{6,5}{12} = 0,542 \rightarrow \frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2} \rightarrow$$

$$\frac{a}{b} = \frac{4,2}{12} = 3,5 \rightarrow 2 < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \rightarrow A = +0,7 \\ \rightarrow B = -0,6 \end{array} \right.$$

Telhado:

$$\theta \approx 20^\circ$$

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

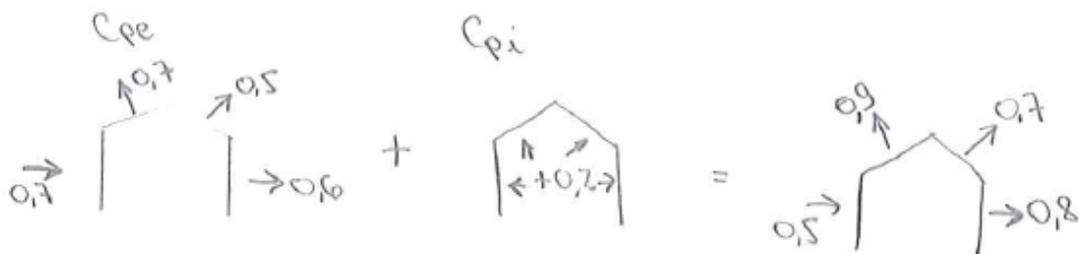
Balanço: -0,7

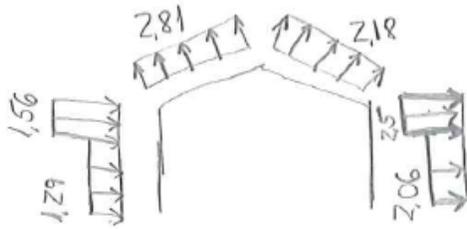
Sotavento: -0,5

Coefficientes de Pressão Interna:

→ Fachadas longitudinais igualmente permeáveis,

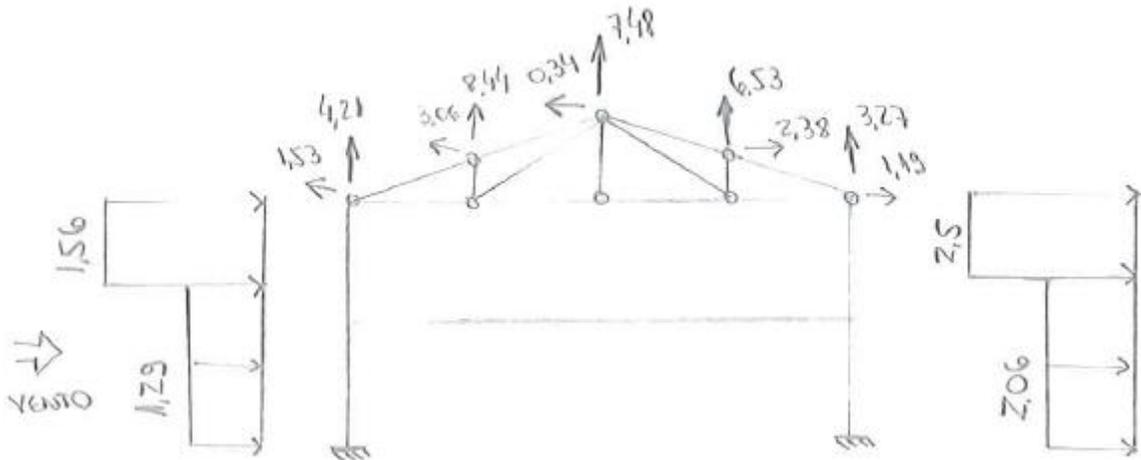
Fachadas transversais impermeáveis: $C_{pi}, \alpha = 90^\circ = +0,2$



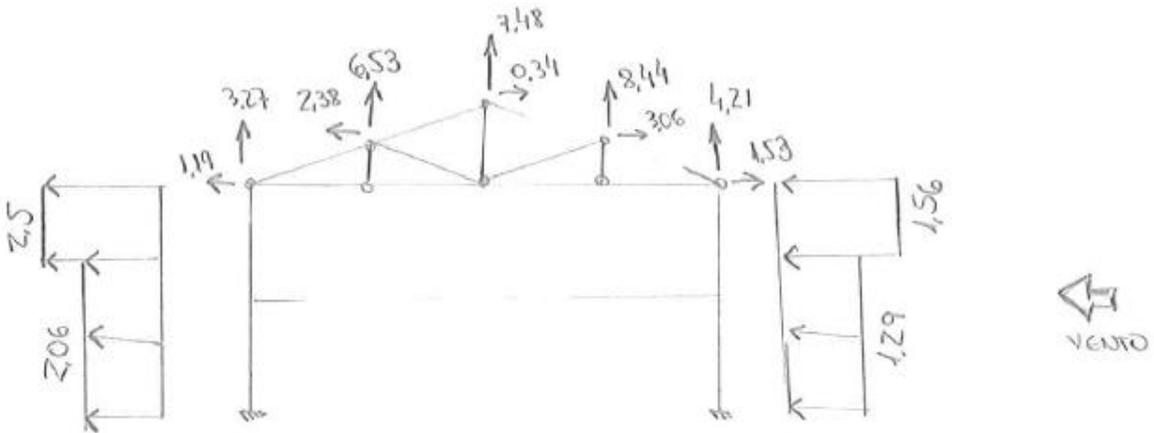


Então temos os seguintes carregamentos devido ao vento:

VENTO +90°:



VENTO -90°:



4.4 Pré-dimensionamento das barras dos Pórticos Internos

Além das cargas e geometria do pórtico, precisamos pré-definir os perfis (propriedades mecânicas e geométricas) para podermos obter os esforços solicitantes decorrentes da análise estrutural. A seguir, o pré-dimensionamento destes perfis:

- a) Pilares: HP310x79 (ASTM A572 Gr.50);
- b) Vigas: VS650x98 (Usicivil 300);
- c) Cordas inferiores e superiores da treliça de cobertura: 2L76,20x6,35 (ASTM A36);
- d) Montantes e diagonais da treliça de cobertura: 2L63,5x4,76 (ASTM A36).

4.5 Combinação de Ações

$$SC = 3,0 + 0,25 = 3,25 \text{ KN/m}^2 < 5,0 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \gamma_g = 1,4; \gamma_q = 1,4$$

CP = Carga Permanente;

SC = Sobrecarga;

$V\oplus$ = Vento na direção +90°

$V\theta$ = Vento na direção -90°

$IMP\oplus$ = Imperfeições Geométricas (direção +) = 0,003CP ou 0,0003(CP+SC)

$IMP\theta$ = Imperfeições Geométricas (direção -) = 0,003CP ou 0,0003(CP+SC)

$$1 - 1,4CP + 1,4IMP\oplus$$

$$2 - 1,4CP + 1,4SC + 1,4IMP\oplus$$

$$3 - 1,0CP + 1,4V\oplus$$

$$4 - 1,0CP + 1,4V\oplus + 0,7 \times 1,4SC$$

$$5 - 1,4CP + 1,4V\oplus + 0,7 \times 1,4SC$$

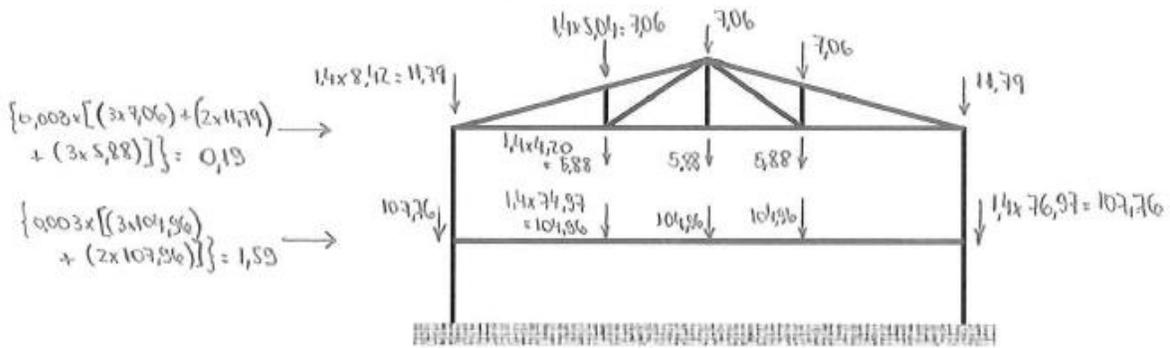
$$6 - 1,4CP + 1,4SC + 0,6 \times 1,4V\oplus$$

OBS1: considerar imperfeições de material em todas as combinações (E=160GPa);

OBS2: para o dimensionamento, o carregamento do eixo 4 será considerado igual aos demais pois não teremos problema de tração nas bases (cargas permanentes maiores que a sucção de vento);

OBS3: como a estrutura é simétrica, estão sendo desconsideradas as combinações com vento $V\theta$ e imperfeições $IMP\theta$.

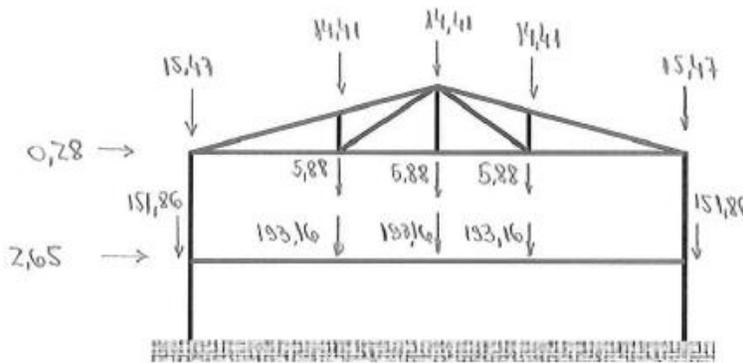
① 1,4CP + 1,4IMP@ (KN)



$$\{0,003 \times [(3 \times 7,06) + (2 \times 11,79) + (3 \times 5,88)]\} = 0,19$$

$$\{0,003 \times [(3 \times 104,56) + (2 \times 107,96)]\} = 1,59$$

② 1,4CP + 1,4SC + 1,4IMP@ (KN)



$$1,4(8,42 + 2,63) = 15,47$$

$$1,4(5,04 + 5,25) = 14,41$$

$$1,4(4,20 + 0) = 5,88$$

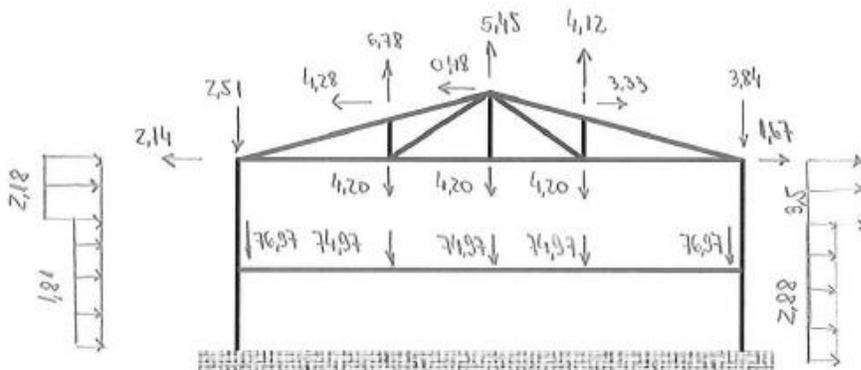
$$1,4(79,97 + 63) = 193,16$$

$$1,4(76,97 + 31,5) = 151,86$$

$$0,003 \times ((3 \times 14,41) + (2 \times 15,47) + (3 \times 5,88)) = 0,28$$

$$0,003 \times ((2 \times 151,86) + (3 \times 193,16)) = 2,65$$

③ 1,0CP + 1,4V@ (KN)



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

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

$$1,0 \times 5,04 + 1,4(-8,14) = -6,78$$

$$1,4 \times 3,06 = 4,28$$

$$5,04 + 1,4(-7,19) = -5,45$$

$$1,4 \times -0,34 = -0,48$$

$$1,4 \times -1,53 = -2,14$$

$$5,04 + 1,4(-6,54) = 4,12$$

$$1,4 \times 2,38 = 3,33$$

$$0,4 \times 4,19 = 1,67$$

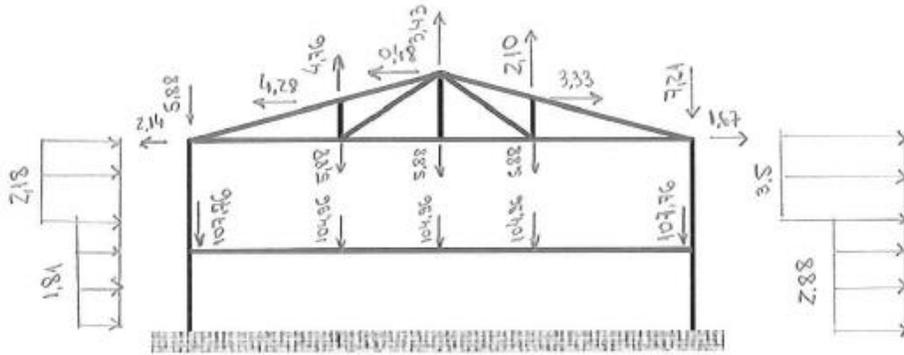
$$1,4 \times 1,56 = 2,18 \text{ KN/m}$$

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

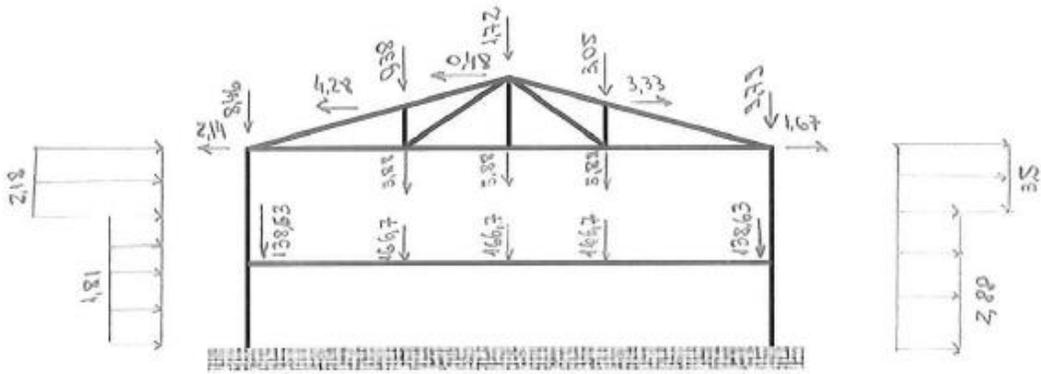
$$1,4 \times 2,5 = 3,5 \text{ KN/m}$$

$$1,4 \times 2,06 =$$

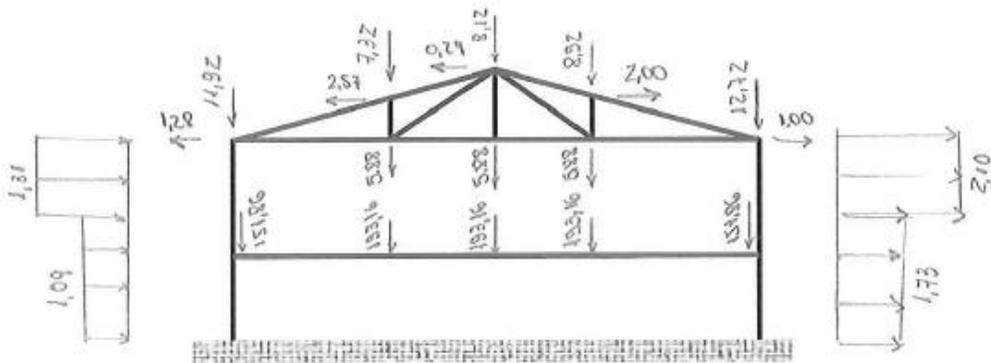
④ $1.4CP + 1.4V④$ (KN)



⑤ $1.4CP + 1.4V④ + 0.7 \times 1.4SC$ (KN)



⑥ $1.4CP + 1.4SC + 0.6 \times 1.4V④$ (KN)



4.6 Análise Estrutural pelo método MAES

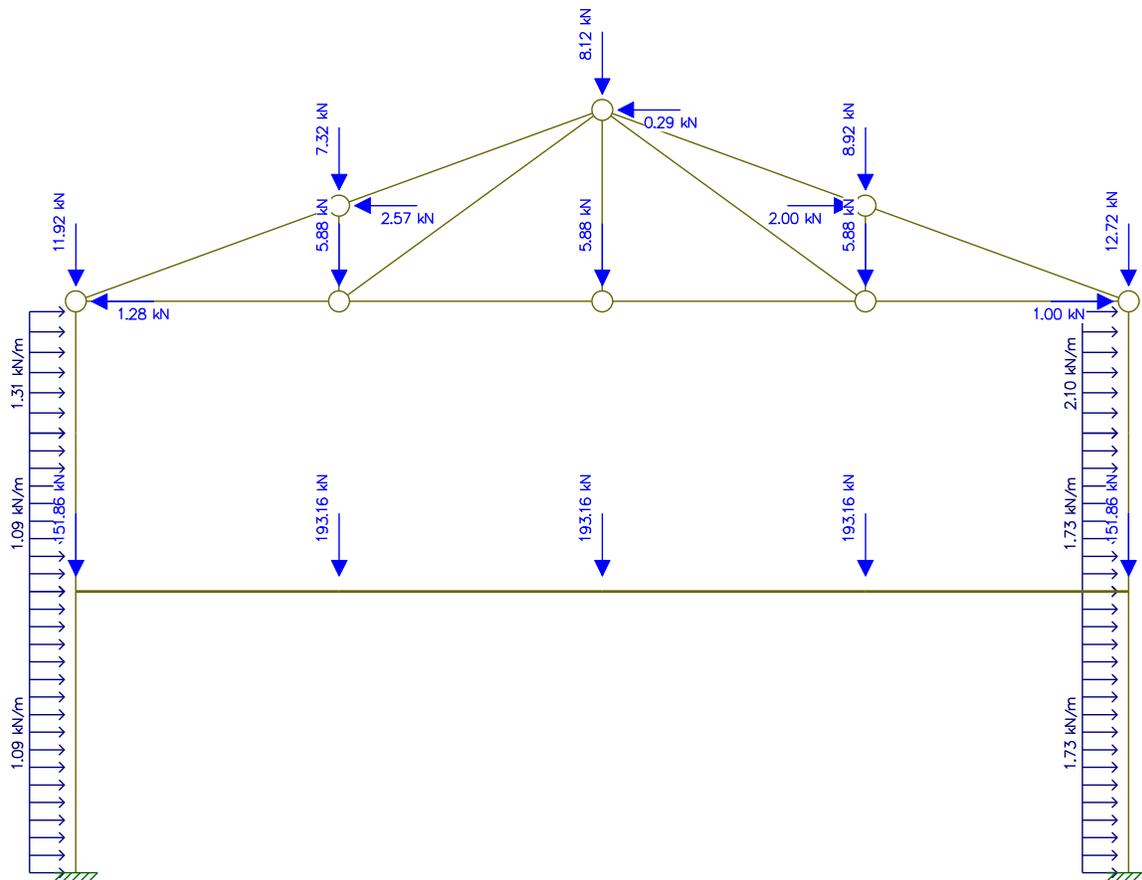
Como se trata de um trabalho acadêmico foi selecionada apenas uma das combinações (a que foi considerada mais crítica – combinação número 6) para se fazer a análise estrutural. Na prática, teriam que ser testadas todas as combinações possíveis.

Abaixo, segue a análise estrutural pelo método MAES, utilizando-se como auxílio, o software FTOOL.

Primeiramente, segue o esquema estático modelado para a estrutura:

OBS: para simular o comportamento da laje atuando como diafragma, foi adicionada a seguinte condição de contorno: o nó esquerdo da viga principal desloca-se horizontalmente o mesmo valor do nó da direita da mesma viga.

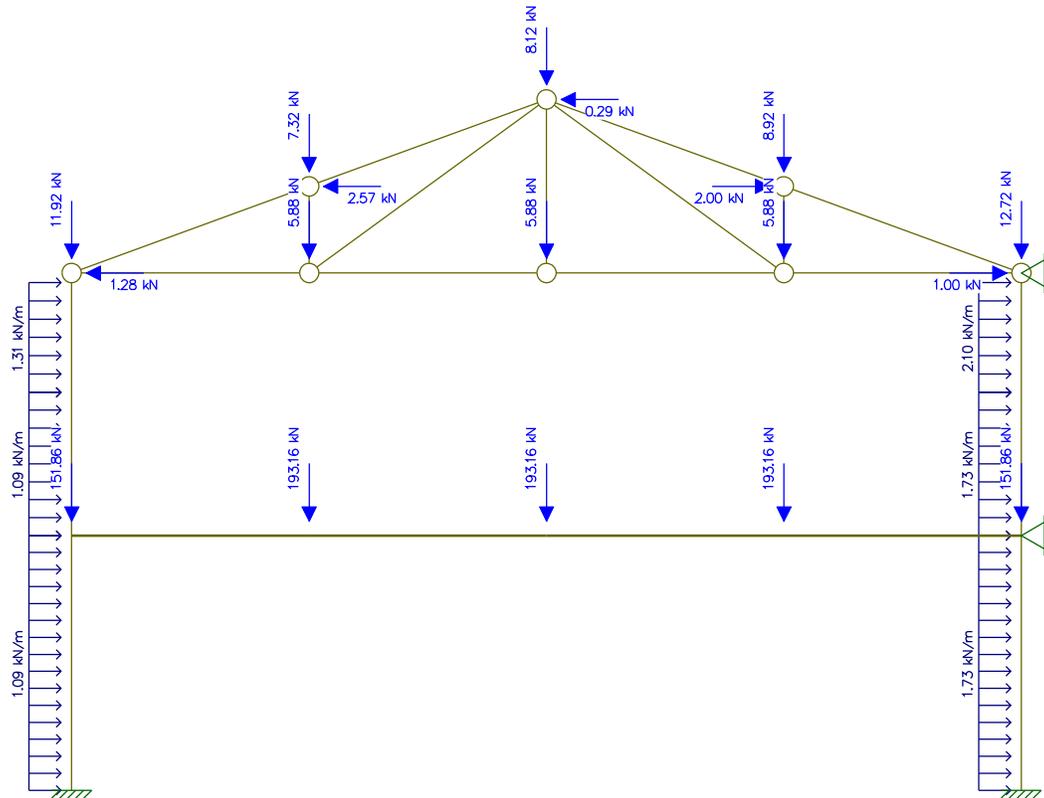
ESTRUTURA ORIGINAL:



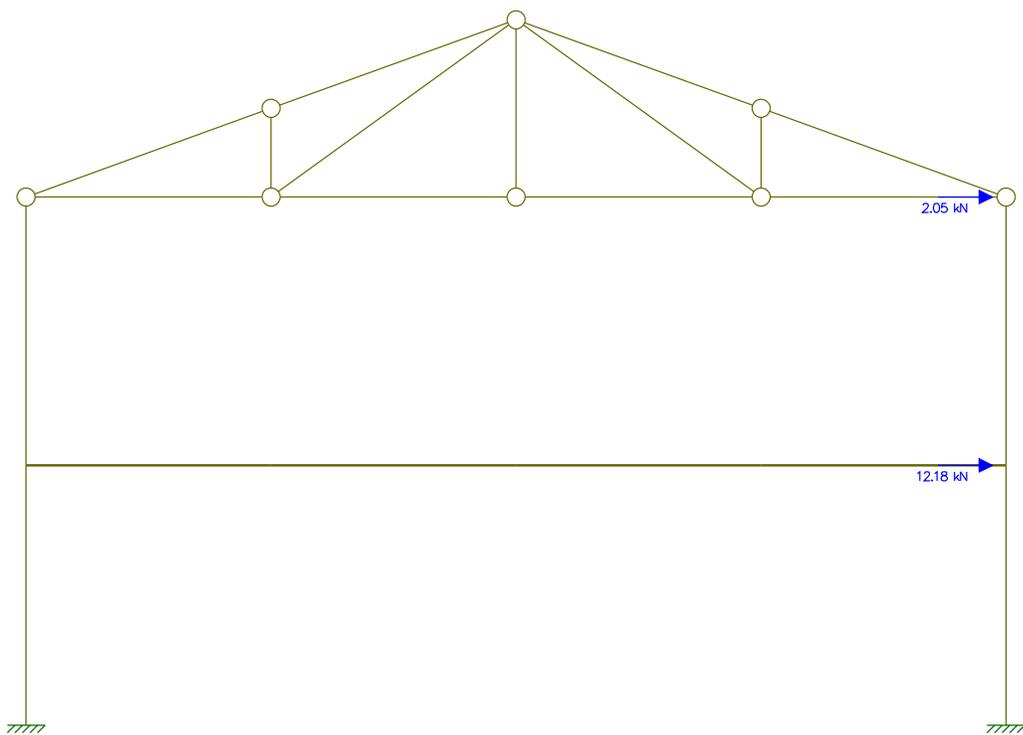
Pelo método MAES, podemos dizer que a:

$$\text{ESTRUTURA ORIGINAL} = \text{ESTRUTURA nt} + \text{ESTRUTURA lt}$$

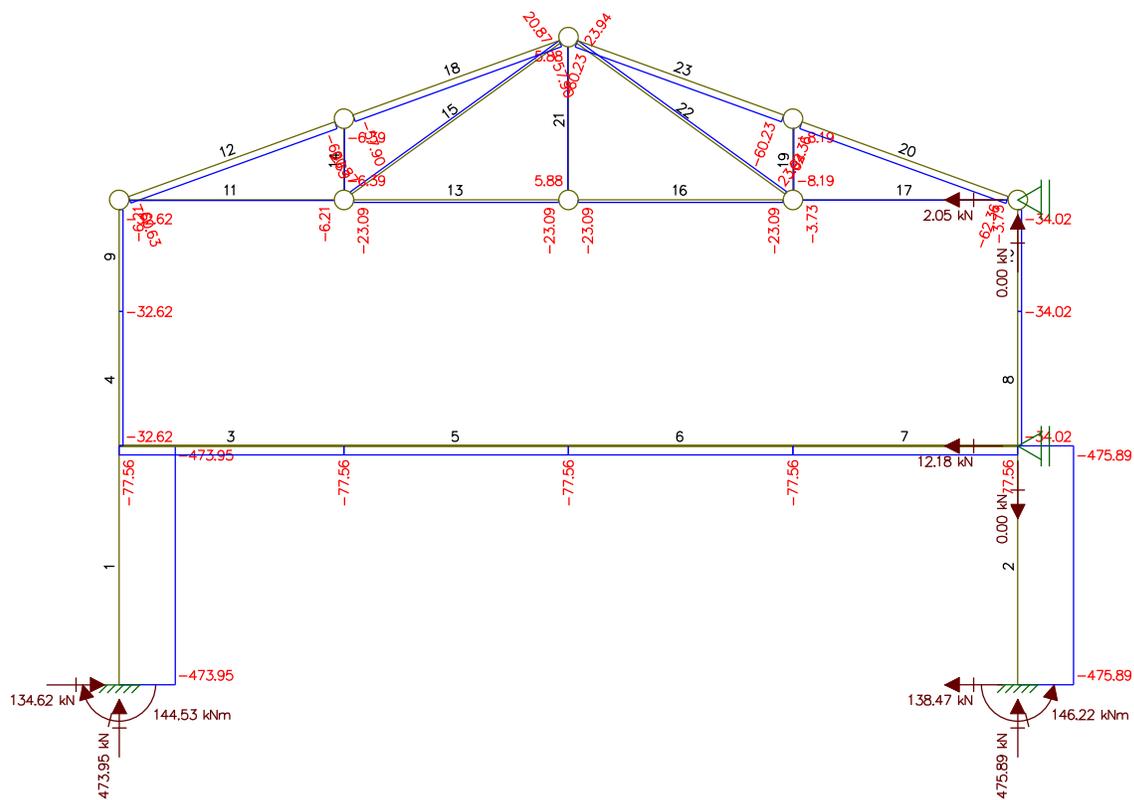
ESTRUTURA nt:



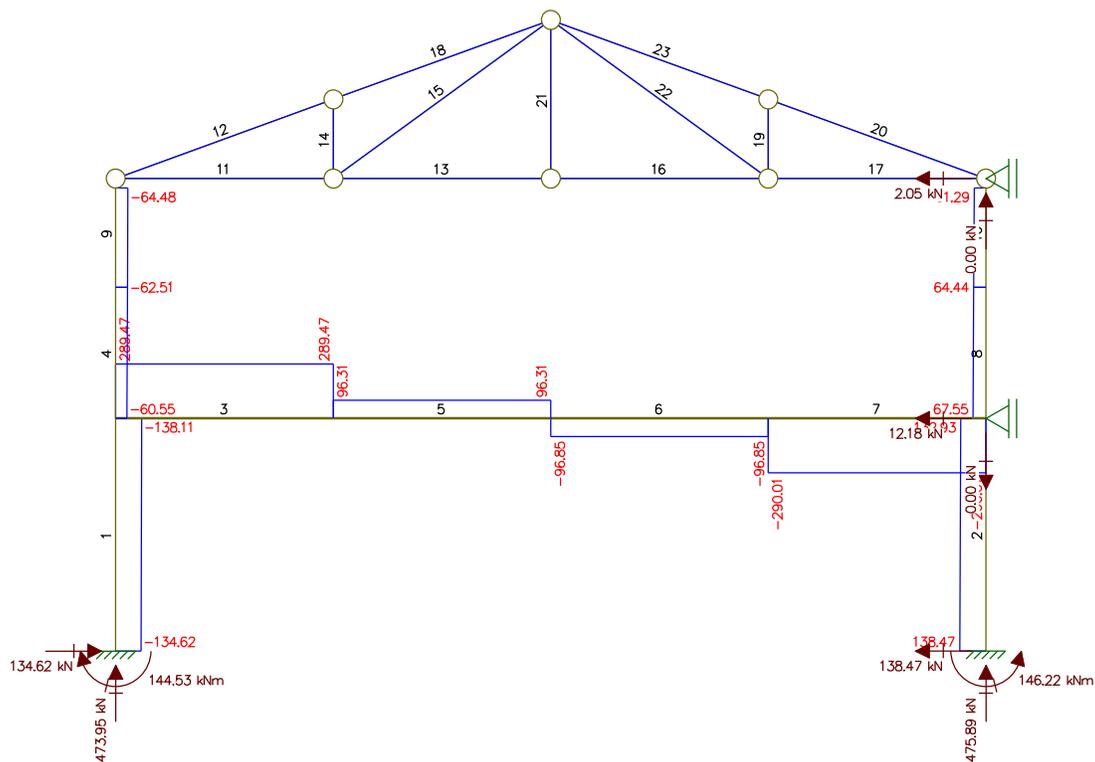
ESTRUTURA It:



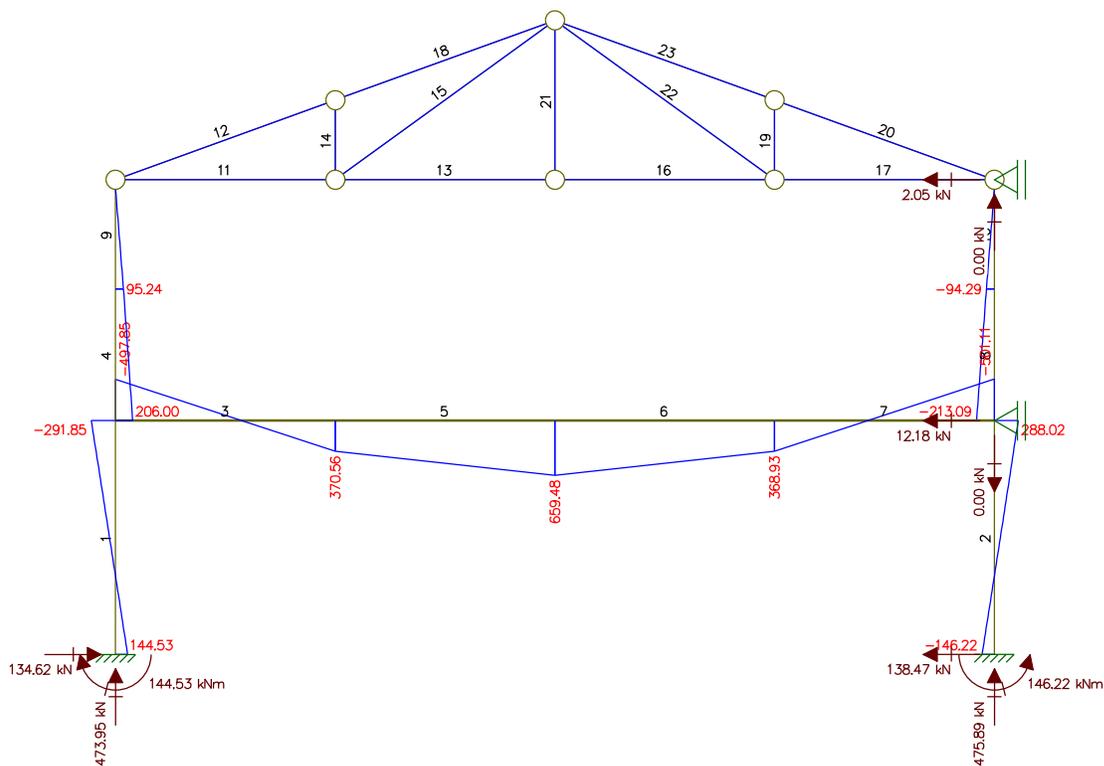
ESTRUTURA nt – esforços normais:



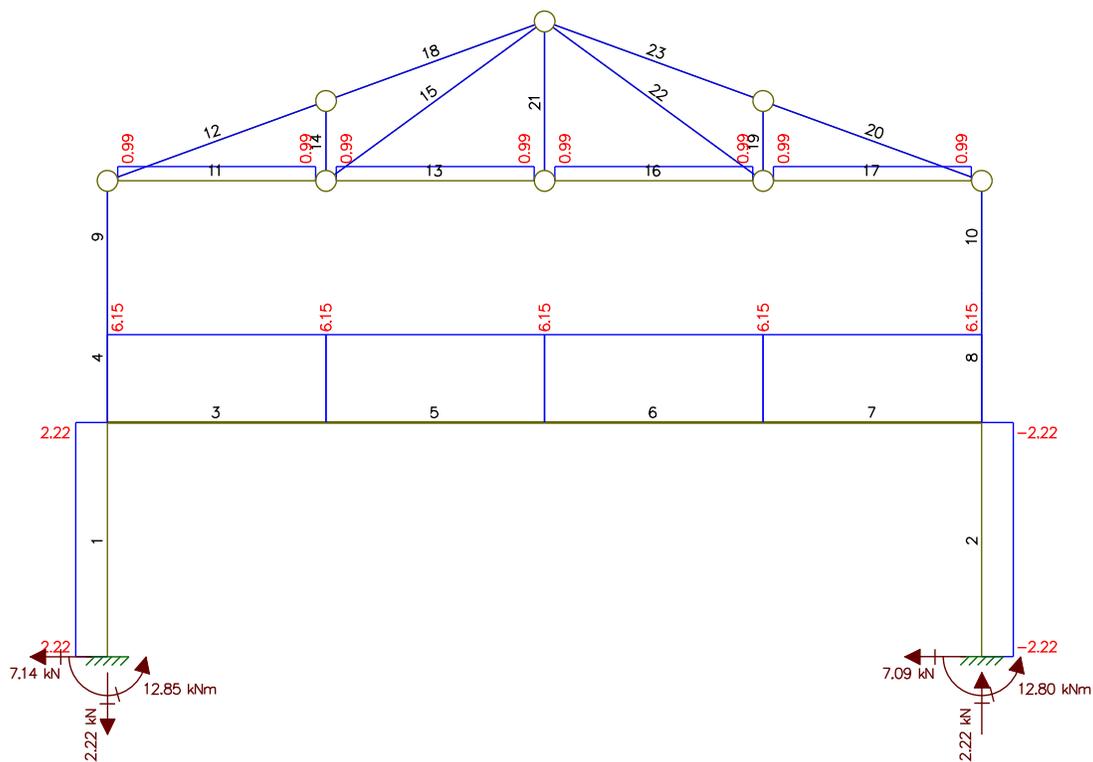
ESTRUTURA nt – esforços cortantes:



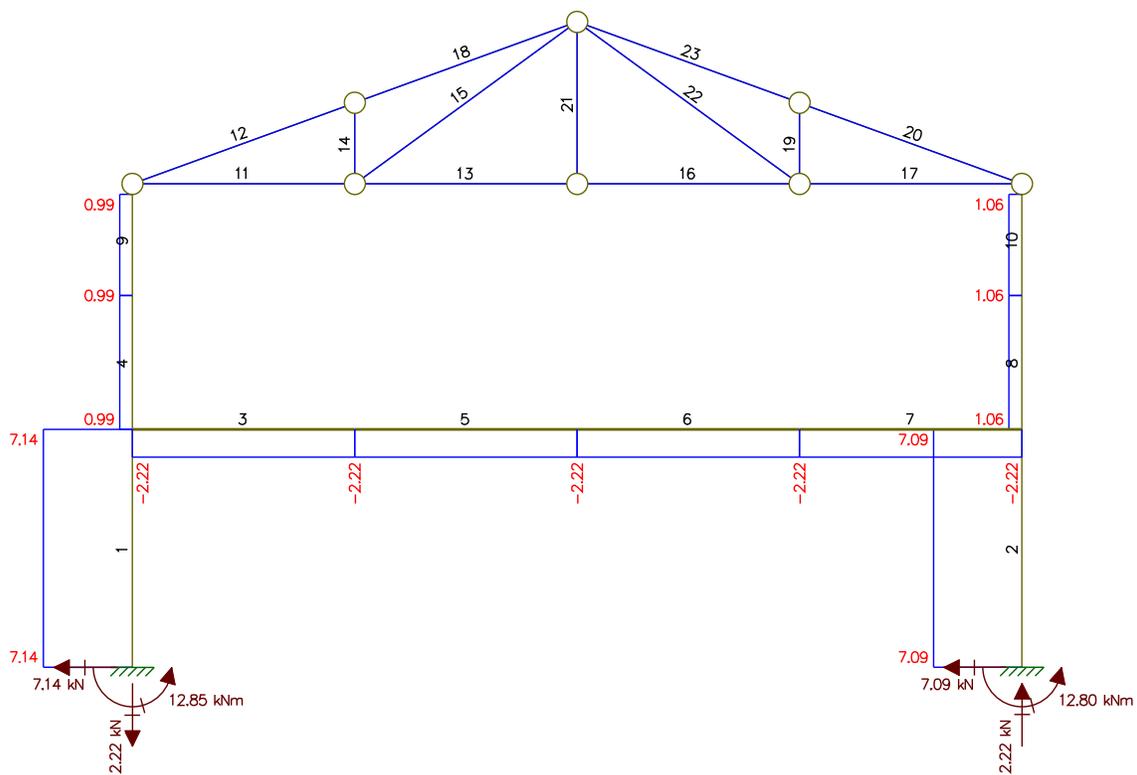
ESTRUTURA nt – momentos fletores:



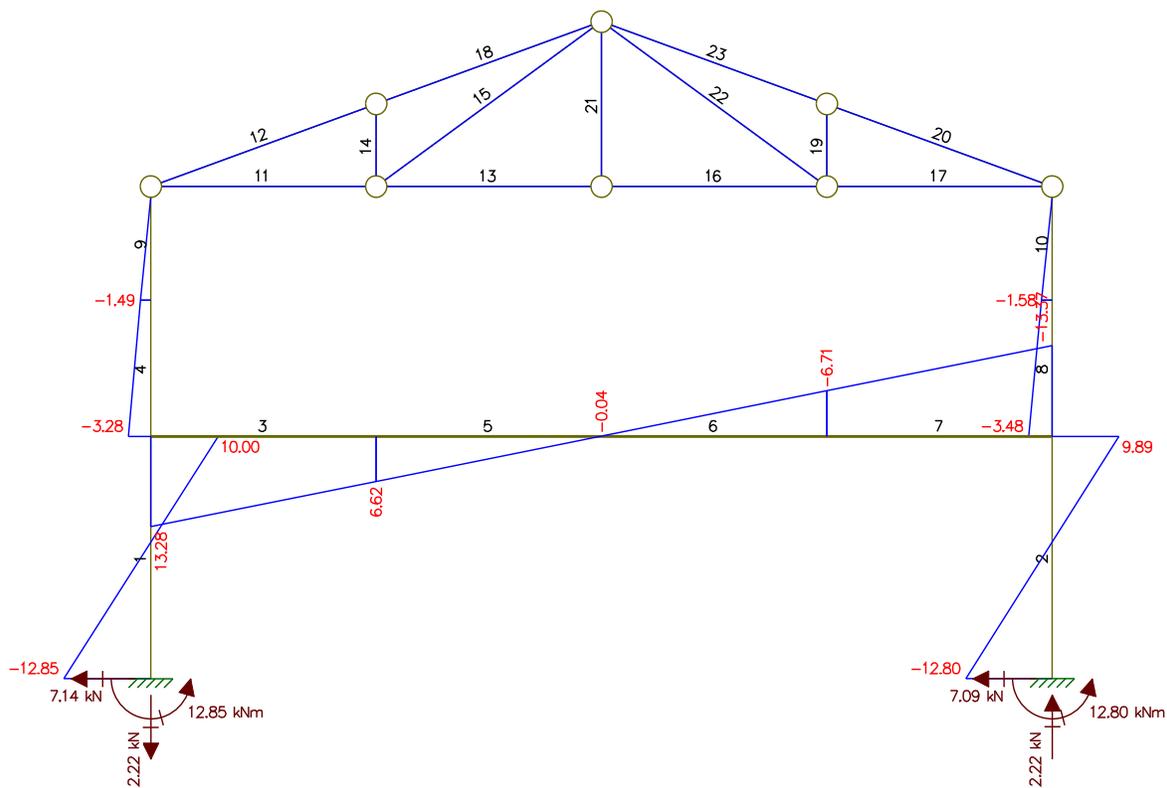
ESTRUTURA It – esforços normais:



ESTRUTURA It – esforços cortantes:



ESTRUTURA It – momentos fletores:



Segue planilha com a combinação dos esforços obtidos nas análises das ESTRUTURA nt + ESTRUTURA It, majorados pelos fatores B1 e B2 definidos pelo MAES:

BARRA,FTOOL	ESTRUTURA NT						ESTRUTURA LT									
	Mnt (kN)		Vnt (kN)		esq(embaixo)		dir(acima)		Mlt (kN)		Vlt (kN)		esq(embaixo)		dir(acima)	
	Mnt(kN.m)	Mnt(kN.m)	Vnt(kN.m)	Vnt(kN.m)	Mnt(kN.m)	Mnt(kN.m)	Mnt(kN.m)	Mnt(kN.m)	Mlt(kN.m)	Mlt(kN.m)	Vlt(kN.m)	Vlt(kN.m)	Mlt(kN.m)	Mlt(kN.m)	Mlt(kN.m)	Mlt(kN.m)
1	-473,95	-138,11	144,53	-291,85	2,22	7,14	144,53	-291,85	2,22	7,14	144,53	-291,85	2,22	7,14	144,53	-291,85
2	-475,89	138,47	-146,22	288,02	-2,22	7,09	-146,22	288,02	-2,22	7,09	-146,22	288,02	-2,22	7,09	-146,22	288,02
4/9	-32,62	-64,48	206,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00
8/10	-34,02	67,55	-213,09	0,00	0,00	1,06	0,00	0,00	0,00	1,06	0,00	0,00	0,00	1,06	0,00	0,00
3	-77,56	289,47	-497,85	370,56	6,15	-2,22	-497,85	370,56	6,15	-2,22	-497,85	370,56	6,15	-2,22	-497,85	370,56
5	-77,56	96,31	370,56	659,48	6,15	-2,22	370,56	659,48	6,15	-2,22	370,56	659,48	6,15	-2,22	370,56	659,48
6	-77,56	-96,85	659,48	368,93	6,15	-2,22	-96,85	368,93	6,15	-2,22	-96,85	368,93	6,15	-2,22	-96,85	368,93
7	-77,56	-290,01	368,93	-501,11	6,15	-2,22	-290,01	-501,11	6,15	-2,22	-290,01	-501,11	6,15	-2,22	-290,01	-501,11
11	-6,21	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00
13	-23,09	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00
16	-23,09	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00
17	-3,73	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00	0,99	0,00	0,00	0,00
12	-60,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18	-57,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
23	-60,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	-62,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14	-6,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
15	20,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
21	5,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
22	23,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
19	-8,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

BARRA/FTOOL	forca transversal?	Cm	comprimento barra (cm)	NSd1 (kN)	I (cm4)	Ne (kN)	B1	B2	Msd (kN)	Vsd (kN)	Msd (kNm)	
											esq(embaixo)	dir(acima)
1	sim	1,00	320,00	-471,73	16.316,00	25.161,32	1,02	1,027	-471,67	-130,97	134,10	-287,16
2	sim	1,00	320,00	-478,11	16.316,00	25.161,32	1,02	1,027	-478,17	145,56	-162,15	303,68
4/9	sim	1,00	330,00	-32,62	16.316,00	23.659,50	1,00	1,013	-32,62	-63,49	206,57	206,57
8/10	sim	1,00	330,00	-34,02	16.316,00	23.659,50	1,00	1,013	-34,02	68,61	-220,73	-220,73
3	sim	1,00	1200,00	-71,41	92.487,00	10.142,33	1,01	1,027	-71,25	287,25	-493,73	-493,73
5	sim	1,00	1200,00	-71,41	92.487,00	10.142,33	1,01	1,027	-71,25	94,09	384,44	672,04
6	sim	1,00	1200,00	-71,41	92.487,00	10.142,33	1,01	1,027	-71,25	-99,07	672,04	672,04
7	sim	1,00	1200,00	-71,41	92.487,00	10.142,33	1,01	1,027	-71,25	-292,23	369,09	-524,41
11	sim	N.A.	300,00	-5,22			N.A.	1,013	-5,21	0,00	0,00	0,00
13	sim	N.A.	300,00	-22,10			N.A.	1,013	-22,09	0,00	0,00	0,00
16	sim	N.A.	300,00	-22,10			N.A.	1,013	-22,09	0,00	0,00	0,00
17	sim	N.A.	300,00	-2,74			N.A.	1,013	-2,73	0,00	0,00	0,00
12	sim	N.A.	319,00	-60,23			N.A.	1,013	-60,23	0,00	0,00	0,00
18	sim	N.A.	319,00	-57,90			N.A.	1,013	-57,90	0,00	0,00	0,00
23	sim	N.A.	319,00	-60,23			N.A.	1,013	-60,23	0,00	0,00	0,00
20	sim	N.A.	319,00	-62,36			N.A.	1,013	-62,36	0,00	0,00	0,00
14	nao	N.A.	109,00	-6,39			N.A.	1,013	-6,39	0,00	0,00	0,00
15	nao	N.A.	371,00	20,87			N.A.	1,013	20,87	0,00	0,00	0,00
21	nao	N.A.	218,00	5,88			N.A.	1,013	5,88	0,00	0,00	0,00
22	nao	N.A.	371,00	23,94			N.A.	1,013	23,94	0,00	0,00	0,00
19	nao	N.A.	109,00	-8,19			N.A.	1,013	-8,19	0,00	0,00	0,00

Andar i	delta i (cm)	delta h (cm)	h (cm)	SNsd (kN)	SHsd (kN)	B2
1	0,1052	0,1052	320	949,84	14,23	1,027
2	0,2162	0,11	330	66,64	2,05	1,013

Como o maior coeficiente B2 está abaixo de 1,13, a estrutura é de pequena deslocabilidade. Portanto, o procedimento de cálculo utilizado é válido.

4.7 Dimensionamento das Barras

De posse dos esforços solicitantes, barra por barra, é apresentado abaixo o dimensionamento das mesmas, conforme norma *NBR8800:2008*:

4.7.1 Dimensionamento das Barras submetidas à esforço normal de tração

Para a combinação no 6, temos as seguintes barras traçadas:

18, 19 e 20 → diagonais e montantes

$$\left. \begin{array}{l} 18 = 20,87 \text{ kN} \\ 19 = 5,88 \text{ kN} \\ 20 = 23,94 \text{ kN} \end{array} \right\} \therefore Nd = 23,94 \text{ kN} \quad \text{Aprov} = 371 \text{ mm}$$

2L63,5 x 4,76

Comp. ligação = 120 mm

$$A_g = 2 \times 5,80 = 11,6 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 23 = 46 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{46}{11,6}} = 1,99 \text{ cm}$$

ASTM-A36 → $\left\{ \begin{array}{l} f_y = 25 \text{ kN/cm}^2 \\ f_u = 40 \text{ kN/cm}^2 \end{array} \right.$



$$I_y = 2 \times \left(23,0 + \left(\frac{0,635}{2} + 1,75 \right)^2 \times 5,80 \right) = 95,46 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{95,46}{11,6}} = 2,87 \text{ cm}$$

$$\lambda_{\max} = \frac{l}{\lambda_{\min}} < 300 \rightarrow l < 300 \times 1,24 = 372 \text{ cm} \rightarrow \text{OK}$$

(não precisaria de tantos espaçadores)

OBS: como a base pode ser reduzida por efeito de compressão, se considerarmos outra combinação, temos ao mesmo tempo duas dimensões espaçadas, uma a cada lado do comprimento da base.

$$\lambda_{\max} = \frac{l_{\max}}{i_x} < 300 \rightarrow \lambda_{\max} = \frac{371}{1,99} = 186 < 300 \rightarrow \text{OK!}$$

OBS: $186 < 200 \rightarrow$ atenderia também para o caso de a base estar comprimida.

Para o caso de a base estar comprimida, devemos o seguinte espaçamento máximo entre os diáfr. espaçadores:

$$\left(\frac{l}{\lambda_{\min}}\right)_{\text{req}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{kl}{\pi}\right)_{\text{máxima da base comprimida}} \rightarrow l \leq 1,24 \times \frac{1}{2} \times \frac{1 \times 371}{1,99} = 115,6 \text{ cm}$$

$= l/32$

deixa que seja 3 espaçadores (dividindo o comprimento total em 4)

$$A_n = A_g \text{ (ligação soldada)}$$

$$C_t = 1 - \frac{1,75}{12} = 0,8542 \text{ (valor entre 0,6 e 0,9} \rightarrow \text{OK)}$$

$$A_e = 0,8542 \times 116 = 99,1 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{116 \times 25}{110} = 263,64 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = \frac{99,1 \times 40}{1,25} = 293,63 \text{ kN}$$

$$N_{t,Rd} = 263,64 \text{ kN} \gg N_{sd} = 23,94 \text{ kN}$$

(Podia diminuir os perfis)

4.7.2 Dimensionamento das Barras submetidas à esforço normal de compressão

Barras Comprimidas:

	Barras	Perfil	K	L_x (m)	L_y (m)	N_{sd} (kN)
BANDEI 115F	10	2L76,2x6,35	1	3	3	-5,71
	11	"	1	3	3	-22,09
	12	"	1	3	3	-22,09
	13	"	1	3	3	-2,73
BANDEI SUS 200	14	2L76,2x6,35	1	3,19	3,19	-60,23
	15	"	1	3,19	3,19	-57,90
BANDEI SUS 200	16	2L76,2 x 6,35	1	3,19	3,19	-60,23
	17	"	1	3,19	3,19	-62,36
MONTANT.	18	2L63,5 x 4,76	1	1,09	1,09	-6,39
	19	"	1	2,18	2,18	TRACIONADA
	20	"	1	1,09	1,09	-8,19
DIAGON.	21	2L63,5 x 4,76	1	3,71	3,71	TRACIONADA
	22	"	1	3,71	3,71	TRACIONADA

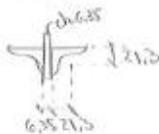


Obs: o dimensionamento das barras à flambagem em X das barras é feito pelas próprias barras da telha (diagonais e montantes).

Já o dimensionamento em Y se dá pelas mais comprimidas da estrutura (barras superiores) e pelas mais tracionadas (barras inferiores).

a) Barra mais solicitada, com maior componente de flambagem:

16) 2L76,2x6,35 $N_{sd} = 62,36 \text{ kN}$ $L_x = L_y = 3,19 \text{ m}$



Propriedades Geométricas

$$A_g = 2 \times 9,25 = 18,58 \text{ cm}^2$$

$$r_{\text{mín}} = 1,50 \text{ (apenas 1 controvérsia)}$$

$$I_x = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}^4 \quad r_x = 2,36 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \left[50 + 9,25 \left(2,13 + \frac{0,635}{2} \right)^2 \right] = 211,30 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{211,30}{18,58}} = 3,37 \text{ cm}$$

a.1) Verificação da Flambagem Local:

$$\frac{b}{t} = \frac{76,2}{6,35} = 12$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{b}{t} = 12 \\ \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lím}} = 12,73 \end{array} \right\} \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t} \right)_{\text{lím}} \rightarrow Q_s = Q = 1,0$$

a.2) Verificação da instabilidade Global em torno de X

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 100}{(1 \times 319)^2} = 193,98 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 18,58}{193,98}} = 187,50 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

a.3) Flambagem por Flexão-Torção

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 211,30}{(1 \times 319)^2} = 409,87 \text{ KN}$$

$$C_w = 0$$

$$J = 2 \times \frac{1}{3} \left[(76,2 \times 0,635^3) + (76,2 - 0,635)(0,635^3) \right] = 2,493 \text{ cm}^6$$

$$y_0 = 2,13 - (0,635 \div 2) = 1,8125$$

$$x_0 = 0$$

$$r_0 = \sqrt{2,36^2 + 3,37^2 + 0 + 1,8125^2} \rightarrow r_0 = 4,496 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{4,496^2} [0 + 7700 \times 2,493] = 949,6 \text{ kN}$$

$$N_{eyz} = \frac{409,87 + 949,6}{2[1 - (1,8125/4,496)^2]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 409,87 \times 949,6 [1 - (1,8125/4,496)^2]}{(409,87 + 949,6)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 371,16 \text{ kN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 18,58}{371,16}} = 99,40 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

$$N_e = N_{ex} = 193,98 \text{ kN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 (18,58) 25}{193,98}} = 1,547 > 1,5 \quad \therefore \chi = \frac{0,877}{1,547^2}$$

$$\chi = 0,366$$

a.4) Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{0,366 \times 1,0 \times 18,58 \times 25}{1,10} = 154,65 \Rightarrow N_{ed} = 62,36 \text{ kN}$$

(poderia diminuir a bitola da costureira)

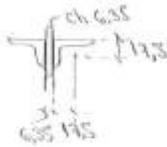
a.5) Chapas espaçadas:

$$\left(\frac{l}{r_{\min}} \right)_{\text{paf}} \leq \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{r} \right)_{\text{máx placa composta}} \rightarrow l \leq \frac{1}{2} \times \frac{319}{2,36} \times 1,5 = 101,4 \text{ cm}$$

Usar uma chapa espaçadora a cada 80 cm (TOTAL DE 3 CHAPAS)

b) Barra com perfil $2L63,5 \times 4,76$ mais delgada e com menor comprimento de flambagem:

$$\textcircled{21} \rightarrow 2L63,5 \times 4,76 \quad N_{sd} = 8,19 \text{ kN} \quad L_x = L_y = 1,03 \text{ m}$$



Propriedades Geométricas:

$$A_g = 2 \times 5,80 = 11,60 \text{ cm}^2$$

$$r_{\min} = 1,24$$

$$I_x = 2 \times 23,0 = 46 \text{ cm}^4 \quad r_x = 1,98 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \left[23 + 5,80 \left(1,75 + \frac{0,635}{2} \right)^2 \right] = 95,58 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{95,58}{11,60}} = 2,87 \text{ cm}$$

b.1) Flambagem Local

$$\frac{b}{t} = \frac{63,5}{4,76} = 13,34 > \left(\frac{b}{t} \right)_{\lim} = 12,73$$

$$\left(\frac{b}{t} \right)_{\lim} = 0,91 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 25,74 > 13,34$$

$$\therefore Q_s = 1,340 - 0,76 \times \frac{63,5}{4,76} \sqrt{\frac{25}{20000}} \rightarrow Q_s = 0,981$$

$$\therefore Q = Q_s = 0,981$$

b.2) Amplitude Global em X:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 46}{1,03^2} = 764,25 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 11,60}{764,25}} = 17,31 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

b.3) Flambagem por Flexão-Torção

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 95,58}{109^2} = 1587,97 \text{ KN}$$

$$C_w = 0$$

$$J = 2 \times \frac{1}{3} \left[(6,35 \times 0,476^3) + (6,35 - 0,476)(0,476^3) \right] = 0,8789 \text{ cm}^4$$

$$X_0 = 0$$

$$Y_0 = (1,75 - (0,476 \div 2)) = 1,512 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3,80^2} \left[0 + 7700 \times 0,8789 \right] = 468,66 \text{ KN}$$

$$N_{eyz} = \frac{1587,97 + 468,66}{2 \left[1 - (1,512/3,80)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 1587,97 \times 468,66 \left[1 - (1,512/3,80)^2 \right]}{(1587,97 + 468,66)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 441,71 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 11,60}{441,71}} = 72 < 200 \rightarrow \text{OK!}$$

$$N_e = N_{eyz} = 441,71 \text{ KN}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{0,987 \times 11,60 \times 25}{441,71}} = 0,8025 < 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{0,8025^2}$$

$$\chi = 0,764$$

b.4) Força Axial de Compressão Resultante de Cálculo

$$N_{rd} = \frac{0,764 \times 0,98 \times 11,60 \times 25}{1,10} = 197,59 \text{ KN} \gg 8,19 \text{ KN}$$

(pediria diminuir a bitola)

b.5) Chapas Esporoadoras:

$$l \leq \frac{1}{2} \times \frac{109}{1,92} \times 1,24 = 34,13 \text{ cm}$$

$$\frac{109}{34,13} = 3,2 \rightarrow \text{Usar uma chapa esporoadora a cada 27,25 cm}$$

4.7.3 Dimensionamento das Vigas do Pórticos Internos

$$\sqrt{S} 650 \times 98 \text{ (USICVIL 300)} - f_y = 30 \text{ kN/cm}^2 \text{ (300 MPa)}$$

* Propriedades Geométricas

$$d = 650 \text{ mm}$$

$$b_f = 300 \text{ mm}$$

$$d_1 = 625 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$t_f = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_g = 125 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 92487 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{92487}{125}} = 27,20 \text{ cm}$$

$$Z_x = 3172 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 5628 \text{ cm}^4 \quad W_y = \frac{Z_y}{b_f} = 375 \text{ cm}^3$$

$$r_y = \sqrt{\frac{5628}{125}} = 6,71 \text{ cm}$$

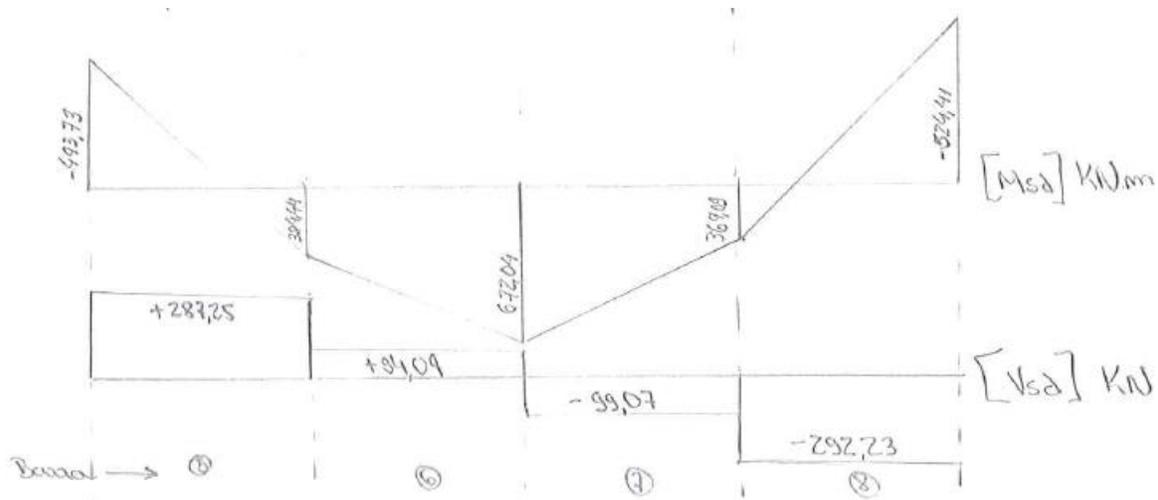
$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} (300 \times 12,5^3 + 625 \times 0,8^3 + 300 \times 12,5^3)$$

$$J = 49,73 \text{ cm}^4$$

$$C_w = \frac{d_0^2 \cdot I_y}{4} = \frac{(65 - 12,5)^2 \cdot 5628}{4} \rightarrow C_w = 5.718.136 \text{ cm}^6$$

* Esforços Solicitantes:

OBS: desconsiderado o efeito normal



* FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{(300/2)}{17,5} = 12,0$$

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

$$\lambda > \lambda_p \rightarrow \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E \times K_c}{(f_y - \sigma_a)}} = 0,95 \sqrt{\frac{20000 \times 0,45}{21}} = 19,67$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad (0,35 \leq K_c \leq 0,76)$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{625/8}} = 0,45$$

$$(f_y - \sigma_a) = 0,7 f_y = 21 \text{ kN/cm}^2$$

Como $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, temos:

$$M_{ax} = M_{pl} - (M_{pl} - M_a) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 3172 \times 30 = 95160 \text{ KNcm}$$

$$M_{rx} = (f_y - \sigma_a) \cdot W_x = 21 \times 2846 = 58766 \text{ KNcm}$$

$$M_{rx} = 95160 - (95160 - 58766) \frac{12,0 - 9,81}{19,67 - 9,81} = 87076 \text{ KNcm}$$

* FLA

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{628}{8} = 78,1$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{200000}{30}} = 97,1$$

Como $\lambda < \lambda_p$, temos: $M_{rx} = M_{pl} = 95160 \text{ KNcm}$

Menor $M_{rx}(FLA, FEA) = 87076 \text{ KNcm}$

$$M_{rx} \leq 1,5 W_x f_y = 1,5 \times 2846 \times 30 = 128070 \text{ KNcm}$$

$$M_{ed} \leq \frac{M_{rx}}{1,10} = \frac{87076}{1,10} = 79160 \text{ KNcm}$$

* FIT

(Como particular de uma mesa continuamente travada contra fundação lateral e a outra mesa livre):

$$P_0 = 30 - \frac{2}{3} \frac{M_1}{M_0} - \frac{8}{3} \frac{M_2}{(M_0 + M_1)}$$

$$M_0 = -524,41 \text{ KNm}$$

$$M_1 = -493,73 \text{ KNm}$$

$$M_2 = +673,04 \text{ KNm}$$

$$C_b = 3,0 - \frac{2}{3} \left(\frac{-493,73}{-524,41} \right) - \frac{8}{3} \left(\frac{672,04}{-524,41 - 493,73} \right) \rightarrow C_b = 4,13$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{1200}{6,71} = 178,8$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{30}} = 15,44$$

$$\lambda_{n1} = \frac{1,38 \sqrt{I_y \cdot J'}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \times \beta_1^2}{I_y}}}$$

$$\beta_1 = \frac{(I_y - I_x) W}{E \cdot J} = \frac{0,7 f_y \cdot W \times}{E \cdot J}$$

$$\lambda_{n1} = \frac{1,38 \sqrt{5628 \times 49,73}}{6,71 \times 49,73 \times 0,0601} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 5718136 \times 0,0601^2}{5628}}}$$

$$\beta_1 = \frac{0,7 \times 30 \times 2846}{20000 \times 49,73}$$

$$\beta_1 = 0,0601$$

$$\lambda_n = 120,5$$

$$\therefore \lambda > \lambda_n \rightarrow M_{max} = M_{cr}$$

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

$$M_{cr} = \frac{4,13 \times \pi^2 \times 20000 \times 5628}{1200^2} \sqrt{\frac{5718136}{5628} \left(1 + 0,039 \times \frac{49,73 \times 1200^2}{5718136} \right)}$$

$$M_{cr} = 123904 \text{ kNm} > M_{pl} = 95160 \text{ kNm}$$

$$\therefore M_{max} = 95160 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 672,04 \text{ kNm} < M_{Rd} = 79160 \text{ kNm}$$

\therefore Perfil passa com 85% de aproveitamento (OK!)

* Verificação à força constante:

$$\lambda = \frac{L}{t_w} = 78,10$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E'}{f_y}} = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{5 \times 20000}{30}} = 63,51$$

$$\lambda_x = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E'}{f_y}} = 79,10$$

Como $\lambda_p \leq \lambda \leq \lambda_x \rightarrow V_{Rk} = V_i = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl} = \frac{63,51}{78,10} \times 0,6 \times 0,8 \times 65 \times 30$

$$V_{Rk} = 761,14 \text{ kN}$$

$V_{Ed} = 292,23 \text{ kN} < V_{Rd} = \frac{761,14}{1,10} = 691,95 \text{ kN} \rightarrow$ Perfil passa com folga quando ao esforço constante.

* VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LÍMITES DE SERVIÇO:

$$\text{Flecha máxima} = L/350 = 12000/350 = 3429 \text{ mm}$$

(OBS: não há abertura eolidarizada nos pontos internos).

* Para esta verificação deve-se realizar a análise estrutural de 1º ordem. Será verificada a flecha da viga considerando combinação de ações frequentes:

$F_{Q1,K}$ = Carga Permanente

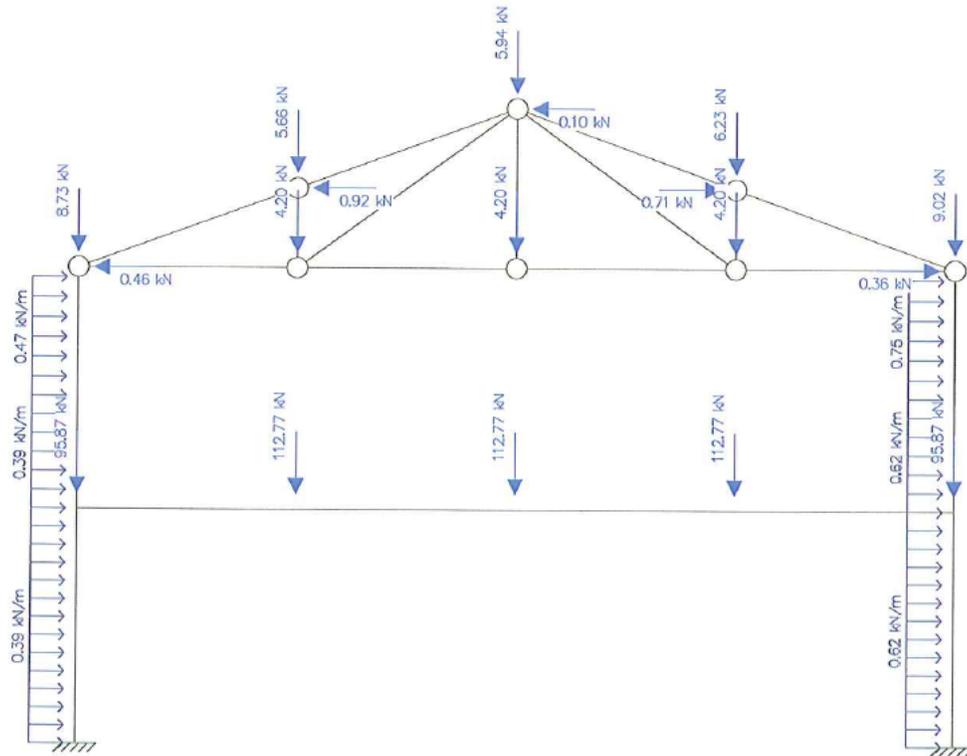
$F_{Q1,K}$ = Sobrecarga (Variável Principal) ; $\psi_1 = 0,6$

$F_{Q2,K}$ = Vento ; $\psi_2 = 0,3$

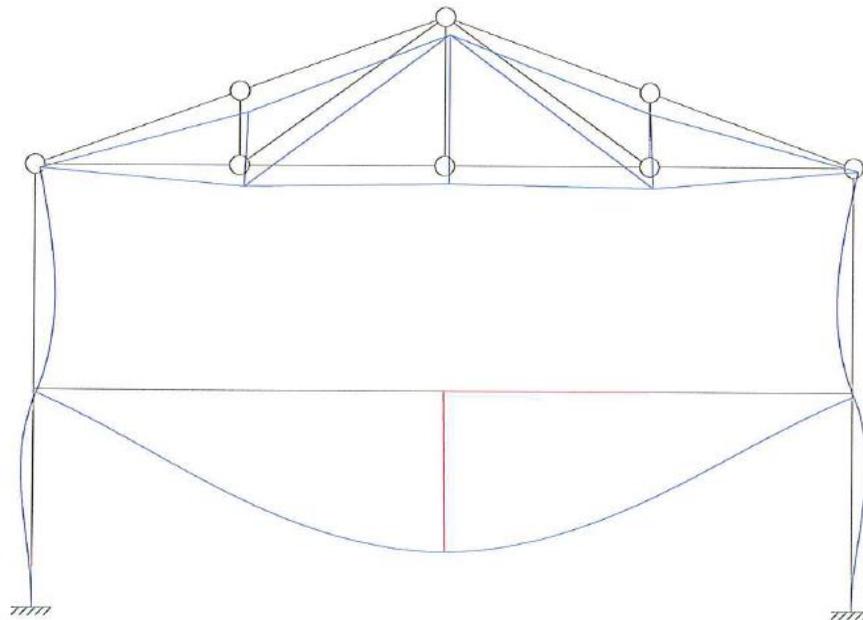
Assim:

$$CP + 0,6 SC + 0,3 VENTO$$

Na página seguinte é mostrada a representação desta combinação:



CARREGAMENTO DA COMBINAÇÃO FREQUENTE DE SERVIÇO



DEFORMADA PARA O CARREGAMENTO DA COMBINAÇÃO FREQUENTE DE SERVIÇO

Displ. at local pos.: x = 0.00 m L = 3.00 m - Dx: 3.012e-001 mm Dy: -2.423e+001 mm

Como pode-se observar, por análise no software ptool, a flecha vertical máxima está localizada no centro da viga e vale:

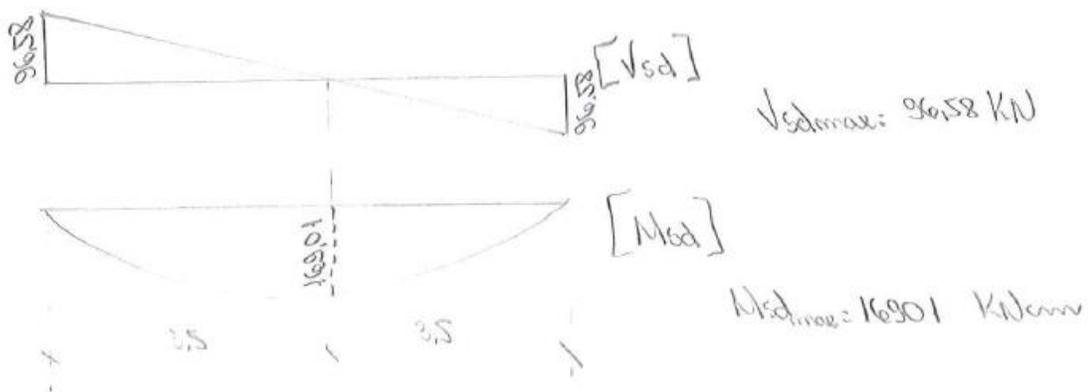
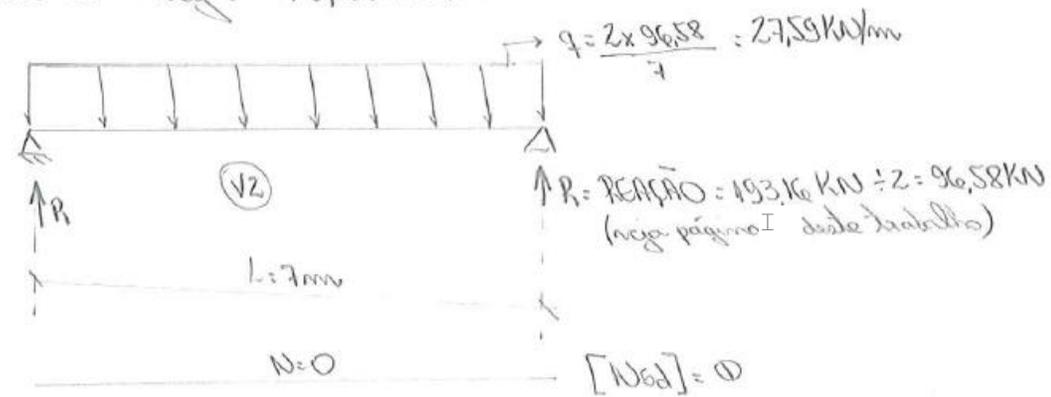
$$\delta_v = 24,23 \text{ mm} < 34,29 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

* CONCLUSÃO: O perfil passou com folga nas verificações (estados limites últimos e de serviço). Portanto, poderia ter sido adotado um perfil mais leve.

4.7.4 Dimensionamento das vigas secundárias V1 e V2 (2º Pavimento)

Para determinação dos esforços solicitantes será considerada a "hipótese 6" de carregamento.

Para a viga V2, temos:



Para a viga V1, seguindo o mesmo raciocínio,
 temos: $R = \frac{151,86}{2} \rightarrow q = 21,69 \text{ kN/m}$

$\therefore Nsd = 0$ $Vsd = 75,93 \text{ kN}$; $Msd = 13285 \text{ kNm}$

* DIMENSIONAMENTO DA VIGA VZ:

Perfil Agostinho $\rightarrow f_y = 35 \text{ KN/cm}^2$ (ASTM A-572 Gr. 50)

Pré-dimensionamento \rightarrow Perfil atingindo Mpl

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{Z_x \cdot f_y}{1,10} \rightarrow Z_x \geq \frac{1,10 \times 16901}{35}$$

$$Z_x \geq 531 \text{ cm}^3$$

\therefore Seja o perfil W360x32,9 ($Z_x = 547,6 \text{ cm}^3$)

OBS: Viga travada lateralmente pela laje \rightarrow não há FLT.

$$* \text{FLM: } \lambda = \frac{b}{t} = \frac{(127/2)}{2,5} = 7,47$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{pl}$$

$$= Z_x \cdot f_y$$

$$= 547,6 \times 35$$

$$M_{Rk} = 19166 \text{ KNcm}$$

$$* \text{FLA } \lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{332}{5,8} = 57,24$$

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

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow M_{Rk} = M_{pl} = 19166 \text{ KNcm}$$

Resumo: $M_{Rk} = 19166 \text{ KNcm}$

$$M_{Rk} \leq 1,5 W_x f_y = 1,5 \times 479,0 \times 35 = 25148 \text{ KNcm}$$

$$M_{sd} \leq \frac{M_{Rk}}{1,10} = \frac{19166}{1,10} = 17424 \text{ KNcm}$$

$$M_{sd} = 16901 \text{ KNcm} \leq M_{Rd} = 17424 \text{ KNcm}$$

OK! O perfil passa com 97% de aproveitamento

* Verificação à força cortante:

$$\lambda = \frac{l_w}{t_w} = 57,24 \quad k_v = 5,0 \text{ (sem enrijecedores)}$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{35}} = 58,80$$

$$\rightarrow \lambda < \lambda_p \rightarrow V_{Rk} = V_{pl} = 0,60 A_w f_y = 0,60 \cdot 349 \cdot 0,58 \cdot 35$$

$$V_{Rk} = 425,1 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq \frac{V_{Rk}}{1,10} = \frac{425,1}{1,10} = 386,44 \text{ KN}$$

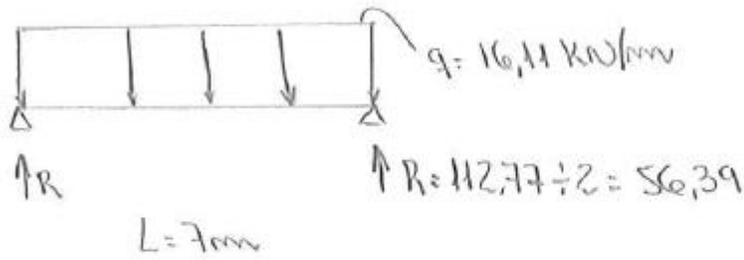
$$(V_{sd} = 96,58 \text{ KN}) \leq (V_{Rd} = 386,44 \text{ KN}) \rightarrow \text{OK!}$$

⇒ Não é necessário adotar enrijecedores pois:
 $V_{sd} < V_{Rd}$; Não há carga concentrada.

* VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Para determinação dos esforços considerando combinação frequente, utiliza-se o valor da reação apresentado na Pág. 00.

$$R = 56,39 \text{ KN} \rightarrow q = 16,11 \text{ KN/m}$$



$$\delta_v = \frac{5qL^4}{384EI_x} = \frac{5 \cdot \left(\frac{16,11}{100}\right) \times 700^4}{384 \times 20000 \times 8358} = 3,01 \text{ cm}$$

$$\delta_{v\text{m}\acute{a}\text{x}} = \frac{L}{350} = \frac{700}{350} = 2 \text{ cm}$$

Como $\delta_v > \delta_{v\text{m}\acute{a}\text{x}} \rightarrow$ aumentar o perfil:

$$I_x \geq \frac{5 \times \frac{16,11}{100} \times 700^4}{384 \times 20000 \times 2} \rightarrow I_x \geq 12591 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{US1R } W410 \times 38,8 \quad (I_x = 12777)$$

$$\text{FLM: } \lambda = \frac{110}{2 \times 8,8} = 7,95 < \lambda_p \rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{FLA: } \lambda = \frac{381}{64} = 5,953 < \lambda_p \rightarrow \text{OK!}$$

$$Z_x = 736,8 > 547,6 \text{ cm}^3 \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{Rk} = 736,8 \times 35 = 25788 \text{ KNcm} < 1,5 \times 6405 \times 35 = 33626,25$$

$$M_{Ed} = \frac{25788}{1,10} = 23444 \text{ KNcm} > 16901 \text{ KNcm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\delta_v = \frac{5 \times \left(\frac{16,11}{100}\right) \times 700^4}{384 \times 20000 \times 12777} \rightarrow \delta_v = 1,97 \text{ cm} < 2 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

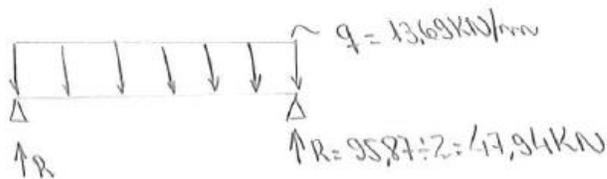
CONCLUSÃO: O PERFIL W410x38,8 PODE SER ADOPTADO PARA A VIGA V2.

* DIMENSIONAMENTO DA VIGA V1:

Como o que foi determinante para a viga V2 foi a flecha, corrigiremos o dimensionamento da viga V1 por este quesito:

$$\delta_{v\text{máx}}: \frac{L}{350} = 2,0 \text{ cm} \geq 1,50 \text{ cm} \text{ (limitador é a choncha)}$$

$$\therefore \delta_{v\text{máx}} = 1,5 \text{ cm}$$



$$I_x \geq \frac{5 \times \left(\frac{13,69}{100}\right) \times 700^4}{384 \times 20000 \times 1,5} \rightarrow I_x \geq 142666 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{USAR W410x46,1 (I}_x = 15690 \text{ cm}^4)$$

$$\delta_v = \frac{5 \times \left(\frac{13,69}{100}\right) \times 700^4}{384 \times 20000 \times 15690} \rightarrow \delta_v = 1,36 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\text{FLM: } \lambda = \frac{b}{t} = \frac{140}{2 \times 11,2} = 6,25 < \lambda_p = 9,08$$

FLT \Rightarrow viga controlada pela flange.

$$\therefore \text{Max. } M_{p\lambda} = Z_x \cdot f_y = 89110 \times 35 = 31188,5 \text{ kNm}$$

$$FLA : \lambda = \frac{381}{7} = 54,43 < \lambda_p = 88,89$$

$$\therefore M_{ax} = M_{pl} = 31188,5 \text{ KJ}_{cm}$$

$$M_{ax} \leq 1,5 \times 778,7 \times 35 = 40281,75 \text{ KJ}_{cm} \rightarrow OK$$

$$M_{sd} = 13285 \text{ KJ}_{cm} < M_{rd} = \frac{31188,5}{1,10} = 28353,18 \text{ KJ}_{cm} \rightarrow OK!$$

* VERIFICAÇÃO À FORÇA CORTANTE:

$$\lambda = \frac{h_x}{t_w} = \frac{381}{7} = 54,42 \quad K_v: 5,0$$

$$\lambda_p = 58,80$$

$$\Rightarrow \lambda < \lambda_p \rightarrow V_{ax} = V_{pl} = 0,6 \times 40,3 \times 0,7 \times 35$$
$$V_{ax} = 592,41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 75,93 \text{ KN} \leq V_{rd} = \frac{592,41}{1,10} = 538,55 \text{ KN}$$

\Rightarrow NÃO É NECESSÁRIO ADOPTAR ENRISECEDORES POIS:
 $V_{sd} < V_{rd}$; NÃO HÁ CARGA CONCENTRADA.

CONCLUSÃO: O PERFIL W410x46,1 PODE SER ADOPTADO
PARA A VIGA V1.

4.7.5 Dimensionamento dos Pilares dos Pórticos Internos

Os pilares com o carregamento são os apresentados a seguir, conforme página "9-d" deste trabalho:

Base ①: $N_{sd} = -471,67 \text{ kN}$	Base ②: $N_{sd} = -478,17 \text{ kN}$
$V_{sd} = -130,97 \text{ kN}$	$V_{sd} = 145,56 \text{ kN}$
$M_{sd} = -287,16 \text{ kNm}$	$M_{sd} = 303,68 \text{ kNm}$

Como se pretende igualar os perfis das colunas, será utilizado apenas o pior caso:

O perfil pré-definido é: HP310 x 79 (ver pág 6 deste)

$d = 299 \text{ mm}$	$I_x = 16316 \text{ cm}^4$	$I_y = 5258 \text{ cm}^4$
$b_f = 306 \text{ mm}$	$W_x = 1091,3 \text{ cm}^3$	$W_y = 343,7 \text{ cm}^3$
$d_i = 277 \text{ mm}$	$r_x = 12,77 \text{ cm}$	$r_y = 7,25 \text{ cm}$
$t_w = 11 \text{ mm}$	$Z_x = 1210,1 \text{ cm}^3$	$Z_y = 525,4 \text{ cm}^3$
$A_g = 100 \text{ cm}^2$		
$f_y = 35 \text{ kN/cm}^2$	$J = 46,72 \text{ cm}^4$	

* Determinação de NRd:

$$* \text{FLM: } \frac{b}{t} = \frac{3056}{22} = 13,91$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 13,39$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{sup}} = 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24,62$$

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

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \times 13,91 \times \sqrt{\frac{35}{20000}} \rightarrow Q_s = 0,98$$

* FLA:

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{277}{11} = 25,18$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,49 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 35,62$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} \therefore \rightarrow Q_a = 1,0 \text{ (não ocorre FLA)}$$

$$Q: Q_s, Q_a: 0,98, 1,0 \rightarrow Q: 0,98$$

* INSTABILIDADE GLOBAL (SEÇÃO DUPLAMENTE SIMÉTRICA)

OBS: Como o comprimento de flambagem por torção não é superior ao comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor inércia, não é necessário verificar a possibilidade de flambagem por torção pura.

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E \cdot I_x}{(k_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 16316}{320^2} = 31452 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{k_x L_x}{\pi \sqrt{I_x}} = \frac{320}{1277} = 25,06 \quad (< 200) \rightarrow \text{OK!}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 5258}{320^2} = 10135 \text{ KN}$$

$$\lambda_y = \frac{k_y L_y}{\pi \sqrt{I_y}} = \frac{320}{725} = 44,14 \quad (< 200) \rightarrow \text{OK!}$$

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

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,98 \times 100 \times 35}{10135}} = 0,582 \quad (\lambda_0 \leq 1,5)$$

$$\therefore \chi = (0,658)^{\lambda_0^2} \Rightarrow \chi = 0,868$$

$$N_{cRd} = \frac{0,868 \times 0,98 \times 100 \times 35}{1,10} = 2706 \text{ KN}$$

* Determinação do M_{xRd}

* FLM:

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{\left(\frac{306}{2}\right)}{11} = 13,91$$

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

$$\lambda_n = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_u)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{0,7 \times 35}} = 23,71$$

$$\therefore \lambda_p < \lambda < \lambda_n \Rightarrow M_{ox} = M_{ox} - (M_{ox} - M_{ax}) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_n - \lambda_p}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1210,1 \times 35 = 42353,5 \text{ kNm}$$

$$M_{r} = (f_y - \sigma_x) W_x = 0,7 \times 35 \times 1091,3 = 26736,9 \text{ kNm}$$

$$M_{Rk} = 42353,5 - (42353,5 - 26736,9) \left(\frac{13,91 - 9,08}{23,71 - 9,08} \right)$$

$$M_{Rk} = 37197,8 \text{ kNm}$$

* FLA :

$$\lambda = \frac{L_1}{t_w} = \frac{277}{11} = 25,18$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 89,9$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore M_{Rk} = M_{pl} = 42353,5 \text{ kNm}$$

* FLT :

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

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{7,25} = 44,14$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 47,07$$

$$\lambda_{cr} = \frac{1,38 \sqrt{5258 \cdot 46,72}}{7,25 \cdot 46,42 \cdot \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{1089258 \cdot \beta_1^2}{5258}}}$$

$$\beta_1 = \frac{(0,735) \cdot 1091,3}{20000 \cdot 46,72} = 2,86 \cdot 10^{-2}$$

$$\lambda_{cr} = 101,86$$

$$\therefore \lambda_p < \lambda < \lambda_{cr} \rightarrow \text{MRK} = \rho_b \left[M_{PL} - (M_{PL} - M_{ey}) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_{cr} - \lambda_p} \right) \right]$$

$$M_{PL} = 42353,5 \text{ KNmm}$$

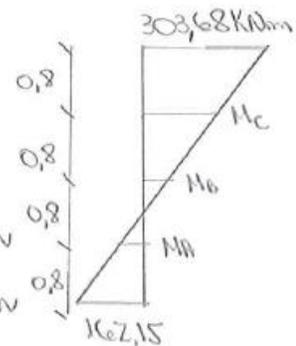
$$\rho_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c}$$

$$M_{max} = 303,68 \text{ KNmm}$$

$$|M_a| = 45,7 \text{ KNmm}$$

$$|M_b| = 70,8 \text{ KNmm}$$

$$|M_c| = 187,2 \text{ KNmm}$$



$$\rho_b = \frac{12,5 \cdot 303,68}{2,5 \times 303,68 + 3 \cdot 45,7 + 4 \times 70,8 + 3 \cdot 187,2} = 2,18 (< 3) \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_x) \cdot W_x = 26736,9 \text{ KNmm}$$

$$\text{MRK} = 2,18 \cdot \left[42353,5 - (42353,5 - 26736,9) \left(\frac{44,14 - 42,07}{101,86 - 42,07} \right) \right]$$

$$M_{RX} = 91152 \text{ KNcm} > M_{RZ} \rightarrow \therefore M_{RX} = M_{RZ} = 42353,5 \text{ KNcm}$$

$$F_{LA} \times F_{LT} \times F_{LM} \rightarrow M_{Rd} = M_{RX} = 37197,8 \text{ KNcm}$$

$$M_{RX} \leq 1,5 \times W_x \times f_y = 57293 \text{ KNcm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$M_{Rd} = \frac{37197,8}{1,10} = 33816,2 \text{ KNcm}$$

* INTERAÇÃO M x N:

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{478}{2706} = 0,176 < 0,2$$

$$\therefore \frac{N_{sd}}{2 N_{rd}} + \left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{478}{2 \times 2706} \left(\frac{30368}{33816,2} \right) = 0,986 < 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

* VERIFICAÇÃO À FORÇA CORTANTE

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 25,18$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 58,8$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda < \lambda_p \rightarrow V_{RK} = V_{RL} = 0,6 A_w \cdot f_y \\ V_{RK} = 0,6 \times (29,9 \times 11) \cdot 35 \\ V_{RK} = 690,6 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

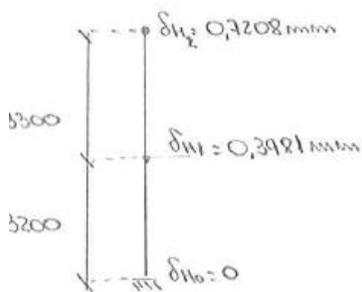
$$V_{Ed} = \frac{690,6}{1,1} = 627,8 \text{ kN}$$

$$(V_{Ed} = 145,56 \text{ kN}) < (V_{Ed} = 627,8 \text{ kN}) \Rightarrow \text{OK!}$$

\(\therefore\) O perfil HP 310 x 79 pode ser utilizado (aproximadamente de 99%).

4.7.6 Verificação dos deslocamentos dos Pórticos Internos

Utilizando-se a combinação frequente (ver pag. 0,0) obtêm-se o seguinte deslocamento horizontal:



$$\delta_{H2} - \delta_{H1} = 0,7208 - 0,3981 = 0,3227 \text{ mm}$$

$$< \frac{3300}{500} = 6,6 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$\delta_{H1} - \delta_{H0} = 0,3981 - 0 = 0,3981 \text{ mm}$$

$$< \frac{3200}{500} = 6,4 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{H}{400} = \frac{3300+3200}{400} = 16,25 \text{ mm} > 0,7208 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

4.8 Dimensionamento das Ligações

A seguir é apresentado o dimensionamento das ligações principais do prédio, utilizando-se como dado de entrada os perfis definidos no item anterior e os respectivos esforços solicitantes nas ligações (obtidos pelo método MAES).

4.8.1 Ligações da Treliza de Cobertura

De todas as lajeas da treliza, a mais solicitada é a lajea 16 ($M_{ed} = -62,36 \text{ kN}$).

Pré-dimensionamento da ligação a cisalhamento:

$$F_{v,ed} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,ed} \leq \frac{0,4 \cdot \eta_s \cdot A_b \cdot f_{ub}}{s_{az}} \rightarrow A_b \geq \frac{F_{v,ed} \cdot s_{az}}{0,4 \cdot \eta_s \cdot f_{ub}}$$

Considerando Parafuso ASTM-A325 : $f_{ub} = 82,5 \text{ kN/cm}^2$
($16 \leq \phi \leq 24$)

Planos de Corte = 2 $\rightarrow \eta_s = 2$

$$A_b \geq (62,36) \times 1,35 \div (0,4 \times 2 \times 82,5) \rightarrow A_b \geq 1,28 \text{ cm}^2$$

Quantidade Mínima de Parafusos = 2 Parafusos
(quantidade mínima para utilização da lajea a
treliza (determinar C_t), para possível ocorrência de
esforços).

sendo assim, serão usados dois parafusos na ligação com diâmetro de $5/8"$ (16mm) $\rightarrow (A_b = 402 \text{ cm}^2)$

Seja a ligação da página 1, seguemos as especificações:

1.1) DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

- Aço chapa: A36 ($f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$)
- Aço perfil: A572 Gr. 50 ($f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 45 \text{ KN/cm}^2$)
- Aço Parafuso: A325 $(d_b = 16 \text{ mm}) \rightarrow f_{yb} = 63,5 \text{ KN/cm}^2$
 $f_{ub} = 82,5 \text{ KN/cm}^2$

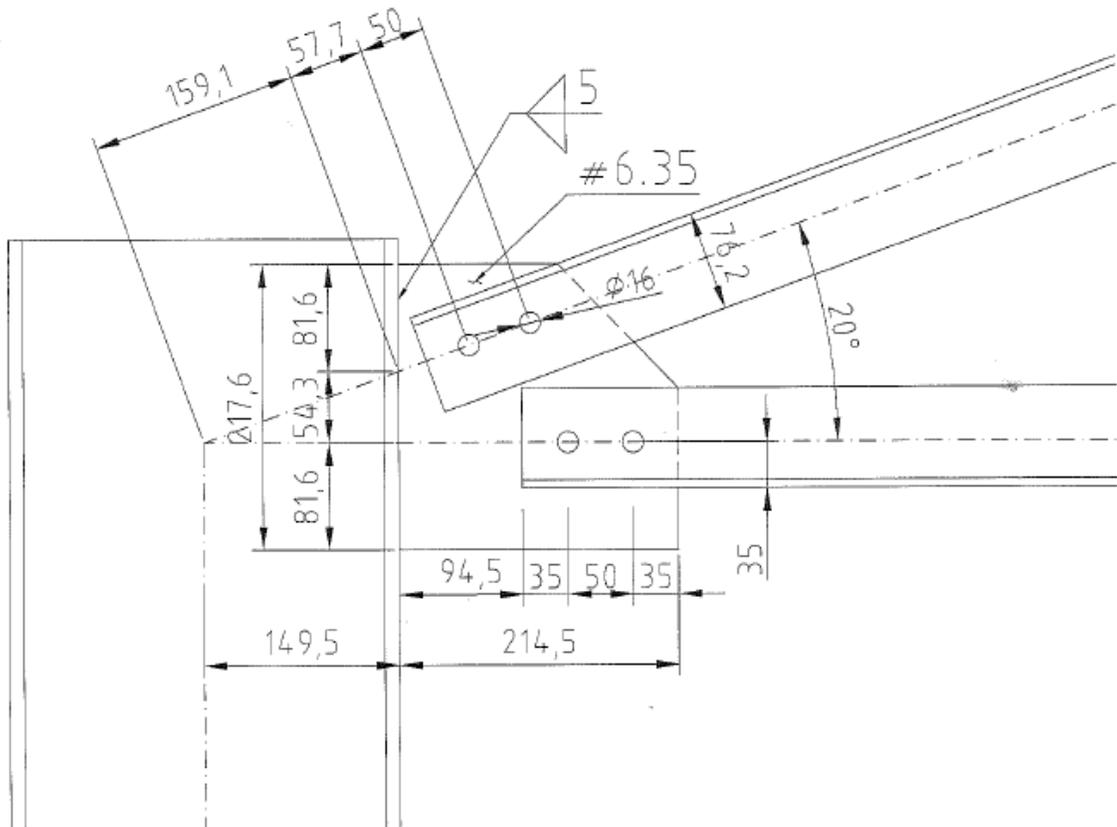
- Furo Parafuso: $d_f = 16 + 1,5 = 17,5 \text{ mm}$

- Distância entre furos:

$$3d_b = 3 \times 16 = 48 \text{ mm} \leq e_{ff} = 50 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} 24 \times 6,35 = 152,4 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{OK!}$$

- Distância entre furos e aba da contornada:

$$35 - (6,35) = 28,65 \geq 1,5d_b = 1,5 \times 16 = 24 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$



- Distância entre furos e às bordas:

$$1,25d_b = 1,25 \cdot 16 = 20 \quad \left\{ \begin{array}{l} e_{pb} - \text{longitudinal} = 35 \text{ mm} \\ e_{pb} - \text{transversal} = 41,2 \text{ mm} \end{array} \right. \leftarrow$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot 6,35 = 76,2 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{OK!}$$

1.2) VERIFICAÇÃO DO PARAFUSO - CISMALHAMENTO

$$F_{v,sd} = \frac{62,36}{2} = 31,18 \text{ kN}$$

$$A_{ts} = 2; \quad A_b = \pi \cdot d_b^2 / 4 = \pi \cdot 16^2 / 4 = 201 \text{ cm}^2; \quad f_{ub} = 80 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{v,rd} = 0,4 \times 2 \times 201 \times 80 / 1,35 = 95 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 31,18 \text{ kN} > F_{v,rd} = 95 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

1.3) PRESSÃO DE CONTATO NA CHAPA:

$$F_{c,sd} = 31,18 \text{ kN} \quad d_f \left\{ \begin{array}{l} 35 - 8,75 = 26,25 \text{ mm} \\ 50 - 17,5 = 32,5 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow d_f = 26,25 \text{ mm}$$

$$F_{c,rd} \leq (1,2 \times d_f \times t \times f_u) / 1,35 = (1,2 \times 26,25 \times 0,635 \times 40) / 1,35 = 58,70 \text{ kN}$$

$$(2,4 \times d_b \times t \times f_u) / 1,35 = (2,4 \times 16 \times 0,635 \times 40) / 1,35 = 72,75 \text{ kN}$$

$$F_{c,sd} \leq F_{c,rd} = 58,70 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

1.4) PRESSÃO DE CONTATO NA CANTONEIRA:

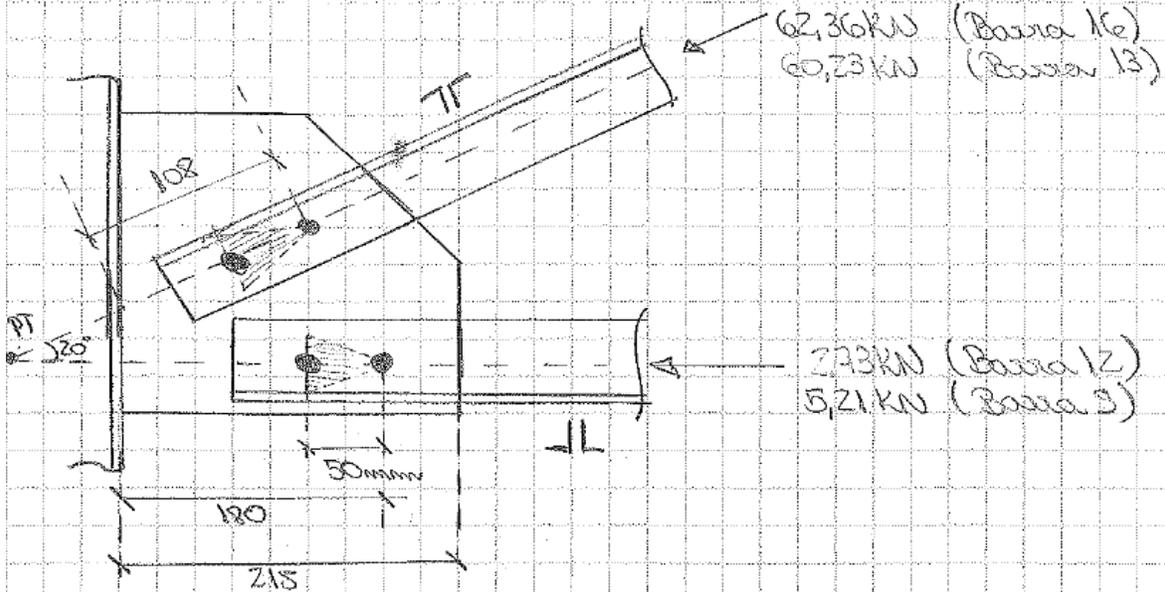
$$F_{c,sd} = 31,18 / 2 = 15,6 \text{ kN} \quad (\text{são duas cantoneiras})$$

$$d_f = \left\{ \begin{array}{l} 35 - 8,75 = 26,25 \text{ mm} \\ 50 - 17,5 = 32,5 \text{ mm} \end{array} \right. \rightarrow d_f = 26,25 \text{ mm}$$

Como $t = 6,35 \text{ mm}$ e $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$, $F_{c,rd}$ é igual ao item 1.3.

$$F_{c,sd} = 15,6 \text{ kN} < F_{c,rd} = 58,70 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

1.5) COMPRESSÃO NA CHAPA DE LIGAÇÃO



A figura mostra a seção da Wiltmore:

$$A_g = (2 \times 5 \times \tan 30^\circ) \times 0,635 = 3,67 \text{ cm}^2$$

$$A_e = 3,67 \text{ cm}^2 - (1,75 \times 0,635) = 2,56 \text{ cm}^2$$



$$N_{c,sl} = 62,36 \text{ kN} \text{ (Barras Superiores)}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{108}{0,635} = 17,01$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 15,84$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{sup}} = 1,03 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 29,13$$

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \times 17,01 \sqrt{\frac{25}{20000}}$$

$$Q_s = 0,97$$

Como a chapa de ligação apresenta elemento "AL" $\rightarrow Q_a = 1,0$
 $Q = Q - Q_a = 0,97$

$\chi = 1,0$ (conforme orientação da página 50 da apostila, pois não ocorre flambagem global neste caso).

$$N_{c,rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{ar}} = \frac{1,0 \times 0,97 \times 3,67 \times 25}{1,10} = 80,91 \text{ kN}$$

$$N_{c,sl} = 62,36 \text{ kN} < N_{c,rd} = 80,91 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação da Combinação de Esforços:

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{M_{sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{6381}{314,09} + \frac{145,64}{1138,86}\right)^2 + \left(\frac{2133}{188,43}\right)^2 \leq 1,0 \rightarrow 0,12 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK!}$$

Verificação para evitar flambagem local:

$$* \frac{a_3}{t} \leq 11 \left(1,2 \frac{E}{f_y}\right)^{1/2}$$

$$\frac{2145}{0,635} \leq 11 \left(1,2 \times \frac{20000}{25}\right)^{1/2} \rightarrow 33,78 \leq 34,08 \rightarrow \text{OK!}$$

$$* \left[\frac{(a_1 - a_5)/2}{t}\right] \leq 0,56 \left(E/f_y\right)^{1/2}$$

$$\left[\frac{(21,76 - 5,43)/2}{0,635}\right] \leq 0,56 \left(20000/25\right)^{1/2}$$

$$12,86 \leq 15,84 \rightarrow \text{OK!}$$

1.7) VERIFICAÇÃO DA SOLDA DE FILETE

São indicados abaixo os esforços atuantes no contato da chapa com a coluna (conforme item 1.6 do presente trabalho).



$$F_{z, sd} = -63,81 \text{ kN}$$

$$M_{y, sd} = 0$$

$$M_{x, sd} = -145,64 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$F_{y, sd} = 2133 \text{ kN}$$

$$F_{x, sd} = 0$$

$$N_{sd} = 0$$

Esforços sollicitantes que geram tensões normais na solda:

$$\sigma_{w, sd} = \frac{F_{z, sd}}{A_w} + \left(\frac{M_{y, sd} \cdot x}{I_x} \right) - \left(\frac{M_{x, sd} \cdot y}{I_y} \right)$$

$$A_w = \sum l_{w, i} \cdot a_{w, i} = 2 (21,76 \times 0,35) = 15,23 \text{ cm}^2$$

$$a_w = 0,707 \times 0,35 = 0,247 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times \frac{0,247 \times 21,76^3}{12} = 601,02 \text{ cm}^4$$

$$\therefore \sigma_{w, sd} = \frac{-63,81}{15,23} + \left(\frac{-145,64 \cdot (21,76/2)}{601,02} \right)$$

$$\sigma_{w, sd} = -4,19 - 2,64 = -6,83 \text{ KN/cm}^2$$

Esforços sollicitantes que geram tensões cisalhantes na solda:

$$\tau_{w, sd} = \sqrt{\tau_{w, x, sd}^2 + \tau_{w, y, sd}^2} = 1,40 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, y, sd} = \frac{F_{y, sd}}{A_w} + \left(\frac{M_{z, sd} \cdot x}{I_z} \right) = \frac{2133}{15,23} = 1,40 \text{ KN/cm}^2$$

Verificação do Metal Base:

$$\sigma_{m, sd} = 0,707 \sigma_{w, sd} = 0,707 \times 6,83 = 4,83 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{m, sd} = 0,707 \tau_{w, sd} = 0,707 \times 1,40 = 0,99 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{m, sd}^2 + \tau_{m, sd}^2} \leq \frac{0,6 \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{4,83^2 + 0,99^2} \leq \frac{0,6 \times 235}{1,10} \rightarrow 4,93 \leq 13,61 \text{ KN/cm}^2$$

OK!

Verificação do Metal Solda:

$$\sqrt{\sigma_{w,sd}^2 + \tau_{w,sd}^2} \leq \frac{0,6 f_w}{\lambda_{02}} \rightarrow \text{Eletrodo} = E70XX$$

$$\sqrt{6,83^2 + 1,10^2} \leq \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} \rightarrow 6,97 \leq 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

(OK!)

Ruptura na Região das Soldas:

$$t \geq \frac{225 \times 2 \times 0,35 \times 6,97}{1 \times 40} \rightarrow 0,635 \geq 0,274$$

(OK!)

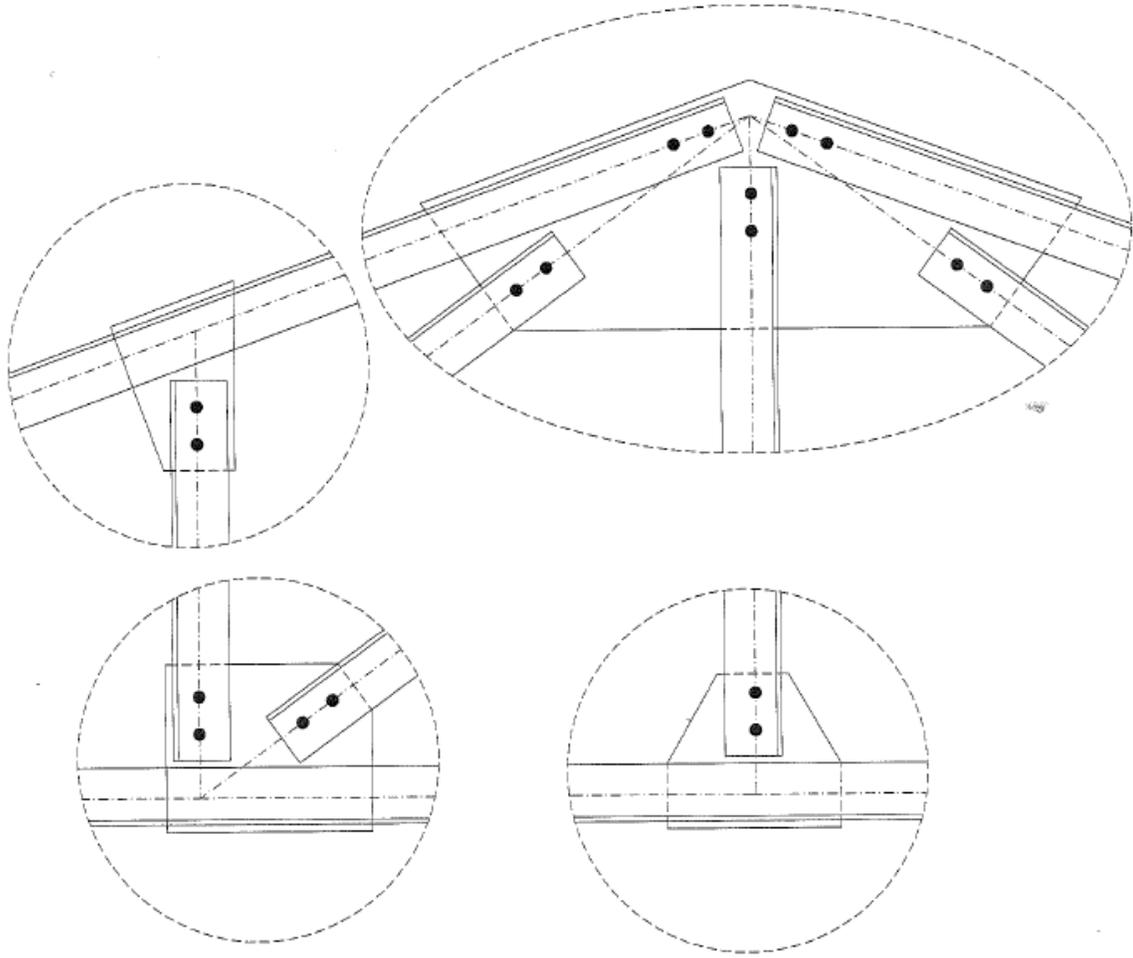
$$f_{w,req} = \sqrt{\sigma_{w,sd}^2 + \tau_{w,sd}^2} = 6,97$$

$$a_w = 0,35 \text{ cm}^2$$

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

p/ Chapa de ligação $\rightarrow m=2$
 $m=1$

Como a ligação passou com folga para a barra mais solicitada, utilizando-se uma quantidade mínima de perfis, para as demais ligações da treliça será considerada a mesma tipologia de ligação, conforme mostrado na página 01.



4.8.2 Ligações Flexíveis das vigas V1 e V2

* LIGAÇÃO DA VIGA V1 COM A COLUNA:
V1 = W410x46,1 (d=403; bf=140; tf=11,2; tw=7)
ASTM A572 - Gr.50

$$V_{ed} = 47,95 \text{ kN}$$

- Pré-dimensionamento:

$$A_b \geq \frac{F_{v,ed} \cdot X_{az}}{0,4 \eta_s \cdot f_{ub}}$$

$$f_{ub} = 825 \text{ kN/cm}^2 \text{ (ASTM A-325 - } 16 < \phi < 24)$$
$$\eta_s = 1,0 \text{ (1 plano de corte)}$$

$$A_b \geq (47,95 \times 1,35) \div (0,4 \times 1 \times 825) = A_b \geq 1,96 \text{ cm}^2$$

Quantidade mínima de parafusos: 2 parafusos
Menor diâmetro para parafuso A325: $d_b = 16 \text{ mm}$

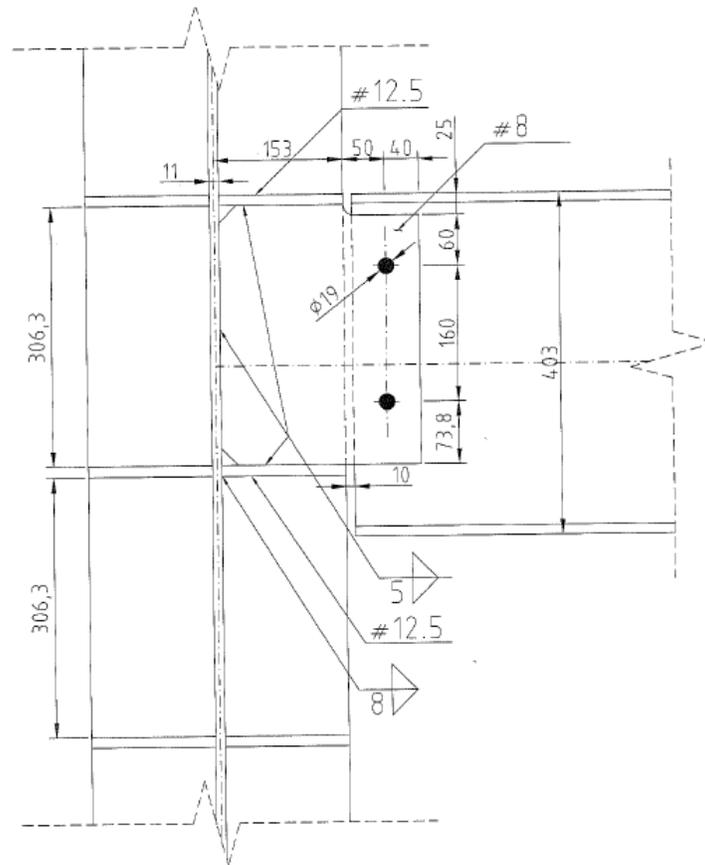
Sendo assim, pretende-se utilizar dois parafusos na ligação, com diâmetro de 16mm (menor diâmetro acima, devido ao momento fletor).

$$A_b = 2 \times 2,83 = 5,66 \text{ cm}^2$$

Seguem as verificações preliminares, considerando a ligação da PRÁTICA:

② DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS:

- Aço da ligação = A36 (8mm) $f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$
 - Aço das Perfis = ASTM A572 Gr.50 $f_y = 34,5 \text{ KN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$
 - Aço parafuso = ASTM A325 ($d_b = 19 \text{ mm}$) $A_b = 63,5 \text{ KN/cm}^2$
 $f_{ub} = 82,5 \text{ KN/cm}^2$
 - Eletrodo E70XX
 - Furo padrão: $d_f = 19 + 1,5 = 20,5 \text{ mm}$
 - Altura da ligação $\rightarrow L = 306,3 \text{ mm} \geq 0,5d = 0,5 \times 403 = 201,5 \text{ mm}$
- OK!



- Perna do filete de solda da chapa:

$$\text{Perna filete} = 6 \text{ mm} \geq \frac{5}{8} t = \frac{5}{8} \cdot 8 = 5 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

- Menor espessura entre a alma da viga sujestada e a chapa:

$$t = 7 \text{ mm (perfil)} \leq \frac{1}{2} db + 1,5 = \frac{19}{2} + 1,5 = 11 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

- Espessura do enrijecedor (lembrando que o enrijecedor situa-se também na ligação sujestada)

$$t = 12,5 \text{ mm} \geq \begin{cases} t_{ch} - 4 \text{ mm} = 8 - 4 = 4 \text{ mm} \\ 6,3 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{OK!})$$

- Perna do filete de solda do enrijecedor

$$\text{Perna filete} = 8 \text{ mm} \geq \frac{5}{8} t = \frac{5}{8} \times 12,5 = 7,81 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

- Distância entre furos:

$$3 db = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \leq e_{ff} = 160 \text{ mm} \leq \begin{cases} 24 \times 7 = 168 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{OK!})$$

- Distância entre furos e a face do perfil

$$50 \text{ mm} > 1,5 db = 1,5 \times 19 = 28,5 \text{ mm} \quad (\text{OK!})$$

- Distância dos furos às bordas:

$$2 db = 2 \times 19 = 38 \text{ mm} \leq e_{pb} = \begin{pmatrix} 40 \text{ mm} \\ 60 \text{ mm} \\ 74 \text{ mm} \end{pmatrix} \leq \begin{cases} 12 \cdot 7 = 84 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad (\text{OK!})$$

2.2) VERIFICAÇÃO DOS PARAFUSOS:



$$\begin{aligned} F_{y, sd} &= F_{r, sd} \\ & \searrow \\ & M_{y, sd} \end{aligned}$$

Devido à força que age no plano do grupo da solda, $F_{y, sd}$ e ao momento $M_{y, sd}$, surgem apenas tensões cisalhantes. As mesmas experiências para solda são utilizadas.

Multiplicando-se as tensões (das expressões das soldas) pela área do parafuso, tem-se a força solicitante:

$$\bar{\sigma}_{sd} = \sqrt{\bar{\sigma}_{x, sd}^2 + \bar{\sigma}_{y, sd}^2} = \sqrt{21,50^2 + 8,47^2} = 23,11 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{x, sd} = \frac{F_{x, sd}}{A} + \left(\frac{M_{y, sd} y}{I_z} \right) = 0 + \frac{973,4 \times 8}{362,24} = 21,50 \text{ KN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{y, sd} = \frac{F_{y, sd}}{A} + \left(\frac{M_{x, sd} x}{I_z} \right) = \frac{47,95}{5,66} = 8,47 \text{ KN/cm}^2$$

$$A = \sum A_b = 2 \times \frac{\pi \times 1,9^2}{4} = 5,66 \text{ cm}^2$$

$$F_{x, sd} = 0$$

$$F_{y, sd} = 47,95 \text{ KN}$$

$$M_{y, sd} = 47,95 \times (15,3 + 5) = 973,4 \text{ KNcm}$$

$$I_x = 2 \times (2,83 \times 8^2) = 362,24 \text{ cm}^4$$

$$I_y \approx 0$$

$$I_z = I_x + I_y = 362,24 \text{ cm}^4$$

$$F_{v, sd} = A_b \cdot \bar{\sigma}_{sd} = 2,83 \times 23,11 = 65,40 \text{ KN}$$

↳ 1 PARAFUSO

$$F_{v, rd} = \frac{0,4 \times 1,5 \times f_{ub}}{2 \times z} = \frac{0,4 \times 1,0 \times 82,5}{1,35} = 69,18 \text{ KN}$$

$$F_{v, sd} = 65,40 \text{ KN} < F_{v, rd} = 69,18 \text{ KN} \quad (\text{OK!})$$

2.3) PRESSÃO DE CONTATO NA CHAPA DE LIGAÇÃO

$$F_{c, sd} = F_{v, sd} = 65,40 \text{ KN}$$

$$F_{c, rd} \leq \left\{ \begin{array}{l} 12 \times 4,97 \times 0,8 \times 40 / 1,35 = 141,37 \text{ KN} \\ 24 \times 1,9 \times 0,8 \times 40 / 1,35 = 108,09 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$l_f \leq \left\{ \begin{array}{l} 60 - (20,5/2) = 49,7 \text{ mm} \rightarrow l_f = 4,97 \text{ cm} \\ 160 - 20,5 = 139,5 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$F_{c, sd} = 65,40 \text{ KN} < F_{c, rd} = 108,09 \text{ KN} \rightarrow (\text{OK!})$$

2.5) VERIFICAÇÃO DA SOLDA DE FILETE

São indicados abaixo os esforços atuantes no contato da chapa com a coluna \rightarrow a força $F_{y, sd}$ age no plano da solda gerando apenas tensões cisalhantes.



$$\tau_{w, sd} = \sqrt{\tau_{w, x, sd}^2 + \tau_{w, y, sd}^2} = 224 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, x, sd} = 0$$

$$\tau_{w, y, sd} = \frac{F_{y, sd}}{A_w} + \frac{M_{z, sd} \cdot x}{I_z} = \frac{47,95}{21,44} = 224 \text{ KN/cm}^2$$

$$a_w = 0,707 \times 0,5 = 0,35 \text{ cm}$$

$$A_w = \sum l_w \cdot a_w = 2(30,63 \times 0,35) = 21,44 \text{ cm}^2$$

$$F_{y, sd} = 47,95 \text{ KN} \text{ (Reação de apoio na viga V1)}$$

- Verificação do Metal Base (coluna da coluna)

$$\tau_{w, B, sd} = 2,24 \times 0,707 = 1,58 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, B, Rd} = \frac{0,6 \times 345}{110} = 18,82 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, B, sd} = 1,58 \text{ KN/cm}^2 < \tau_{w, B, Rd} = 18,82 \text{ KN/cm}^2 \rightarrow \text{(OK)}$$

- Verificação do metal da solda:

$$\tau_{w, sd} = 2,24 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, Rd} = \frac{0,6 \times 485}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{w, sd} > \tau_{w, Rd} \rightarrow \text{(OK!)}$$

- Ruptura na Região das Soldas:

$$\text{Na chapa: } t = 0,8 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,35 \times 2,24}{1 \times 40} = 0,09 \text{ cm OK}$$

(m=2, n=1)

$$R_{w, res, sd} = \sqrt{\tau_{w, x, sd}^2 + \tau_{w, y, sd}^2} = \sqrt{0 + 2,24^2} = 2,24 \text{ KN/cm}^2$$

- Na alma do pilar

$$t = 1,1 \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,35 \times 2,24}{2 \times 45} = 0,04 \text{ cm}$$

$$m = 2; m_1 = 2$$

2.4) PRESSÃO DE CONTATO NA ALMA DA VIGA

$$F_{c,sd} = 65,40 \text{ kN}$$

$$F_{c,rd} \leq \begin{cases} 1,2 \times 2,98 \times 0,7 \times 45 / 1,35 = 83,41 \text{ kN} \\ 2,4 \times 1,9 \times 0,7 \times 45 / 1,35 = 100,4 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{c,rd} = 83,41 \text{ kN}$$

$$d_p \leq \begin{cases} 40 - (20,5/2) = 29,75 \text{ mm} \\ 160 - 20,5 = 139,5 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow d_p = 29,75 \text{ mm}$$

$$F_{c,sd} < F_{c,rd} \rightarrow (\text{OK!})$$

2.6) VERIFICAÇÃO DA CHAPA - COLAPSO POR RASGAMENTO

$$F_{sd} = 47,95 \text{ kN} \text{ (Reação de Apoio na Viga VI)}$$

$$F_{rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 16,74 \times 40 + 1,0 \times 2,38 \times 40}{1,35} = 359 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 18,70 \times 25 + 1,0 \times 2,38 \times 40}{1,35} = 278 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{rd} = 278 \text{ kN}$$

$$A_g = 0,8 (16 + 7,38) = 18,70 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 18,70 - 1,5 (20,5 \times 0,8) = 16,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 0,8 \cdot (4 - 0,5 \times 20,5) \rightarrow A_{nt} = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$C_{ts} = 1,0$$

$$\therefore F_{sd} = 47,95 \text{ kN} < F_{rd} = 278 \text{ kN} \quad (\text{OK!})$$

2.7) VERIFICAÇÃO DA CHAPA À CISALHAMENTO

$$F_{sd} = 47,95 \text{ kN}$$

$$F_{rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 23,50 \times 25}{110} = 320 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 2022 \times 40}{135} = 359 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F_{rd} = 320 \text{ kN}$$

$$A_{gv} = (7,38 + 16 + 6) \times 0,8 = 23,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 23,50 - 2(0,8 \times 2,05) = 20,22 \text{ cm}^2$$

$$F_{sd} = 47,95 \text{ kN} \leq F_{rd} = 320 \text{ kN} \rightarrow (\text{OK!})$$

2.8) VERIFICAÇÃO DA CHAPA À FLEXÃO

$$M_{ed} = 47,95 \times (15,3 + 5) = 933,4 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

- FLT

$$\lambda = \frac{l_0}{r_y} = \frac{25}{2,31} = 10,8$$

$$l_0 = \frac{50}{2} = 25 \text{ (aproxima comprimento para enrijecedores)}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1253}{23,50}} = 2,31$$

$$I_y = \frac{(7,38 + 16 + 6) \cdot 0,8^3}{12} = 1253 \text{ cm}^4$$

$$A = 0,8(7,38 + 16 + 6) = 23,50 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_p = \frac{0,13E}{M_{ed}} \sqrt{JA} = \frac{0,13 \times 20000}{4315} \sqrt{5,01 \cdot 23,50} = 6,54$$

$$J = \frac{bt^3}{3} = \frac{(7,38 + 16 + 6) \times 0,8^3}{3} = 501 \text{ cm}^4$$

$$M_{ed} = F_y Z_x = 25 \times 172,6 = 4315 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$Z_x = \frac{th^2}{4} = \frac{0,8 \cdot (7,38 + 16 + 6)^2}{4} = 172,6 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_x = \frac{2E}{M_x} \sqrt{I \cdot A'} = 2 \times 20000 \sqrt{501 \times 23,50} = 150,8$$

$$M_x = f_y \cdot W_x = 25 \times 115,1 = 2877,5$$

$$W_x = \frac{I W^2}{6} = \frac{0,8 (738 + 16 + 6)^2}{6} = 115,1 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_p = 6,54 < \lambda = 10,8 < \lambda_x = 150,8$$

$$\therefore M_{rd} = \frac{C_b}{\gamma_{M1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_x) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_x - \lambda_p} \right] =$$

$$= \frac{1,0}{1,10} \left[4315 - (4315 - 2877,5) \frac{10,8 - 6,54}{150,8 - 6,54} \right] = 3884 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{M1}} = \frac{4315}{1,10} = 3922 \text{ kNm}$$

$$C_b = 1,0$$

$$\therefore M_{rd} = 3884 \text{ kNm} > M_{ed} = 973,4 \text{ kNm} \quad (\text{OK!})$$

- Ruptura:

$$M_{rd} = \frac{f_y \cdot Z_e}{\gamma_{M2}} = \frac{40 \times 152,3}{1,25} = 4513 \text{ kNm}$$

$$Z_e = \frac{0,8 \times 29,38^2}{4} - 2(2,05 \times 0,8) \times 6 = 152,3 \text{ cm}^3$$

$$M_{ed} = 973,4 < M_{rd} = 4513 \text{ kNm} \quad (\text{OK!})$$

- Flexão e Cisalhamento Combinados

$$\sigma_x = \frac{M_{ed}}{Z_x} = \frac{973,4}{172,6} = 5,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_y = 0$$

$$\tau = \frac{F_{sd}}{A} = \frac{4795}{23,50} = 204 \text{ kN/cm}^2$$

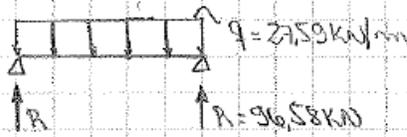
$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 + 3\tau^2} < \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow \sqrt{5,64^2 + 3 \times 204^2} = 6,66 < 22,73 \quad (\text{OK!})$$

UNÇÃO FLEXIVEL DA VIGA VZ COM A VIGA DO PÓRTICO

$VZ = W410 \times 382$

$d = 389$ $W_x = 621$

$W_y = 110$ $I_y = 88$



$Ved : F_{vsa} = R = 96,58 \text{ kN}$

Adotando duas parafusos $\phi 19$, conforme ligação da vigas VI:

Seja a ligação da página 0:

- Aço da chapa ligação: ASTM A36 ($f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$; $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$)
- Aço do perfil: ASTM A572 Gr. 50 ($f_y = 345 \text{ kN/cm}^2$; $f_u = 45 \text{ kN/cm}^2$)
- Aço do parafuso: ASTM A325 ($d_b = 19 \text{ mm}$): $f_u = 63,5 \text{ kN/cm}^2$; $f_{ub} = 82,5 \text{ kN/cm}^2$
- Eletrodo E70XX

a) DISPOSIÇÃO CONSTRUTIVAS:

- Furo Padrão = $d_f = 19 + 15 = 20,5 \text{ mm}$

- Altura da ligação: $L = 277,5 \text{ mm} \geq 0,5d = 0,5 \times 389 = 194,5$ (OK!)

- Perna do flange da solda da chapa:

$\text{Perna flange} = 5 \text{ mm} \geq \frac{5}{8} \cdot t = \frac{5}{8} \cdot 8 = 5 \text{ mm}$ (OK!)

- Menor espessura entre a alma da viga suportada e a chapa:

$t = 6,1 \text{ mm} \leq \frac{1 \cdot d_b + 15}{2} = \frac{19}{2} + 15 = 11 \text{ mm}$ (OK!)

- Distância entre furos:

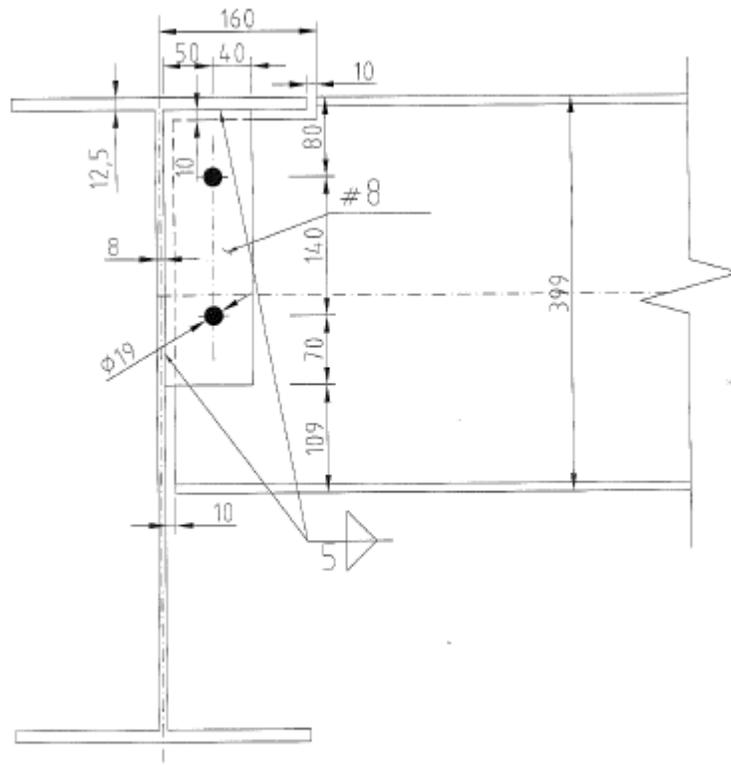
$3d_b = 3 \times 19 = 57 \text{ mm} \leq p_{ff} = 110 \text{ mm} \leq \begin{cases} 24 \times 64 = 1536 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$ (OK!)

- Número de parafusos: $2 \leq n_s = 2 \leq 9$ (OK!)

- Gabarito da fixação: $g = 50 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm}$

- Distância entre furos e a alma da viga do pórtico

$50 \text{ mm} \geq 1,5d_b = 1,5 \times 19 = 28,5 \text{ mm}$ (OK!)



- distância dos furos às bordas

$$2d_b = 2 \times 19 \text{ mm} = 38 \text{ mm} \leq e_{cb} = \begin{pmatrix} 40 \text{ mm} \\ 67.5 \text{ mm} \\ 70 \text{ mm} \end{pmatrix} \leq \begin{cases} 12 \times 64 = 76.8 \text{ mm (OK!)} \\ 150 \text{ mm} \end{cases}$$

b) Verificação dos parafusos:

- Cisalhamento nos Parafusos

$$F_{v,ed} = \frac{96.58}{2} = 48.29 \text{ kN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{(0.4 \times 1 \times 2.83 \times 82.5)}{1.35} = 69.18 \text{ kN}$$

$$A_b = \frac{19^2 \times 10^2}{4} = 2.83 \text{ cm}^2$$

$$F_{v,ed} < F_{v,Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

c) PRESSÃO DE CONTATO NA CHAMPA DE LIGAÇÃO

$$F_{c,sa} = F_{v,sa} = 48,29 \text{ kN}$$

$$F_{c,ra} \leq \begin{cases} (12 \times 4,73 \times 0,8 \times 40) / 1,35 = 134,54 \text{ kN} \\ (24 \times 1,9 \times 0,8 \times 40) / 1,35 = 108,09 \text{ kN} \end{cases}$$

$$d_f \leq \begin{cases} 57,5 - (29,5/2) = 47,3 \text{ mm} \\ 110 - 20,5 = 89,5 \end{cases}$$

$$\therefore F_{c,sa} < F_{c,ra} \rightarrow \text{OK!}$$

d) PRESSÃO DE CONTATO NA ALMA DA VIGA

$$F_{c,sa} = 48,29 \text{ kN}$$

$$F_{c,ra} \leq \begin{cases} (12 \times 2,98 \times 0,64 \times 45) / 1,35 = 76,29 \text{ kN} \\ (24 \times 1,9 \times 0,64 \times 45) / 1,35 = 97,28 \text{ kN} \end{cases}$$

$$d_f \leq \begin{cases} 40 - (29,5/2) = 29,75 \\ 110 - 20,5 = 89,5 \end{cases}$$

$$\therefore F_{c,sa} < F_{c,ra} \rightarrow \text{OK!}$$

e) VERIFICAÇÃO DA SOLDA DE FILETE

A força age no plano da solda gerando apenas tensão cisalhante

$$\tau_{w,sa} = \sqrt{\tau_{w,x,sa}^2 + \tau_{w,y,sa}^2} = 4,97 \text{ kN/cm}^2$$

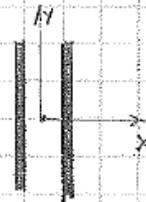
$$\tau_{w,x,sa} = 0$$

$$\tau_{w,y,sa} = \frac{F_{y,sa}}{A_w} + \frac{M_{z,sa} \cdot x}{I_z} = \frac{96,58}{18,42} + 0 = 4,97 \text{ kN/cm}^2$$

$$a_w = 0,707 \times 0,5 = 0,35 \text{ cm}$$

$$A_w = \sum 2a_w \cdot d_w = 2(29,75 \times 0,35) = 19,42 \text{ cm}^2$$

$$F_{y,sa} = 96,58 \text{ kN}$$



- Verificação do Metal Base (ALMA DA VIGA DO PORTICO)
↳ $f_y = 30 \text{ KN/cm}^2$ (USCIVIL 300)

$$Z_{MB, sd} = Z_{w, sd} \times 0,707 = 4,97 \times 0,707 = 3,51 \text{ KN/cm}^2$$

$$Z_{MB, Rd} = \frac{0,6 f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,6 \times 30}{1,10} = 16,36 \text{ KN/cm}^2$$

$$Z_{MB, sd} < Z_{MB, Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

- Verificação do Metal da Salsa

$$Z_{w, sd} = 4,97 \text{ KN/cm}^2$$

$$Z_{w, Rd} = \frac{0,6 \times 48,5}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

$$Z_{w, sd} < Z_{w, Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

- Ruptura na Região das Soldas

$$\text{Na Joga: } t = 0,8 \text{ mm} \rightarrow > 0,2 \text{ cm}$$

$$t \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,35 \times 4,97}{1 \times 10} = 0,20 \text{ cm}$$

$$m=2, \\ m=1$$

$$f_{w, sold} = \sqrt{Z_{w, sd}^2 + Z_{w, sd}^2} = 4,97 \text{ KN/cm}^2$$

Na alma da viga do portico

$$t = 0,8 \text{ mm} > 0,1 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$t \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,35 \times 4,97}{2 \times 40} = 0,1 \text{ cm}$$

$$m=2; m=2$$

f) VERIFICAÇÃO DA CHAPA - COLAPSO POR APEGAMENTO

$$F_{sd} = 96,58 \text{ kN}$$

$$F_{sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times A_{nv} \cdot f_u + 0,5 \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 14,34 \times 40 + 1,0 \times 2,38 \times 40}{1,35} = 325,45 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times A_{gv} \cdot f_y + 0,5 \cdot A_{nt} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 16,8 \times 25 + 1,0 \times 2,38 \times 40}{1,35} = 257,19 \text{ kN} \end{cases}$$



$$A_{gv} = 0,8 \cdot (14 + 7) = 16,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 16,8 - 1,5 \cdot (2,05 \cdot 0,8) = 14,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = 0,8 \cdot (4 - 0,5 \cdot 2,05) = 2,38 \text{ cm}^2$$

$\therefore F_{sd} \leq F_{rd} \rightarrow \text{OK!}$

g) VERIFICAÇÃO DA CHAPA - CISALHAMENTO

$$F_{sd} = 96,58 \text{ kN}$$

$$F_{sd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \cdot A_{gv} \cdot f_v}{\gamma_{M1}} = \frac{0,6 \times 22,2 \times 25}{1,10} = 290,6 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \cdot A_{nv} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 18,92 \times 40}{1,35} = 336,4 \text{ kN} \end{cases}$$



$$A_{gv} = 27,75 \times 0,8 = 22,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 22,2 - 2 \cdot (0,8 \times 2,05) = 18,92 \text{ cm}^2$$

$\therefore F_{sd} < F_{rd} \rightarrow \text{OK!}$

h) VERIFICAÇÃO DA VIGA V2 - COLAPSO POR RAGGAMENTO

$F_{sd} = 96,58 \text{ kN}$

$$F_{Ra} = \begin{cases} \frac{0,6 \times 10,64 \times 45}{1,35} + \frac{1,0 \times 1,90 \times 45}{1,35} = 276,7 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 12,64 \times 34,5}{1,35} + \frac{1,0 \times 1,90 \times 45}{1,35} = 257,10 \text{ kN} \end{cases}$$



$A_{gv} = 0,64 \times 19,75 = 12,64 \text{ cm}^2$

$A_{nv} = 12,64 \text{ cm}^2 - 1,5(2,05 \times 0,64) = 10,67 \text{ cm}^2$

$A_{nt} = 0,64(4 - 0,5 \times 2,05) = 1,90 \text{ cm}^2$

$\therefore F_{sd} < F_{Ra} \rightarrow \text{OK!}$

i) VERIFICAÇÃO DA VIGA V2 - CISLHAMENTO

$F_{sd} = 96,58 \text{ kN}$

$$F_{Ra} = \begin{cases} \frac{0,6 \times 24,09 \times 34,5}{1,10} = 453,3 \text{ kN} \\ \frac{0,6 \times 21,47 \times 45}{1,35} = 429,4 \text{ kN} \end{cases}$$



$A_{gv} = 0,64 \times 37,65 = 24,09 \text{ cm}^2$

$A_{nv} = 24,09 - 2(0,64 \times 2,05) = 21,47 \text{ cm}^2$

$\therefore F_{sd} < F_{Ra} \rightarrow \text{OK!}$

j) VERIFICAÇÃO DA VIGA V2 - FLEXÃO DA REGIÃO RECORTADA

$M_{ed} = 16 \times 96,58 = 1545,3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

- Por simplificação e à favor da segurança a região transversal a ser verificada é:



INDICAÇÃO DA REGIÃO A SER VERIFICADA

$$\lambda = \frac{l_b}{a_y} = \frac{7,3}{0,184} = 39,7$$

$$l_b = \frac{14,6}{2} \text{ (Metade do comprimento do recorte)} = 7,3$$

$$a_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{0,82}{24,10}} = 0,184 \text{ cm}$$

$$I_y = \frac{37,65 \times 0,64^3}{12} = 0,82 \text{ cm}^4$$

$$A = 0,64 \times 37,65 = 24,10 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_p = \frac{0,13E}{M_{pl}} \sqrt{J A} = \frac{0,13 \times 20000}{7824,6} \sqrt{3,29 \times 24,10} = 2,96$$

$$J = \frac{b \cdot t^3}{3} = \frac{37,65 \times 0,64^3}{3} = 3,29 \text{ cm}^4$$

$$M_{pl} = f_y \cdot Z_x = 34,5 \times 226,8 = 7824,6 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$Z_x = \frac{b \cdot h^2}{4} = \frac{0,64 \times 37,65^2}{4} = 226,8 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_x = \frac{2E}{M_x} \sqrt{J A} = \frac{2 \cdot 20000}{5216,4} \sqrt{3,29 \times 24,10} = 68,28$$

$$M_x = f_y \cdot W_x = 34,5 \times 151,2 = 5216,4 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} = 151,2 \text{ cm}^3$$

$$\lambda_p = 2,96 < \lambda = 39,7 < \lambda_x = 68,28$$

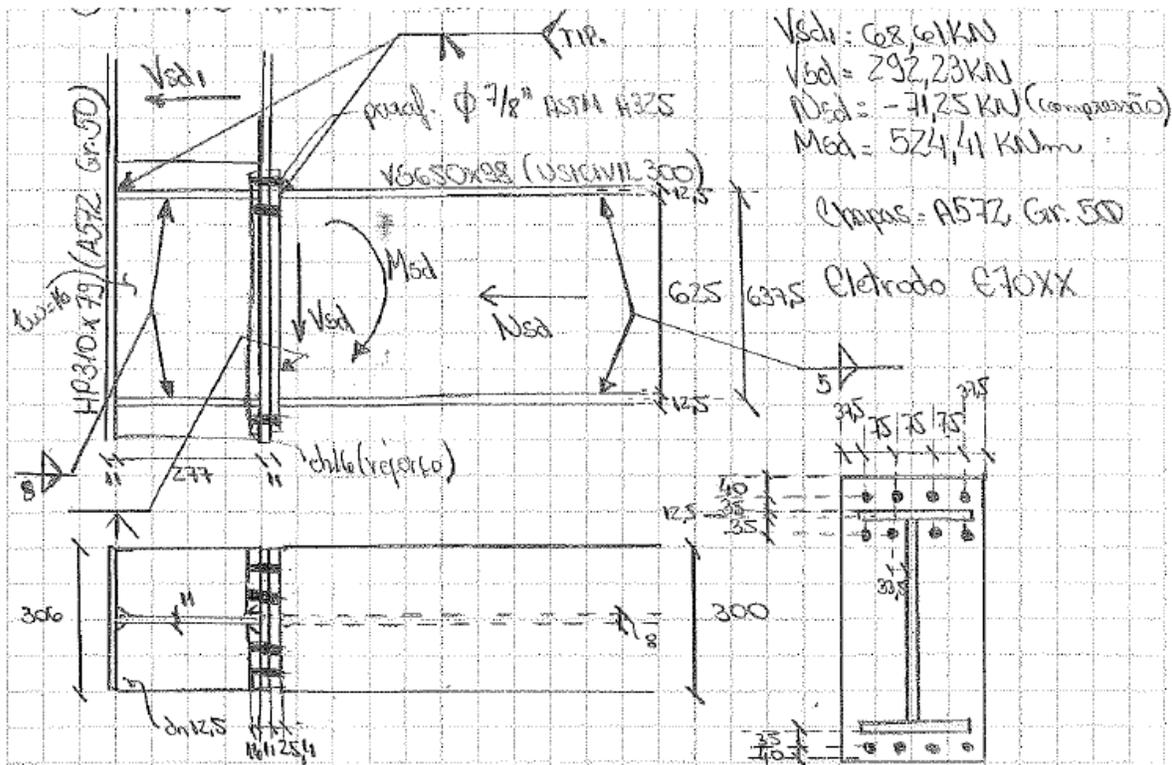
$$\therefore M_{red} = \frac{C_b}{\chi_{c1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_x) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_x - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\chi_{c1}}$$

$$M_{red} = \frac{1,0}{1,10} \left[7824,6 - (7824,6 - 5216,4) \frac{39,7 - 2,96}{68,28 - 2,96} \right] = 5779,6 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$\frac{M_{pl}}{\chi_{c1}} = \frac{7824,6}{1,10} = 7113,3 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$M_{red} = 1545,3 \text{ kN}\cdot\text{cm} < M_{red} = 5779,6 \text{ kN}\cdot\text{cm} \rightarrow \text{OK!}$$

4.8.3 Ligação Rígida - Pórtico



1) DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

- Chapas e Coluna
 - Aço ASTM A572 Gr. 50 → $f_y = 34,5 \text{ kN/cm}^2$ $f_w = 45 \text{ kN/cm}^2$
 - Aço USICIVIL 300 → $f_y = 30 \text{ kN/cm}^2$ $f_w = 40 \text{ kN/cm}^2$
 - Aço ASTM A325 → $f_{Tb} = 63,5 \text{ kN/cm}^2$ $f_{wb} = 82,5 \text{ kN/cm}^2$
- Eletrodo E70XX → $f_w = 48,5 \text{ kN/cm}^2$ (compatível com os aços A572 Gr. 50 e USICIVIL 300)

- Dimensão dos Enrijecedores: largura total de 306 mm, maior que a largura da mesa da viga e superior dos enrijecedores de 125 mm igual a espessura da mesa da viga de acordo as disposições construtivas dependendo a disposição dos enrijecedores. Solda dos enrijecedores com a mesa do pilar igual a da viga com a chap. de submissão.

- Dimensão mínima da perna do filete da solda da chapa de extremidade com a alma da viga:

$$6 \text{ mm} > \frac{5}{8}t = \frac{5}{8} \times 8 = 5 \rightarrow \text{OK!} \quad (\text{por não ter passado nos cálculos quadrados para perm. total}).$$

- Dimensão mínima da perna do filete da solda do enrijecedor com a alma do pilar:

$$t_{\text{max}} = 12,5 \rightarrow 6,35 \leq t \leq 12,5 \rightarrow \therefore d_{\text{min}} = 5 \text{ mm} < 6 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

- Furo padrão:

$$d_f = 22,2 + 1,5 = 23,7 \text{ mm}$$

- Distância entre furos:

$$3d_b = 3 \times 22 = 66 \text{ mm} \leq \begin{cases} 75 \text{ (usua)} \\ 82,5 \text{ (norma)} \end{cases} \leq \begin{cases} 24 \times 11 = 264 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK}$$

- Distância entre furos e mesa da viga:

$$35 \text{ mm} \geq 1,5d_b = 1,5 \times 22 = 33 \text{ mm}$$

$$\leq \begin{cases} 264 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$$

- Distância entre furos e alma do pilar

$$33,5 \text{ mm} \geq 33 \text{ mm} \leq \begin{cases} 264 \text{ mm} \\ 300 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- Distância dos furos à borda:

$$1,25d_b = 1,25 \times 22 = 27,5 \leq 37,5 \text{ mm} \leq \begin{cases} 12 \times 11 = 132 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

- Largura da Chapa de Extremidade: a largura da chapa de extremidade deve ser igual a da viga ou maior 20 mm $\rightarrow \text{OK!}$

② Mesos e Alina da Viga:

- Mesas:

• Tensão Localizada:

$$P_{dt} = \frac{M_{dt}}{S_x} + \left(\frac{N_{dt}}{2} \right) = \frac{52441}{63,75} + \left(\frac{-71,25}{2} \right) = 786,98 \text{ kN}$$

$$F_{rd} = \frac{A_{ms} \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{125 \times 30 \times 30}{1,10} = 1022,73 \text{ kN}$$

$$F_{rd} > P_{dt} \rightarrow \text{OK!}$$

• Compressão Localizada:

$$P_{dc} = \frac{M_{dc}}{S_x} - \left(\frac{N_{dc}}{2} \right) = \frac{52441}{63,75} - \left(\frac{-71,25}{2} \right) = 858,23 \text{ kN}$$

$$F_{rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_{ms} \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

$\chi = 1,0 \rightarrow$ (a alina restringe a flambagem global)

$$Q_s = \frac{b^2/2}{t_f} = \frac{300^2/2}{12,5} = 12 > 0,64 \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{f_y}} = 0,64 \sqrt{\frac{20000 \times 0,4525}{30}} = 11,11$$

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{S_x}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{625}{8}}} = 0,4525 \quad (> 0,35 \text{ e } < 0,7 K_0) \text{ OK!}$$

$$12 < 1,17 \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{f_y}} = 20,32$$

$$\therefore Q_s = 1,115 - 0,65 \times \frac{150}{12,5} \sqrt{\frac{30}{20000 \times 0,4525}} = 0,9659$$

$$\therefore F_{rd} = \frac{1,0 \times 0,9659 \times 125 \times 30 \times 30}{1,10} = 987,86 \text{ kN}$$

$$F_{rd} > P_{dc} \rightarrow \text{OK!}$$

= Alma com Reserve: (Recorte 20x20 mm)

$$V_{sd} = 292,23 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,6 \times A_{w} \times f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \left[(62,5 - 2 \times 2) \times 0,8 \right] \times 30}{1,10} = 612,65 \text{ kN}$$

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

③ SOLDAS

→ SOLDA DE FILARE (ENTRE A CUNHA DE EXTREMIDADE E A VIGA):



$$F_{y, sd} = 292,23 \text{ kN}$$

$$a_w = 0,707 \times 0,6 = 0,42 \text{ cm} \quad (0,3535)$$

$$A_w = 2 \times 58,5 \times 0,42 = 49,14 \text{ cm}^2 \quad (41,36)$$

Tensão Cisalhante:

$$\tau_{w, y, sd} = \frac{292,23}{49,14} = 5,95 \text{ kN/cm}^2 \quad (7,06)$$

$$\tau_{w, x, sd} = 0$$

$$\tau_{w, sd} = 5,95 \text{ kN/cm}^2 \quad (7,06)$$

Tensão Normal:

$$\sigma_{w, sd} = \frac{786,98}{12,5 \times 30} \times \left(\frac{62,5 - 2 \times 2}{63,75} \right) \times \frac{0,8}{2 \times 0,42} = 18,34 \text{ kN/cm}^2$$

(21,79)

Verificação do Metal Base: (0,3535)

$$\tau_{wB, sd} = 0,707 \tau_{w, sd} = 0,707 \times 5,95 = 4,21 \text{ kN/cm}^2 \quad (4,99)$$

$$\tau_{wB, Rd} = \frac{0,6 f_y}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \times 30}{1,10} = 16,36 \text{ kN/cm}^2$$

$\tau_{wB, Rd} > \tau_{wB, sd} \rightarrow \text{OK!}$

$$\sigma_{ms,ed} = 0,70 \cdot \sigma_{w,ed} = 0,70 \cdot \frac{(21,79) \cdot (15,40)}{18,34} = 12,99 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{ms,Rd} = 16,36 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_{ms,Rd} > \sigma_{ms,ed} \rightarrow \text{OK!}$

Verificação do Metal da Solda:

$$\tau_{ws,ed} = 5,95 \text{ KN/cm}^2 \quad (7,06)$$

$$\tau_{ws,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_w}{\gamma_{wz}} = \frac{0,6 \cdot 48,5}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_{ws,Rd} > \tau_{ws,ed}$
OK!

$$\sigma_{ws,ed} = 18,34 \text{ KN/cm}^2 \quad (21,79)$$

$$\sigma_{ws,Rd} = \frac{0,6 \cdot 48,5}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_{ws,Rd} > \sigma_{ws,ed}$
OK!

$$\sqrt{\sigma_{ws,ed}^2 + \tau_{ws,ed}^2} = \sqrt{18,34^2 + 5,95^2} = 19,28 \text{ KN/cm}^2 < 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

(21,79² + 7,06²) = (22,90)

OK!

Ruptura na Região das Soldas:

Na alma da viga:

$$t = 0,8 \text{ cm} < \frac{2,25 \cdot 2 \cdot 0,42 \cdot 19,28}{1 \cdot 40} = 0,91 \text{ cm} \rightarrow \text{Não OK!}$$

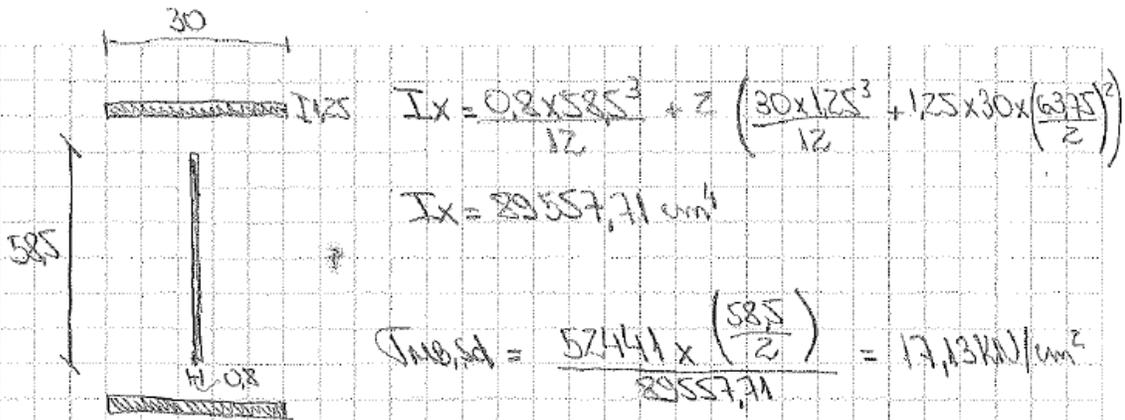
$$f_{res,Sd} = \sqrt{\sigma_{ws,ed}^2 + \tau_{ws,ed}^2} = 19,28 \text{ KN/cm}^2$$

∴ Há duas opções:

1ª: diminuir o filete para $h_{ef} \text{ mínimo} = 5 \text{ mm}$
(conforme resultado dos cálculos feitos, concluiu-se que a solda de 5 mm não passa).

2ª: considerar solda de penetração total:

Considerando-se o momento de inércia da solda, temos:



$$I_x = \frac{0,8 \times 585^3}{12} + 2 \left(\frac{30 \times 1,25^3}{12} + 1,25 \times 30 \times \left(\frac{585}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_x = 89557,71 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{M,Ed} = \frac{57441 \times \left(\frac{585}{2} \right)}{89557,71} = 17,13 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Rd} = \frac{30}{110} = 27,27 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Ed} < \sigma_{M,Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma_{M,Ed} = \frac{292,23}{0,8 \times 585} = 6,24 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{M,Rd} = \frac{0,6 \times 30}{110} = 16,36 \text{ KN/cm}^2$$

OK!

$$\sqrt{17,13^2 + 3 \times 6,24^2} = 20,25 < \frac{30}{110} = 27,27 \text{ KN/cm}^2$$

OK!

Uma outra opção seria substituir parte da espessura da alma por chapa, mais grossa, com a alma do trabalho para substituição da alma, não eliminaria a solda de penetração total entre as duas chapas de alma.

Verificando novamente a ruptura na região das soldas:

(Alma)

$$t = 0,8 \text{ cm} > \frac{2,25 \times 1 \times 0,8 \times 18,23}{1 \times 40} = 0,82 \sim 0,8 \rightarrow \text{OK!}$$

(2,5%)

$$f_{y,req,sl} = \sqrt{17,13^2 + 6,24^2} = 18,23$$

(Chapa de ligação):

$$t = 125 \text{ cm} > \frac{225 \times 1,0 \times 0,8 \times 18,23}{2 \times 45} = 0,36 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

→ SOMA DE TEN. TOTAL ENTRE MESA E CHAPA DE EXTREMIDADE:

$$\sigma_{m,sl} = \frac{52411 \times \left(\frac{6,335}{2}\right)}{89557,71} = 18,66 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,Rd} = 27,27 \text{ KN/cm}^2$$

$\sigma_{m,sl} < \sigma_{m,Rd} \rightarrow \text{OK!}$

$$t = 125 > \frac{225 \times 1 \times 125 \times 18,66}{1 \times 40} = 1,31 \text{ cm} \sim 1,25 \text{ cm} \rightarrow \text{OK! (5%)}$$

$$t = 125 > \frac{225 \times 1 \times 125 \times 18,66}{2 \times 45} = 0,58 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

④ VERIFICAÇÃO DOS PARAFUSOS e DAS CHAPAS DE LIGAÇÃO:

- Cisalhamento dos parafusos
(Considerando apenas os parafusos do lado comprimido)

$$F_{v,sl} = \frac{292,23}{4} = 73,05 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \cdot f_u \cdot A_b \cdot f_{ub}}{s_{az}} = \frac{0,4 \times 1,0 \times 3,80 \times 82,5}{1,35} = 92,92 \text{ KN}$$

$$F_{v,sl} < F_{v,Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

- Pressão de contato na mesa da coluna (conexão separada)

$$F_{c,sl} = 73,05 \text{ KN}$$

$$F_{c,Rd} \leq \begin{cases} \frac{1,2 \cdot d \cdot f_{cd}}{s_{az}} = \frac{1,2 \times 588 \times 11 \times 45}{1,35} = 258,72 \text{ KN} \\ \frac{2,4 \cdot d \cdot f_{cd}}{s_{az}} = \frac{2,4 \times 22 \times 1,1 \times 45}{1,35} = 193,6 \text{ KN} \end{cases}$$

Coluna
(momento
suspenso
entre furos)

$$e_f = \begin{cases} 82,5 - 23,7 = 58,8 \text{ mm} = 5,88 \text{ cm} & \text{(entre furos)} \\ 40 - \frac{23,7}{2} = 28,15 \text{ mm} = 2,815 \text{ cm} & \text{(furo à borda)} \end{cases}$$

Placa da ligação:

$$F_{c,Rd} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{12 \times 2815 \times 125 \times 45}{1,35} = 1140,75 \text{ kN} \\ \frac{2,4 \times 22 \times 125 \times 45}{1,35} = 220 \text{ kN} \end{array} \right.$$

OBS: com o substit. da placa pl. ch251 ficou ainda menor a força de tração

$$\therefore F_{c,Rd} = 1140,75 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 73,05 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

- Tração nos Parafusos:

$$F_{t,Rd} = \frac{786,98}{8} = 98,37 \text{ kN}$$

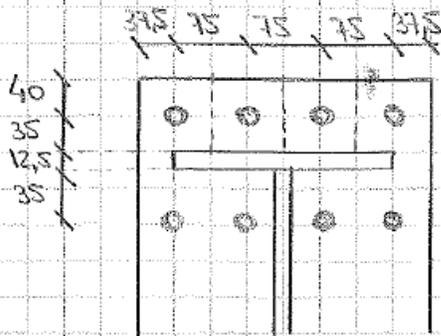
$$F_{t,Rd} = \frac{\phi_u \times A_b \times f_{ub}}{1,35} = \frac{0,67 \times 0,75 \times 3,80 \times 225}{1,35} = 110,69 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} < F_{t,Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

OBS: não será verificado tração + cisalhamento devido a consideração que somente os parafusos inferiores cisalham

- Efeito Alavanca

$$a = 4 \text{ cm} > b = 3,5 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$



$$p \leq \left\{ \begin{array}{l} 375 \text{ cm} \\ 35 + 0,5 \times 22 = 41,6 \\ \frac{75}{2} = 37,5 = F_{c,Rd} \\ 41,6 \end{array} \right.$$

$$M_{ed} = 98,37 \times 3,5 = 344,29 \text{ kNcm}$$

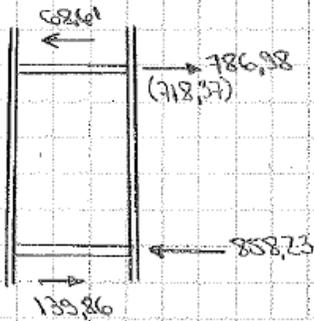
$$M_{Rd} = \frac{N p l}{8 a_1} = \frac{p l^2 f_y}{4 a_1} = \frac{75 \times 22^2 \times 35}{4 \times 110} = 384,9 \text{ kNcm}$$

$$M_{ed} < M_{Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

OBS: Colocar placa de reforço t=16mm na obra da coluna.

⑤ Pilar:

$$V_{ed} = 786,98 \text{ kN} - 62,61 \text{ kN} = 718,37 \text{ kN}$$



$$\lambda = \frac{h}{t_{w}} = \frac{277}{11} = 25,18$$

$$\frac{a}{h} = \frac{637,5}{277} = 2,30 \left\{ \begin{array}{l} 3 \\ \left(\frac{260}{25,18} \right)^2 = 109,6 \end{array} \right.$$

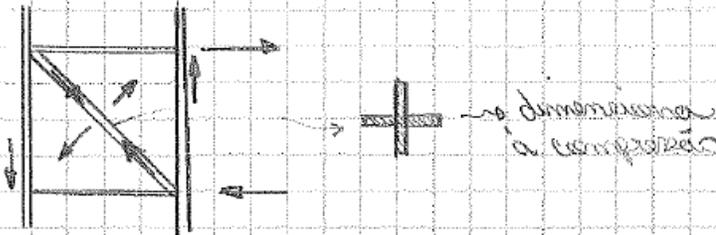
$$\therefore k_v = 5,0 + \frac{5,0}{(2,3)^2} = 5,94$$

$$\lambda_p = 110 \sqrt{\frac{5,94 \times 20000}{34,5}} = 64,55$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow V_{ed} = \frac{0,60 \times (30 \times 11) \times 34,5}{110} = 621 \text{ kN} \rightarrow \text{não OK!}$$

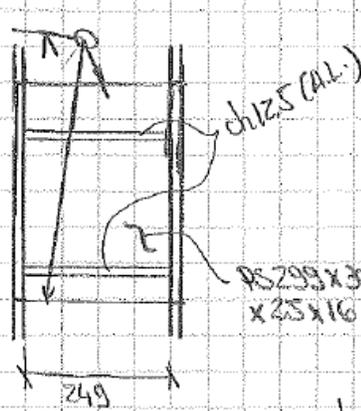
Como não passou no cisalhamento, há duas opções:

① Colocação de armeadura:



② Substituição da chapa no painel afetado por uma de espessura maior.

Por simplicidade dos cálculos, optou-se por substituir o perfil da alma por uma chapa de maior espessura (também para não haver interferência com a ligação da viga que chega na alma da coluna):



$$\lambda = \frac{249}{10} = 15,56$$

$$K_v = 5,94$$

$$\lambda_p = 64,55$$

$$\lambda < \lambda_p$$

$$\therefore V_{rd} = \frac{0,60 \times ((30 - 2 \times 11) \times 1,6) \times 34,5}{1,10}$$

$$V_{rd} = 837 \text{ kN}$$

$$V_{rd} > V_{sd} \rightarrow \text{OK!}$$

Nota: Como a mesa também precisará de reforço, optou-se por substituir a região da ligação por um PS 299 x 306 x 25 x 16

- Solda de Compressão do PS:

$$\tau_{w, sd} = \frac{718,37 \times 1,6}{249 \times 1,6} = 20,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$a_w = 0,707 \times 1,0 = 0,707 \text{ (filete 10 mm)}$$

• Metal Base:

$$\tau_{w, sd} = 0,707 \times 20,4 = 14,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{w, Rd} = \frac{0,6 \times 34,5}{1,10} = 18,82 \text{ kN/cm}^2$$

} OK!

• Metal da Solda:

$$Z_{w, sd} = 20,4 \text{ KN/cm}^2$$

$$Z_{w, Rd} = \frac{0,6 \times 485}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2$$

} OK!

• Ruptura na Região das Soldas.

Na alma do Pilar:

$$t = 16 \text{ mm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,707 \times 20,4}{1 \times 45} = 1,44 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$f_{w, per, sd} = \sqrt{10 + 20,34^2} = 20,34 \text{ KN/cm}^2$$

Na mesa do Pilar:

$$t = 25,4 \text{ mm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,707 \times 20,4}{2 \times 45} = 0,72 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

© ENRI SECCOES:

- Cisalhamento:

$$F_{sd} = \frac{71837}{2} = 35919 \text{ KN}$$

$$A_{gv} = 1,25 \times 24,9 = 31,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = 31,12 - 2(1,25 \times z) = 26,12$$

$$F_{Rd} \leq \begin{cases} \frac{0,6 \times 31,12 \times 34,5}{1,10} = 585,62 \text{ KN} \\ \frac{0,6 \times 26,12 \times 45}{1,35} = 522,5 \text{ KN} \end{cases} \quad \therefore F_{Rd} = 522,5 \text{ KN} > F_{sd} \rightarrow \text{OK!}$$

→ Solda

$$Z_{w, sd} = \frac{35919}{1,25(24,9 - 2 \times z)} \times \frac{1,25}{2 \times 0,42} = 20,46 \text{ KN/cm}^2$$

$$\alpha_w = 0,707 \times 0,16 = 0,12$$

• Metal Base:

$$Z_{w,sa} = 0,707 \times 20,46 = 14,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z_{w,Red} = 18,82 \text{ kN/cm}^2$$

OK!

Nota: a solda teve que ser alterada para filete de 2mm em função da riga que chega no eixo perfurado.

• Metal da Solda:

$$Z_{w,sa} = 20,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$Z_{w,Red} = 21,56 \text{ kN/cm}^2$$

OK!

• Ruptura na Região da Solda:

No Enrijecedor:

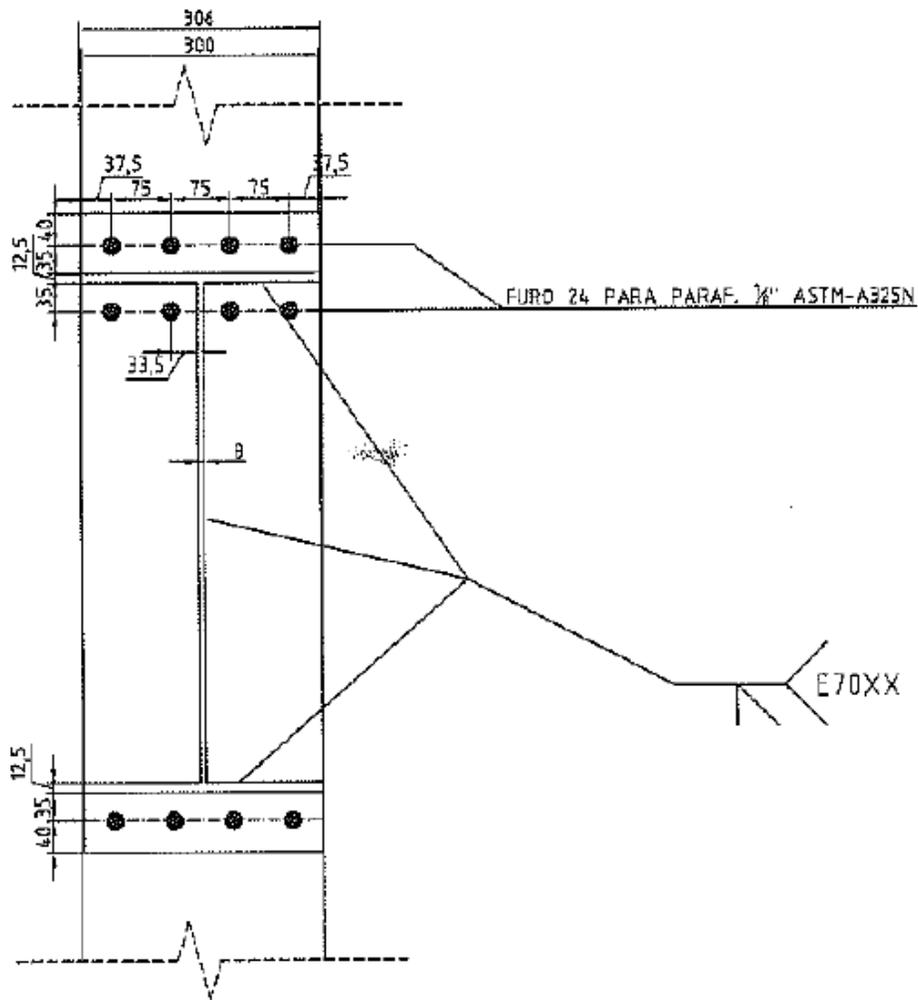
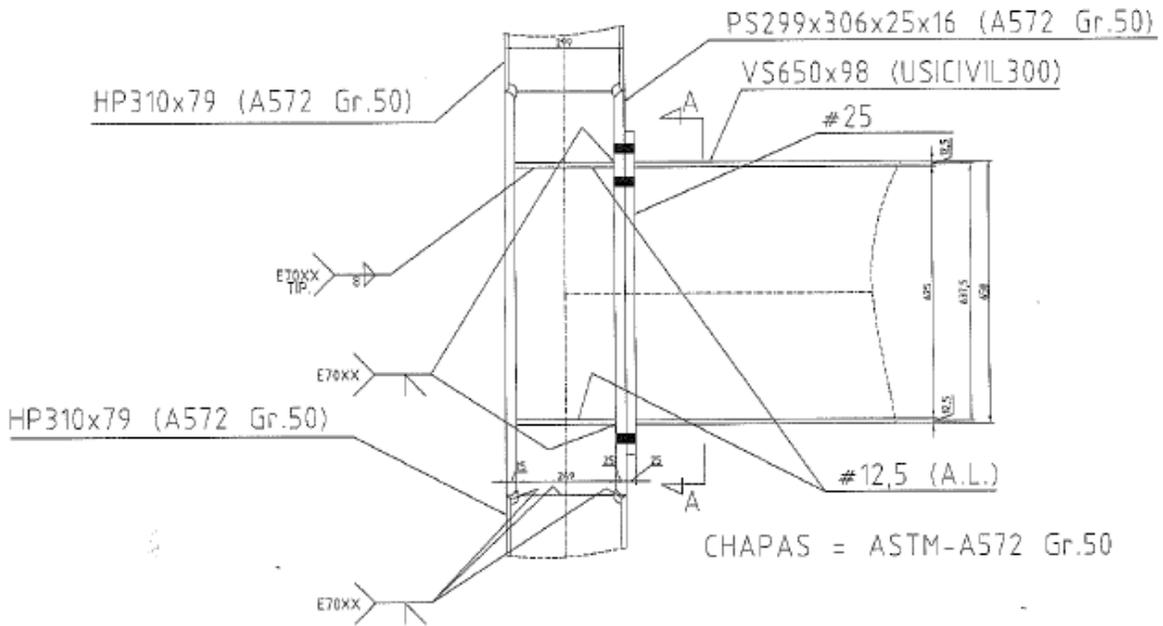
$$t = 1,25 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,42 \times 20,46}{1 \times 45} = 0,86 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$f_{w,tes,sa} = \sqrt{0 + 20,46^2} = 20,46$$

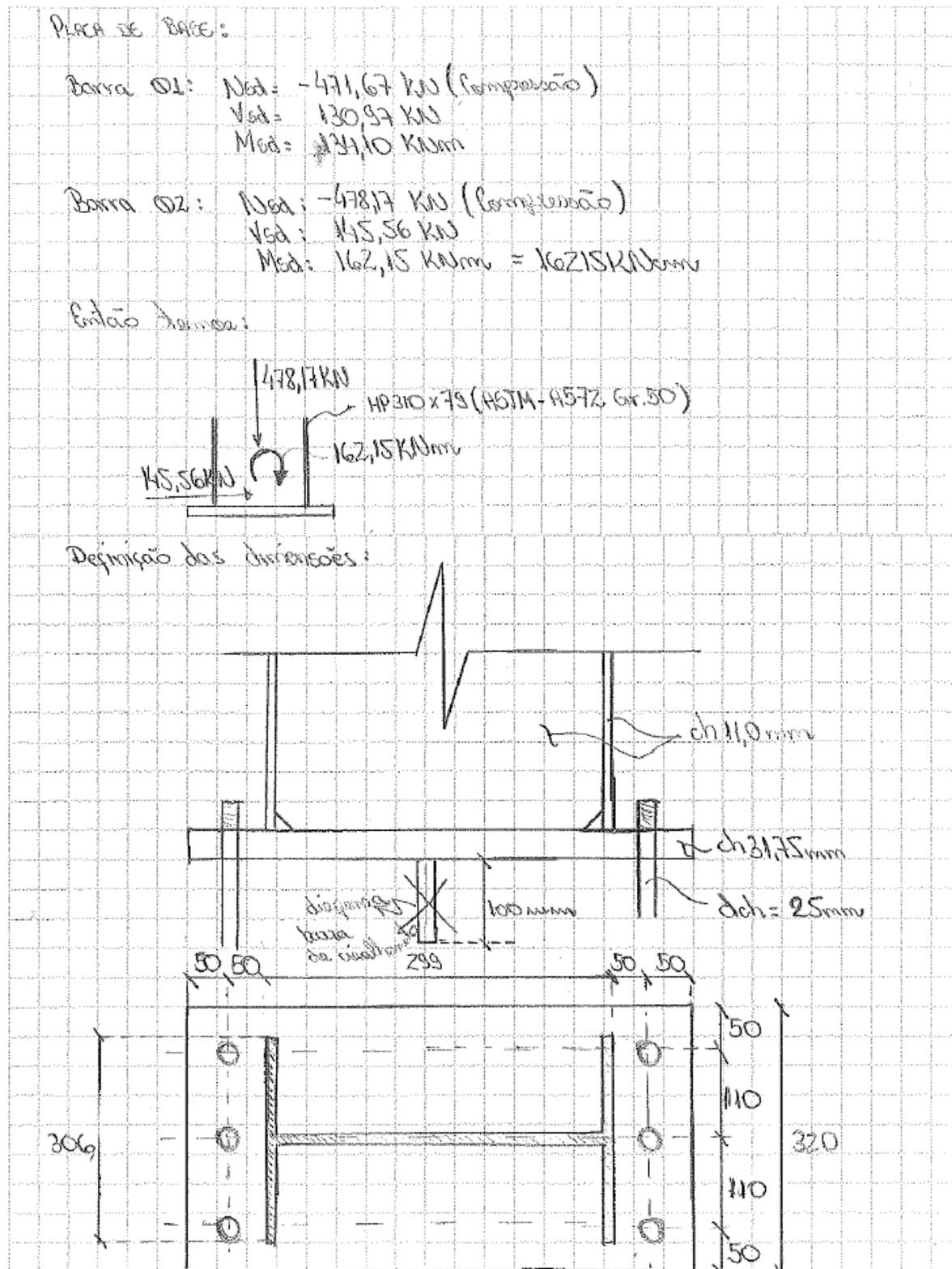
No Alma do Pilar:

$$t = 1,16 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,42 \times 20,46}{2 \times 45} = 0,43 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Segue a ligação com as devidas modificações na página seguinte:



4.8.4 Bases dos Pilares



Dados:

Aço = ASTM A572 Gr. 50 ($f_y = 345 \text{ MPa}$) (Placa de Base)
= ASTM A36 ($f_y = 250 \text{ MPa}$) (Chumbadores)

Concreto = $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Eletrodos = E70XX

① Considerações de Projeto:

- $h_z = 200 \text{ mm}$ (projeção do chumbador)
- $r_1 = 225 \text{ mm}$ (dimensão rosca do chumbador na extremidade superior)
- $r_2 = 50 \text{ mm}$ (" " " " " " inferior)
- $d_f = 50 \text{ mm}$ (furo na placa de base)

• Arruelas especiais com furo padrão: esp: $12,5 \text{ mm}$, $75 \times 75 \text{ mm}$
+ arruela normal de 4 mm .

• Enchimento: 50 mm , com resistência $1,5 f_{ck} = 1,5 \times 20 = 30 \text{ MPa}$

• Limitações Construtivas:

resistência à compressão do bloco de fundação: $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$
 $\geq 20 \text{ MPa}$ OK!

• Dimensões da Placa de Base:

$d = 299 \leq H = 599 \leq d + 4a_1 = 299 + 4 \times 50 = 599 \rightarrow \text{OK!}$

$b_f = 306 \leq B = 320 \leq b_f + 4a_1 = 306 + 4 \times 50 = 506 \rightarrow \text{OK!}$

• Distância entre centro de furo e borda:

$2a_1 = 50 \text{ mm} \leq a_1 = 50 \text{ mm} \leq 3,0d_{ch} = 75 \text{ mm}$

• Distância entre centro dos furos $a_2 = 110 \text{ mm} \geq 4d_{ch} = 100 \text{ mm}$

• $n = 3 \geq 2$ chumbadores de cada lado

• Diâmetro do chumbador:

$19 \text{ mm} \leq d_{ch} = 25 \text{ mm} \leq 50 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$

• Altura da Barra de Cisalhamento:

$h_{bc} = 100 \text{ mm} \geq Z_{ag} = 100 \text{ mm}$

② Esforços nas Bases

2.1 - TRACÇÃO NO CHUMBADOR E COMPRESSÃO DO CONCRETO

$$e = \left| \frac{M_{ed}}{N_{c,ed}} \right| = \left| \frac{16215}{478,17} \right| = 33,91 \text{ cm}$$

$$e_{crit} = \frac{1}{2} \left(H - \frac{N_{c,ed}}{B \cdot \sigma_{c,Rd}} \right) = \frac{1}{2} \times \left(499 - \frac{478,17}{32 \times 1,02} \right) = 17,62 \text{ cm}$$

$e > e_{crit}$

$$\therefore Y = h + \frac{H}{2} - \sqrt{\Delta} \rightarrow Y = 19,95 + \frac{49,9}{2} - \sqrt{437,93} = 23,97 \text{ cm}$$

$$\Delta = \left(h + \frac{H}{2} \right)^2 - \left(\frac{2 \cdot N_{c,ed} (e + H)}{B \cdot \sigma_{c,Rd}} \right) = \left(19,95 + \frac{49,9}{2} \right)^2 - \left(\frac{2 \cdot 478,17 (33,91 + 49,9)}{32 \times 1,02} \right)$$

$$\Delta = 437,93 > 0 \rightarrow \text{OK!}$$

$$\sigma_{c,Rd} = \frac{2,0}{14 \times 14} = 1,02$$

$$P_{t,ed} = \sigma_{c,Rd} (Y \cdot B) - N_{c,ed} = 1,02 (23,97 \times 32) - 478,17 = 304,31 \text{ kN}$$

$$\sigma_{c,ed} = \frac{(N_{c,ed} + P_{t,ed})}{Y \cdot B} = \frac{478,17 + 304,31}{23,97 \times 32} = 1,02 \text{ kN/cm}^2$$

2.2 - ESFORÇOS HORIZONTAIS:

$$V_{ed} \leq \begin{cases} 0,7 \times 0,55 \times 478,17 = 184,09 \text{ kN} \\ 0,2 \times 2,0 \times 23,97 \times 32 = 306,82 \text{ kN} \end{cases} = 184,09 \text{ kN}$$

$$V_{c,ed} = 145,56 - 184,09 = -38,53 \text{ kN} \leq 0 \rightarrow \text{pode dispensar o uso da barra de cisalhamento}$$

③ Verificação do Concreto:

$$\sigma_{c,ed} = 1,02 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{c,Rd} = 1,02 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{OK!}$$

④ Verificação dos Chumbadores:

$$N_{t, Sd} = 304,31 \text{ kN}$$

* escoamento da Seção Bruta:

$$N_{t, Rd} = \frac{A_g \times f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{3 \times 9,82 \times 25}{1,10} = 669,37 \text{ kN} > 304,31 \text{ OK!}$$

$$A_g = \frac{\pi \times 2,5^2}{2} = 9,82$$

* ruptura da seção rosqueada

$$N_{t, ros, Rd} = \frac{A_e \times f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{3 \times 7,365 \times 40}{1,35} = 654,67 \text{ kN} > 304,31 \text{ OK!}$$

$$A_e = 0,75 \times A_g = 0,75 \times 9,82 = 7,365$$

* resistência do concreto ao arrancamento

$$N_{t, ac, Rd} = \frac{15 \times A_g \times f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{15 \times 3 \times 9,82 \times 2,0}{1,4} = 631,28 \text{ kN} > 304,31 \text{ OK!}$$

* Ruptura do Concreto

Adotando o comprimento de Ancoragem:

$$l_{a1} = 12d_1 = 12 \times 2,5 = 30 \text{ cm}$$

Dimensões do Bloco:

$$H_b = 80 \text{ cm} \geq \begin{cases} 49,9 \sqrt{f_c} = 49,9 \text{ cm} \\ 49,9 + 11 \times 2,5 = 77,4 \text{ cm} \end{cases} \text{ OK!}$$

$$B_b = 60 \text{ cm} \geq \begin{cases} 32 \sqrt{f_c} = 32 \text{ cm} \\ 32 + 11 \times 2,5 = 59,5 \text{ cm} \end{cases} \text{ OK!}$$

$$H_b = 80 \text{ cm} \geq \begin{cases} 30 + 20 = 50 \text{ cm} \\ H_b = 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{OK!}$$

$$C_1 \leq \begin{cases} \frac{H_b}{2} - H_f = \frac{80}{2} - 19,95 = 20,05 \text{ cm} \\ 1,5 h_a = 1,5 \times 30 = 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore C_1 = 20,05$$

$$C_2 \leq \begin{cases} \frac{B_b - B + Z a_1}{Z} = \frac{60 - 32 + 2 \times 5}{2} = 19 \text{ cm} \\ 1,5 h_a = 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore C_2 = 19 \text{ cm}$$

$$C_3 \leq \begin{cases} \frac{H_b}{2} + H_f = \frac{80}{2} + 19,95 = 59,95 \\ 1,5 h_a = 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore C_3 = 45 \text{ cm}$$

$$C_4 \leq \begin{cases} a_2 = 110 \text{ cm} \\ 3,0 h_a = 3 \times 30 = 90 \text{ cm} \end{cases} \quad \therefore C_4 = 90 \text{ cm}$$

$$A_{rc} = Z \left(C_2 + \frac{C_4}{Z} \right) (C_1 + C_3) + (H_f - Z) C_4 (C_1 + C_3)$$

$$A_{rc} = Z \left(19 + \frac{90}{2} \right) (20,05 + 45) + (3 - 2) 90 (20,05 + 45)$$

$$A_{rc} = 14180,9 \text{ cm}^2$$

$$P_{tirc, Rd} = \frac{0,08 A_{rc} \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c \cdot h_{o,13}} = \frac{0,08 \times 14180,9 \times \sqrt{27}}{1,1 \times 30,13} = 368,81 \text{ kN} > 304,31 \text{ kN OK!}$$

⑤ VERIFICAÇÃO DA PLACA DE BASE

$$M_{pb,RA} = \frac{t^2 f_y}{4 \times a_1} = \frac{3,175^2 \times 34,5}{4 \times 1,10} = 7904 \text{ KN.cm/cm}$$

* esforços aplicados por meio da compressão no concreto

$$m \geq \begin{cases} m_1 = \frac{H - 0,95d}{2} = \frac{499 - 0,95 \times 29,9}{2} = 10,75 \text{ cm} \\ m_2 = \frac{B - 0,8b_f}{2} = \frac{32 - 0,8 \times 30,6}{2} = 3,76 \text{ cm} \quad \therefore m = 10,75 \text{ cm} \\ m_3 = \frac{\sqrt{d b_f}}{4} = \frac{\sqrt{29,9 \times 30,6}}{4} = 7,56 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Y = 23,97 \text{ cm} ; \sigma_{c,st} = 1,02 \text{ KN/cm}^2$$

$$4a_1 = 4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

$$Y = 23,97 > m_1 = 10,75 \text{ cm} \rightarrow \therefore m = 10,75 \text{ cm} \\ > 4a_1 = 20 \text{ cm}$$

$$M_{pb,c,RA} = \sigma_{c,st} \times \frac{m^2}{2} = 1,02 \times \frac{10,75^2}{2} = 58,94 \text{ KN.cm/cm}$$

< 7904 → OK!

* esforços aplicados pelo arrancamento dos chumbadores

$$\Sigma p_s = n_s (2a_1 + d d_v) = 3 (2 \times 5,0 + 2,5) = 37,5 > 32$$

$$\therefore \Sigma p_s = 32 \text{ cm}$$

$$M_{pb,ar,st} = \frac{30431 \times 50}{32} = 47,55 \text{ KN.cm/cm} < 7904 \rightarrow \text{OK!}$$

⑥ VERIF. DA BARRA DE CISALHAMENTO:

- Como a força de atrito entre a placa de base e o concreto é maior que a solidação horizontal de cálculo, não será preciso barra de cisalhamento.

⑦ VERIFICAÇÃO DAS SOLDAS:

* Entre Abaco e Placa de Base:

Tol. mínimo: $6,35 \leq t_{abaco} = 11 \leq 12,5 \Rightarrow a_{w} = 5 \text{ mm}$

$a_w = 0,707 \times 0,5 = 0,3535 \text{ cm}$

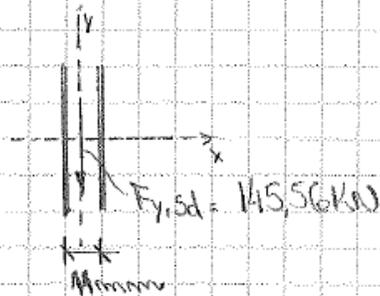
$d_w = d_{perfil} = 29,9 - 2 \times 1,1 = 27,7 \text{ cm} \rightarrow \text{Recorte} \Rightarrow d_w = 23,7 \text{ cm}$

$A_w = 2 \times 23,7 \times 0,3535 = 16,76 \text{ cm}^2$

$\Sigma w_{x, sd} = 0$

$\Sigma w_{y, sd} = \frac{145,56}{16,76} = 8,69 \text{ kN/cm}^2$

$\Sigma w_{sd} = \sqrt{0^2 + 8,69^2} = 8,69 \text{ kN/cm}^2$



$P_{dt} = \frac{M_d}{d_i} + \frac{N_d}{z} = \frac{16215}{27,7} - \frac{478,17}{z} = 346,3 \text{ kN}$

$\sigma_{w, sd} = \frac{346,3}{1,10 \times 30,6} \times \frac{(27,7 - z - z)}{29,9 - 1,10} \times \frac{1,10}{2 \times 0,3535} = 13,17 \text{ kN/cm}^2$

Verificação do Metal Base:

$\tau_{w, sd} = 0,707 \Sigma w_{sd} = 0,707 \times 8,69 = 6,14 \text{ kN/cm}^2$

$\leftarrow \tau_{w, Rd} = \frac{0,6 \times 345}{1,10} = 18,82 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{OK!}$

$\tau_{w, sd} = 0,707 \sigma_{w, sd} = 0,707 \times 13,17 = 9,31 \text{ kN/cm}^2 < 18,82 \text{ kN/cm}^2 \rightarrow \text{OK!}$

$$\sqrt{\sigma_{w,sa}^2 + \tau_{w,sa}^2} = \sqrt{9,31^2 + 6,14^2} = 11,15 \text{ KN/cm}^2 < 18,82 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

Verificação do Metal da Solda:

$$\tau_{w,sa} = 8,69 \text{ KN/cm}^2 \leq \tau_{w,rd} = \frac{0,6 \times 485}{1,35} = 21,56 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{w,sa} = 13,17 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_{w,rd} = 21,56 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$\sqrt{\tau_{w,sa}^2 + \sigma_{w,sa}^2} = \sqrt{8,69^2 + 13,17^2} = 15,78 \text{ KN/cm}^2 < 21,56 \quad \text{OK!}$$

Ruptura na Região das Soldas:

Na alma da Viga

$$t = 11 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times m \times a_w \times f_{w,sa}}{m \times f_u} = \frac{2,25 \times 2 \times 0,3535 \times 15,78}{1 \times 45} = 0,56 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$f_{w,sa} = \sqrt{13,17^2 + 8,69^2} = 15,78 \text{ KN/cm}^2$$

Na Placa de Base:

$$t = 3,175 \text{ cm} \geq \frac{2,25 \times 2 \times 0,3535 \times 15,78}{2 \times 45} = 0,28 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$$

Cesalhamento na alma com Recorte:

$$V_{sd} = 1455,6 \text{ KN} \leq V_{rd} = \frac{0,6 \times [29,9 - \frac{(11+11+2+2)}{110}] \times 110}{1,10} \times 34,5 = 490,6 \text{ KN} \rightarrow \text{OK!}$$

Mesas (Solda de Pen. Total):

$$P_{dt} = 346,3 \text{ KN (Tensão)} \leq F_{rd} = \frac{(306 \times 11) \times 34,5}{1,10} = 1055,7 \text{ OK!}$$

$$P_{dc} = \frac{16215}{2,77} + \frac{47817}{2} = 824,46 \text{ KN} < 1049,78 \rightarrow \text{OK!}$$

$\chi = 1,0$ (coluna restringe a flambagem global da mesa)

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{q_y/k_w}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{299-22}{11}}} = 0,797$$

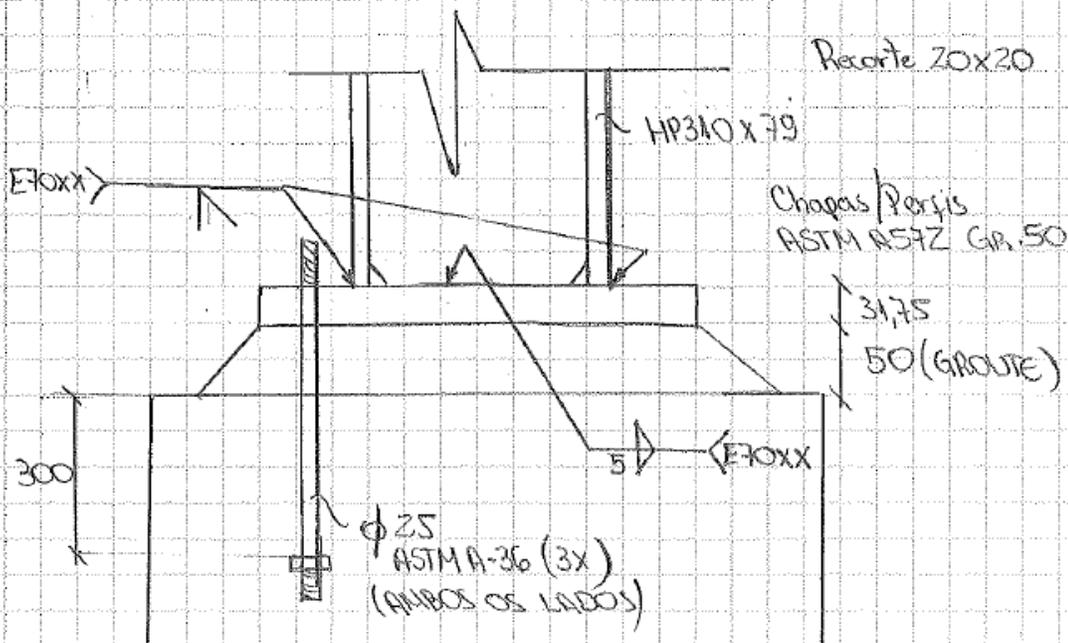
$$Q_s = \frac{b_g/2}{t_f} = \frac{30,6/2}{1,1} = 13,91 > 0,64 \sqrt{\frac{20000 \times 0,797^4}{34,5}} = 13,76$$

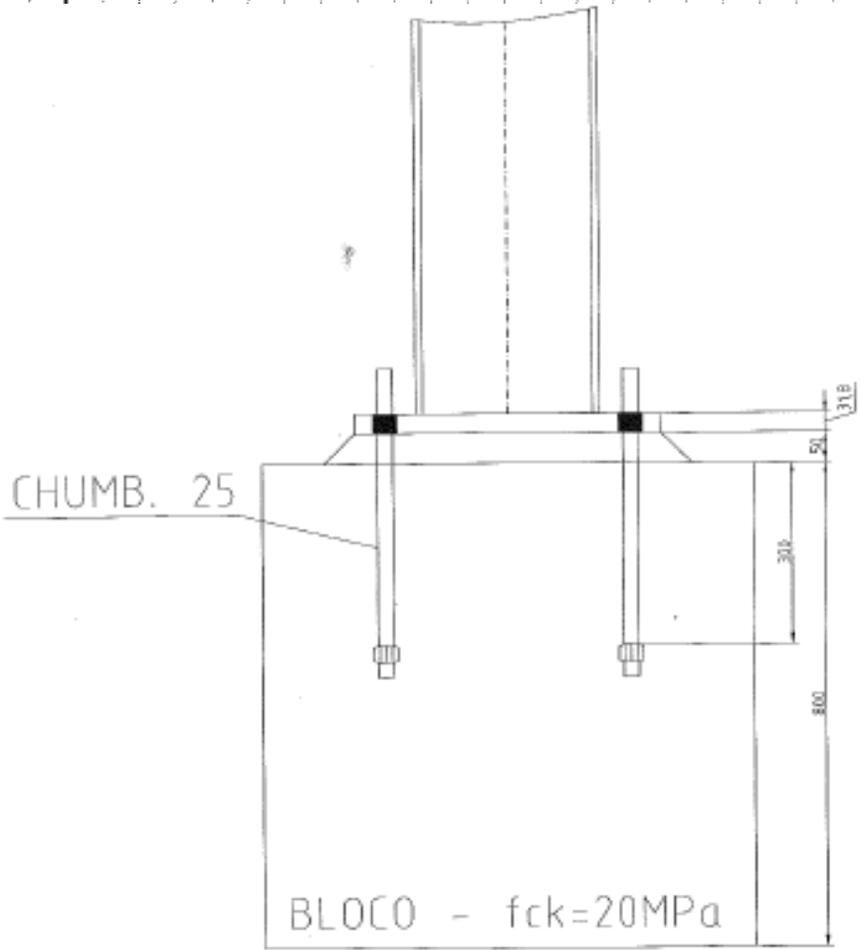
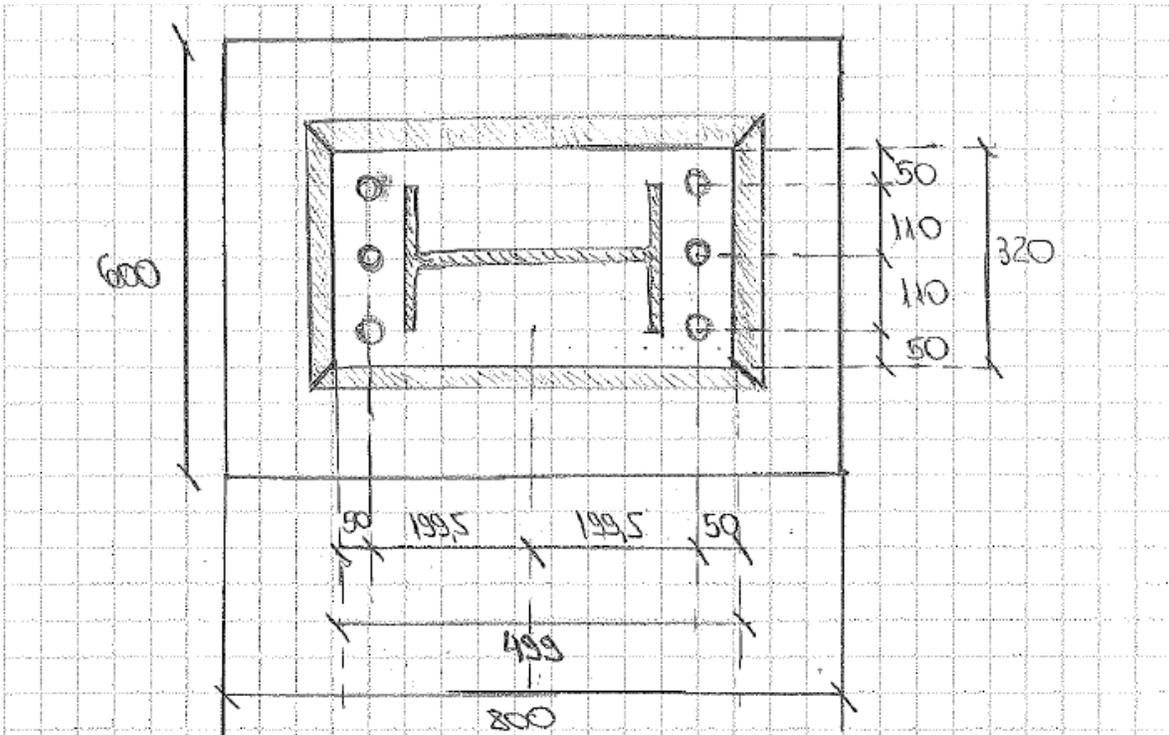
$$Q_s = 14,15 - 0,65 \times \frac{30,6/2}{1,1} \sqrt{\frac{34,5}{20000 \times 0,797}} = 0,9943$$

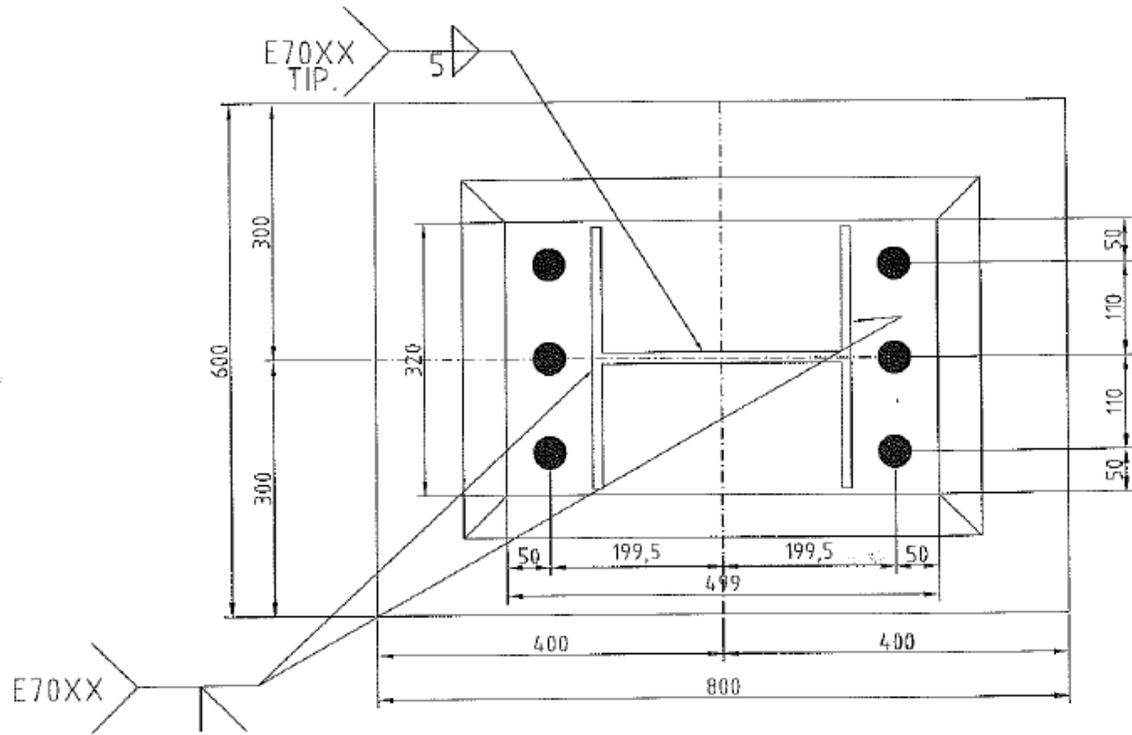
$$F_{rd} = \frac{1,0 \times 0,9943 \times (30,6 \times 1,1) \times 34,5}{1,10} = 104,978 \text{ KN}$$

∴ O metal base passa na verificação.

Detalhamento Final:







5 CONCLUSÃO

O dimensionamento dos perfis metálicos e de suas respectivas ligações do exemplo didático foi feito conforme recomendações da norma *NBR8800:2008*. Para considerar o dimensionamento 100% concluído, deveriam ter sido analisadas as demais combinações (inclusive as combinações com vento frontal). Ficou faltando também a análise dos perfis e ligações dos contraventamentos de cobertura, dos contraventamentos verticais e das terças de cobertura.

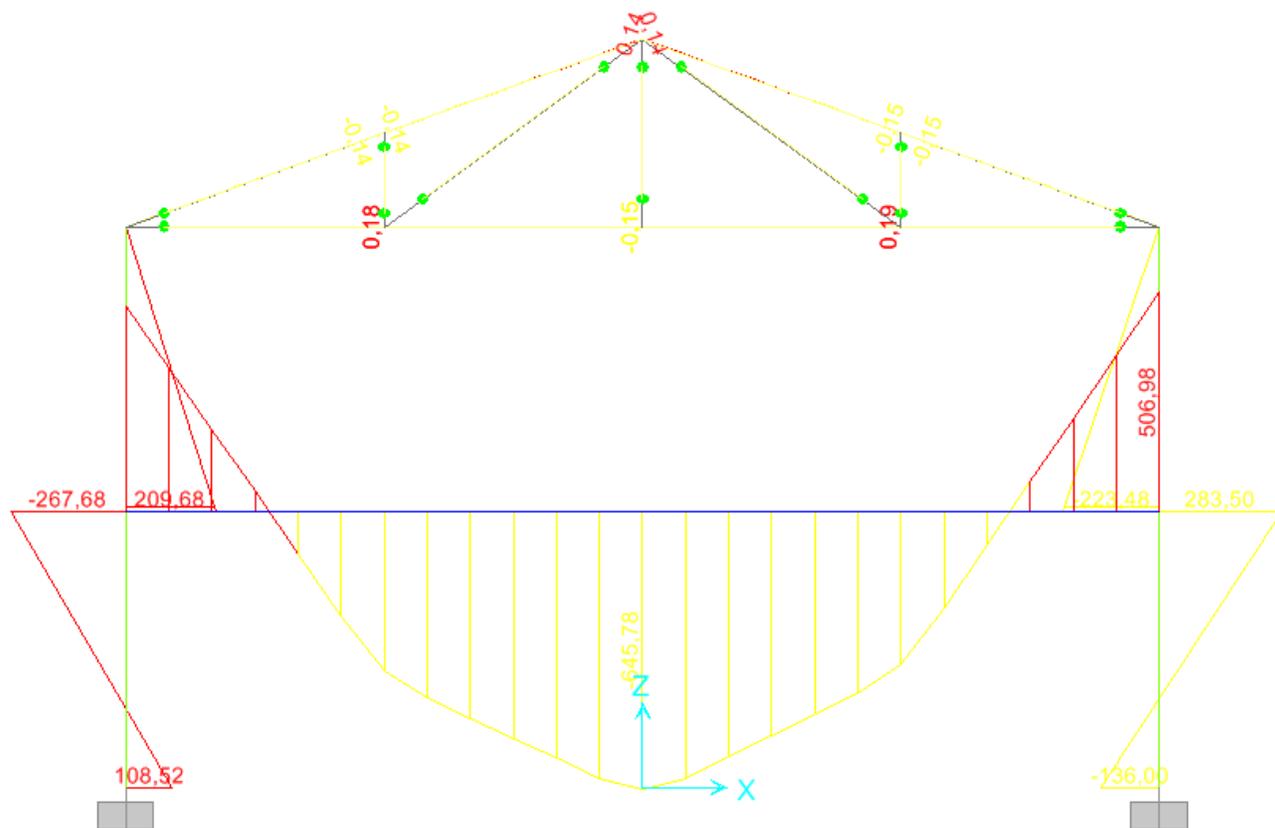
Com a validação das planilhas dos anexos deste trabalho, podemos concluir que as verificações dos perfis podem ser feitas com maior velocidade com o uso de planilhas programáveis ou de softwares específicos. Poderiam ser elaboradas planilhas para a verificação das ligações também.

Podemos concluir também que, ao compararmos os resultados da análise de 2ª ordem pelo método MAES com o resultado da análise de 2ª ordem pelo programa computacional SAP2000, percebemos que algumas barras tiveram diferenças significativas nos esforços solicitantes, chegando a 80% de diferença. No caso específico desta estrutura, esta diferença não ocasionaria o colapso, pois a barra em questão pertence ao banzo inferior da treliça que possui outras barras com esforços maiores. Como, para dimensionamento dos banzos são tomados as barras com maiores esforços, tal barra foi dimensionada por um esforço maior (o esforço da barra vizinha). Porém, devido a estas diferenças encontradas, deve-se tomar cuidado ao utilizar este método de análise de 2ª ordem, principalmente em estruturas com maior deslocabilidade.

6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- **QUEIROZ**, Gílson. *Elementos das Estruturas de Aço*. 2ª edição. Belo Horizonte, 1988.
- **BATISTA**, João. Planilha *Cálculo de Pilares de Aço* v1.0. CBCA, 2010.
- **BATISTA**, João. Planilha *Cálculo de Viga de Aço* v1.0. CBCA, 2010.
- **FAKURY**, Ricardo Hallal. *Dimensionamento básico de elementos de estruturas de aço*. Versão 3. Belo Horizonte, março/2009.
- **FAKURY**, Ricardo Hallal. **SILVA**, Ana Lydiá R. de Castro. **CALDAS**, Rodrigo Barreto. *Dimensionamento básico de elementos de estruturais de aço e mistos de aço e concreto*. Parte 2 Versão 6. Belo Horizonte, março/2012.
- **ABNT NBR 8800**. *Projetos de estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios*. Segunda edição, 2008.
- **SOFTWARES:**
 - FTOOL
 - Auto CAD
 - Microsoft Excel
 - SAP2000

7.1.3 Momentos Fletores

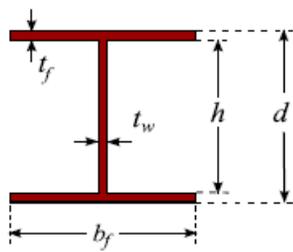


7.1.4 Tabela comparativa

BARRAS PROFESSOR	BARRA FT00L	METODO MAES										SOFTWARE SAP2000										% SOFTWARE SAP2000 /MAES						
		Nsd (kN)		Vsd (kN)		esq(embaixo)		dir(acima)		Msd (kN.m)		Vsd (kN)		esq(embaixo)		dir(acima)		Msd (kN)		Vsd (kN)		Msd		Vsd				
1	1	-471,67	-130,97	134,10	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-119,20	-471,71	-119,20	-287,68	100,01%	91,01%	93,22%	
2	2	-478,17	149,36	-162,15	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,68	283,30	99,97%	91,97%	93,36%
3	4/9	-32,62	-63,49	206,57	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,68	283,30	99,97%	91,97%	93,36%	
4	8/10	-34,02	69,61	-220,73	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,16	303,68	0,00	206,57	-287,68	283,30	99,97%	91,97%	93,36%	
5	3	-71,23	-387,23	-463,73	384,44	672,04	369,09	-524,41	-324,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
6	5	-71,23	-387,23	-463,73	384,44	672,04	369,09	-524,41	-324,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
7	6	-71,23	99,07	672,04	369,09	-524,41	-324,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
8	7	-71,23	292,23	369,09	-524,41	-324,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
9	11	-5,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
10	13	-22,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
11	16	-22,09	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
12	17	-2,73	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
13	12	-60,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
14	18	-57,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
15	23	-60,23	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
16	20	-62,36	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
17	14	-6,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
18	15	20,87	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
19	21	5,88	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
20	22	23,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%
21	19	-8,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	100,00%	103,25%	101,24%

7.2 Verificação dos Pilares com a planilha do CBCA

Segue abaixo a verificação dos pilares através da planilha *PilarMetalico2010.xls* do CBCA.

 		Projeto: _____ Responsável: _____ Data: _____	
		<input type="button" value="Formulação"/> <input type="button" value="Imprimir"/>	
Material			
Aço do Perfil			
Tensão de Escoamento (F_y)	<input type="text" value="350"/>	MPa	Módulo de Elasticidade (E_s)
			<input type="text" value="200000"/>
			MPa
Dados Geométricos do Perfil			
Monte perfil I bi-simétrico: Obs.: valores em mm			
	Atual:	Opções:	
Altura (d):	<input type="text" value="299"/>	<input type="text" value="299"/>	
Alt. Alma (h):	<input type="text" value="277,0"/>		
Esp. Alma (t_w):	<input type="text" value="11"/>	<input type="text" value="11"/>	
Larg. Mesa (b_f):	<input type="text" value="306"/>	<input type="text" value="306"/>	
Esp. Mesa (t_f):	<input type="text" value="11"/>	<input type="text" value="11"/>	
			
Propriedades do Perfil:			
Pos. CG (inferior):	149,5	mm	Inércia y (I_y):
Massa:	76,8	kg/m	Módulo Resistente (W_y):
Área:	97,8	cm ²	Raio de Giro (r_y):
Inércia x (I_x):	15915	cm ⁴	Módulo Plástico (Z_y):
Módulo Resistente x (W_x):	1065	cm ³	Raio de Giro Torção (r_t):
Raio de Giro x (r_x):	12,76	cm	Inércia Torção (I_t):
Módulo Plástico (Z_x):	1180	cm ³	Coef. Empenamento (C_w):
			1089258
			cm ⁶
Comprimentos de flambagem e Carregamentos			
Comprimento destravado (m):	<input type="text" value="3,20"/>	Esforço normal de cálculo (N_{sd}) (kN):	<input type="text" value="478,17"/>
Coef. Flambagem direção x:	<input type="text" value="1,00"/>	Momento de cálculo em x (M_{sdx}) (kN.m):	<input type="text" value="303,68"/>
Coef. Flambagem direção y:	<input type="text" value="1,00"/>	Momento de cálculo em y (M_{sdy}) (kN.m):	<input type="text" value="0"/>
Coef. Flambagem torção:	<input type="text" value="1,00"/>		
Comp. Efetivo direção x (m):	<input type="text" value="3,20"/>		
Comp. Efetivo direção y (m):	<input type="text" value="3,20"/>		
Comp. Efetivo torção (m):	<input type="text" value="3,20"/>		

Verificações					
Esforços Normais					
<u>Cargas de Flambagem</u> (kN)		<u>Esbeltez</u>	<u>Flambagem Local</u>		<u>Normal Resistente</u> (kN)
N_{ex}	30677,8	λ_0	0,58	Q_s	0,99
N_{ey}	10131,9	χ	0,87	cálc. Q_a	normal
N_{ez}	11117,7			Q_a	1,00
N_e	10131,9			Q	0,99
Momentos em x (maior inércia)					
<u>ELI</u>		<u>FLA</u>		<u>FLM</u>	
λ	43,6	λ	25,2	λ	13,9
λ_p	42,1	λ_p	89,9	λ_p	9,1
λ_r	126,2	λ_r	136,3	λ_r	24,2
M_{crit}	1561,7	M_{crit}	(*)	M_{crit}	789,5
M_r	260,8	M_r	372,6	M_r	260,8
M_{pl}	413,1	M_{pl}	413,1	M_{pl}	413,1
$M_{Rd,x}$	373,0	$M_{Rd,x}$	375,6	$M_{Rd,x}$	331,5
Momento Resistente em x (kNm)					
				M_{Rdx}	331,5
				M_{Sdx}/M_{Rdx}	92%
Momentos em y (menor inércia)					
<u>ELI</u>		<u>FLA</u>		<u>FLM</u>	
não se aplica		não se aplica		λ	13,90909091
				λ_p	9,1
				λ_r	24,2
				M_{crit}	254,8
				M_r	120,2
				M_{pl}	183,2
				$M_{Rd,x}$	148,30
Momento Resistente em y (kNm)					
				M_{Rdy}	148,3
				M_{Sdy}/M_{Rdy}	0%
Equação de Interação:					
$N_{Sd} \leq N_{Rd}$				OK	
$N_{Sd}/N_{Rd} + 8/9 * (M_{Sdx}/M_{Rdx} + M_{Sdy}/M_{Rdy}) \leq 1$ para $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$				N.A.	0,993
$N_{Sd}/(2N_{Rd}) + (M_{Sdx}/M_{Rdx} + M_{Sdy}/M_{Rdy}) \leq 1$ para $N_{Sd}/N_{Rd} < 0,2$				NÃO OK	1,005

Conclui-se que a planilha Pilares2010 do CBCA obteve o resultado aproximado dos cálculos manuais. Portanto, a planilha está aparentemente validada. (as diferenças são devidas ao arredondamento das propriedades geométricas, visto que a planilha não considera o raio dos perfis laminados que contribuem para um pequeno aumento na inércia e demais propriedades do perfil).

7.3 Verificação da viga secundária V2 com a planilha do CBCA

Segue abaixo a verificação das vigas secundárias V2 através da planilha *VigaMetalica2010.xls* do CBCA.



UFOP
Universidade Federal
do Ouro Preto



CBCA
Centro Brasileiro da Construção em Aço

VIGA METÁLICA BIAPOIADA

Projeto: **VIGA V2**
Responsável: **LUIZ ANTONIO MAIA JUNIOR**
Data: **7/5/2014**

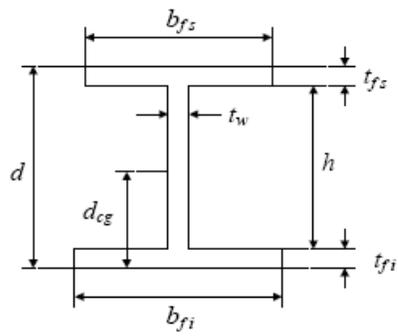
Material

Aço do Perfil
 Tensão de Escoamento (f_y) **350** MPa
 Módulo de Elasticidade (E_s) **200000** MPa

Perfil

Monte perfil customizado selecionando espessuras das chapas:
 Obs.: valores em mm

	Atual:	Opcões:	apagar
Altura (d):	349	349	...
Alt. Alma (h):	331
Esp. Alma (t_w):	6	6	...
Larg. Mesa Sup. (b_{fs}):	120	120	...
Esp. Mesa Sup. (t_{fs}):	9	9	...
Larg. Mesa Inf. (b_{fi}):	120	120	...
Esp. Mesa Inf. (t_{fi}):	9	9	...



Pos. CG (inferior):	174,5	mm
Massa:	32,5	kg/m
Área:	41,5	cm ²
Inércia x (I_x):	8057	cm ⁴
Módulo Resistente x (W_{xs}):	462	cm ³
Módulo Resistente x (W_{xt}):	462	cm ³
Raio de Giração x (r_x):	13,94	cm
Módulo Plástico (Z_x):	532	cm ³
Inércia y (I_y):	260	cm ⁴
Módulo Resistente y (W_y):	43	cm ³
Raio de Giração y (r_y):	2,50	cm
Módulo Plástico y (Z_y):	68	cm ³
Raio de Giração Torção (r_t):	3,03	cm
Inércia Torção (I_t):	8,28	cm ⁴
Coef. Empenamento (C_w):	74909	cm ⁶
h/t_w	55	
$b_{fs}/2t_{fs}$	7	
$b_{fi}/2t_{fi}$	7	

Dados da Viga e Lajes:

Vão livre:	7,00	m
Vão lajes esquerda:	3,00	m
Apoio lajes esq.:	1 direção	...
Vão lajes direita:	3,00	m
Apoio lajes dir.:	1 direção	...

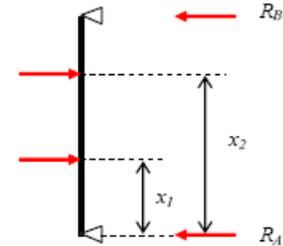
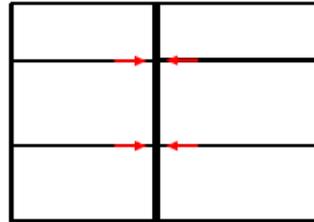
Carregamentos:

Permanentes:	kN/m ²	(kN/m)	Vigas diretamente apoiadas (máx. 5 em cada lado):
Peso Próprio Viga:		0,33	Reações sobre viga de aço (em kN)
Peso Próprio Laje:	0,00	-	x (m) P(kN)
Paredes (direta):	-	27,26	1
Revestimento:	0,00	-	2
Divisórias:	0,00	-	3
Paredes (dist.):	0,00	-	4
Forro:	0,00	-	5
Proteção:	0,00	-	
Variáveis:			
Sobrecarga:	0,00	-	

Carça Perm. Dist Área (unid):	0,00
Carça Var. Dist Área.:	0,00
Carça Perm. Dist. Linear:	27,59

Reações de Apoio (sem majoração, em kN)

R _A	96,57
R _B	96,57



1. Verificações Estado Limite Último

Coefficientes de Segurança:	Carga Permanente(γ_d):	1	Carga Variável(γ_q):	1	OK
Combinação de Ações:	$F_d = \gamma_d \times F_{d1} + \gamma_q \times F_{q1}$ (reações de vigas consideradas permanentes)				
<i>Esforços de Cálculo</i>	x = 0	x = 7			
Cortante Esq. (kN):		-96,57			
Cortante Dir. (kN):	96,57				
Mom. Fletor (kNm):	0,00				
Mom. Máximo (kNm):	168,99	em x = 3,5	Cortante Máximo (kN):	96,57	
1.1. Flambagem Lateral por Torção (FLT)	(desconsidere FLT se houver contenção lateral)				OK
Comprimento destravado:	0,00		M_r	113,1 kNm	
<i>Momento Solicitante:</i>	169,0 kNm		$I_r 5 M_{el}$	220,4 kNm	
<i>Momento Resistente:</i>	169,1 kNm		M_{cr}	#DIV/0!	
1.2. Flambagem Local da Mesa (FLM)					OK
<i>Momento Solicitante:</i>	169,0 kNm	λ	6,7	Mesa compacta	
<i>Momento Resistente:</i>	169,1 kNm	λ_p	9,08	M_{cr}	1007,1 kNm
		λ_r	19,9	M_r	113,1 kNm
1.3. Flambagem Local da Alma (FLA)					OK
<i>Momento Solicitante:</i>	169,0 kNm	λ	55,2	Alma compacta	
<i>Momento Resistente:</i>	169,1 kNm	λ_p	89,9		
		λ_r	137,7		
1.4. Cisalhamento					OK
<i>Cortante Solicitante:</i>	96,57 kN				
<i>Cortante Resistente:</i>	399,8 kN				

Conclui-se que a planilha VigaMetalica2010 do CBCA (BATISTA, 2010) obteve o resultado aproximado dos cálculos manuais. Portanto, a planilha está aparentemente validada. (as diferenças são devidas ao arredondamento das propriedades geométricas, visto que a planilha não considera o raio dos perfis laminados que contribuem para um pequeno aumento na inércia e demais propriedades do perfil – as dimensões nos dados de entrada foram ajustadas para se obter o mesmo Z_x de catálogo).

7.4 Verificação da viga secundária V1 com a planilha do CBCA

Segue abaixo a verificação das vigas secundárias V1 através da planilha *VigaMetalica2010.xls* do CBCA.

	VIGA METÁLICA BIAPOIADA	
	Projeto: VIGA V1 Responsável: LUIZ ANTONIO MAIA JUNIOR Data: 7/5/2014	
Material		

Aço do Perfil

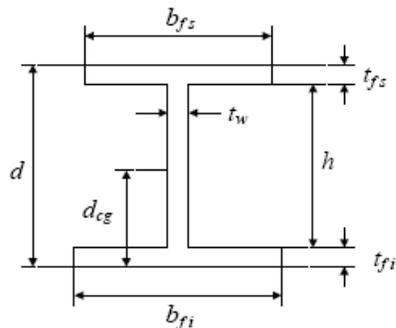
Tensão de Escoamento (f_y) MPa
 Módulo de Elasticidade (E_s) MPa

Perfil

Monte perfil customizado selecionando espessuras das chapas:

Obs.: valores em mm

	Atual:	Opcões:	apagar
Altura (d):	403	403	<input type="checkbox"/>
Alt. Alma (h):	380,6		
Esp. Alma (t_w):	7	7	<input type="checkbox"/>
Larg. Mesa Sup. (b_{fs}):	140	140	<input type="checkbox"/>
Esp. Mesa Sup. (t_{fs}):	11,2	11,2	<input type="checkbox"/>
Larg. Mesa Inf. (b_{fi}):	140	140	<input type="checkbox"/>
Esp. Mesa Inf. (t_{fi}):	11,2	11,2	<input type="checkbox"/>



Pos. CG (inferior):	201,5	mm
Massa:	45,5	kg/m
Área:	58,0	cm ²
Inércia x (I_x):	15254	cm ⁴
Módulo Resistente x (W_{xs}):	757	cm ³
Módulo Resistente x (W_{xt}):	757	cm ³
Raio de Giração x (r_x):	16,22	cm
Módulo Plástico (Z_x):	868	cm ³
Inércia y (I_y):	513	cm ⁴
Módulo Resistente (W_y):	73	cm ³
Raio de Giração y (r_y):	2,97	cm
Módulo Plástico y (Z_y):	114	cm ³
Raio de Giração Torção (r_t):	3,57	cm
Inércia Torção (I_t):	17,59	cm ⁴
Coef. Empenamento (C_w):	196571	cm ⁶
h/t_w	54	
$b_{fs}/2t_{fs}$	6	
$b_{fi}/2t_{fi}$	6	

Dados da Viga e Lajes:

Vão livre:	7,00 m
Vão lajes esquerda:	3,00 m
Apoio lajes esq.:	1 direção
Vão lajes direita:	0,00 m
Apoio lajes dir.:	1 direção

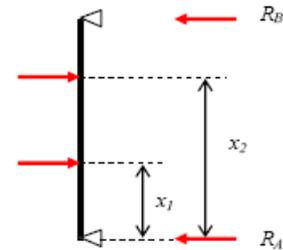
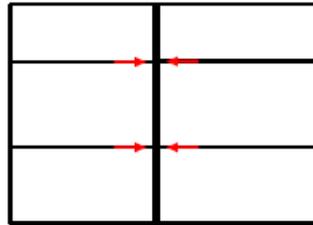
Carregamentos:

Permanentes:	kN/m ²	(kN/m)	Vigas diretamente apoiadas (máx. 5 em cada lado):
Peso Próprio Viga:		0,46	Reações sobre viga de aço (em kN)
Peso Próprio Laje:	0,00	-	x (m) P(kN)
Paredes (direta):	-	21,23	1
Revestimento:	0,00	-	2
Divisórias:	0,00	-	3
Paredes (dist.):	0,00	-	4
Forro:	0,00	-	5
Proteção:	0,00	-	
Variáveis:			
Sobrecarga:	0,00	-	

Carca Perm. Dist Área (unid):	0,00
Carca Var. Dist Área.:	0,00
Carca Perm. Dist. Linear:	21,69

Reações de Apoio (sem majoração, em kN)

R_A	75,92
R_B	75,92



1. Verificações Estado Limite Último

OK

Coefficientes de Segurança:	Carga Permanente(γ_G):	1	Carga Variável(γ_Q):	1
Combinação de Ações:	$F_d = \gamma_G \times F_G + \gamma_Q \times F_Q$ (reações de vigas consideradas permanentes)			
<u>Esforços de Cálculo</u>	$x = 0$	$x = 7$		
Cortante Esq. (kN):		-75,92		
Cortante Dir. (kN):	75,92			
Mom. Fletor (kNm):	0,00			
Mom. Máximo (kNm):	132,85	em $x = 3,5$	Cortante Máximo (kN):	75,92

1.1. Flambagem Lateral por Torção (FLT)

(desconsidere FLT se houver contenção lateral)

OK

Comprimento destravado:	0,00	λ	0,0	M_r	185,5 kNm
<u>Momento Solicitante:</u>	132,9 kNm	λ_p	42,1	$1,5 M_{el}$	361,3 kNm
<u>Momento Resistente:</u>	276,1 kNm	λ_r	120,7	M_{cr}	#DIV/0!

1.2. Flambagem Local da Mesa (FLM)

OK

<u>Momento Solicitante:</u>	132,9 kNm	λ	6,3	Mesa compacta	
<u>Momento Resistente:</u>	276,1 kNm	λ_p	9,08	M_{cr}	1892,4 kNm
		λ_r	20,0	M_r	185,5 kNm

1.3. Flambagem Local da Alma (FLA)

OK

<u>Momento Solicitante:</u>	132,9 kNm	λ	54,4	Alma compacta
<u>Momento Resistente:</u>	276,1 kNm	λ_p	89,9	
		λ_r	137,7	

1.4. Cisalhamento

OK

<u>Cortante Solicitante:</u>	75,92 kN
<u>Cortante Resistente:</u>	538,6 kN

Conclui-se que a planilha VigaMetalica2010 do CBCA (BATISTA, 2010) obteve o resultado aproximado dos cálculos manuais. Portanto, a planilha está aparentemente validada. (as diferenças são devidas ao arredondamento das propriedades geométricas, visto que a planilha não considera o raio dos perfis laminados que contribuem para um pequeno aumento na inércia e demais propriedades do perfil – as dimensões nos dados de entrada foram ajustadas para se obter o mesmo Z_x de catálogo).