

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**Escola de Engenharia**  
**Curso de Especialização em Análise e Dimensionamento de Estruturas de**  
**Concreto Armado e Aço**

Marcelo Arantes Faria

**PROJETO DE UM GALPÃO COM MEZANINO ESTRUTURADOS EM AÇO**

Belo Horizonte

2017

Marcelo Arantes Faria

**PROJETO DE UM GALPÃO COM MEZANINO ESTRUTURADOS EM AÇO**

Monografia de especialização apresenta à Faculdade de Ciências Econômicas da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Especialista em Estruturas.

Orientador: Professor Doutor Francisco Carlos Rodrigues.

Belo Horizonte

2017



## ATA DA DEFESA

**“Projeto de um Galpão com Mezanino Estruturados em Aço”**

**MARCELO ARANTES FARIA**

Trabalho Final defendido perante a banca examinadora, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de “Especialista em Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Armado e Aço”

Aprovada em 18 de dezembro de 2017.

Por:

Prof. Dr. Francisco Carlos Rodrigues  
Avaliador 1 – Orientador

Francisco Carlos Rodrigues  
Nota: 95 (noventa e cinco)

Prof. Dr. Hermes Carvalho  
Avaliador 2

Hermes Carvalho  
Nota: 95 (noventa e cinco pts)

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus por mais um obstáculo vencido, por mais um sonho concluído.

A esta universidade, seu corpo docente, direção e administração que oportunizaram a janela que hoje vislumbro um horizonte maior.

Ao meu orientador professor Dr. Francisco Carlos Rodrigues, pelo suporte no pouco tempo que lhe coube, pelas suas correções e incentivos.

Ao professor Dr. Hermes Carvalho pelas orientações e incentivos.

A minha esposa, a meus pais, que mesmo ausentes, sei que torcem por mim; e a toda a minha família, dedicando esta conquista as minhas filhas Júlia e Sofia. À vocês o meu “muito obrigado”, repleto de amor e carinho.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para esta construção.

## RESUMO

Este Memorial de cálculo refere-se ao desenvolvimento de uma análise estrutural e o dimensionamento dos pontos principais de um prédio industrial, utilizando os conceitos de:

- Projeto de Estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio;

Com a finalidade de demonstrar as diversas possibilidades de uso de perfis de aço na construção de prédios industriais, assim como apresentar e reproduzir na prática, os conhecimentos adquiridos nas diversas disciplinas do curso

Palavras – chave: estrutura; aço.

## **ABSTRACT**

This Calculation Memory refers to a structural analysis development and to the principal points dimensioning of an industrial building, using the following concepts:

- Steel structure project, and buildings concrete and steel mixed structure;
- Steel structure dimensioning constituted of cold-formed steel frame design;

Intending to demonstrate the sectional steel great number of possibilities use in industrial buildings, as well as to present and to reproduce in practice the acquired knowledge in most disciplines of the course.

Keywords: structure; steel.

## SUMÁRIO

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>PÁGINA</u>
1.0	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>9</b>
2.0	<b>OBJETIVO</b>	<b>9</b>
3.0	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>9</b>
3.1	HISTÓRICO DA ESTRUTURA METÁLICA	9
4.0	<b>DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA</b>	<b>11</b>
5.0	<b>CÓDIGOS E NORMAS</b>	<b>12</b>
6.0	<b>MATERIAIS UTILIZADOS</b>	<b>12</b>
7.0	<b>PROGRAMA DE CÁLCULO UTILIZADO</b>	<b>12</b>
8.0	<b>PREMISSAS</b>	<b>12</b>
9.0	<b>CRITÉRIOS UTILIZADOS</b>	<b>13</b>
9.1	CARREGAMENTOS	13
9.2	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO	17
10.0	<b>REAÇÕES NAS BASES</b>	<b>24</b>
10.1	DEFINIÇÃO DOS NÓS NAS BASES	24
11.0	<b>MODELAMENTO ESTRUTURAL</b>	<b>32</b>
11.1	DEFINIÇÃO DO MODELAMENTO	32
11.2	DEFINIÇÃO DAS VISTAS	32
11.3	DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS E SUAS PROPRIEDADES	34
12.0	<b>CÁLCULO DA LAJE MISTA</b>	<b>35</b>
13.0	<b>CÁLCULO DAS VIGAS MISTAS</b>	<b>38</b>
13.1	AÇOES ATUANTES	38
13.2	ESFORÇOS SOLICITANTES – VMS	39
13.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	39
13.4	CÁLCULO DA VISTA MISTA SECUNDÁRIA (VMS)	40
13.5	PROPRIEDADES DA VIGA MISTA (VMS)	40
13.6	VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR	41
13.7	CONECTORES	45

13.8	LIMITAÇÃO DE TENSÃO	46
13.9	VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE	47
13.10	VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO ELÁSTICA	47
13.11	VERIFICAÇÃO DA LIMITAÇÃO DE TENSÃO NA VIGA DE AÇO	49
13.12	ESFORÇOS SOLICITANTES - VMP	50
13.13	CÁLCULO DA VIGA MISTA PRINCIPAL (VMP)	50
13.14	PROPRIEDADES DA VIGA MISTA (VMP)	50
13.15	VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR	51
13.16	CONECTORES	56
13.17	LIMITAÇÃO DE TENSÃO	57
13.18	VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE	58
13.19	VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO ELÁSTICA	58
13.20	VERIFICAÇÃO DA LIMITAÇÃO DE TENSÃO NA VIGA DE AÇO	60
<b>14.0</b>	<b>CÁLCULO DAS ARMADURAS</b>	<b>61</b>
14.1	ARMADURA DE COSTURA VMS	61
14.2	ARMADURA DE COSTURA VMP	63
14.3	ARMADURA DE CONTINUIDADE (VMS / VMP)	65
<b>15.0</b>	<b>CÁLCULO BARRAS DA TESOURA A TRAÇÃO</b>	<b>67</b>
15.1	MONTANTES – AÇÕES ATUANTES	67
15.2	MONTANTE – AÇÕES ATUANTES	69
15.3	DIAGONAIS – AÇÕES ATUANTES	71
<b>16.0</b>	<b>CÁLCULO BARRAS DA TESOURA A COMPRESSÃO</b>	<b>74</b>
16.1	MONTANTES – AÇÕES ATUANTES	74
16.2	MONTANTE – AÇÕES ATUANTES	77
16.3	DIAGONAIS – AÇÕES ATUANTES	80
<b>17.0</b>	<b>CÁLCULO CORDA INFERIOR TESOURA</b>	<b>83</b>
17.1	BARRA INDICADA - COMPRESSÃO	83
<b>18.0</b>	<b>CÁLCULO VIGA TESOURA</b>	<b>86</b>
18.1	TESOURA	86
<b>19.0</b>	<b>CÁLCULO PILARES</b>	<b>94</b>

19.1	PILAR INFERIOR	94
19.2	PILAR SUPERIOR	100
<b>20.0</b>	<b>CÁLCULO TERÇAS</b>	<b>105</b>
20.1	AÇOES ATUANTES	105
20.2	PROPRIEDADES DO AÇO E PERFIL	106
20.3	VERIFICAÇÃO A COMPRESSÃO	107
20.4	VERIFICAÇÃO A FLEXÃO	112
20.5	VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE	124
20.6	FLEXÃO COMPOSTA	124
20.7	MOMENTO FLETOR E FORÇA CORTANTE COMBINADOS	125
20.8	VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	125
<b>21.0</b>	<b>CÁLCULO PLACA DE BASE</b>	<b>128</b>
21.1	BASE	128
<b>22.0</b>	<b>CONCLUSÃO</b>	<b>133</b>
<b>23.0</b>	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>134</b>
<b>24.0</b>	<b>ANEXOS</b>	<b>135</b>
24.1	DETALHES TÍPICOS DE ARREMATES E MONTAGEM LAJES MISTAS	135
24.2	DISPOSIÇÃO VIGAS MISTAS	138
24.3	ARMADURA DE COSTURA E CONTINUIDADE	140

## 1.0 INTRODUÇÃO

Neste trabalho será desenvolvido uma análise estrutural e o dimensionamento de pontos principais do galpão com mezanino estruturados em aço conforme Fig. 1.

Será analisado as ações permanentes, ações decorrentes do uso e ocupação e ações devidas ao vento.

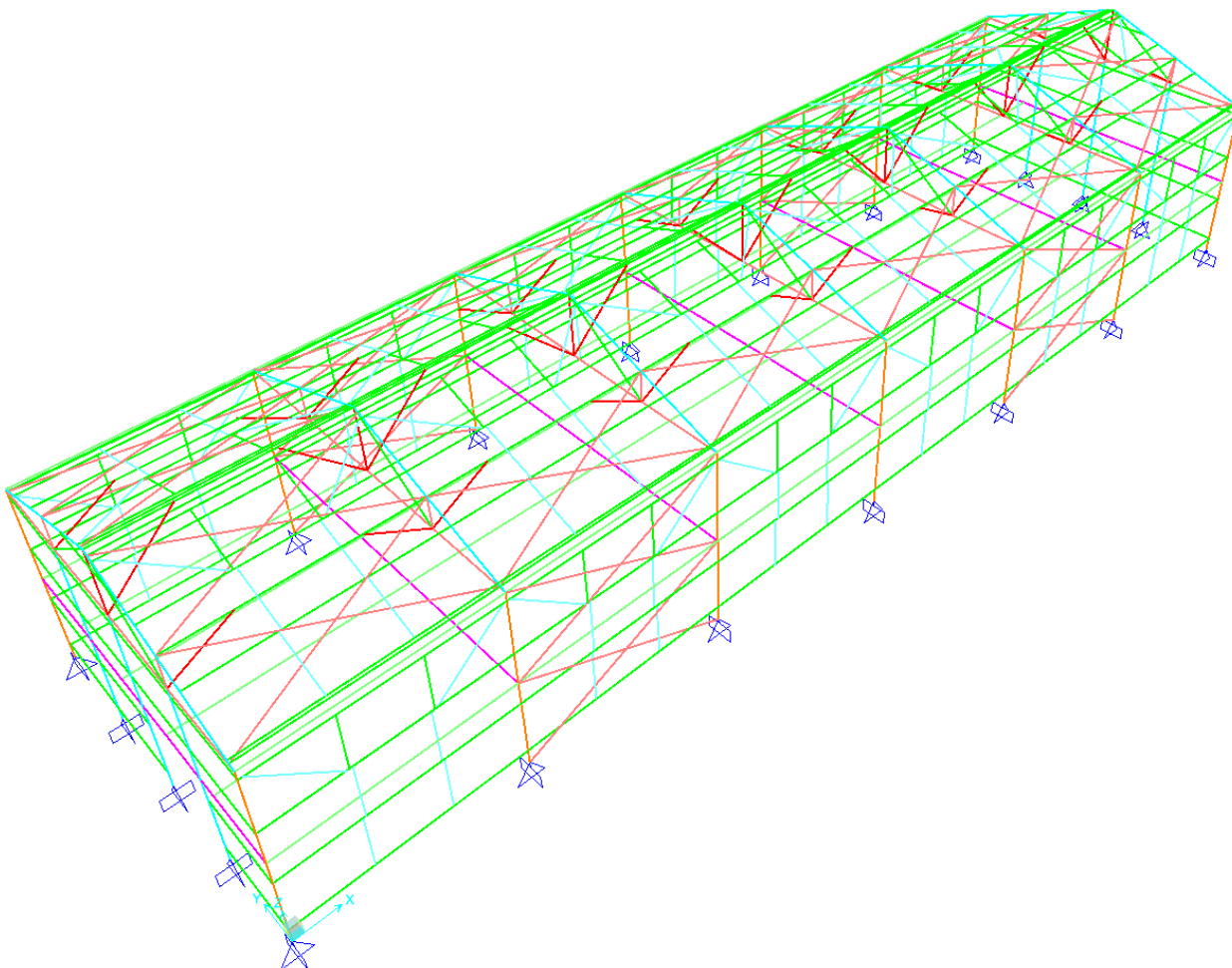


Fig. 1 – Galpão com mezanino estruturados em aço

## 2.0 OBJETIVO

Este trabalho técnico tem por finalidade apresentar os resultados de dimensionamento, cálculos e análises estruturais referentes a um galpão com mezanino estruturados em aço.

O objetivo principal deste memorial de cálculo é apresentar os conhecimentos em cálculo estrutural adquiridos nas diversas disciplinas do curso de especialização, ministrado na UFMG.

## 3.0 REVISÃO DA LITERATURA

### 3.1 HISTÓRICO DA ESTRUTURA METÁLICA

Tão longe quanto se remonta no tempo, os vestígios do homem na Terra são marcados por armas, por instrumentos ou pelo resultado da ação do fogo. Cerca de dez a vinte mil anos

antes da nossa era, a retirada dos últimos glaciares teve como consequência na Europa o estabelecimento de um clima temperado. Enquanto desapareciam os animais ferozes, os homens começaram a estabelecer-se fora das grutas e das cavernas, a praticar a agricultura e a domesticar animais. O período correspondente, chamado Período Neolítico ou Nova Idade da Pedra, é aquele em que se constituíram as bases técnicas das nossas civilizações.

Desde o século XVIII, quando se iniciou a utilização de estruturas metálicas na construção civil até os dias atuais, o aço tem possibilitado aos arquitetos, engenheiros e construtores, soluções arrojadas, eficientes e de alta qualidade. Das primeiras obras aos ultramodernos edifícios que se multiplicaram pelas grandes cidades, a arquitetura em aço sempre esteve associada à idéia de modernidade, inovação e vanguarda, traduzida em obras de grande expressão arquitetônica e que invariavelmente traziam o aço aparente. No entanto, as vantagens na utilização de sistemas construtivos em aço vão muito além da linguagem estética de expressão marcante; redução do tempo de construção, racionalização no uso de materiais e mão de obra e aumento da produtividade, passaram a ser fatores chave para o sucesso de qualquer empreendimento.

### 3.1.1 Produção de Ferro

1720 – Obtenção de ferro por fundição com coque e início da produção de ferro de primeira fusão em grandes massas.

1784 – Aperfeiçoamento dos fornos para converter ferro de primeira fusão em ferro forjável.

1864 – Introdução do forno Siemens-Martin para produção de aço.

### 3.1.2 Conformação do Ferro

Medados do Séc. XVIII – Laminação de chapas de Ferro.

1830 – Laminação dos primeiros trilhos de trem.

1854 – Laminação dos primeiros perfis I, sendo feita a primeira normalização de um material utilizado na construção civil.

### 3.1.3 Utilização do Ferro

1779 – Primeira obra importante de ferro, ponte sobre o Severn em Coalbrookdale, na Inglaterra, projetada por Abraham Darby com vão de 30 m

Começo do Séc. XIX – Utilização de cabos em pontes.

1801 – Primeiro edifício industrial de ferro em Manchester.

1850 – Alcançou-se 300 m de vão com ponte a cabo.

1851 – Início da utilização do ferro em grandes coberturas (naves), Palácio de Cristal em Londres, projetado por Joseph Paxton.

1852 – Estações ferroviárias de Paddington (Londres).

1853 – Mercado Central do Halles (Paris).

1855 – Primeira ponte de grande vão com vigas.

1862 – Estações ferroviárias do Norte (Paris).

1866 – Construção de uma cobertura em Londres com 70 m de vão.

1868 a 1874 – Ponte de aço sobre o Rio Mississipi em St. Louis, projetada por Eads, com 3 arcos treliçados, tendo o maior deles 159 m de vão.

1875 – Palácio de Cristal (Petrópolis).

1879 – Edifício Leiter I, construído pela “Escola de Chicago”.

1883 – Ponte do Brooklyn (New York), com 487 m de vão.

1890 – Ponte sobre o “Firth of Forth” (Escócia) em balanço duplo treliçado, com vão central de 521 m.

1894 – Edifício Reliance construído pela “Escola de Chicago”.

1901 – Estação da Luz (São Paulo), Mercado do Ver-o-peso (Belém), Estação Ferroviária de Bananal (Bananal).

1910 – Teatro José de Alencar (Fortaleza).

1910 a 1913 – Viaduto Santa Efigência construído com estrutura belga, com 225 m de comprimento vencidos por três arcos (São Paulo).

Na década de 30 – Edifício Chrysler e Empire State (110 andares) ambos em Nova York.

#### 4.0 DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Os documentos abaixo foram utilizados como referência para o desenvolvimento dos trabalhos:

Nº DOCUMENTO	TÍTULO
SEM NÚMERO	TRABALHO APRESENTADO A UFMG – DISCIPLINA ESTRUTURAS DE AÇOS I
SEM NÚMERO	TRABALHO APRESENTADO A UFMG – DISCIPLINA ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO
SEM NÚMERO	TRABALHO APRESENTADO A UFMG – DISCIPLINA PERFIS FORMADOS A FRIO
SEM NÚMERO	TRABALHO APRESENTADO A UFMG – DISCIPLINA ANÁLISE E MODELAGEM I

SEM NÚMERO	TRABALHO APRESENTADO A UFMG – DISCIPLINA ANÁLISE E MODELAGEM II
------------	---

## 5.0 CÓDIGOS E NORMAS

AISI-LRFD96	Cold-Formed Steel Frame Design
ABNT NBR 6123:1988	Forças devidas ao Vento em Edificações
AISC360-05/IBC2006	Specification for Structural Steel Buildings
ABNT NBR 8800:2008	Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios
ABNT NBR 14762:2010	Dimensionamento de Estruturas de aço constituídas por Perfis Formados a Frio

## 6.0 MATERIAIS UTILIZADOS

Os seguintes materiais foram considerados para o dimensionamento dos perfis utilizados no modelo estrutural do prédio:

- Perfis Laminados W e HP: ASTM A572 Grau 50;
- Perfis Formados a Frio: CF-26;
- Cantoneiras laminadas: ASTM A36;
- Perfis U laminado: ASTM A36;
- Chapas: ASTM A36;
- Eletrodos das soldas conforme AWS E-70XX

## 7.0 PROGRAMA DE CÁLCULO UTILIZADO

Para análise da estrutura, foi utilizado o programa SAP 2000 V 19.1.1.

## 8.0 PREMISSAS

As seguintes premissas foram adotadas para os cálculos:

- Cálculos dos principais perfis do galpão com mezanino;
- Utilização de perfis formados a frio, estruturas mistas de aço e concreto e perfis laminados;

- Não será abordado neste trabalho ligações metálicas;
- O fck do concreto considerado foi de 30 Mpa.
- As barras que compõem a estrutura, por terem tensões residuais, podem sofrer escoamentos localizados, que não são detectados na análise elástica, e que causam um aumento dos deslocamentos. Esse efeito, chamado de efeito das imperfeições iniciais de material, deve ser considerado na análise estrutural. Foi utilizado neste trabalho o procedimento simplificado que consiste em reduzir a flexão (produto E.I, ou seja, do módulo de elasticidade do aço pelo momento de inércia em relação ao eixo de flexão) e a rigidez axial (produto E.A, ou seja, do módulo de elasticidade do aço pela área da seção transversal) das barras para 80% dos valores normalizados. Logicamente, para se fazer isso, basta analisar a estrutura tomando E igual a 80% de 200000 Mpa, ou seja, igual a 160000 MPa.

## 9.0 CRITÉRIOS UTILIZADOS

A seguir serão apresentados todos os critérios e a definição de todos os carregamentos e combinações de carregamentos aplicados à estrutura para a análise estrutural.

### 9.1 CARREGAMENTOS

#### 9.1.1 Cargas Permanentes (CP-ESTRURURA / CP-TELHAS / CP-PISO)

As cargas permanentes são compostas pelo peso próprio da estrutura, das telhas, dos corrimãos e peso próprio da laje mista a ser construída na EL. 3200 que foi considerado para fins de cálculo conforme item 10.

O peso próprio da estrutura foi calculado automaticamente através do software SAP2000 v19.1.1.

#### 9.1.2 Sobrecarga de Equipamento (SC-PISO)

As cargas devido a sobrecarga na EL. 3200, sendo considerados nesta memória conforme abaixo:

Sobrecarga: 4,0 kN/m<sup>2</sup>

Peso próprio das divisórias: 1,0 kN/m<sup>2</sup>

Peso próprio revestimento do piso: 0,5 kN/m<sup>2</sup>

#### 9.1.3 Sobrecarga de Cobertura (SC-COBERTURA)

As cargas devido a sobrecarga de cobertura foram consideradas conforme norma ABNT NBR 8800, de 0,25 kN/m<sup>2</sup>.

#### 9.1.4 Ações do Vento (CV)

Segundo a norma NBR ABNT: 6123, podemos dizer que as cargas de vento são devido as ações de vento sobre a estrutura. Neste trabalho esta sendo considerado que as duas fachadas longitudinais são permeáveis e as duas fachadas transversais são impermeáveis. O coeficiente de pressão interna foi considerado +0,2 e -0,3 respectivamente.

- Velocidade básica do vento:  $V_0 = 35 \text{ m/s}$
- Fator Topográfico -  $S_1 = 1,00$  (Terreno plano)
- Fator de Rugosidade -  $S_2 = 0,88$  (Categoria III / Classe B) – Ventos Transversais)
  - $0,86$  (Altura até 5 m)
  - $0,92$  (Altura de 5 a 10 m)
- Fator de Rugosidade -  $S_2 = 0,88$  (Categoria III / Classe A) – Ventos Longitudinais)
  - $0,88$  (Altura até 5 m)
  - $0,94$  (Altura de 5 a 10 m)
- Fator Estático ( $S_3$ ):  $S_3 = 1,0$  (Grupo 2)

Sendo assim para ventos longitudinais, temos a velocidade característica e pressão dinâmica, (Altura até 5 m):

- $V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35,0 * 1,0 * 0,86 * 1,0 = 30,10 \text{ m/s}$
- $q = 0,613 * V_k^2 = 555,38 \text{ N/m}^2 \approx 0,56 \text{ kN/m}^2$

E também para ventos longitudinais, temos a velocidade característica e pressão dinâmica, (Altura de 5 a 10 m):

- $V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35,0 * 1,0 * 0,92 * 1,0 = 32,20 \text{ m/s}$
- $q = 0,613 * V_k^2 = 635,58 \text{ N/m}^2 \approx 0,64 \text{ kN/m}^2$

Da mesma maneira para ventos transversais, temos a velocidade característica e pressão dinâmica, (Altura até 5 m):

- $V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35,0 * 1,0 * 0,88 * 1,0 = 30,80 \text{ m/s}$
- $q = 0,613 * V_k^2 = 581,52 \text{ N/m}^2 \approx 0,58 \text{ kN/m}^2$

E também para ventos transversais, temos a velocidade característica e pressão dinâmica, (Altura de 5 a 10 m):

- $V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 35,0 * 1,0 * 0,94 * 1,0 = 32,90 \text{ m/s}$
- $q = 0,613 * V_k^2 = 663,52 \text{ N/m}^2 \approx 0,66 \text{ kN/m}^2$

A favor da segurança, será usado para dimensionamento da estrutura os valores de pressão dinâmica descritos abaixo:

Altura até 5 m =  $0,58 \text{ kN/m}^2$   
 Altura de 5 a 10 m =  $0,66 \text{ kN/m}^2$

Como a laje do segundo pavimento e a cobertura comportam-se como diafragma, e como os pórticos são iguais, todos ficam submetidos as mesmas forças devidas ao vento. Todos os pórticos, internos e externos, serão considerados expostos a mesma carga de vento.

## Vento Transversal

Eixos 1 a 7:

Altura até 5 m =  $0,58 * 7$  (área de influência) =  $4,06 \text{ kN/m}$   
 Altura de 5 a 10 m =  $0,66 * 7$  (área de influência) =  $4,62 \text{ kN/m}$

Pela tabela 4, NBR ABNT:6123, temos os coeficientes de forma externo para paredes:

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

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

Assim pela tabela 4, para  $\alpha = 90^\circ$  (ventos transversais) tem-se:

Parede a barlavento:  $C_e = 0,7$

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

Cpe médio P1 = -1,1

Paredes a  $90^\circ$  - (Ver Fig. 2)

Pela tabela 5, NBR ABNT:6123, temos os coeficientes de forma externo para cobertura:

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

Assim pela tabela 5, para  $\alpha = 90^\circ$  e  $\theta = 20^\circ$  (ventos longitudinais) tem-se:

Telhado a barlavento: $C_e = -0,7$	} (Ver Fig. 2 e 3)
Telhado a sotavento: $C_e = -0,5$	
Cpe médio T1 = -1,5	
Cpe médio T2 = -1,5	
Cpe médio T3 = -1,0	

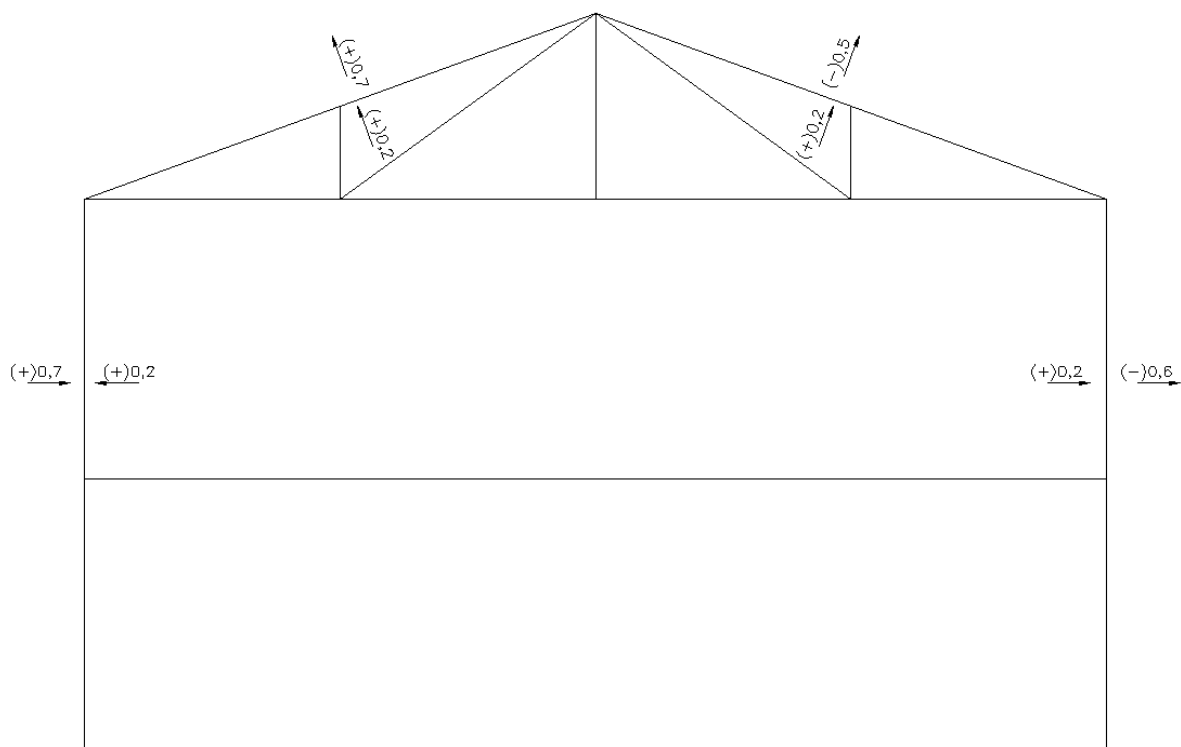


Fig. 2 – Paredes a  $90^\circ$

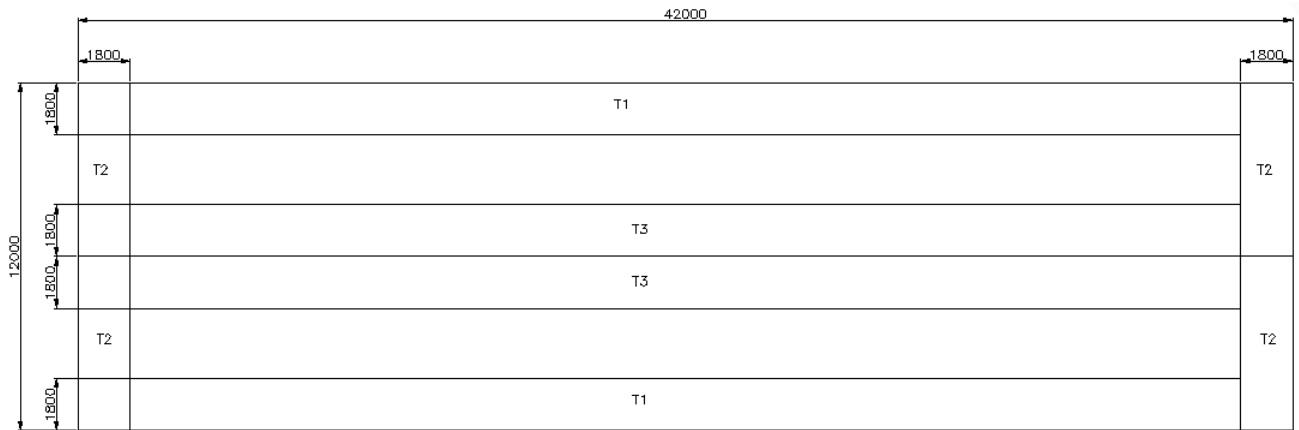


Fig. 3 – Consideração para Cobertura – Ventos longitudinais e transversais

## Vento Longitudinal

Filas A e B:

Altura até 5 m =  $0,58 \times 3$  (área de influência) = 1,74 kN/m

Altura de 5 a 10 m =  $0,66 \times 6$  (área de influência) = 1,98 kN/m

Pela tabela 4, NBR ABNT:6123, temos os coeficientes de forma externo para paredes:

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

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

Assim pela tabela 4, para  $\alpha = 0^\circ$  (ventos longitudinais) tem-se:

Parede a barlavento:  $C_e = 0,7$

Parede a sotavento:  $C_e = -0,3$

$C_{pe}$  médio P1 = -1,1

Paredes a  $0^\circ$  - (Ver Fig. 4)

Pela tabela 5, NBR ABNT:6123, temos os coeficientes de forma externo para cobertura:

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

Assim pela tabela 5, para  $\alpha = 0^\circ$  e  $\theta = 20^\circ$  (ventos transversais) tem-se:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Telhado: } C_e = -0,8 \\ \text{Telhado: } C_e = -0,6 \\ \text{Telhado: } C_e = -0,2 \\ \text{Cpe médio T1} = -1,5 \\ \text{Cpe médio T2} = -1,5 \\ \text{Cpe médio T3} = -1,0 \end{array} \right\} \text{ (Ver Fig. 3 e 4)}$$

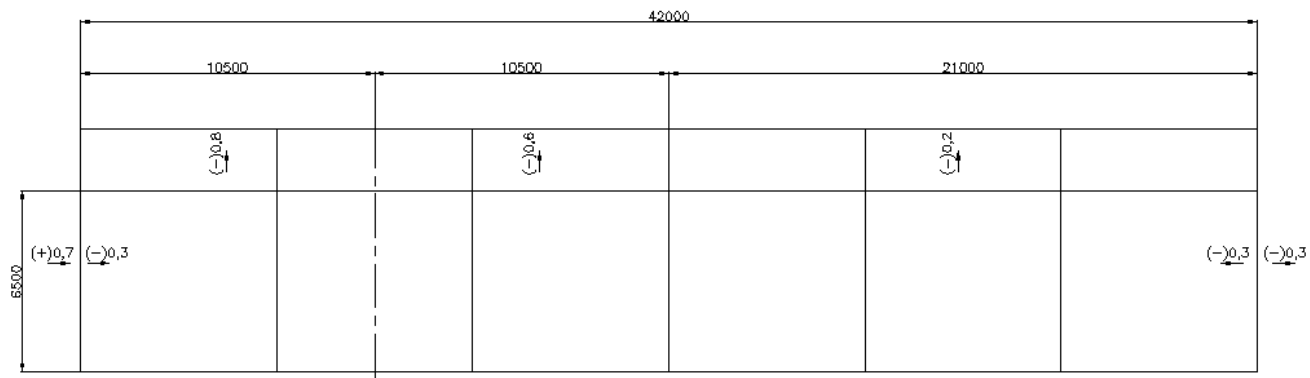


Fig. 4 – Paredes a 0°

Carga linear aplicada nas terças do fechamento e cobertura em função da área de abrangência da mesma em ambos os lados nos sentidos x e y. Contudo as cargas têm sentidos opostos e nunca atuarão ao mesmo tempo.

## 9.2 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO

Os carregamentos definidos no item anterior foram combinados de forma a se analisar todas as situações de estresse e de deformação da estrutura, conforme quadro a seguir.

Table: Combination Definitions							
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ColdDesign
COMB1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
COMB1.1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	1,4		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
COMB1.2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	1,4		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
COMB1.3	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	1,4		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
COMB1.4	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	1,4		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
COMB2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		

Table: Combination Definitions							
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ColdDesign
			NonLin Static	SCPISO	1,05		
			NonLin Static	SCCOB	1,2		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	1,4		
COMB2.1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	SCPISO	1,05		
			NonLin Static	SCCOB	1,2		
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	1,4		
COMB2.2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	SCPISO	1,05		
			NonLin Static	SCCOB	1,2		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	1,4		
COMB2.3	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	SCPISO	1,05		
			NonLin Static	SCCOB	1,2		
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	1,4		
COMB3	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	SCCOB	1,5		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	0,84		
COMB3.1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		

Table: Combination Definitions							
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ColdDesign
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	SCCOB	1,5		
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	0,84		
COMB3.2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	SCCOB	1,5		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	0,84		
COMB3.3	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	SCCOB	1,5		
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	0,84		
COMB4	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	1,4		
COMB4.1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	1,4		
COMB4.2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	1,4		
COMB4.3	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength

Table: Combination Definitions							
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ColdDesign
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1,35		
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	1,4		
COMB5	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	1,4		
COMB5.1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	1,4		
COMB5.2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	1,4		
COMB5.3	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	1,4		
COMB6	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	1,4		
COMB6.1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	1,4		
COMB6.2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	1,4		
COMB6.3	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1,25	Strength	Strength

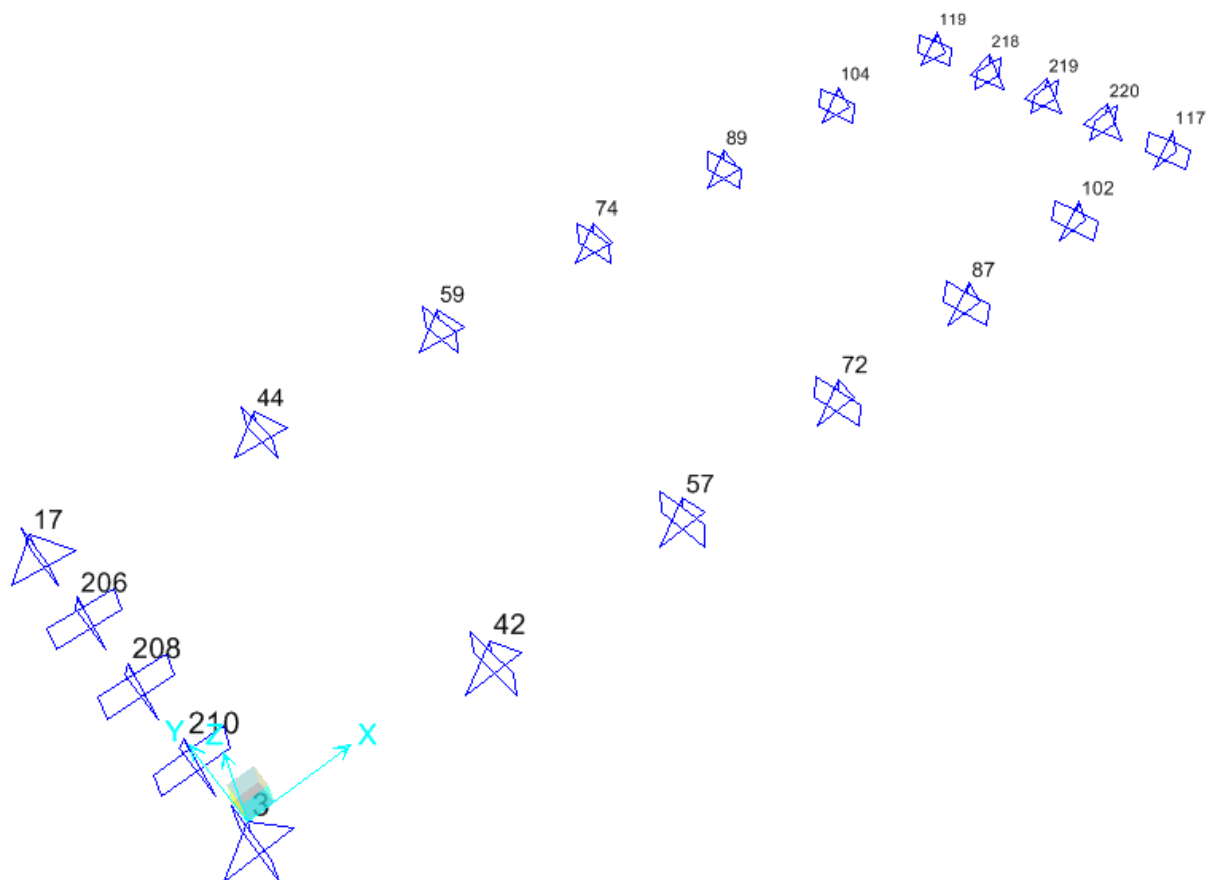
Table: Combination Definitions							
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ColdDesign
			NonLin Static	CPER-ESTR	1,35		
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	1,4		
Envoltória	Envelope	No	Response Combo	COMB1	1	None	None
			Response Combo	COMB1.1	1		
			Response Combo	COMB1.2	1		
			Response Combo	COMB1.3	1		
			Response Combo	COMB1.4	1		
			Response Combo	COMB2	1		
			Response Combo	COMB2.1	1		
			Response Combo	COMB2.2	1		
			Response Combo	COMB2.3	1		
			Response Combo	COMB3	1		
			Response Combo	COMB3.1	1		
			Response Combo	COMB3.2	1		
			Response Combo	COMB3.3	1		
			Response Combo	COMB4	1		
			Response Combo	COMB4.1	1		
			Response Combo	COMB4.2	1		
			Response Combo	COMB4.3	1		
			Response Combo	COMB5	1		
			Response Combo	COMB5.1	1		
			Response Combo	COMB5.2	1		
			Response Combo	COMB5.3	1		
			Response Combo	COMB6	1		
			Response Combo	COMB6.1	1		
			Response Combo	COMB6.2	1		
		Response Combo	COMB6.3	1			
COMB LAJE MISTA AC-1	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-ESTR-1	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		

Table: Combination Definitions							
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ColdDesign
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	1,4		
COMB LAJE MISTA AC-2	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-ESTR-1	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	1,4		
COMB LAJE MISTA AC-3	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-ESTR-1	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	1,4		
COMB LAJE MISTA AC-4	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-ESTR-1	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	1,4		
COMB LAJE MISTA PC-1	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-LAJE	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	1,4		
COMB LAJE MISTA PC-2	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-LAJE	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	VENTO -X (-0,3)	1,4		
COMB LAJE MISTA PC-3	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-LAJE	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	1,4		
COMB LAJE MISTA PC-4	Linear Add	No	NonLin Static	CPER-LAJE	1,35	None	None
			NonLin Static	PP	1,25		
			NonLin Static	SCPISO	1,5		
			NonLin Static	VENTO -Y (+0,2)	1,4		
ENVOLTORIA LAJE MISTA AC	Envelope	No	Response Combo	COMB LAJE MISTA AC-1	1	None	None
			Response Combo	COMB LAJE MISTA AC-2	1		
			Response Combo	COMB LAJE MISTA AC-3	1		

Table: Combination Definitions							
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ColdDesign
			Response Combo	COMB LAJE MISTA AC-4	1		
ENVOLTORIA LAJE MISTA PC	Envelope	No	Response Combo	COMB LAJE MISTA PC-1	1	None	None
			Response Combo	COMB LAJE MISTA PC-2	1		
			Response Combo	COMB LAJE MISTA PC-3	1		
			Response Combo	COMB LAJE MISTA PC-4	1		
DEFORMAÇÃO VENTO PRINCIPAL 1	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	None	None
			NonLin Static	CPER-ESTR	1		
			NonLin Static	SCPISO	0,4		
			NonLin Static	SCCOB	0,6		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	0,3		
DEFORMAÇÃO SOBRE CARGA PRINCIPAL	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	None	None
			NonLin Static	CPER-ESTR	1		
			NonLin Static	SCPISO	0,6		
			NonLin Static	SCCOB	0,7		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
			NonLin Static	VENTO +X (-0,3)	0		
DEFORMAÇÃO VENTO PRINCIPAL 2	Linear Add	No	NonLin Static	PP	1	None	None
			NonLin Static	CPER-ESTR	1		
			NonLin Static	SCPISO	0,4		
			NonLin Static	SCCOB	0,6		
			NonLin Static	CPER-TELHAS	1		
			NonLin Static	VENTO +Y (+0,2)	0,3		

## 10.0 REAÇÕES NAS BASES

### 10.1 DEFINIÇÃO DOS NÓS NAS BASES



#### 10.1.1 Reações nas Bases

Table: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
3	PP	NonStatic	Last Step	0,01	1,39	28,84	-1,41	0,00	0,00
3	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-0,19	17,30	85,68	-17,30	0,00	-0,02
3	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,03	-0,42	14,58	0,40	0,00	0,00
3	SCPISO	NonStatic	Last Step	-0,24	21,68	106,58	-21,70	0,00	-0,02
3	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,04	-0,36	10,53	0,36	0,00	0,00
3	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-1,11	2,62	-13,71	-1,44	0,00	0,02
3	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	0,00	-0,23	-7,23	0,08	0,00	0,01
3	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,20	-10,50	-24,16	21,85	0,00	-0,02
3	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	0,77	12,90	-18,07	-23,77	0,00	-0,02
17	PP	NonStatic	Last Step	0,01	-1,40	28,82	1,41	0,00	0,00

Table: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
17	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-0,20	-17,29	85,68	17,30	0,00	0,02
17	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,03	0,42	14,58	-0,40	0,00	0,00
17	SCPISO	NonStatic	Last Step	-0,25	-21,66	106,58	21,69	0,00	0,02
17	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,04	0,36	10,53	-0,36	0,00	0,00
17	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-1,11	-2,65	-13,71	1,49	0,00	-0,02
17	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	0,01	0,15	-7,25	0,02	0,00	-0,01
17	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	0,78	-12,89	-18,08	23,73	0,00	0,02
17	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,19	10,53	-24,17	-21,90	0,00	0,02
42	PP	NonStatic	Last Step	2,33	2,55	39,43	-2,59	0,00	0,00
42	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	6,41	39,28	167,55	-39,35	0,00	-0,03
42	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,51	-0,48	14,13	0,44	0,00	0,00
42	SCPISO	NonStatic	Last Step	7,98	49,23	208,38	-49,37	0,00	-0,04
42	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,39	-0,45	10,21	0,45	0,00	0,00
42	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-5,77	4,08	-28,20	-2,23	0,00	0,00
42	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	4,14	-0,33	-7,45	0,08	0,00	0,00
42	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,79	-14,22	-35,44	24,76	0,00	0,00
42	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,02	18,27	-25,85	-27,80	0,00	0,00
44	PP	NonStatic	Last Step	2,35	-2,56	39,39	2,59	0,00	0,00
44	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	6,41	-39,28	167,55	39,35	0,00	0,03
44	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,50	0,48	14,13	-0,44	0,00	0,00
44	SCPISO	NonStatic	Last Step	7,98	-49,23	208,38	49,37	0,00	0,03
44	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,39	0,45	10,21	-0,45	0,00	0,00
44	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-5,85	-4,10	-28,27	2,26	0,00	0,00
44	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	5,26	0,14	-6,26	0,25	0,00	0,00
44	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,05	-18,26	-25,90	27,78	0,00	0,00
44	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,60	14,23	-35,29	-24,79	0,00	0,00
57	PP	NonStatic	Last Step	-2,39	2,55	39,16	-2,59	0,00	0,00
57	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-6,09	40,84	169,05	-40,92	0,00	-0,03
57	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	-0,56	-0,49	15,11	0,45	0,00	0,00

Table: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
57	SCPISO	NonStatic	Last Step	-7,57	51,19	210,26	-51,33	0,00	-0,03
57	SCCOB	NonStatic	Last Step	-0,39	-0,46	10,78	0,46	0,00	0,00
57	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-4,40	1,63	-11,35	-1,09	0,00	0,00
57	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	5,13	-0,32	-20,31	0,13	0,00	0,00
57	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	0,93	-13,76	-38,08	24,34	0,00	0,00
57	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,21	18,10	-28,69	-27,65	0,00	-0,01
59	PP	NonStatic	Last Step	-2,37	-2,55	39,18	2,59	0,00	0,00
59	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-6,09	-40,84	169,05	40,92	0,00	0,02
59	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	-0,57	0,49	15,11	-0,45	0,00	0,00
59	SCPISO	NonStatic	Last Step	-7,57	-51,19	210,26	51,33	0,00	0,03
59	SCCOB	NonStatic	Last Step	-0,39	0,46	10,78	-0,46	0,00	0,00
59	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-4,49	-1,64	-11,27	1,10	0,00	0,00
59	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	6,23	0,03	-21,39	0,43	0,00	0,00
59	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,19	-18,10	-28,65	27,64	0,00	0,01
59	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,14	13,77	-38,24	-24,35	0,00	0,00
72	PP	NonStatic	Last Step	-0,01	2,60	35,15	-2,64	0,00	0,00
72	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-0,07	40,74	168,50	-40,81	0,00	-0,03
72	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,00	-0,49	14,55	0,44	0,00	0,00
72	SCPISO	NonStatic	Last Step	-0,08	51,07	209,58	-51,20	0,00	-0,03
72	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	-0,46	10,50	0,46	0,00	0,00
72	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-0,04	0,52	-16,41	-0,52	0,00	0,00
72	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	0,05	0,35	-16,55	-0,15	0,00	0,00
72	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-0,02	-13,82	-37,28	24,41	0,00	-0,01
72	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-0,02	18,10	-27,85	-27,66	0,00	-0,01
74	PP	NonStatic	Last Step	-0,01	-2,60	35,15	2,64	0,00	0,00
74	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-0,07	-40,74	168,50	40,81	0,00	0,03
74	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,00	0,49	14,55	-0,44	0,00	0,00
74	SCPISO	NonStatic	Last Step	-0,08	-51,07	209,58	51,20	0,00	0,03
74	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	0,46	10,50	-0,46	0,00	0,00

Table: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
74	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-0,04	-0,52	-16,41	0,52	0,00	0,00
74	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	0,06	-0,70	-16,35	0,90	0,00	0,00
74	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-0,02	-18,10	-27,85	27,66	0,00	0,01
74	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-0,02	13,82	-37,28	-24,40	0,00	0,01
87	PP	NonStatic	Last Step	2,31	2,55	39,26	-2,58	0,00	0,00
87	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	5,95	40,84	169,02	-40,92	0,00	-0,03
87	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,50	-0,49	15,05	0,45	0,00	0,00
87	SCPISO	NonStatic	Last Step	7,40	51,19	210,22	-51,33	0,00	-0,04
87	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,39	-0,46	10,78	0,46	0,00	0,00
87	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-5,39	-0,17	-20,62	-0,16	0,00	0,00
87	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	4,18	1,44	-11,64	-0,64	0,00	0,01
87	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,66	-13,77	-38,70	24,35	0,00	-0,01
87	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,69	18,10	-29,08	-27,64	0,00	-0,01
89	PP	NonStatic	Last Step	2,33	-2,54	39,24	2,58	0,00	0,00
89	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	5,95	-40,84	169,02	40,92	0,00	0,03
89	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,50	0,49	15,05	-0,45	0,00	0,00
89	SCPISO	NonStatic	Last Step	7,40	-51,19	210,22	51,33	0,00	0,04
89	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,39	0,46	10,78	-0,46	0,00	0,00
89	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-5,44	0,18	-20,69	0,14	0,00	0,00
89	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	5,37	-1,80	-9,96	1,52	0,00	-0,01
89	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,74	-18,10	-29,13	27,66	0,00	0,01
89	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,50	13,76	-38,55	-24,34	0,00	0,01
102	PP	NonStatic	Last Step	-2,41	2,53	39,26	-2,56	0,00	0,00
102	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-6,54	39,29	167,56	-39,36	0,00	-0,03
102	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	-0,57	-0,48	14,19	0,44	0,00	0,00
102	SCPISO	NonStatic	Last Step	-8,14	49,25	208,40	-49,38	0,00	-0,03
102	SCCOB	NonStatic	Last Step	-0,39	-0,45	10,21	0,45	0,00	0,00
102	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-4,41	-0,23	-7,09	-0,11	0,00	0,00
102	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	5,52	3,85	-27,25	-1,68	0,00	0,01

Table: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
102	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,07	-14,23	-34,84	24,79	0,00	-0,01
102	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	0,54	18,26	-25,47	-27,78	0,00	-0,01
104	PP	NonStatic	Last Step	-2,39	-2,53	39,29	2,56	0,00	0,00
104	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	-6,54	-39,29	167,56	39,36	0,00	0,03
104	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	-0,57	0,48	14,19	-0,44	0,00	0,00
104	SCPISO	NonStatic	Last Step	-8,13	-49,25	208,40	49,38	0,00	0,03
104	SCCOB	NonStatic	Last Step	-0,39	0,45	10,21	-0,45	0,00	0,00
104	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-4,46	0,24	-7,03	0,08	0,00	0,00
104	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	6,67	-4,21	-28,09	2,69	0,00	-0,01
104	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	0,50	-18,28	-25,41	27,81	0,00	0,01
104	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,23	14,22	-34,98	-24,77	0,00	0,01
117	PP	NonStatic	Last Step	0,05	1,30	28,92	-1,32	0,00	0,00
117	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,52	16,42	85,68	-16,44	0,00	-0,06
117	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,00	-0,42	14,58	0,39	0,00	0,00
117	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,65	20,58	106,59	-20,61	0,00	-0,08
117	SCCOB	NonStatic	Last Step	-0,03	-0,36	10,53	0,35	0,00	0,00
117	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-0,02	-0,15	-7,21	0,00	0,00	0,00
117	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	1,05	2,59	-12,48	-0,96	0,00	-0,01
117	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,10	-10,74	-24,16	22,02	0,00	0,00
117	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-0,67	12,66	-18,07	-23,61	0,00	0,00
119	PP	NonStatic	Last Step	0,05	-1,29	28,93	1,32	0,00	0,00
119	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,53	-16,42	85,68	16,44	0,00	0,06
119	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,00	0,42	14,58	-0,39	0,00	0,00
119	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,66	-20,58	106,58	20,61	0,00	0,08
119	SCCOB	NonStatic	Last Step	-0,03	0,36	10,53	-0,35	0,00	0,00
119	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-0,02	0,17	-7,21	-0,04	0,00	0,00
119	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	1,05	-2,73	-12,16	1,88	0,00	0,01
119	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-0,67	-12,68	-18,07	23,65	0,00	0,00
119	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-1,09	10,73	-24,16	-21,99	0,00	0,00

Table: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
206	PP	NonStatic	Last Step	0,02	0,00	0,95	0,00	0,06	0,00
206	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
206	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,03	0,00	0,69	0,00	0,08	0,00
206	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
206	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
206	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-3,65	0,00	0,00	0,00	-2,25	0,00
206	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	0,01	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00
206	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	2,56	0,01	0,00	0,00	1,55	0,00
206	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	4,15	-0,02	0,00	0,00	2,52	0,00
208	PP	NonStatic	Last Step	0,01	0,00	0,70	0,00	0,03	0,00
208	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
208	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,02	0,00	0,35	0,00	0,04	0,00
208	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
208	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
208	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-1,84	0,00	0,00	0,00	-1,15	0,00
208	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	0,01	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00
208	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,28	0,01	0,00	0,00	0,78	0,00
208	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	2,01	-0,02	0,00	0,00	1,23	0,00
210	PP	NonStatic	Last Step	0,01	0,00	0,70	0,00	0,03	0,00
210	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
210	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,02	0,00	0,35	0,00	0,04	0,00
210	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
210	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
210	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-1,83	0,00	0,00	0,00	-1,14	0,00
210	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	0,01	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00
210	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	2,14	0,02	0,00	0,00	1,30	0,00
210	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	1,28	-0,01	0,00	0,00	0,78	0,00
218	PP	NonStatic	Last Step	0,04	0,00	0,95	0,00	-0,01	0,00
218	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

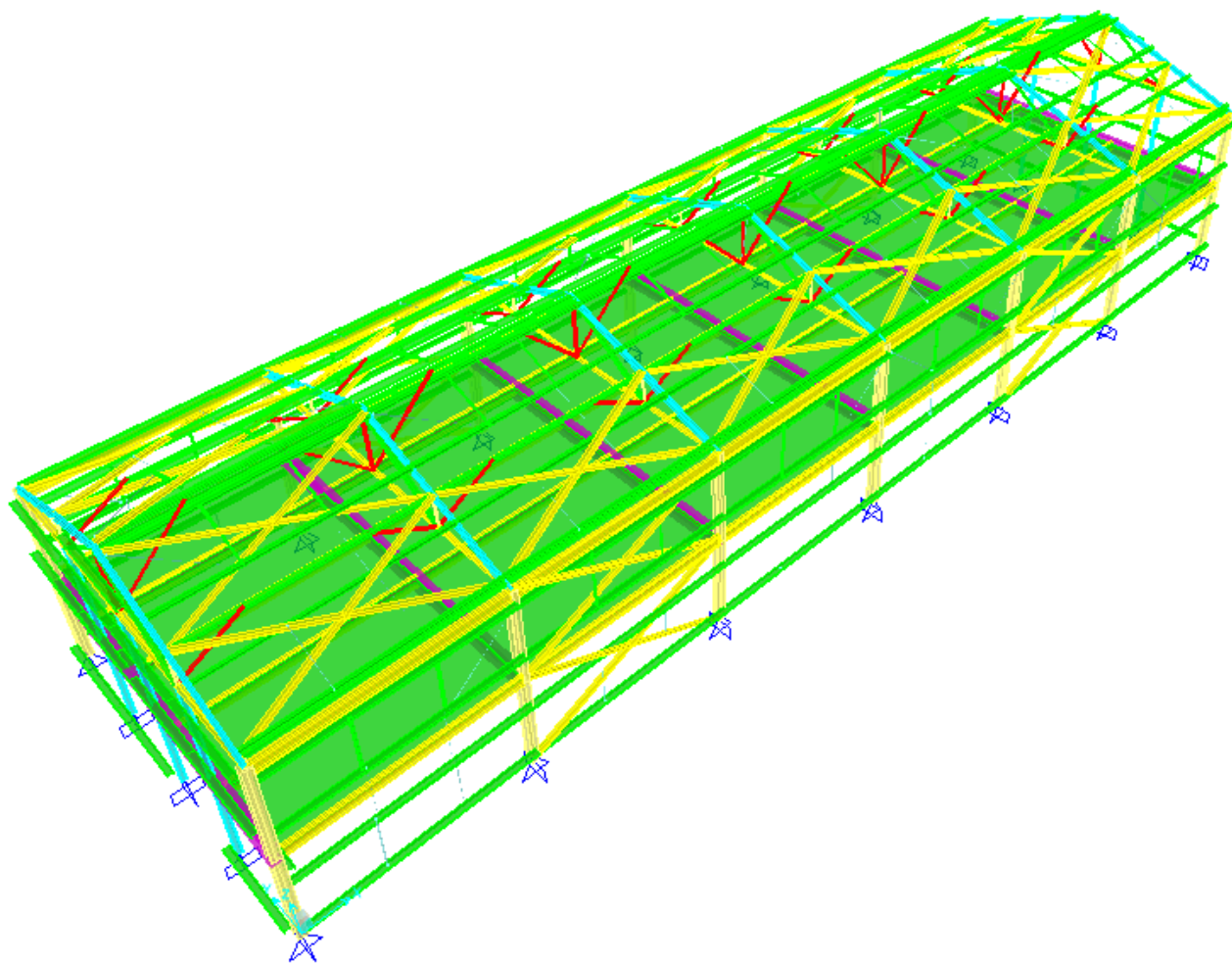
Table: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
				KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
218	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,05	0,00	0,69	0,00	0,00	0,00
218	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
218	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
218	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,00
218	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	3,66	0,00	0,00	0,00	2,25	0,00
218	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-2,56	0,01	0,00	0,00	-1,56	0,00
218	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-4,15	-0,01	0,00	0,00	-2,52	0,00
219	PP	NonStatic	Last Step	0,04	0,00	0,95	0,00	-0,01	0,00
219	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
219	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,05	0,00	0,69	0,00	0,00	0,00
219	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
219	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
219	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,00
219	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	3,66	0,00	0,00	0,00	2,26	0,00
219	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-3,29	0,01	0,00	0,00	-2,00	0,00
219	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-3,29	-0,01	0,00	0,00	-2,00	0,00
220	PP	NonStatic	Last Step	0,04	0,00	0,95	0,00	-0,01	0,00
220	CPER-ESTR	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
220	CPER-TELHAS	NonStatic	Last Step	0,05	0,00	0,69	0,00	0,00	0,00
220	SCPISO	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
220	SCCOB	NonStatic	Last Step	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
220	VENTO +X (-0,3)	NonStatic	Last Step	-0,01	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,00
220	VENTO -X (-0,3)	NonStatic	Last Step	3,65	0,00	0,00	0,00	2,25	0,00
220	VENTO +Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-4,15	0,01	0,00	0,00	-2,52	0,00
220	VENTO -Y (+0,2)	NonStatic	Last Step	-2,56	-0,01	0,00	0,00	-1,55	0,00

10.1.2 Restrições dos Nós – Pontos de Fixação

Table: Joint Restraint Assignments						
Joint	U1	U2	U3	R1	R2	R3
3	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
17	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
42	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
44	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
57	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
59	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
72	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
74	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
87	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
89	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
102	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
104	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
117	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
119	Yes	Yes	Yes	Yes	No	Yes
206	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes
208	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes
210	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes
218	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes
219	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes
220	Yes	Yes	Yes	No	Yes	Yes

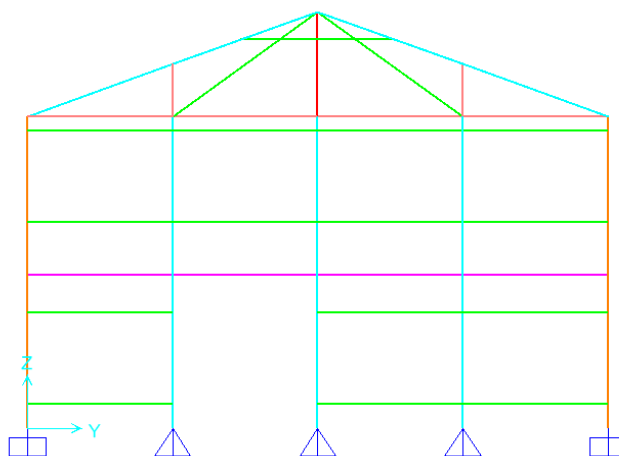
## 11.0 MODELAMENTO ESTRUTURAL

### 11.1 DEFINIÇÃO DO MODELAMENTO

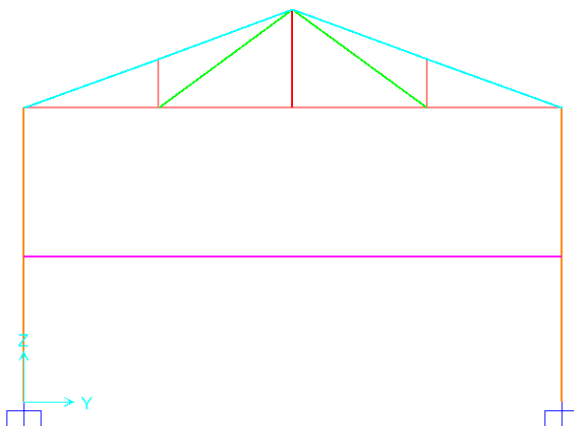


### 11.2 DEFINIÇÃO DAS VISTAS

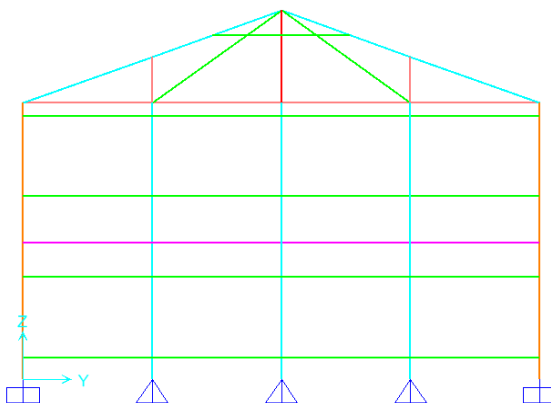
#### 11.2.1 Elevação Eixo 1



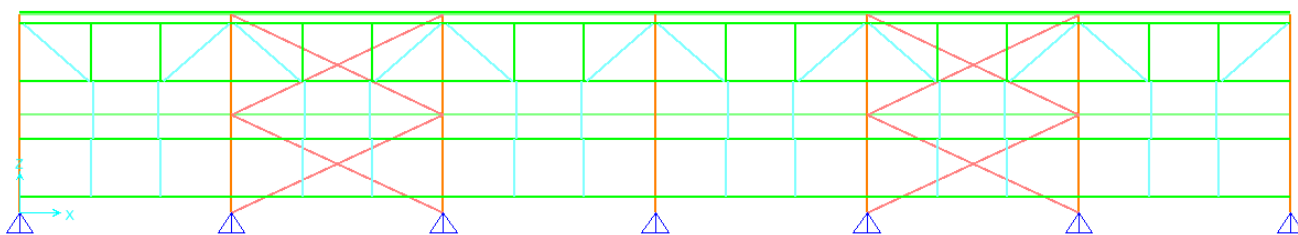
### 11.2.2 Elevação Eixo 2 a 6



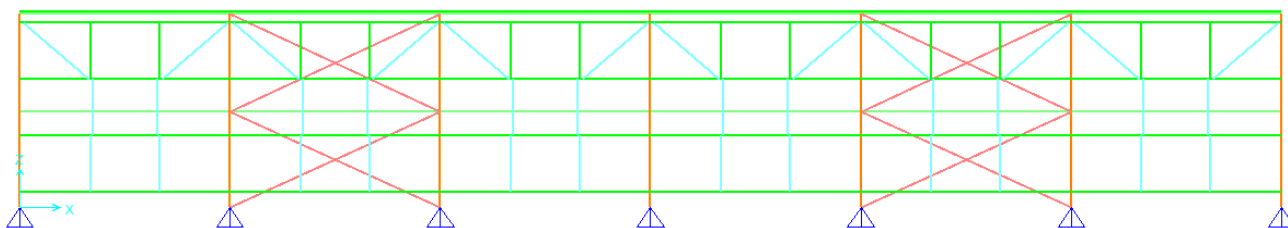
### 11.2.3 Elevação Eixo 7



### 11.2.4 Elevação Fila A



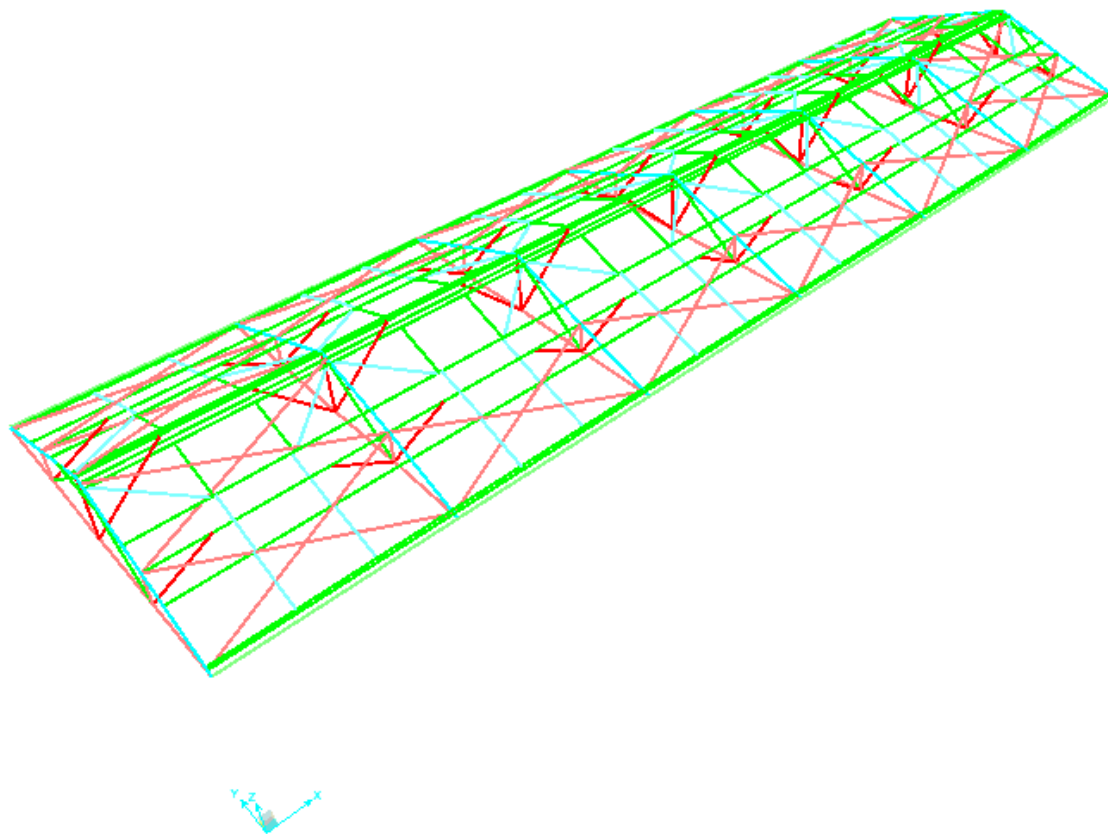
### 11.2.5 Elevação Fila B



### 11.2.6 Plataforma EL. 3200



### 11.2.7 Cobertura



## 11.3 DEFINIÇÃO DOS MÁTERIAIS E SUAS PROPRIEDADES

### 11.3.1 Propriedades de Resistência

Material	Fy	Fu
	KN/m2	KN/m2
A36	248211,28	399895,96

Table: Material Properties 03a - Steel		
Material	Fy	Fu
	KN/m2	KN/m2
A572Gr50	344737,89	448159,26
USI CIVIL 350	350000	500000
CF- 26	260000	400000

## 12.0 CÁLCULO DA LAJE MISTA

1ª etapa - Cálculo das lajes mistas

Definição das dimensões do piso típico do edifício e da direção e espaçamento das vigas secundárias

a - Considerações:

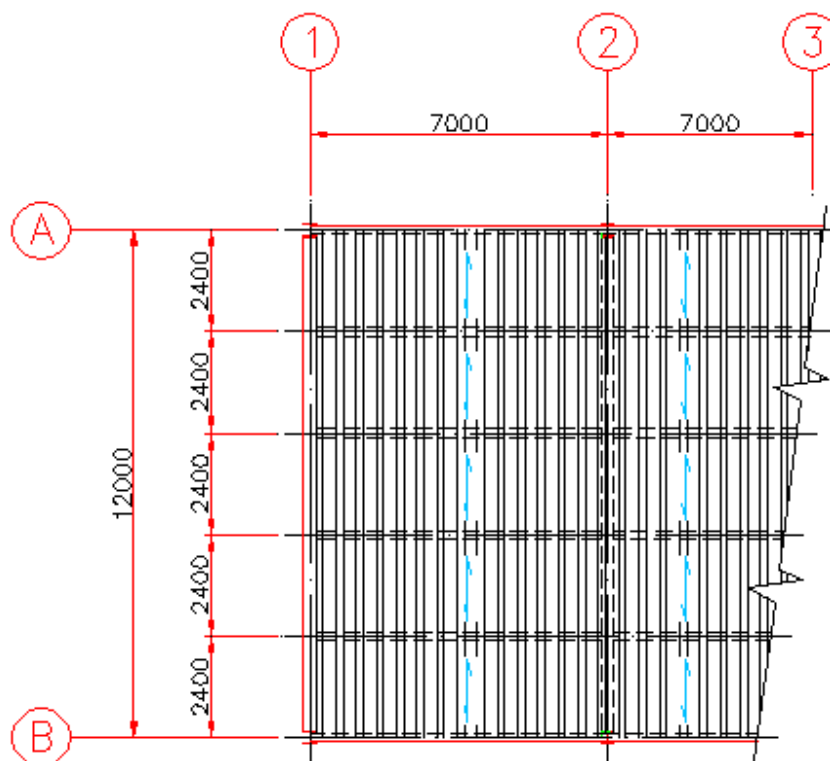
Vão horizontal: 12,0 m

Vão vertical: 7,0 m

Direção vigas secundárias: Horizontal

Espaçamento: 2,4 m

Tipo de apoio: duplo e triplo



PLANO DAS VIGAS

b - Esforços solicitantes

Sobrecarga: 4,0 KN/m<sup>2</sup>

Peso próprio das divisórias: 1,0 KN/m<sup>2</sup>

Peso próprio revest. piso: 0,50 KN/m<sup>2</sup>

c - Critérios estabelecidos (apostila pág. 195)

Na prática, a melhor solução seria determinada pelo levantamento dos custos, escolhendo-se a mais econômica. Como fica inviável neste momento para desenvolvimento deste trabalho, pode-se adotar os critérios relacionados abaixo

- ✓ Menor peso de chapa de aço, definido em função da espessura da chapa.
- ✓ Menor comprimento total de vigas secundárias, independentemente dos perfis a serem utilizados nessas vigas.
- ✓ Menor peso próprio do sistema, valor apresentado nas tabelas, que praticamente corresponde ao peso de concreto da laje.

c.1 - Considerando a condição de construção sem escoramento e consultando-se as tabelas de dimensionamento MF-50 e MF-75 da Metform, tem-se:

- conforme letra a:

    Espaçamento: 2,4 m; apoio; duplo

- conforme letra b:

    Carga sobreposta aplicada: 5,5 KN/m<sup>2</sup>

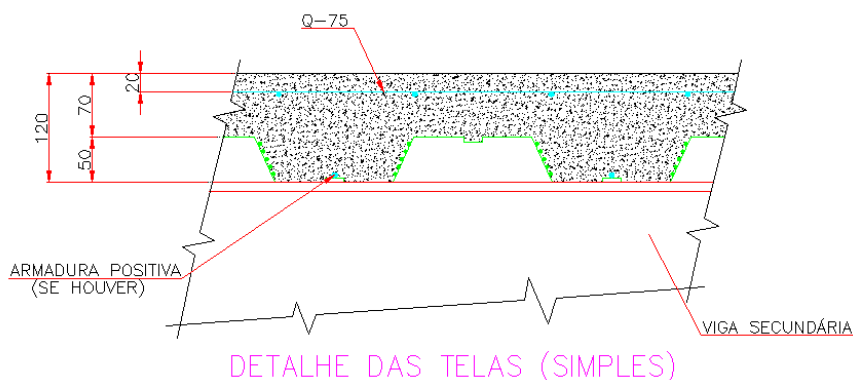
Steel Deck	Esp. Laje (mm)	Esp. ch. (mm)	Vão sem esc. (mm)	Vão máx. (mm)	Carga Max. (KN/m <sup>2</sup> )	Peso prop. (KN/m <sup>2</sup> )
MF-50	120	0,80	2800	2400	5,50	2,32
MF-50	110	0,95	3050	2400	6,31	2,10
MF-75	140	0,80	3100	2400	8,39	2,50
MF-75	130	0,80	3200	2400	57,58	2,27

Atendendo ao primeiro critério, e posteriormente ao terceiro critério a laje selecionada é a MF-50 com esp. 12 mm (50 mm de altura da forma e 70 mm de altura de concreto acima da nervura) e esp. da forma 0,80mm., pois a MF-75 130 mm atenderia melhor ao terceiro critério, no entanto, segundo o fabricante esta deve ser usada apenas como laje de forro.

Capacidade de carga: 5,50 kN/m<sup>2</sup>

Carga aplicada: 5,50 KN/m<sup>2</sup> OK

Ver croqui abaixo:



d - Observações

- A laje Metform esp. 130 mm atenderia, no entanto, por recomendação do fabricante a mesma deve ser usada somente para forro.

e - Conclusão

**A laje Metform esp. 120 mm atende todos os requisitos.**

f - Armaduras para controle de retração:

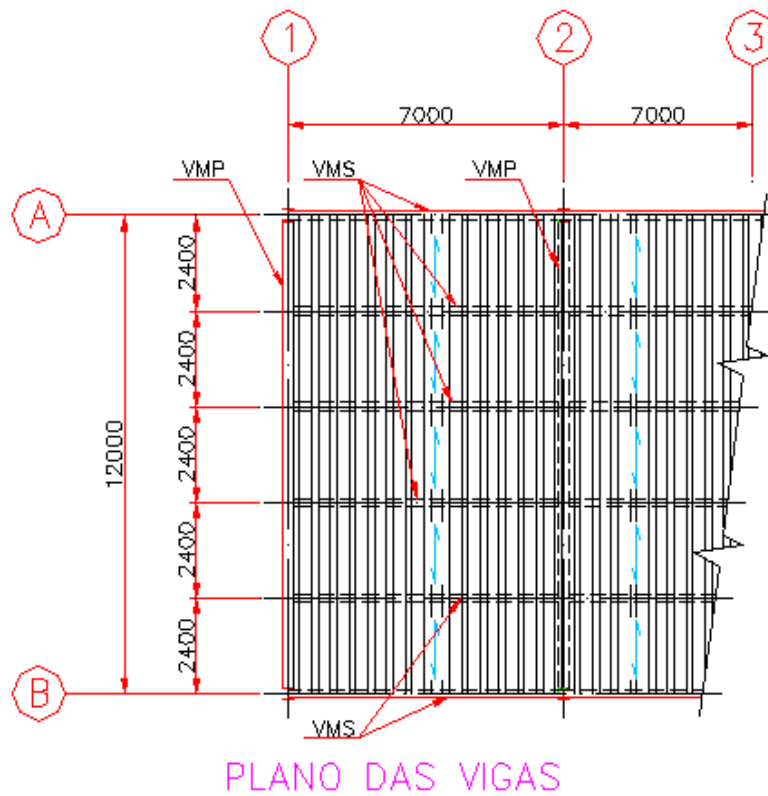
Conforme catálogo Metform para lajes esp. de 100 a 120mm, deverá ser utilizada a seguinte armadura:

Bitola: Ø 3,8 x Ø 3,8 . 150 x 150 - (Q75)

Peso: 1,21 Kgf/m<sup>2</sup>

g – Para detalhes típicos de arremates e montagem item 24.1 - Anexo

### 13.0 CÁLCULO DAS VIGAS MISTAS



Laje de concreto conforme determinado no item 10. Laje mista MF-50 com esp. 12 mm (50 mm de altura da forma e 70 mm de altura de concreto acima da nervura) e esp. da forma 0,80mm.

Dados de entrada			
Vão horizontal	H	12,00	m
Vão vertical	V (Le)	7,00	m
Direção das vigas secundárias	Vertical		
Espaçamento das vigas secundárias	d	2,40	m
Quantidade de apoio		2,00	

### 13.1 AÇÕES ATUANTES

Carga permanente			
Antes da cura			
Vigas mistas de Aço		0,32	kN/m <sup>2</sup>
Peso próprio da laje ( Polydeck s50 120)		2,32	kN/m <sup>2</sup>
Espaçamento das vigas secundárias	d	2,40	m
Carga permanente antes da cura	qcp	6,34	kN/m
Após a cura			
Revestimento		0,50	kN/m <sup>2</sup>
Espaçamento das vigas secundárias	d	2,40	m
Carga permanente após a cura	qcp	1,20	kN/m
Carga permanente antes da cura		6,34	kN/m

Sobre carga			
Antes da cura			
Sobrecarga de construção		1,00	kN/m <sup>2</sup>
Espaçamento das vigas secundárias	d	2,40	m
Sobrecarga antes da cura	SCc	2,40	kN/m
Após a cura			
Sobrecarga de ocupação		4,00	kN/m <sup>2</sup>
Divisórias		1,00	kN/m <sup>2</sup>
Espaçamento das vigas secundárias	d	2,40	m
Sobrecarga após a cura	SC	12,00	kN/m

### 13.2 ESFORÇOS SOLICITANTES – VMS

Esforços solicitantes			
Fase de construção			
Coef. Ponderação carga permanente	$\gamma_g$	1,30	
Carga permante solicitante	$q_{cp,sd}$	8,24	kN/m
Força cortante	$V_{cp,sd}$	28,83	kN
Momento	$M_{cp,sd}$	5045,04	kN.cm
Coef. Ponderação sobrecargas	$\gamma_q$	1,25	
Sobre carga solicitante de cálculo	$q_{sc,sd}$	3,00	kN/m
Força cortante	$V_{sc,sd}$	10,50	kN
Momento	$M_{sc,sd}$	1837,5	kN.cm
Esforços solicitantes			
pós cura			
Combinações	$\gamma_g$	1,40	
Carga permante solicitante de cálculo	$q_{cp,sd}$	10,55	kN/m
Força cortante solicitante	$V_{cp,sd}$	36,93	kN
Momento solicitante	$M_{cp,sd}$	6462,12	kN.cm
Sobre carga solicitante de cálculo	$q_{sc,sd}$	16,80	kN/m
Força cortante solicitante	$V_{sc,sd}$	58,80	kN
Momento solicitante	$M_{sc,sd}$	10290	kN.cm

### 13.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

PROPRIEDADES DO AÇO ASTM A572 Gr 50			
Módulo de Elasticidade	E	20000,00	kN/cm <sup>2</sup>
Limite de escoamento	$f_y$	34,50	kN/cm <sup>2</sup>
$f_{y,d} = \frac{f_y}{1,1}$			
Limite de escoamento de cálculo	$f_{yd}$	31,36	kN/cm <sup>2</sup>

PROPRIEDADES DO CONCRETO			
Classe do concreto		C30	
Módulo de elasticidade secante do concreto	$E_c$	2700,00	kN/cm <sup>2</sup>
Resistência característica do concreto	$f_{ck}$	3,00	kN/cm <sup>2</sup>

$f_{c,d} = \frac{f_{c,k}}{\gamma_c}$			
Coeficiente de ponderação do concreto	$\gamma_c$	1,40	
Resistência de cálculo do concreto	$f_{cd}$	2,14	kN/cm <sup>2</sup>

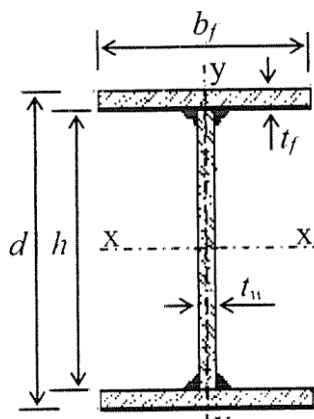
PROPRIEDADES DOS CONECTORES			
Módulo de Elasticidade	E	20000,00	kN/cm <sup>2</sup>
Limite de ruptura	$f_u$	41,50	kN/cm <sup>2</sup>
Tipo	Pino com cabeça		

### 13.4 CÁLCULO DA VISTA MISTA SECUNDÁRIA (VMS)

Pré-dimensionamento do perfil – momento solicitante antes da cura.

$$M_{sd} \leq M_{rd} \therefore 6900 \leq \frac{z_x \cdot f_y}{1,1} \therefore z_{x,min} = 220,0 \text{ cm}^3$$

### 13.5 PROPRIEDADES DA VIGA MISTA (VMS)



PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSVERSAL							
Perfil				W 310 x 23,8			
d	30,50	cm		d'	27,20	cm	
tw	0,56	cm		h	29,20	cm	
bf	10,10	cm		Ix	4346,00	cm <sup>4</sup>	
tf	0,67	cm		Wx	285,00	cm <sup>3</sup>	
Ag	30,70	cm <sup>2</sup>		Zx	333,20	cm <sup>3</sup>	
rx	1,189	cm		Iy	116,00	cm <sup>4</sup>	
ry	1,94	cm		Wy	22,90	cm <sup>3</sup>	
J(It)	4,65	cm <sup>4</sup>		zy	36,90	cm <sup>3</sup>	
				cw	25594,00	cm <sup>6</sup>	
				p	23,80	kg/m	
LAGE DE CONCRETO							
Espessura da laje				tc	7,00	cm	
largura efetiva				b	175,00	cm	

VERIFICAÇÃO SE A VIGA PODE SER USADA COMO VIGA MISTA			
Condição:	$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	137,24	
d'/tw		48,57	ok pode ser usado como VM

### 13.6 VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR

Como não há escoramento, o perfil será verificado como viga isolada, segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008:

FLT não se aplica, uma vez que a forma da laje mista contém a viga lateralmente.

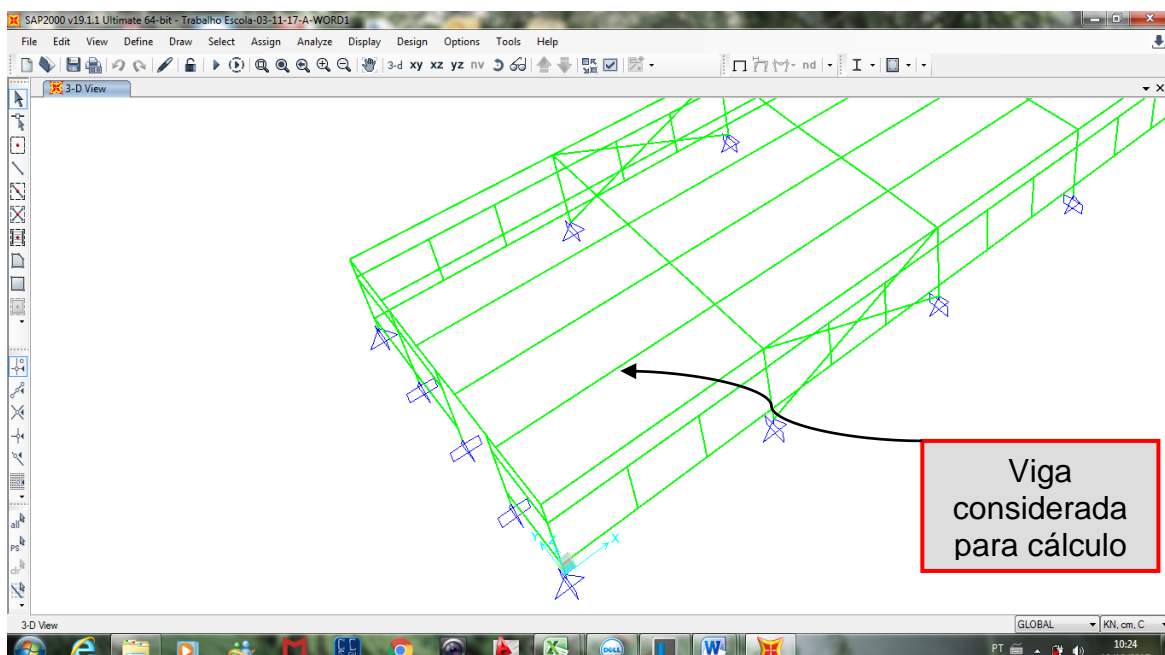


Fig. 5 – Indicação da viga mista para cálculo

## Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

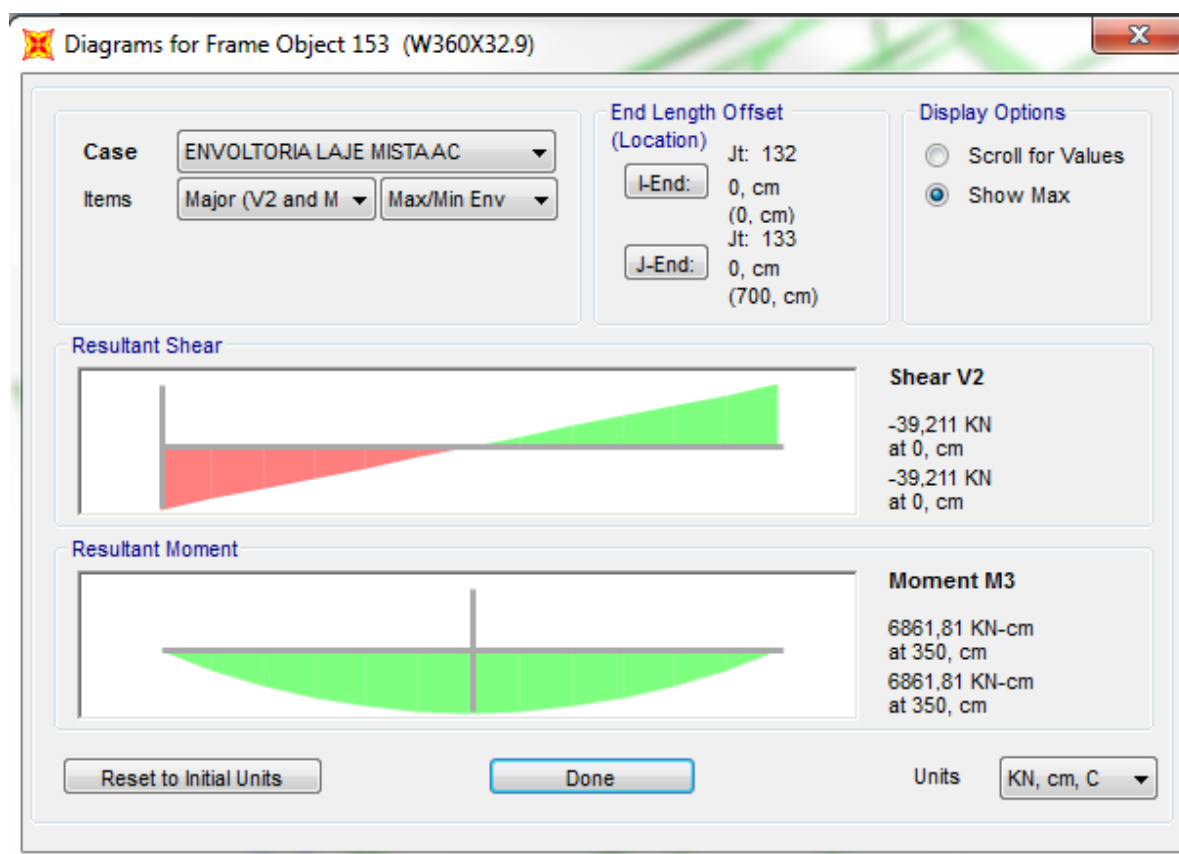


Fig. 6 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

VERIFICAÇÃO DA VIGA ISOLADA				
ANTES DA CURA				
	Msd	6882,54	kN.cm	
Adotado pelo SAP2000 V19 ( $\gamma=240$ )				
		6900,00	kN.cm	
Módulo plástico				
	Mpl	11495,40	kN.cm	
FLA				
Parâmetro de esbeltez	$d'/tw$	$\lambda$	48,57	
Parâmetro de esbeltez de plastificação	$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_p$	90,53	
Momento fletor resistente nominal	$MRK = Mpl = Z_x \cdot f_y$	MRk	11495,40	kN.cm
FLM				
Parâmetro de esbeltez	$\lambda = 0,5bf/t$	$\lambda$	7,54	
Parâmetro de esbeltez de plastificação	$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_p$	9,15	
Momento fletor resistente nominal	$MRK = Mpl = Z_x \cdot f_y$	MRk	11495,40	kN.cm

Momento fletor resistente nominal	MRk	11495,40	kN.cm
Momento fletor resistente de cálculo	Mrd	10450,36	kN.cm
Verificação	Msd/Mrd	0,660	Ok atende

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

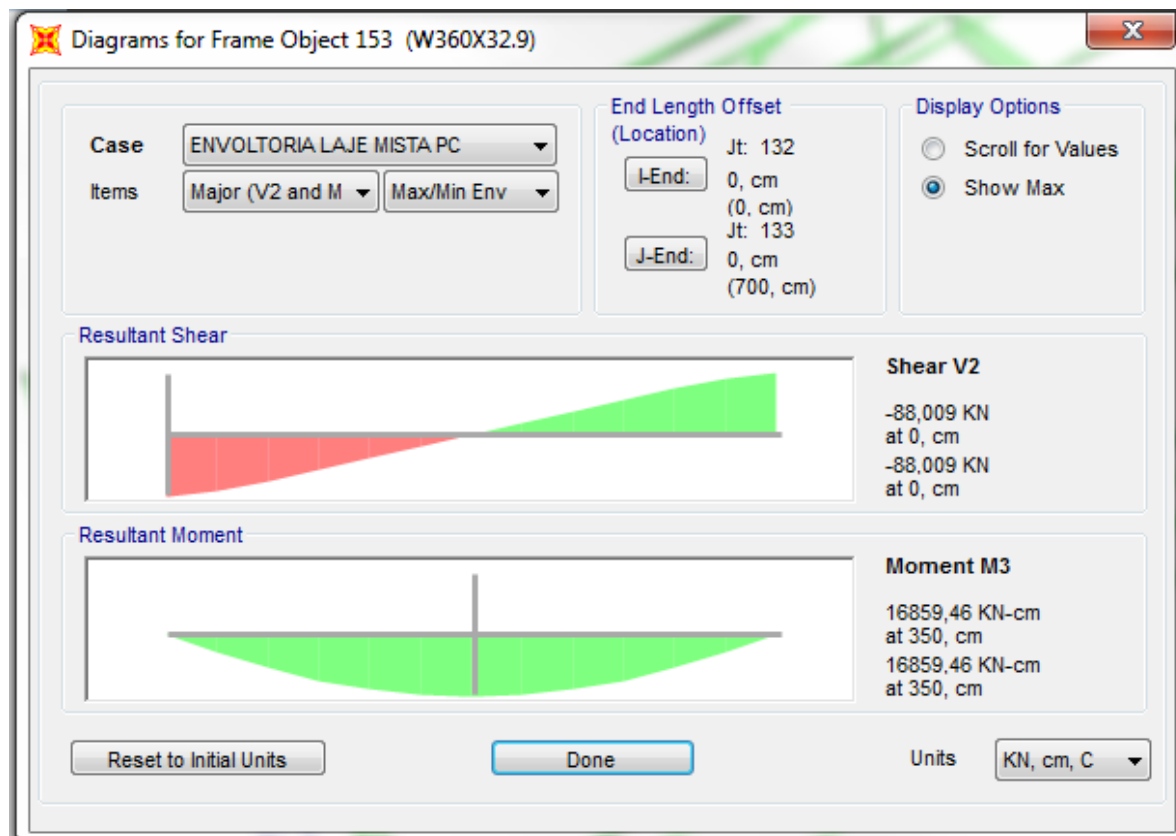


Fig. 7 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

VERIFICAÇÃO DEPOIS DA CURA - VIGA MISTA			
	Msd	16752,12	kN.cm
Adotado pelo SAP2000 V19 ( $\gamma=240$ )		16900,00	kN.cm
Verificação da zona plástica/elástica			
Eslbeltez da alma	$h/t_w$	48,57	
Limite das propriedades plásticas	$3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	90,53	
Limite das propriedades elasticas	$5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	137,24	
<b>CASO I-PROPRIEDADES PLÁSTICAS</b>	$h/t \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$		

CASO I			
INTERAÇÃO COMPLETA			
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLÁSTICA (LNP)			
$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c$		2231,25	kN

Aa*Fyd			962,86	kN
Aa*Fyd < 0,85*f <sub>cd</sub> *b*t <sub>c</sub> LNP na Laje				
MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO PARA INTERAÇÃO COMPLETA				
LINHA NEUTRA NA LAJE				
Espes. região comprimida	$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{ac} b} \leq t_c$	3,02	cm	
Força resistente de cálculo da região tracionada do perfil	$T_{ad} = A_a f_{yd}$	962,86	kN	
Altura das nervuras da laje	$h_f$	5,00	cm	
Momento fletor resistente	$M_{Rd} = T_{ad} \cdot \left( d_1 + h_f + t_c - \frac{a}{2} \right)$	24783,75	kN.cm	

Momento fletor resistente	MRd	24783,75	kN.cm
	folga	1,47	47%

CASO I				
INTERAÇÃO PARCIAL				
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLÁSTICA (LNP)				
Força atuante nos conectores	$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \\ A_a \cdot f_{yd} \end{cases}$	962,86	kN	
Grau de interação da VM	$\alpha_{min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 \cdot f_y} (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \\ 0,4 \end{cases}$	0,46		
	$\alpha_{dotado}$	0,46		
Força resist.da laje a compressão	$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c$	442,92	kN	
Força resist.do aço a compressão	$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd})$	259,97	kN	
Espessura efetiva da laje	$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{ac} b} \leq t_c$	1,39	cm	

Força resist. Mesa sup.	$A_s.f_{yd}$	212,24	kN
LNP na alma	$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af} f_{yd}} t_f$	3,39	cm
LNP na Alma			

MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO PARA INTERAÇÃO PARCIAL			
LINHA NETRA NA ALMA			
Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil	$Y_c$	0,65	cm
Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil	$Y_t$	9,64	cm
$M_{rd} = \left[ C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$	MRd	19502,24	kN.cm

Momento fletor resistente	MRd	19502,24	kN.cm
folga	MRd/Msd	1,15	15%

### 13.7 CONECTORES

Quantidade, espaçamento e disposição

Considerações para o dimensionamento da quantidade dos conectores:

- 01 conector soldado em uma nervura de forma de aço,  $R_g = 1,0$ ;
- Conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e com h superior a 50,0 mm,  $R_p = 0,75$ ;

QUANTIDADES DE CONECTORES			
Espessura da Laje	$t_c$	70,00	mm
Diâmetro dos conectores	$d_{cs}$	19,00	cm
Área da seção transversal do conector	$A_{cs} = \pi.d_{cs}^2/4$	2,84	cm <sup>2</sup>
Fator de ponderação das resistências	$\gamma$	1,25	-
coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores	$R_g$	1,00	-
coeficiente para consideração da posição do conector	$R_p$	0,75	-
Resistência a ruptura do conector	$f_{ucs}$	41,50	kN/m <sup>2</sup>

Força resistente de cálculo 1 conector	$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$ $Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$	70,60	kN
Número de conectores:	$n = (\alpha \cdot F_{hd}) / Q_{rd}$	6,27	
Número de conectores adotado		11	

Verificação dos requisitos:

- Altura dos conectores:

$$h_{cs} = 9mm \geq 4 \cdot d_{cs} = 76 mm$$

$$h_{cs} \geq 85mm$$

Será adotado conectores com altura  $h_{cs} = 105 mm$ .

- Cobrimento superior:

$$t_c + h_f - \text{cobrimento} = 7,0 + 5,0 - 1,0 = 11,0cm \text{ ou } 110 mm > h_{cs} - 9mm$$

$$110mm > 96mm \text{ ok!}$$

- Altura dos conectores acima do topo da forma:

$$(h_{sc} - 9mm) - h_f = 96 - 50 = 46 mm > 40mm \text{ ok}$$

- Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de centro de conectores:

$$8 \cdot t_c + h_f = 8 \cdot (50+70) = 960 mm - \text{adotar } 915mm$$

- Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores:

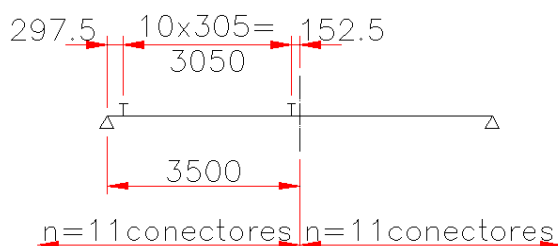
$$4 \cdot d_{cs} = 4 \times 19 = 76 mm;$$

- Altura de concreto acima do topo da forma:

$$T_c = 70 mm > 50 mm - \text{ok};$$

- Disposição entre apoio e momento máximo:

$$3500 - 297,5 - 152,5 = 3050 mm / 10 \text{ esp.} = 305 mm$$



### 13.8 LIMITAÇÃO DE TENSÃO

Não é necessário verificar, pois:

$$h/t \leq 3,76 \sqrt{E / f_y}$$

## 13.9 VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

$$V_{SD} \leq V_{RD}$$

VERIFICAÇÃO À FORÇA CORTANTE			
Parâmetro de esbeltez	$\lambda = h/t_w$	48,57	
Parâmetro de esbeltez de plastificação	$\lambda_p = 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	59,23	
Força cortante correspondente à plastif. da alma por cisalhamento	$V_{pl} = 0,6 A_w f_y$	353,56	kN
Área efetiva de cisalhamento	$A_w = d t_w$	17,08	cm <sup>2</sup>
Força cortante resistente de cálculo	$\lambda \leq \lambda_p : V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$	321,41	kN
Força cortante solicitante de cálculo	Vsd	90,00	kN
		Vrd > Vsd	Atende

## 13.10 VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO ELÁSTICA

13.10.1 Carga característica

Carga permanente característica antes cura	qcp,sk	0,063	kN/cm
Carga permanente característica após cura	qcp,sk	0,012	kN/cm
Carga sobrecarga característica pos	qcp,sk	0,120	kN/cm
Grau de Interação	$\alpha$	0,46	

13.10.2 Flecha devido a ação permanente antes da cura do concreto

Carga permanente característica antes cura	qcp,sk	0,063	kN/cm
Flecha atuante	$\delta_{ld} = \frac{5qL^4}{384EI}$	2,28	cm
Executar contra flecha de		2,00	cm

13.10.3 Flecha devido as ações após a cura do concreto (longa duração)

Carga permanente característica após cura	qcp,sk	0,012	kN/cm
---	--------	-------	-------

LONGA DURAÇÃO			
Razão entre os módulos de elasticidade	$\alpha E = E/E_c$	7,41	
Largura efetiva transformada	$b_{tr} = b/(3 \cdot \alpha E)$	7,88	cm
Posição da linha neutra (LNE)	$y_{tr} = \frac{A_a y_a + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c}$	30,50	cm
LNE na Viga Aço			

LNE PASSANDO PELO PERFIL			
Posição da LNE	$y_{tr} = Y_{tr,i}$	30,50	cm
Momento de inércia da seção mista	$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} \cdot t_c^3}{12} + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$	15693,542	cm <sup>4</sup>
Momento de inércia efetivo da VM	$I_{ef,cd} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a)$	12042,27743	cm <sup>4</sup>
Flecha atuante	$\delta_{ld} = \frac{5qL^4}{384EI}$	0,16	cm

13.10.4 Flecha devido as ações após cura do concreto (curta duração)

Carga sobrecarga característica pos	qcp,sk	0,120	kN/cm
-------------------------------------	--------	-------	-------

CURTA DURAÇÃO			
Razão entre os módulos de elasticidade	$\alpha E = E/E_c$	7,41	
Largura efetiva transformada	$b_{tr} = b/\alpha E$	23,63	cm

Posição da linha neutra (LNE)	$y_{tr} = \frac{A_a y_a + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c}$	35,28	cm
LNE na Viga Aço			

LNE PASSANDO PELO PERFIL			
Posição da LNE	$y_{tr} = Y_{tr,i}$	35,28	cm
Momento de inércia da seção mista	$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} \cdot t_c^3}{12} + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$	19626,6739	cm <sup>4</sup>
Momento de inércia efetivo da VM	$I_{ef,cd} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a)$	14709,86	cm <sup>4</sup>
Flecha atuante	$\delta_{cd} = \frac{5 q L^4}{384 EI}$	1,28	cm

### 13.10.5 Verificação

Flecha total	$\delta t = \delta_{ac} + \delta_{cd} + \delta_{ld} - \text{contra flecha}$	1,71	cm
Verificação	$\delta_{adm} = L/350$	2	cm
		ok Atende	

### 13.11 VERIFICAÇÃO DA LIMITAÇÃO DE TENSÃO NA VIGA DE AÇO

Para aplicação da análise no cálculo da flecha, é necessário que a condição de limitação de tensão seja atingida:

$$\left( \frac{M_{Ga,Sd}}{W_a} \right) + \left( \frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}} \right) \leq f_y$$

VERIFICAÇÃO DE SERVIÇO			
Momento solicitante devido às ações atuantes antes da resistência do concreto atingir 0,75fck	$M_{Ga,Sd} = \frac{q_{cp,ac} l^2}{8}$	3880,8	kN.cm

Momento solicitante devidos às ações atuantes após a resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$	$M_{L,Sd} = \frac{q_{cp,ac} l^2}{8}$	8085	kN.cm
Módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço	$W_a = W_x$	285,00	cm <sup>3</sup>
Módulo de resistência efetivo	$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} [(W_{tr})_i - W_a]}$	469,00	cm <sup>3</sup>
Limitação	$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}}\right) \leq f_y$	30,856	34,50
	ok atende		

**O perfil W 310 x 23,8 atende todos os requisitos.**

### 13.12 ESFORÇOS SOLICITANTES - VMP

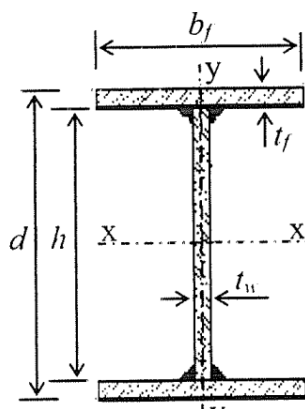
Esforços solicitantes			
Fase de construção			
Coef. Ponderação carga permanente	γg	1,30	
Carga permante solicitante	Pcp	57,66	kN
Sobre carga solicitante de cálculo	Psc	21,00	kN
Esforços solicitantes			
pós cura			
Combinações	γg	1,40	
Carga permante solicitante de cálculo	Pcp	73,85	kN
Sobre carga solicitante de cálculo	Psc	117,60	kN

### 13.13 CÁLCULO DA VIGA MISTA PRINCIPAL (VMP)

Pré-dimensionamento do perfil – momento solicitante antes da cura.

$$M_{sd} \leq M_{rd} \therefore 33000 \leq \frac{z_x \cdot f_y}{1,1} \therefore Z_{x,min} = 1052,17 \text{ cm}^3$$

### 13.14 PROPRIEDADES DA VIGA MISTA (VMP)



PROPRIEDADES DA SEÇÃO TRANSVERSAL					
Perfil			W 610 x 101,0		
d	60,30	cm	d'	54,10	cm
tw	1,05	cm	h	57,30	cm
bf	22,80	cm	lx	77003,00	cm <sup>4</sup>
tf	1,49	cm	Wx	2554,00	cm <sup>3</sup>
Ag	130,30	cm <sup>2</sup>	Zx	2922,70	cm <sup>3</sup>
rx	2,431	cm	ly	2951,00	cm <sup>4</sup>
ry	4,76	cm	Wy	258,80	cm <sup>3</sup>
J(It)	81,68	cm <sup>4</sup>	zy	405,00	cm <sup>3</sup>
			cw	2544966,00	cm <sup>6</sup>
			p	101,00	kg/m

LAGE DE CONCRETO			
Espessura da laje	tc	7,00	cm
largura efetiva	b	300,00	cm
VERIFICAÇÃO SE A VIGA PODE SER USADA COMO VIGA MISTA			
Condição:	$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	137,24	
d'/tw		51,52	ok pode ser usado como VM

### 13.15 VERIFICAÇÃO DO MOMENTO FLETOR

Como não há escoramento, o perfil será verificado como viga isolada, segundo os procedimentos da ABNT NBR 8800:2008:

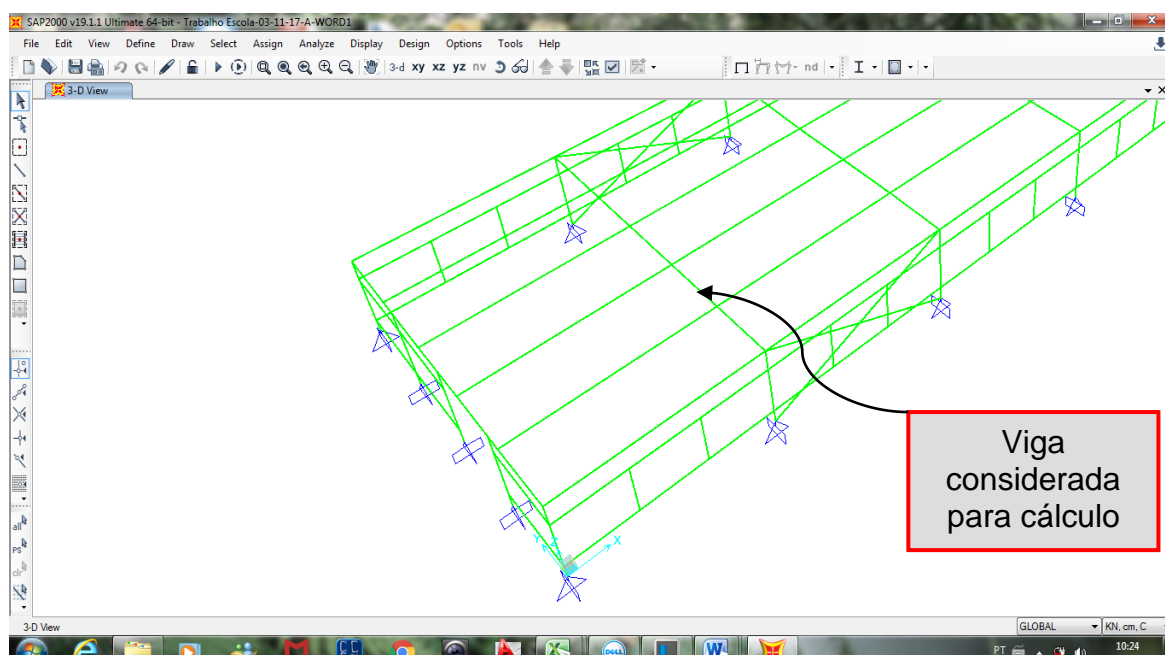


Fig. 8 – Indicação da viga mista para cálculo

## Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

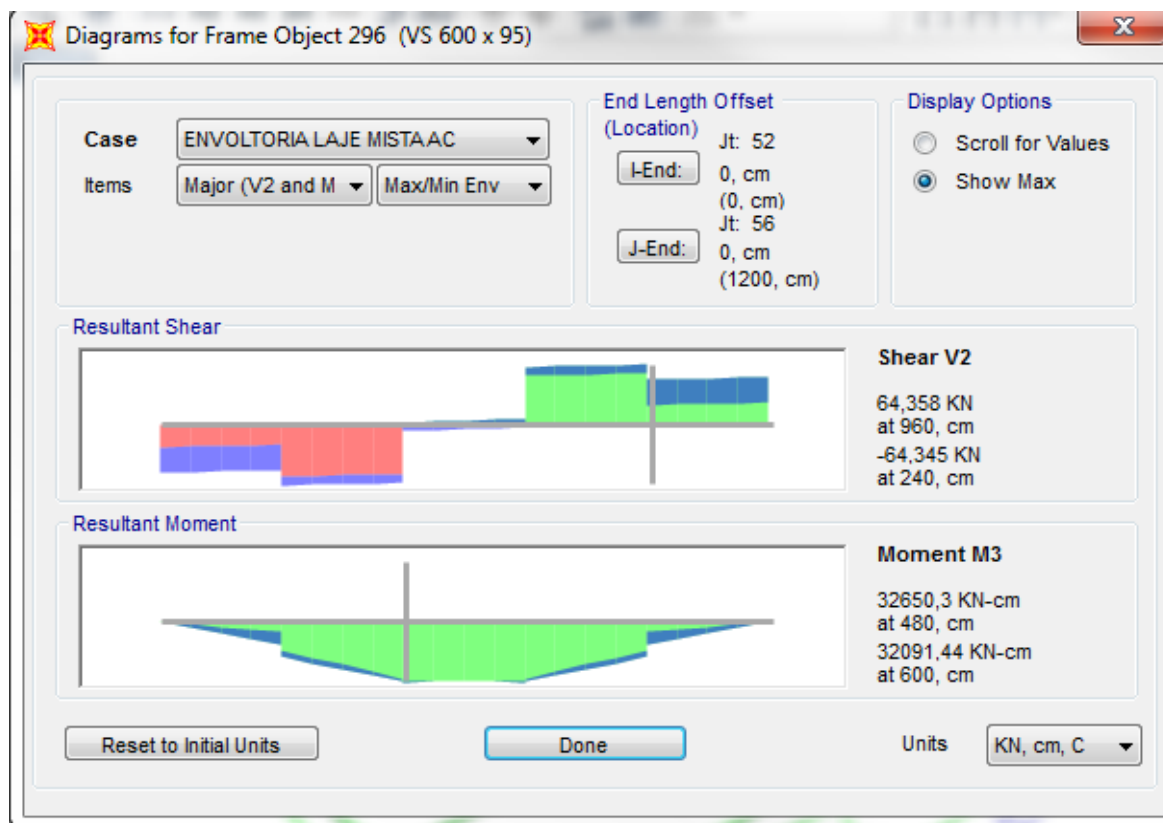


Fig. 9 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

VERIFICAÇÃO DA VIGA ISOLADA				
ANTES DA CURA				
Adotado pela SAP2000 V19 (x=700)		Msd	33000,00	kN.cm
Módulo plástico		Mpl	100833,15	kN.cm
FLA				
Parâmetro de esbeltez	$d'/tw$	$\lambda$	51,52	
Parâmetro de esbeltez de plastificação	$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_p$	90,53	
Momento fletor resistente nominal	$MRK = Mpl = Zx \cdot fy$	MRk	100833,15	kN.cm
FLM				
Parâmetro de esbeltez	$\lambda = 0,5bf/t$	$\lambda$	7,65	
Parâmetro de esbeltez de plastificação	$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_p$	9,15	
Momento fletor resistente nominal	$MRK = Mpl = Zx \cdot fy$	MRk	100833,15	kN.cm
FLT				

Parâmetro de esbeltez de plastificação	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_p$	42,38	
Vão livre		Lb	2,40	cm
Parâmetro de esbeltez	$\frac{L_b}{r_y}$	$\lambda$	50,42	
	$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E J}$	B1	0,04	
Parâmetro de esbeltez de escoamento	$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$	$\lambda_r$	120,77	
Momento fletor resistente nominal	$M_{Rk} = C_b \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq M_{pl}$	MRk	96815,62	kN.cm
fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme		Cb	1,00	

Momento fletor resistente nominal	MRk	96815,62	kN.cm
Momento fletor resistente de cálculo	Mrd	88014,20	kN.cm
Verificação	Msd/Mrd	0,360	Ok atende

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

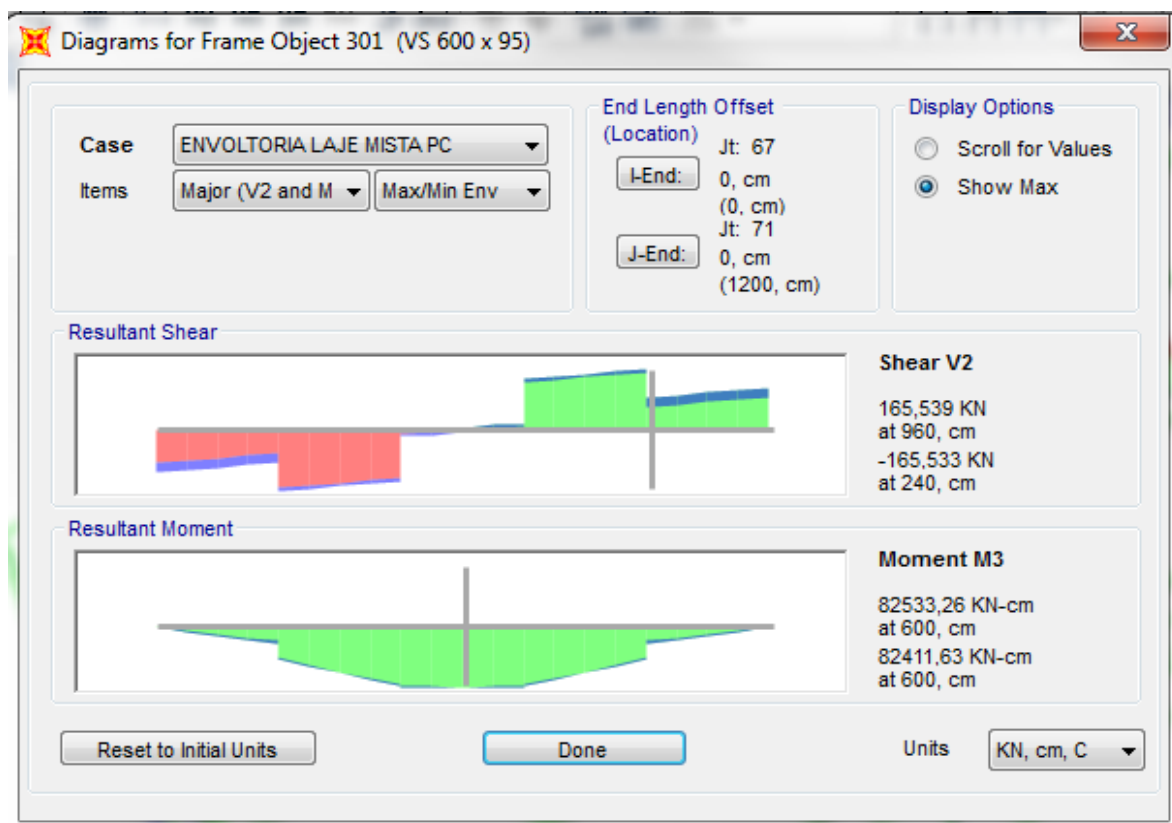


Fig. 10 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

VERIFICAÇÃO DEPOIS DA CURA - VIGA MISTA			
DEPOIS DA CURA - VIGA MISTA			
Adotado pelo SAP2000 V19 ( $\alpha=1400$ )	Msd	82535,00	kN.cm
Verificação da zona plástica/elástica			
Esbeltez da alma	$h/t_w$	51,52	
Limite das propriedades plásticas	$3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	90,53	
Limite das propriedades elásticas	$5,7 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	137,24	
<b>CASO I-PROPRIEDADES PLÁSTICAS</b>	$h/t \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$		

CASO I			
INTERAÇÃO COMPLETA			
POSIÇÃO DA LINA NEUTRA LNP			
$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c$		3825,00	kN
$A_a \cdot F_{yd}$		4086,68	kN
<b>LNP no perfil</b>			

MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO PARA INTERAÇÃO COMPLETA			
LINHA NEUTRA NO PERFIL			
Força resist.da laje a compr	$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{ad})$	3825,00	kN
Força resist.do aço a compr	$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c$	130,84	kN
Força resist. Mesa sup.	<b><math>A_s \cdot f_{yd}</math></b>	1065,49	kN
LNP na mesa superior	$y_p = \frac{C_{ad}}{A_a f_{yd}} t_f$	0,183	cm

LNP na mesa superior			
Distância do centro geométrico da parte comp.do perfil de aço até a face superior do perfil	$Y_c$	0,09	cm
Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior do perfil	$Y_t$	29,14	cm

Momento Resistente:			
$M_{rd} = \left[ C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( \frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$	MRd	155771,54	kN.cm

Momento fletor resistente	MRd	155771,54	kN.cm
	folga	1,89	89%

CASO I			
INTERAÇÃO PARCIAL			
POSIÇÃO DA LINHA NEUTRA PLÁSTICA (LNP)			
Força atuante nos conectores	$F_{hd} \leq \begin{cases} 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t_c \\ A_a \cdot f_{yd} \end{cases}$	3825,00	kN
Grau de interação da VM	$\alpha_{\min} \geq \begin{cases} 1 - \frac{E}{578 \cdot f_y} (0,75 - 0,03 \cdot L_e) \\ 0,4 \end{cases}$	0,61	
	<b><math>\alpha</math> adotado</b>	<b>0,61</b>	
Força resist.da laje a compressão	$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c$	2333,25	kN
Força resist.do aço a compressão	$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{ad})$	876,72	kN
Espessura efetiva da laje	$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{ac} b} \leq t_c$	4,27	cm
Força resist. Mesa sup.	$A_s \cdot f_{yd}$	1065,49	kN
LNP na mesa superior	$y_p = t_f + h_w \left( \frac{C_{ad} - A_{af} f_{yd}}{A_{aw} f_{yd}} \right)$	1,23	cm
<b>LNP na mesa superior</b>			

MOMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO PARA INTERAÇÃO PARCIAL			
LINHA NEUTRA NA MESA SUPERIOR			
Distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior do perfil	Yc	0,613	cm
Distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior do perfil	Yt	21,91	cm

$M_{rd} = \left[ C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$	MRd	145722,59	kN.cm
--	-----	-----------	-------

Momento fletor resistente	MRd	145722,59	kN.cm
folga	MRd/Msd	1,77	77%

### 13.16 CONECTORES

Quantidade, espaçamento e disposição

Considerações para o dimensionamento da quantidade dos conectores:

- Para qualquer número de conectores em uma linha, soldados diretamente ao perfil de aço,  $R_g = 1,0$ ;
- Conectores soldados diretamente no perfil de aço e pelo menos 50% da largura da mesa em contato direto com o concreto,  $R_p = 1,0$ ;

QUANTIDADES DE CONECTORES			
Espessura da Laje	tc	70,00	mm
Diâmetro dos conectores	dcs	19,00	cm
Área da seção transversal do conector	$A_{cs} = \pi \cdot dcs^2 / 4$	2,84	cm <sup>2</sup>
Fator de ponderação das resistências	$\gamma$	1,25	-
coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores	$R_g$	1,00	-
coeficiente para consideração da posição do conector	$R_p$	1,00	-
Resistência a ruptura do conector	fucs	41,50	kN/m <sup>2</sup>
Força resistente de cálculo 1 conector	$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$ $Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$	94,13	kN
Número de conectores:	$n = (\alpha \cdot F_{hd}) / Q_{rd}$	24,79	
Número de conectores adotado		25	

Devido a carga concentrada no trecho entre o apoio e momento máximo:

$$n_p = n \left( \frac{M_{p, sd} - M_{a, rd}}{M_{sd} - M_{a, rd}} \right)$$

Como  $M_{a, sd} > M_{p, sd}$ , não é necessário esta verificação

Verificação dos requisitos:

- Altura dos conectores:

$$h_{cs} = 9mm \geq 4 \cdot d_{cs} = 76 mm$$

$$h_{cs} \geq 85mm$$

Será adotado conectores com altura  $h_{cs} = 105 mm$ .

- Cobrimento superior:

$$t_c + h_f - \text{cobrimento} = 7,0 + 5,0 - 1,0 = 11,0cm \text{ ou } 110 mm > h_{cs} - 9mm$$

$$110mm > 96mm \text{ ok!}$$

- Altura dos conectores acima do topo da forma:

$$(h_{sc} - 9mm) - h_f = 96 - 50 = 46 mm > 40mm \text{ ok}$$

- Espaçamento longitudinal máximo entre linhas de centro de centro de conectores:

$$8 \cdot t_c + h_f = 8 \cdot (50 + 70) = 960 mm - \text{adotar } 915mm$$

- Espaçamento longitudinal mínimo entre linhas de centro de conectores:

$$4 \cdot d_{cs} = 4 \cdot 19 = 76 mm;$$

- Altura de concreto acima do topo da forma:

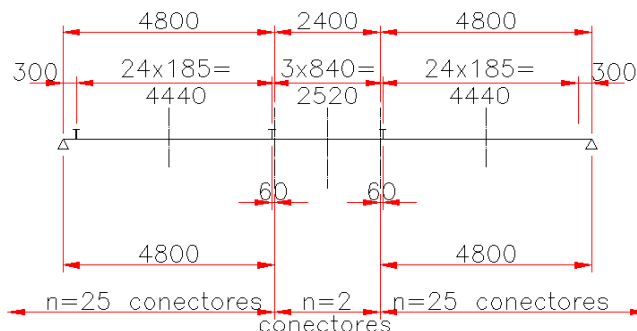
$$T_c = 70 mm > 50 mm - \text{ok};$$

- Disposição entre apoio e momento máximo:

$$4800 - 300 - 60 = 4440 mm / 24 \text{ esp.} = 185 mm$$

- Disposição entre cargas concentradas:

$$2400 + 60 + 60 = 2520 mm / 3 \text{ esp.} = 840 mm$$



### 13.17 LIMITAÇÃO DE TENSÃO

Não é necessário verificar, pois:

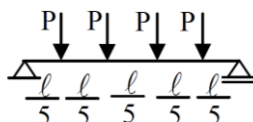
$$h/t \leq 3,76 \sqrt{E/f_y}$$

## 13.18 VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

$$V_{SD} \leq V_{RD}$$

VERIFICAÇÃO À FORÇA CORTANTE			
Parâmetro de esbeltez	$\lambda = h/t_w$	51,52	
Parâmetro de esbeltez de plastificação	$\lambda_p = 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	59,23	
Força cortante correspondente à plastif. da alma por cisalhamento	$V_{pl} = 0,6A_w f_y$	1310,62	kN
Área efetiva de cisalhamento	$A_w = dt_w$	63,32	cm <sup>2</sup>
Força cortante resistente de cálculo	$\lambda \leq \lambda_p : V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$	1191,47	kN
Força cortante solicitante de cálculo	Vsd	160,00	kN
	Vrd > Vsd	Atende	

## 13.19 VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO ELÁSTICA

13.19.1 Carga característica

Carga permanente característica antes cura	Rcp,sk	44,352	kN
Carga permanente característica após cura	Rcp,sk	8,400	kN
Carga sobrecarga característica pos	Rcp,sk	84,000	kN
Grau de Interação	$\alpha$	0,61	

13.19.2 Flecha devido a ação permanente antes da cura do concreto

Carga permanente característica antes cura	Rcp,sk	44,352	kN
Flecha atuante	$\frac{63}{1000} \frac{Pl^3}{EI}$	3,14	cm
Executar contra flecha de		3,00	cm

13.19.3 Flecha devido as ações após a cura do concreto (longa duração)

Carga permanente característica pós cura	Rcp,sk	8,400	kN
--	--------	-------	----

LONGA DURAÇÃO			
Razão entre os módulos de elasticidade	$\alpha E = E/E_c$	7,41	
Largura efetiva transformada	$b_{tr} = b/(3 \cdot \alpha E)$	13,50	cm
Posição da linha neutra (LNE)	$y_{tr} = \frac{A_a y_a + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c}$	46,40	cm
LNE na Viga Aço			

LNE PASSANDO PELO PERFIL			
Posição da LNE	$y_{tr} = Y_{tr,i}$	46,40	cm
Momento de inércia da seção mista	$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} \cdot t_c^3}{12} + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$	159212,5373	cm <sup>4</sup>
Momento de inércia efetivo da VM	$I_{ef,cd} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a)$	141210,7012	cm <sup>4</sup>
Flecha atuante	$\frac{63}{1000} \frac{P \ell^3}{EI}$	0,32	cm

13.19.4 Flecha devido as ações após cura do concreto (curta duração)

Carga sobrecarga característica pos	Rcp,sk	84,000	kN
-------------------------------------	--------	--------	----

Curta duração			
Razão entre os módulos de elasticidade	$\alpha E = E/E_c$	7,41	
Largura efetiva transformada	$b_{tr} = b/\alpha E$	40,50	cm

Posição da linha neutra (LNE)	$y_{tr} = \frac{A_a y_a + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} \right)}{A_a + A'_c}$	56,63	cm
LNE na Viga Aço			

LNE PASSANDO PELO PERFIL			
Posição da LNE	$y_{tr} = Y_{tr,i}$	56,63	cm
Momento de inércia da seção mista	$I_{tr} = I_a + A_a \cdot (y_{tr} - y_a)^2 + \frac{b_{tr} \cdot t_c^3}{12} + A'_c \cdot \left( d + \frac{t_c}{2} - y_{tr} \right)^2$	211514,6072	cm <sup>4</sup>
Momento de inércia efetivo da VM	$I_{ef,cd} = I_a + \sqrt{\alpha} (I_{tr} - I_a)$	182059,92	cm <sup>4</sup>
Flecha atuante	$\frac{63}{1000} \frac{P \ell^3}{EI}$	2,51	cm

### 13.19.5 Verificação

Flecha total	$\delta_t = \delta_{ac} + \delta_{cd} + \delta_{ld}$ - contra flecha	2,97	cm
Verificação	$\delta_{adm} = L/350$	3,43	cm
		ok Atende	

### 13.20 VERIFICAÇÃO DA LIMITAÇÃO DE TENSÃO NA VIGA DE AÇO

Para aplicação da análise no cálculo da flecha, é necessário que a condição de limitação de tensão seja atingida:

$$\left( \frac{M_{Ga,Sd}}{W_a} \right) + \left( \frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}} \right) \leq f_y$$

VERIFICAÇÃO DE SERVIÇO			
Momento solicitante devido às ações atuantes antes da resistência do concreto atingir 0,75fck	$M_{Ga,sk}$ = Considerado o momento retirado do SAP2000 V19 dividido por 1,4	23571,42857	kN.cm

Momento solicitante devidos às ações atuantes após a resistência do concreto atingir $0,75f_{ck}$	$M_{L,sk}$ = Considerado o momento retirado do SAP2000 V19 dividido por 1,4	58953,57143	kN.cm
Módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço	$W_a = W_x$	2554,00	cm <sup>3</sup>
Módulo de resistência efetivo	$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}} [(W_{tr})_i - W_a]}$	3476,43	cm <sup>3</sup>
Limitação	$\left(\frac{M_{Ga,Sd}}{W_a}\right) + \left(\frac{M_{L,Sd}}{W_{ef}}\right) \leq f_y$	26,187	34,5
ok atende			

**O perfil W 610 x 101 atende todos os requisitos**

Para disposição, ver desenhos em anexo Item 24.2

## 14.0 CALCULO DAS ARMADURAS

### 14.1 ARMADURA DE COSTURA VMS

A força de cisalhamento solicitante de cálculo na laje por unidade de comprimento, em cada um dos dois planos horizontais, é dada por:

$H_{V,sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n}\right) \cdot \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{L_m}$			
Trecho (ver desenhos disposição dos conectores)			
Força de cisalhamento solicitante	Hv,sd	0,63	kN/cm
Número de conectores no trecho	nm	11,00	
Grau de interação da VM	$\alpha$	0,46	
Força atuante nos conectores	Fhd	962,86	kN
Número total conectores	n	11,00	
b1/(b1+b2)		0,50	
Quantidade de apoio	Lm	350,00	cm

FORÇA DE CISALHAMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO			
$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot A_{cv} \frac{f_{ct,k,inf}}{\gamma_c} + \sum (A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s}) + (A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a}) \\ 0,2 \cdot A_{cv} \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} + 0,6 \cdot A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases}$			
Trecho (ver desenhos disposição dos conectores)			
Área de cisalhamento do concreto/m	Acv	7,0	cm <sup>2</sup> /cm
Espessura da laje	tc	7,0	cm

$f_{k_{cinf}} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$	$f_{k_{cinf}}$	0,203	kN/cm <sup>2</sup>
Limite escoamento aços da armadura (aço CA-50)	$f_{ys}$	50,00	kN/cm <sup>2</sup>
Limite escoamento aço da forma	$f_{yF}$	28,00	kN/cm <sup>2</sup>
Área da forma de aço	AF	0,100	cm <sup>2</sup> /cm

O valor máximo da área  $A_s$  da armadura de costura é:

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 3,145 + 43,478A_s \\ 4,52 \text{ kN/cm} \end{cases} \quad \therefore A_{sM\acute{a}x} = 0,032 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Fazendo  $H_{v,sd} \leq H_{v,Rd}$

$$0,63 \leq 3,145 + 43,478A_s$$

$$A_s = -0,058 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Portanto a área mínima seria 0 cm<sup>2</sup> / cm, no entanto, deve-se considerar:

$$A_{s,m\acute{i}n} \geq \begin{cases} 150 \text{ mm}^2/\text{m} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,001A_{cv} = 0,001 \cdot 7,0 = \frac{7,0 \cdot 10^3 \text{ cm}^2}{\text{cm}} = \\ 0,7 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Com base nos limites obtidos, deve ser empregado um armadura de 1,5 cm<sup>2</sup>/cm e 3,2 cm<sup>2</sup>/cm.

Usar barras  $\theta = 6,35 \text{ mm} < 1/8$ .  $T_c = 8,75 \text{ mm}$

Área de armadura mínima	$A_s$	1,50	cm <sup>2</sup> /m
Área de uma barra	$a_s$	0,31	cm <sup>2</sup>
barras necessária	$n$	4,81	
Adotado		5,00	barras/m

Comprimento de ancoragem:

$$l_b = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{Rd}}{n}\right) \cdot \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot t_c} + l'_b$$

$$l'_b = \frac{\emptyset}{4} \left[ \frac{\frac{f_{ys}}{\gamma_s}}{1,575 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right] = 299,85 \geq \begin{cases} 10\emptyset = 63 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l'_b = \frac{63}{4} \left( \frac{\frac{500}{1,575}}{\frac{2,05}{1,4}} \right) = 299,85 \text{ mm} \geq \begin{cases} 10 \cdot 6,3 = 63 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_b = \frac{\left(\frac{12 \cdot 0,46 \cdot 982,86}{12}\right) (0,5)}{0,85 \cdot \frac{3,0}{1,4} \cdot 7,0} + 299,85$$

$l_b = 173,69 + 299,85 = 473,54$  mm, será adotado 475,0 mm

Total de barras na viga:

**(3,5m . 5 b/m) \* 2 = 36,0 barras**

Disposição das barras:

- Espaçamento máximo entre eixos 400 mm;
- Espaçamento entre faces, deverá ser  $\leq$ :
  - ✓ 20 mm
  - ✓  $\emptyset$ ;
  - ✓ 1,2 x a dimensão máxima do agregado graúdo (considerar Brita 01 – dimensão 25 mm = 30 mm.
- Cobrimento mínimo, agressividade ambiental moderada.(Tabela 13.5 – Apostila mistas)

**Para disposição, ver desenhos em anexo Item 24.3**

#### 14.2 ARMADURA DE COSTURA VMP

A força de cisalhamento solicitante de cálculo na laje por unidade de comprimento, em cada um dos dois planos horizontais, é dada por:

$H_{V,sd} = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{hd}}{n}\right) \cdot \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{L_m}$			
Trecho (ver desenhos disposição dos conectores)			
Força de cisalhamento solicitante	Hv,sd	1,94	kN/cm
Número de conectores no trecho	nm	25,00	
Grau de interação da VM	$\alpha$	0,61	
Força atuante nos conectores	Fhd	3825,00	kN
Número total conectores	n	25,00	
b1/(b1+b2)		0,50	
Quantidade de apoio	Lm	600,00	cm

FORÇA DE CISALHAMENTO RESISTENTE DE CÁLCULO			
$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,6 \cdot A_{cv} \frac{f_{ct,k,inf}}{\gamma_c} + \sum \left( A_s \frac{f_{ys}}{\gamma_s} \right) + \left( A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \right) \\ 0,2 \cdot A_{cv} \frac{f_{c,k}}{\gamma_c} + 0,6 \cdot A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_a} \end{cases}$			
Trecho (ver desenhos disposição dos conectores)			
Área de cisalhamento do concreto/m	Acv	7,0	cm <sup>2</sup> /cm

Espessura da laje	tc	7,0	cm
$f_{k_{cinf}} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$	$f_{k_{cinf}}$	0,203	kN/cm <sup>2</sup>
Limite escoamento aços da armadura (aço CA-50)	$f_{ys}$	50,00	kN/cm <sup>2</sup>
Limite escoamento aço da forma	$f_{yF}$	28,00	kN/cm <sup>2</sup>
Área da forma de aço	AF	0	cm <sup>2</sup> /cm

O valor máximo da área  $A_s$  da armadura de costura é:

$$H_{v,Rd} \leq \begin{cases} 0,608 + 43,478A_s \\ 3,0 \text{ kN/cm} \end{cases} \quad \therefore A_{sM\acute{a}x} = 0,055 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Fazendo  $H_{v,sd} \leq H_{v,Rd}$

$$1,94 \leq 0,608 + 43,478A_s$$

$$A_s = 0,031 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

Portanto a área mínima dever ser de 3,1 cm<sup>2</sup> / cm, sem efetividade quando superar 5,5 cm<sup>2</sup> / cm, além disso, deve-se ter:

$$A_{s,m\acute{i}n} \geq \begin{cases} 150 \text{ mm}^2/\text{m} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 0,001A_{cv} = 0,001 \cdot 7,0 = \frac{7,0 \cdot 10^3 \text{ cm}^2}{\text{cm}} = \\ 0,7 \text{ cm}^2/\text{m} \end{cases}$$

Com base nos limites obtidos, deve ser empregado um armadura entre 3,1 cm<sup>2</sup>/cm e 5,5 cm<sup>2</sup>/cm.

Usar barras  $\theta = 8,0 \text{ mm} < 1/8$ .  $T_c = 8,75 \text{ mm}$

Área de armadura mínima	$A_s$	3,10	cm <sup>2</sup> /m
Área de uma barra	$a_s$	0,31	cm <sup>2</sup>
barras necessária	n	9,94	
Adotado		10,0	barras/m

Comprimento de ancoragem:

$$l_b = \frac{\left(\frac{n_m \alpha F_{Rd}}{n}\right) \cdot \left(\frac{b_1}{b_1 + b_2}\right)}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot t_c} + l'_b$$

$$l'_b = \frac{\phi}{4} \left[ \frac{\frac{f_{ys}}{\gamma_s}}{1,575 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}} \right] = 299,85 \geq \begin{cases} 10\phi = 63 \text{ mm} \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l'_b = \frac{6,3}{4} \left( \frac{\frac{500}{\gamma_s}}{1,575 \cdot \frac{2,08}{1,4}} \right) = 299,85 \text{ mm} \geq \begin{cases} 10 \cdot 6,3 = 63 \text{ mm} \end{cases}$$

100 mm

$$l_b = \frac{\left(\frac{25 \cdot 0,61 \cdot 8825}{25}\right)^{0,5}}{0,85 \cdot \frac{8,0}{1,4} \cdot 7,0} + 299,85$$

$l_b = 915,0 + 299,85 = 1214,85$  mm, será adotado 1220 mm,

Total de barras na viga:

$$(6,0\text{m} \cdot 10 \text{ b/m}) \cdot 2 = 120,0 \text{ barras}$$

Disposição das barras:

- Espaçamento máximo entre eixos 400 mm;
- Espaçamento entre faces, deverá ser  $\leq$ :
  - ✓ 20 mm
  - ✓  $\varnothing$ ;
  - ✓ 1,2 x a dimensão máxima do agregado graúdo (considerar Brita 01 – dimensão 25 mm = 30 mm.
- Cobrimento mínimo, agressividade ambiental moderada.(Tabela 13.5 – Apostila mistas)

**Para disposição, ver desenhos em anexo Item 24.3**

### 14.3 ARMADURA DE CONTINUIDADE (VMS / VMP)

#### 14.3.1 Armadura de continuidade – Ponto 1 e 2

Diâmetro das barras da armadura, deverá atender as condições:

- ✓  $\varnothing < 1/8 \cdot t_c = 8,75$  mm
- ✓  $\varnothing < 20$  mm

Será adotado  $\varnothing 8$  mm

$\sigma_{st} = 810 \cdot \sqrt{\frac{w_k \cdot f_{ck}^{2/3}}{\varnothing}} \leq f_{ys}$			
Tensão de tração máxima na armadura	$\sigma_{st}$	487,3875	>500 MPa
Limite de escoamento aço armadura	$f_{ys}$	500	MPa
Aberutra máxima das fissuras	$w_k$	0,3	Moderada (Tabela 13.6 – Apostila mistas)
Diâmetro ddas barras da amarura	$\varnothing$	8,0	mm
Resistência característica do concreto	$f_{ck}$	30,0	Mpa

$$A_{sc} = \frac{0,72 \cdot f_{ct,ef} \cdot b_t \cdot t_c}{\sigma_{st}}$$

Área da armadura de continuidade	Asc	1,36	cm <sup>2</sup>
Resist. média à tração do concreto	fk <sub>ct,ef</sub>	3	MPa
Largura de trabalho da laje bt=(L1+L2)/32	bt	437,5	mm
Altura da laje de concreto	tc	70	mm
Área de armadura mínima	Asc	1,36	cm
Área de uma barra	as	0,50	cm <sup>2</sup>
barras necessária	n	2,71	
Adotado		4,00	barras

Comprimento de ancoragem:

$$L_b = 1/8 \cdot \text{vão} \Leftrightarrow l_b = 7000 / 8 \Leftrightarrow l_b = 875 \text{ mm}$$

Total de barras na viga:

**4,0 barras**

Disposição das barras:

- Espaçamento máximo entre eixos 400 mm;
- Espaçamento entre faces, deverá ser <=:
  - ✓ 20 mm
  - ✓ Ø;
  - ✓ 1,2 x a dimensão máxima do agregado graúdo (considerar Brita 01 – dimensão 25 mm = 30 mm.
- Cobrimento mínimo, agressividade ambiental moderada.(Tabela 13.5 – Apostila mistas)

**Para disposição, ver desenhos em anexo Item 24.3**

## 15.0 CÁLCULO BARRAS DA TESOURA A TRAÇÃO

### 15.1 MONTANTES – AÇÕES ATUANTES

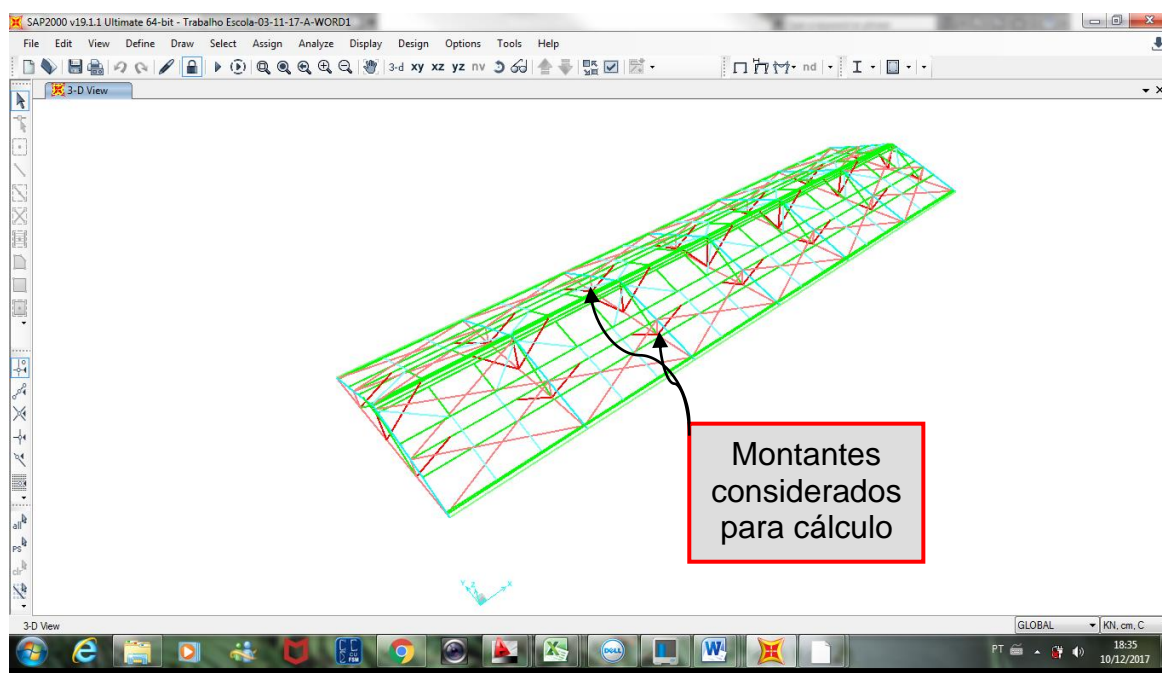


Fig. 11 – Indicação do montante para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

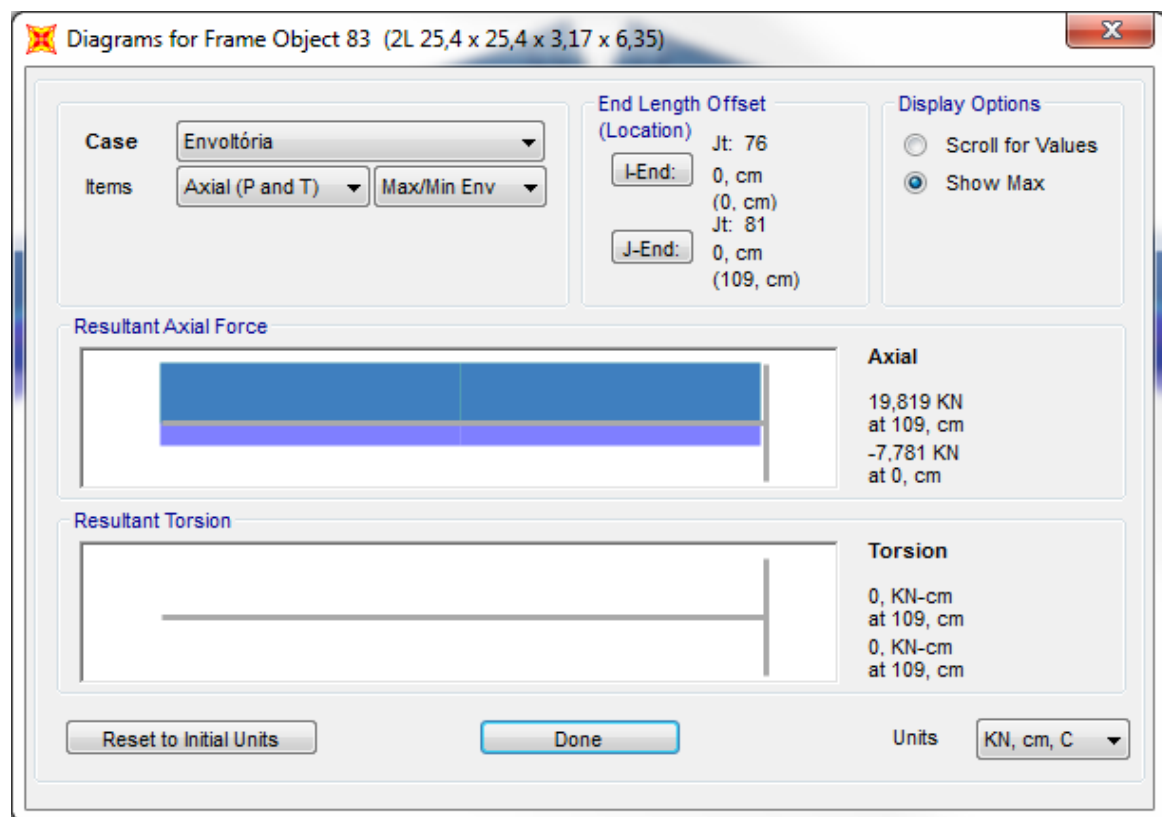


Fig. 12 – Força axial de tração no montante

Tração nos montantes = 19,82 KN ( $x=2100$ )

Barra pré-definida L 25,4 x 25,4 x 3,17

### 15.1.1 Dimensionamento / Verificação

a - aço estrutural

$$\text{ASTMAS-36} \Rightarrow f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ kN/cm}^2$$

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

b - escoamento de seção bruta

$$N_{\text{tsd}} \leq N_{\text{trd}} = \frac{A_g \cdot f_y}{1,10}$$

$$19,82 \leq \frac{25 \cdot A_g}{1,10} \Rightarrow A_g = 0,87 \text{ cm}^2$$

c - ruptura da seção líquida

$$N_{\text{tsd}} \leq N_{\text{trd}} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35}$$

$$19,82 \leq \frac{40 \cdot A_e}{1,35} \Rightarrow A_e = 0,67 \text{ cm}^2$$

d - área líquida  $A_e$

Como se trata de ligação por solda, a área líquida  $A_n$  é igual a área bruta  $A_g$ . Sendo assim, como

$$A_n = A_g = 1,48 \text{ cm}^2 \times 2 = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$A_e = C_t \cdot A_n$$

$$\text{Sendo } C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c}$$

$$\ell_c = 7 \text{ cm}$$

$$e_c = 0,76 \text{ cm}$$

$$\text{então } C_t = 1 - \frac{0,76}{7} \Leftrightarrow C_t = 0,89$$

$C_t$  deve atender a seguinte condição ( $0,6 > C_t < 0,9$ )

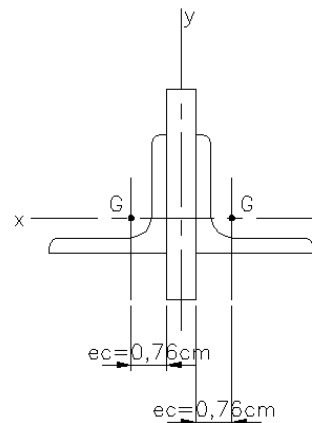
$$A_e = 0,89 \times 2,96 = 2,63 \text{ cm}^2 > 0,87 \text{ cm}^2, \text{ portanto atende}$$

e - esbeltez

$$\lambda_{\text{max}} = \frac{L}{r_{\text{min}}} < 300 = \frac{109}{0,79} = 137,97 < 300 \Rightarrow \text{Condição atendida}$$

**O perfil 2L 25,4 x 25,4 x 3,17 x 6,35 atende todos os requisitos**

f – chapas espaçadores



$$\frac{\ell}{r_{min}} \leq 300 \Rightarrow \frac{\ell}{0,48} \leq 300 \Rightarrow \ell \leq 144 \text{ cm}$$

Como o comprimento dos montantes são de apenas 109 cm, não são necessárias chapas espaçadoras.

## 15.2 MONTANTE – AÇÕES ATUANTES

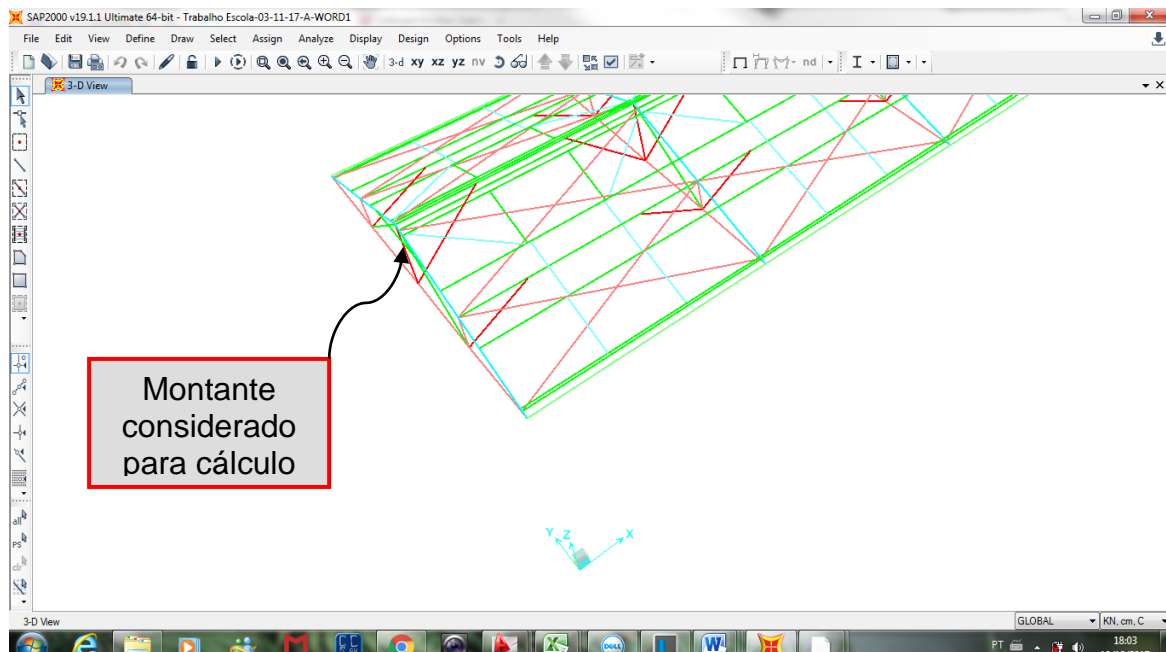


Fig. 13 – Indicação do montante para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

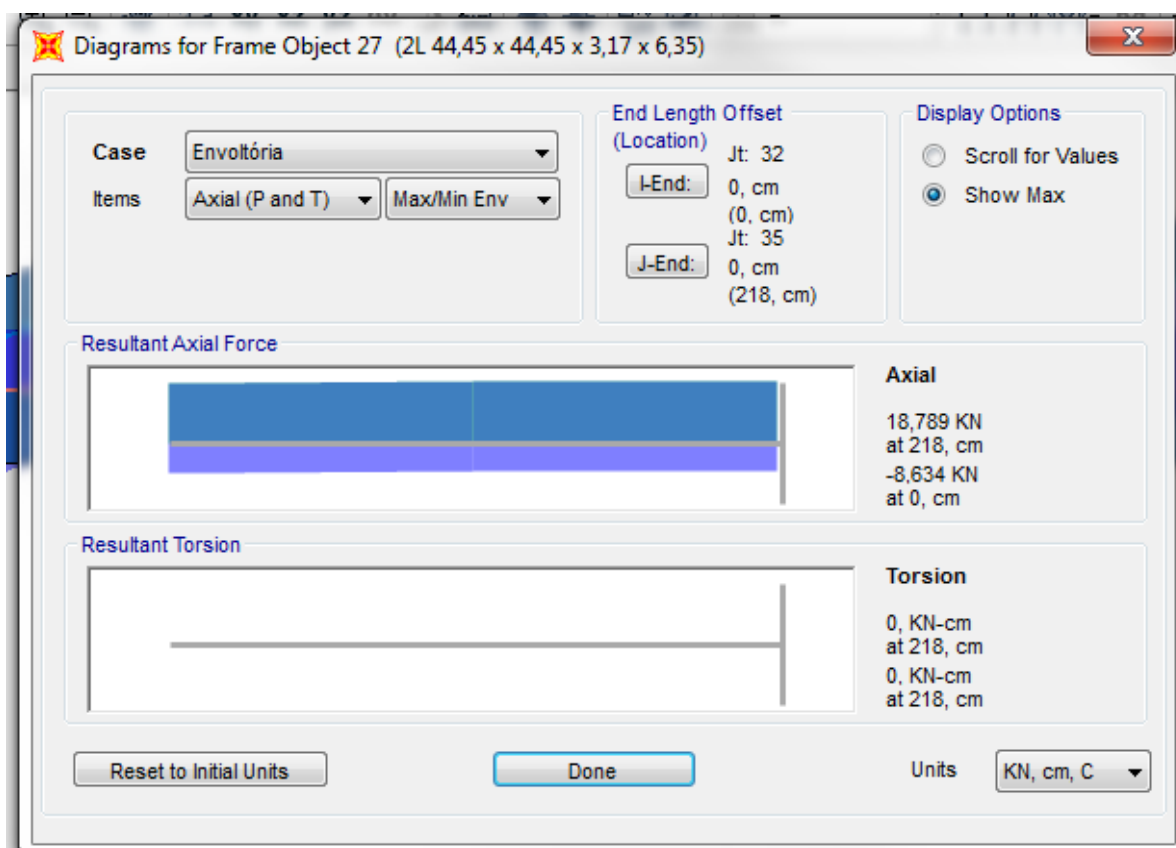


Fig. 14 – Força axial de tração no montante

Tração no montante = 18,79 kN ( $x=0$ )

Barra pré-definida L 44,45 x 44,45 x 3,17

### 15.2.1 Dimensionamento / Verificação

a - aço estrutural

ASTMAS-36  $\Rightarrow f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kN/cm}^2$

b - escoamento de seção bruta

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A_g \cdot f_y}{1,10}$$

$$18,79 \leq \frac{25 \cdot A_g}{1,10} \Rightarrow A_g = 0,83 \text{ cm}^2$$

c - ruptura da seção líquida

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35}$$

$$18,79 \leq \frac{40 \cdot A_e}{1,35} \Rightarrow A_e = 0,63 \text{ cm}^2$$

d - área líquida  $A_e$

Como se trata de ligação por solda, a área líquida  $A_n$  é igual a área bruta  $A_g$ . Sendo assim, como

$$A_n = A_g = 2,71 \text{ cm}^2 \times 2 = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$A_e = C_t \cdot A_n$$

$$\text{Sendo } C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

$$l_c = 8 \text{ cm}$$

$$e_c = 1,22 \text{ cm}$$

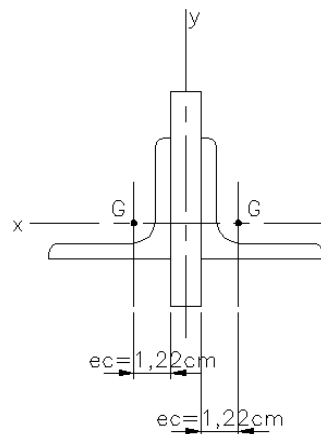
$$\text{então } C_t = 1 - \frac{1,22}{8} \Leftrightarrow C_t = 0,85$$

$C_t$  deve atender a seguinte condição ( $0,6 > C_t < 0,9$ )

$$A_e = 0,85 \times 5,42 = 4,61 \text{ cm}^2 > 0,83 \text{ cm}^2, \text{ portanto atende}$$

e - esbeltez

$$\lambda_{\max} = \frac{L}{r_{\min}} < 300 = \frac{218}{1,4} = 155,71 < 300 \Rightarrow \text{Condição atendida}$$



**O perfil 2L 44,45 x 44,45 x 3,17 x 6,35 atende todos os requisitos**

f – chapas espaçadores

$$\frac{\ell}{r_{min}} \leq 300 \Rightarrow \frac{\ell}{0,89} \leq 300 \Rightarrow \ell \leq 267 \text{ cm}$$

Como o comprimento do montante são de apenas 218 cm, não é necessário chapas espaçadoras

### 15.3 DIAGONAIS – AÇÕES ATUANTES

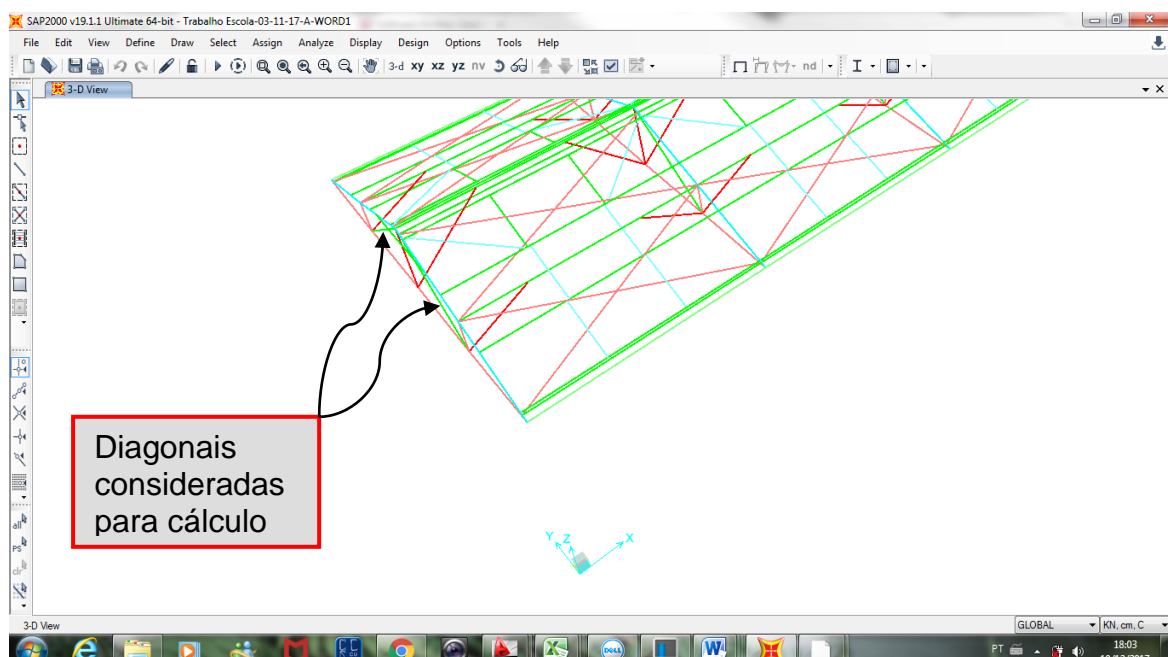


Fig. 15 – Indicação da diagonal para cálculo

. Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

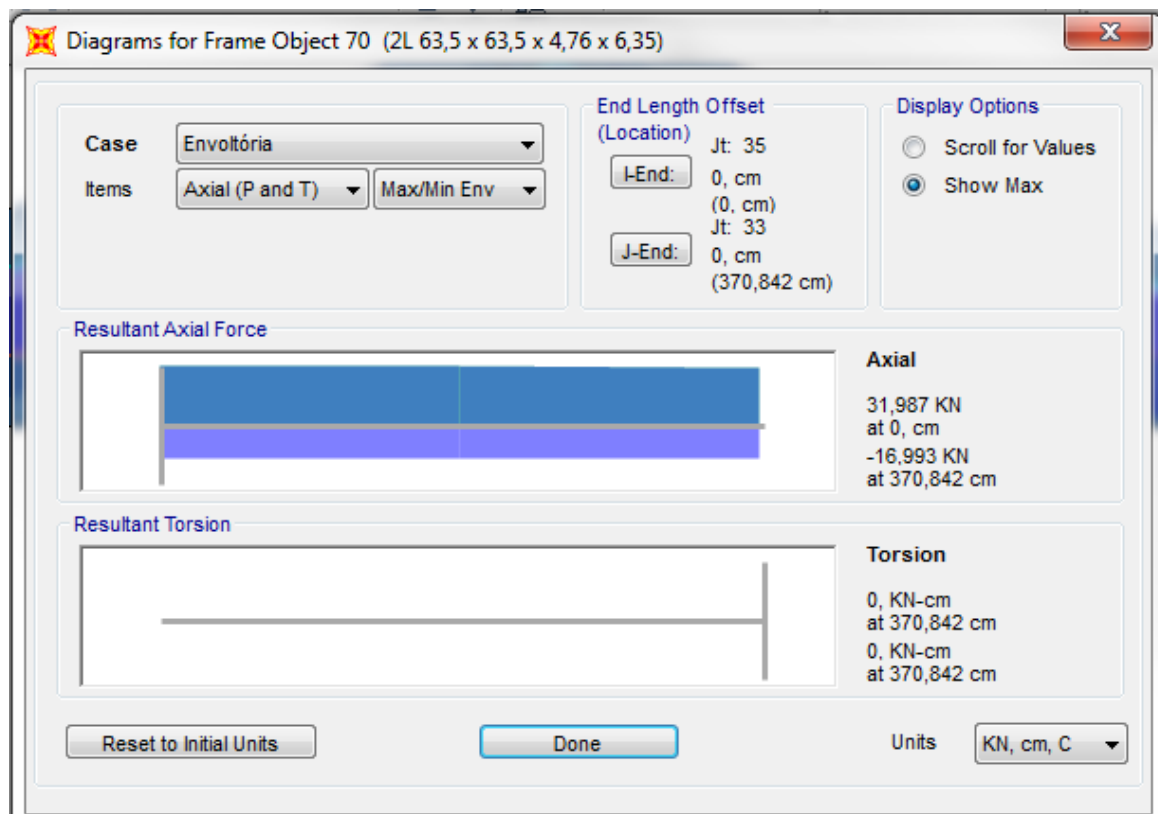


Fig. 16 – Força axial de tração nas diagonais

Tração nas diagonais = 31,98 kN (x=0)

Barra pré-definida L 63,5 x 63,5 x 4,76

### 15.3.1 Dimensionamento / Verificação

a - aço estrutural

ASTMAS-36 =>  $f_y = 250 \text{ Mpa} = 25 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kN/cm}^2$

b - escoamento de seção bruta

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A_g \cdot f_y}{1,10}$$

$$31,98 \leq \frac{25 \cdot A_g}{1,10} \Rightarrow A_g = 1,41 \text{ cm}^2$$

c - ruptura da seção líquida

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A_e \cdot f_u}{1,35}$$

$$31,98 \leq \frac{40 \cdot A_e}{1,35} \Rightarrow A_e = 1,08 \text{ cm}^2$$

d - área líquida  $A_e$

Como se trata de ligação por solda, a área líquida  $A_n$  é igual a área bruta  $A_g$ . Sendo assim, como

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

$$A_e = C_t \cdot A_n$$

$$\text{Sendo } C_t = 1 - \frac{e_c}{l_c}$$

$$l_c = 12 \text{ cm}$$

$$e_c = 1,75 \text{ cm}$$

$$\text{então } C_t = 1 - \frac{1,75}{12} \Leftrightarrow C_t = 0,85$$

$C_t$  deve atender a seguinte condição ( $0,6 > C_t < 0,9$ )

$$A_e = 0,85 \times 11,6 = 9,91 \text{ cm}^2 > 1,41 \text{ cm}^2, \text{ portanto atende}$$

e - esbeltez

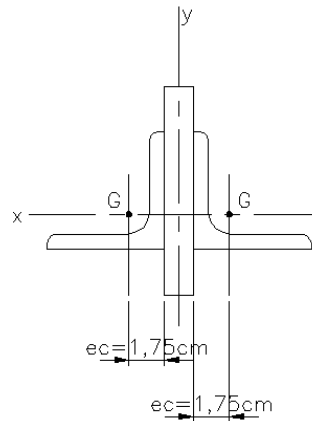
$$\lambda_{\max} = \frac{L}{r_{\min}} < 300 = \frac{370}{1,98} = 188,78 < 300 \Rightarrow \text{Condição atendida}$$

**O perfil 2L 63,5 x 63,5 x 4,76 x 6,35 atende todos os requisitos**

f – chapas espaçadoras

$$\frac{l}{r_{\min}} \leq 300 \Rightarrow \frac{l}{1,24} \leq 300 \Rightarrow l \leq 372 \text{ cm}$$

Deverá ser colocado 1 (uma) chapa espaçadora, pois o comprimento da diagonal é de 370 cm.



## 16.0 CÁLCULO BARRAS DA TESOURA A COMPRESSÃO

### 16.1 MONTANTES – AÇÕES ATUANTES

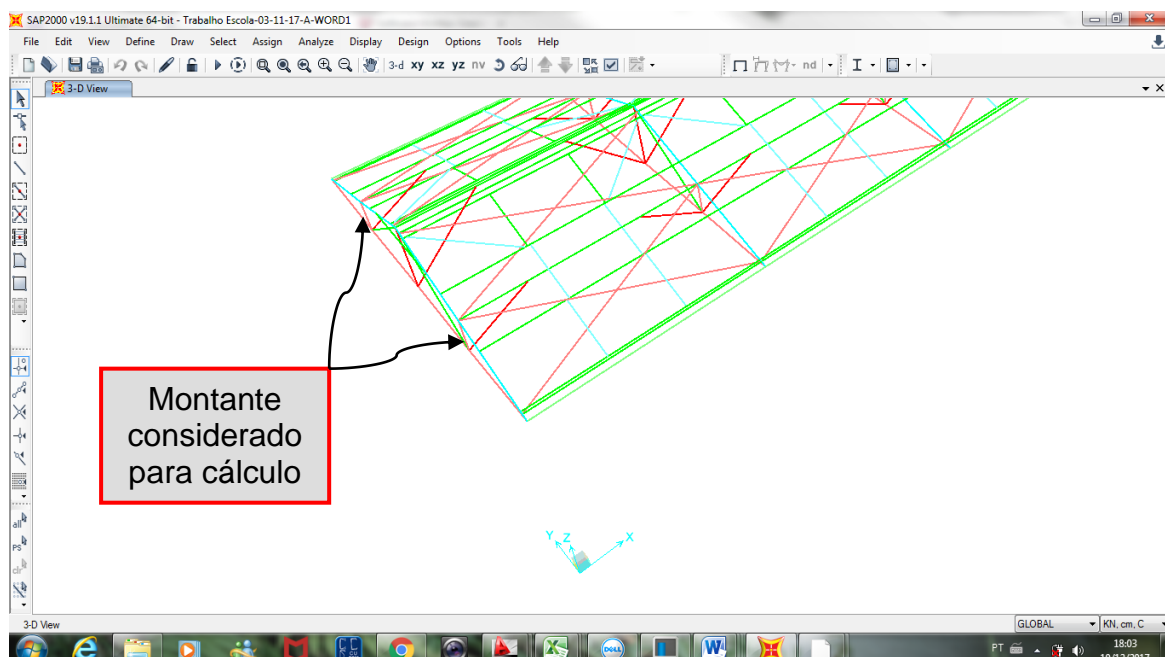


Fig. 17 – Indicação do montante para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

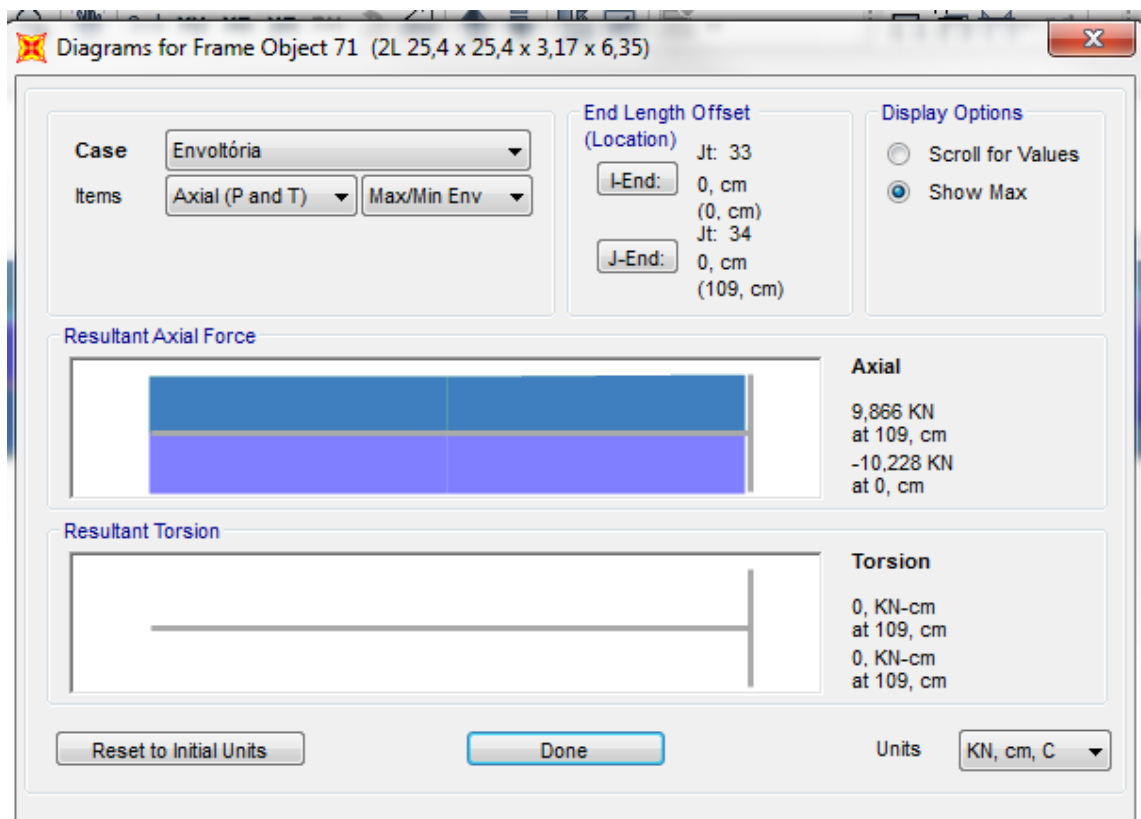


Fig. 18 – Força axial de compressão no montante

Compressão nos montantes = -10,20 KN (x=0)

Barra pré-definida L 25,4 x 25,4 x 3,17

### 16.1.1 Dimensionamento / Verificação

a - Propriedades geométricas

$$A_g = 1,48 \times 2 = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 0,83 \times 2 = 1,66 \text{ cm}^2 \quad r_x = 0,79$$

$$I_y = 2 \left[ 0,83 + 1,48 \left( 0,76 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \right] = 5,08 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{5,08}{2,96}} = 1,31 \text{ cm}$$

b - Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{25,4}{3,17} = 8,01$$

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

$$\frac{b}{t} = 8,01 < \left( \frac{b}{t_{\min}} \right) = 12,73$$

pela tabela 7.3 - Apostila  $Q_s = Q = 1,0$

c - Instabilidade global

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \Leftrightarrow N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 1,66}{(109 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ex} = 27,58 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{109}{0,79} = 137,97 < 200 \Leftrightarrow \text{OK ou}$$

$$\lambda_x = \frac{\pi \sqrt{E \cdot A_g}}{\sqrt{N_{ex}}} = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 2,96}}{\sqrt{27,58}} = 145,55$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Leftrightarrow N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 5,08}{109^2}$$

$$N_{ey} = 84,40 \text{ KN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + GJ \right]$$

$C_w = 0$  (seção similar a T)

$$J = \frac{1}{3} \times 2 [2,54 \times 0,317^3 + (2,54 - 0,317) \times 0,317^3] = 0,10 \text{ cm}^4$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + X_o^2 + Y_o^2} \quad X_o = 0$$

$$r_o = \sqrt{0,79^2 + 1,31^2 + 0 + 0,60^2}$$

$$Y_o = 0,76 - \frac{0,317}{2} = 0,60 \text{ cm}$$

$$r_o = 1,64 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{1,64^2} [0 + 7700 \times 0,10] \Leftrightarrow N_{ez} = 285,16$$

$$N_{eyz} = \frac{84,40 + 285,16}{2 [1 - (0,60/1,64)^2]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 84,40 \cdot 285,16 [1 - (0,60/1,64)^2]}{(84,40 + 285,16)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 80,20 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \frac{\pi \sqrt{E \cdot Ag}}{\sqrt{N_{eyz}}} < 200 = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 2,96}}{80,20} = 85,35 < 200 \Rightarrow \text{Condição atendida}$$

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

$$N_e = N_{ex} = 27,58 \text{ (menor valor entre } N_{ex} \text{ e } N_{eyz})$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot Ag \cdot fy}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 2,96 \cdot 25}{27,58}} = 1,64$$

conforme tabela 7.1  $\Rightarrow \chi = 0,326$

d - Força axial de compressão resistente de cálculo.

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot Ag \cdot fy}{\gamma_{a1}} = \frac{0,326 \cdot 1,0 \cdot 2,96 \cdot 25}{1,10} = 21,93 \text{ KN}$$

**O perfil 2L 25,4 x 25,4 x 3,17 x 6,35 atende todos os requisitos**

e - Chapas espaçadoras

$$\frac{\ell}{r_{min}} \leq \frac{1}{2} \left( \frac{KL}{r} \right) \Rightarrow \ell \leq \frac{1}{2} \cdot 137,97 \times 0,48 \Rightarrow \ell \leq 33,11 \text{ cm}$$

Necessário 4 (quatro) chapas espaçadoras, distanciadas de 21,80 cm. Esta condição atende também a condição de se usar pelo menos 2 (duas) chapas espaçadoras.

## 16.2 MONTANTE – AÇÕES ATUANTES

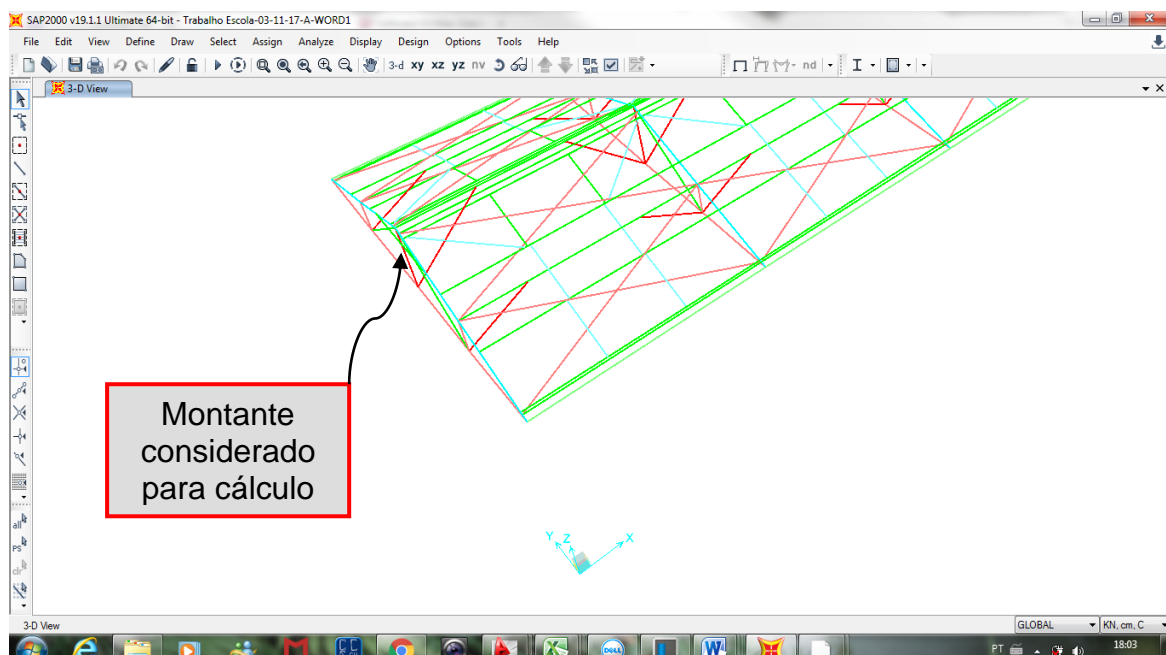


Fig. 19 – Indicação do montante para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

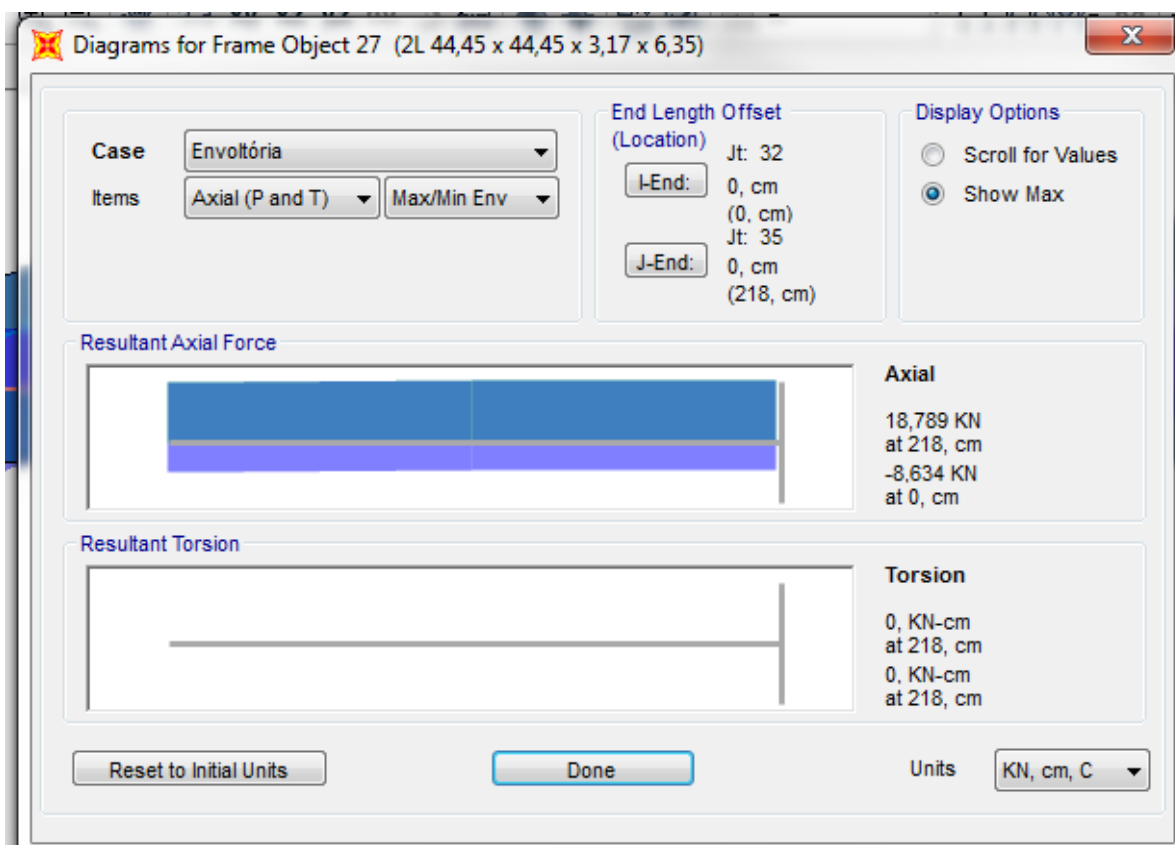


Fig. 20 – Força axial de compressão no montante

Compressão no montante = - 8,63 KN ( $x=0$ )

Barra pré-definida L 44,45 x 44,45 x 3,17

### 16.2.1 Dimensionamento / Verificação

a - Propriedades geométricas

$$A_g = 2,71 \times 2 = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 5,41 \times 2 = 10,82 \text{ cm}^2 \quad r_x = 1,41 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \left[ 5,41 + 2,71 \left( 1,22 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \right] = 23,59 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{23,59}{5,42}} = 2,09 \text{ cm}$$

b - Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{44,45}{3,17} = 14,02$$

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

$$\frac{b}{t} = 14,02 > \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} = 12,73$$

pela tabela 7.3. Vamos calcular  $\left( \frac{b}{t} \right)_{\text{tsup}}$

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

$$\text{Como } \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{lim}} = 12,73 < \frac{b}{t} = 14,02 \leq \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{tsup}} = 25,74$$

pela tabela 7.3  $Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{4,445}{0,317} \sqrt{\frac{25}{20000}} \Leftrightarrow Q_s = 0,96$$

c - Instabilidade global

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \Leftrightarrow N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 10,82}{(218 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ex} = 44,94 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{218}{1,41} = 154,61 < 200 \Leftrightarrow \text{OK ou}$$

$$\lambda_x = \frac{\pi \sqrt{E \cdot A_g}}{\sqrt{N_{ex}}} = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 5,42}}{\sqrt{44,94}} = 154,29$$

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2 [1 - (Y_0/r_0)^2]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ey} \cdot N_{ez} [1 - (Y_0/r_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Leftrightarrow N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 23,59}{218^2}$$

$$N_{ey} = 97,98 \text{ KN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + GJ \right]$$

$$C_w = 0 \text{ (seção similar a T)}$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2 [4,445 \times 0,317^3 + (4,445 - 0,317) \times 0,317^3] = 0,18 \text{ cm}^4$$

$$r_o = \sqrt{rx^2 + ry^2 + Xo^2 + Yo^2} \quad Xo = 0$$

$$r_o = \sqrt{1,41^2 + 2,09^2 + 0 + 1,06^2} \quad Yo = 1,22 - \frac{0,317}{2} = 1,06 \text{ cm}$$

$$r_o = 2,73 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{2,73^2} [0 + 7700 \times 0,18] \Leftrightarrow N_{ez} = 185,97$$

$$N_{eyz} = \frac{97,98 + 185,97}{2 [1 - (1,06/2,73)^2]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 97,98 \cdot 185,97 [1 - (1,06/2,73)^2]}{(97,98 + 185,97)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 87,23 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \frac{\pi \sqrt{E \cdot Ag}}{\sqrt{N_{eyz}}} < 200 = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 5,42}}{87,23} = 110,75 < 200 \Rightarrow \text{Condição atendida}$$

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

$$N_e = N_{ex} = 44,94 \text{ (menor valor entre } N_{ex} \text{ e } N_{eyz})$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot Ag \cdot fy}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,96 \cdot 5,42 \cdot 25}{44,94}} = 1,70$$

conforme tabela 7.1  $\Rightarrow \chi = 0,303$

d - Força axial de compressão resistente de cálculo.

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot Ag \cdot fy}{\gamma_{a1}} = \frac{0,303 \cdot 0,96 \cdot 5,42 \cdot 25}{1,10} = 35,83 \text{ KN}$$

**O perfil 2L 44,45 x 44,45 x 3,17 x 6,35 atende todos os requisitos**

e - Chapas espaçadoras

$$\frac{\ell}{r_{min}} \leq \frac{1}{2} \left( \frac{KL}{r} \right) \Rightarrow \ell \leq \frac{1}{2} \cdot 155,71 \times 0,89 \Rightarrow \ell \leq 69,29 \text{ cm}$$

Necessário 4 (duas) chapas espaçadoras, distanciadas de 43,6 cm. Esta condição atende também a condição de se usar pelo menos 2 (duas) chapas espaçadoras.

### 16.3 DIAGONAIS – AÇÕES ATUANTES

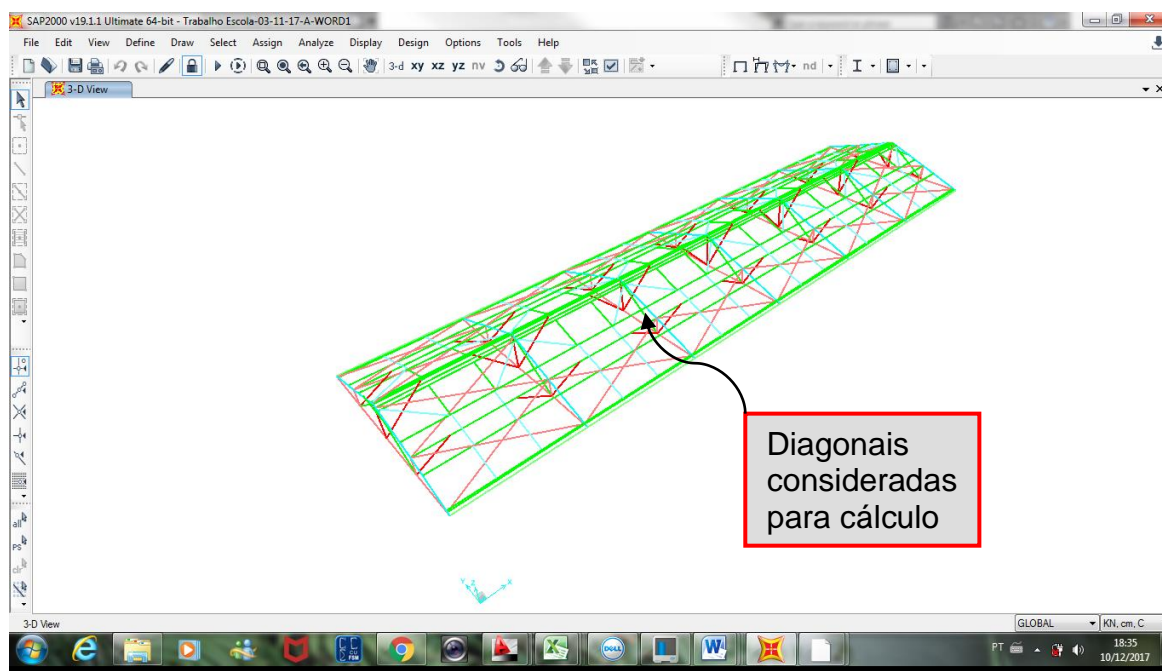


Fig. 21 – Indicação das diagonais para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

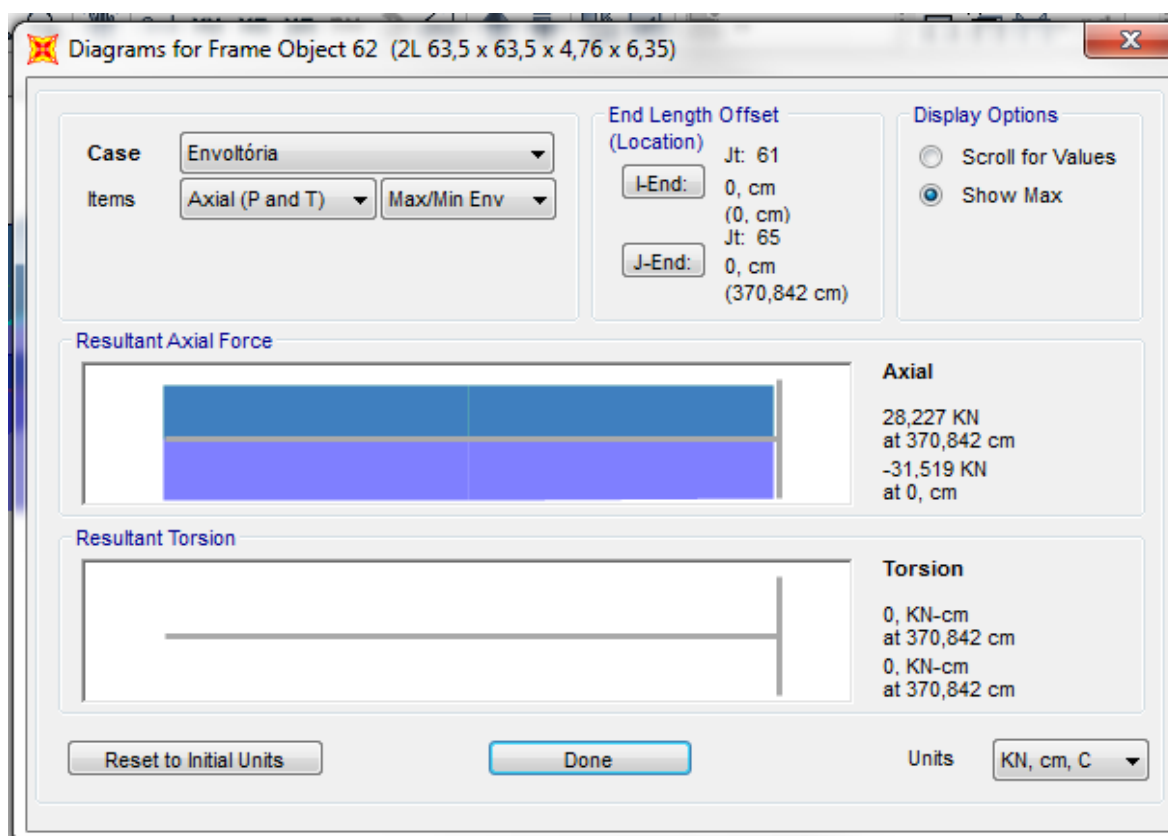


Fig. 22 – Força axial de compressão nas diagonais

Compressão nas diagonais = - 31,52 kN (x=1400)

Barra pré-definida L 63,5 x 63,5 x 4,76

### 16.3.1 Dimensionamento / Verificação

a - Propriedades geométricas

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

$$I_x = 23 \times 2 = 46,0 \text{ cm}^2 \quad r_x = 1,99 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \left[ 23 + 5,80 \left( 1,75 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \right] = 95,47 \text{ cm}^4 \quad r_y = \sqrt{\frac{95,47}{11,60}} = 2,87 \text{ cm}$$

b - Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{63,5}{4,76} = 13,34$$

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

$$\frac{b}{t} = 13,34 < \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{dim}} = 12,73$$

pela tabela 7.3. Vamos calcular  $\left( \frac{b}{t} \right)_{\text{tsup}}$

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

$$\text{Como } \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{dim}} = 12,73 < \frac{b}{t} = 13,34 \leq \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{tsup}} = 25,74$$

$$\text{pela tabela 7.3 } Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{6,35}{0,476} \sqrt{\frac{25}{20000}} \Leftrightarrow Q_s = 0,98$$

c - Instabilidade global

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \Leftrightarrow N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 46}{(370 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ex} = 66,33 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{370}{1,98} = 186,87 < 200 = \text{OK ou}$$

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{E \cdot A_g}{N_{ex}}} = \sqrt{\frac{20000 \cdot 11,60}{66,33}} = 185,80$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Leftrightarrow N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 95,47}{(370)^2}$$

$$N_{ey} = 137,66 \text{ KN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} = GJ \right]$$

$$C_w = 0 \text{ (seção similar a T)}$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2 \left[ 6,35 \times 0,476^3 + (6,35 - 0,476) \times 0,476^3 \right] = 0,88 \text{ cm}^4$$

$$o = \sqrt{rx^2 + ry^2 + Xo^2 + Yo^2} \quad X_o = 0$$

$$r_o = \sqrt{1,99^2 + 2,87^2 + 0 + 1,51^2} \quad Y_o = 1,75 - \frac{0,476}{2} = 1,51 \text{ cm}$$

$$r_o = 3,81 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3,81^2} \left[ 0 + 7700 \times 0,88 \right] \Leftrightarrow N_{ez} = 467,85 \text{ KN}$$

$$N_{eyz} = \frac{137,66 + 467,85}{2 \left[ 1 - (1,51/3,81)^2 \right]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 137,66 \cdot 467,85 \left[ 1 - (1,51/3,81)^2 \right]}{(137,66 + 467,85)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 129,83 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \frac{\pi \sqrt{E \cdot A_g}}{\sqrt{N_{eyz}}} = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 11,60}}{\sqrt{129,83}} = 132,80 < 200 \Rightarrow \text{OK}$$

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

$$N_e = N_{ex} = 66,33 \text{ (menor valor entre } N_{ex} \text{ e } N_{eyz})$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,98 \cdot 11,60 \cdot 25}{66,33}} = 2,07$$

conforme tabela 7.1  $\Rightarrow \chi = 0,205$

d - Força axial de compressão resistente de cálculo.

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,205 \cdot 0,98 \cdot 11,60 \cdot 25}{1,10} = 52,96 \text{ kN}$$

**O perfil 2L 63,5 x 63,5 x 4,76 x 6,35 atende todos os requisitos**

e - Chapas espaçadoras

$$\frac{\ell}{r_{min}} \leq \frac{1}{2} \left( \frac{KL}{r} \right) \Rightarrow \ell \leq \frac{1}{2} \cdot 186,87 \times 1,24 \Rightarrow \ell \leq 115,86 \text{ cm}$$

Necessário 4 (duas) chapas espaçadoras, distanciadas de 74 cm. Esta condição atende também a condição de se usar pelo menos 2 (duas) chapas espaçadoras.

## 17.0 CÁLCULO CORDA INFERIOR TESOURA

### 17.1 BARRA INDICADA - COMPRESSÃO

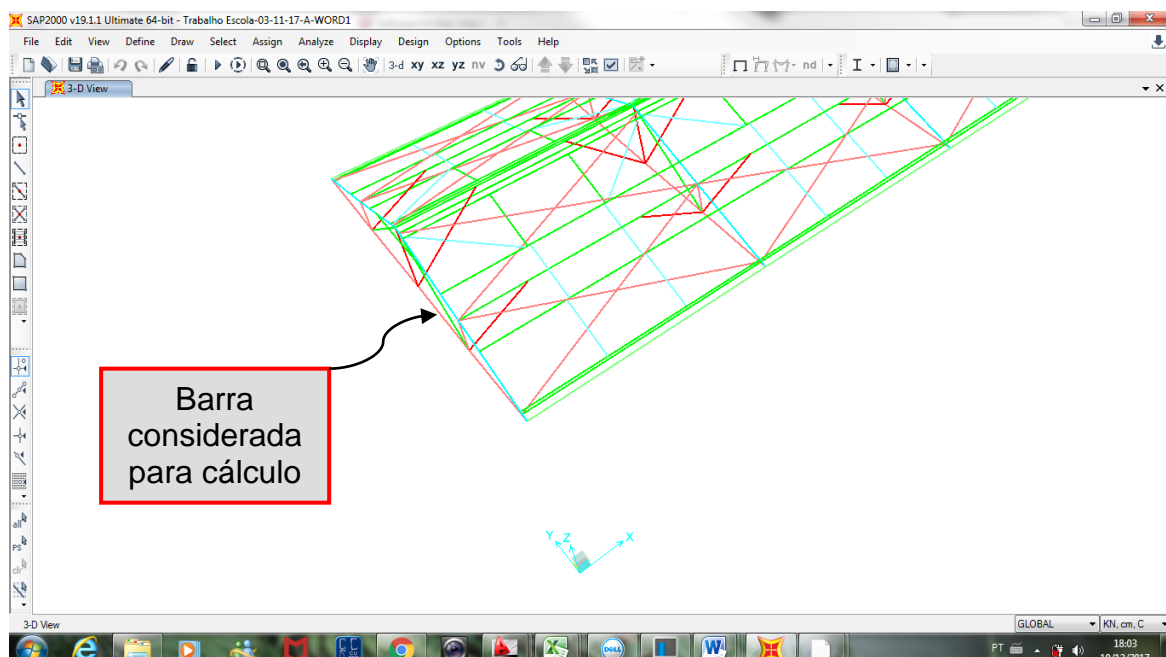


Fig. 23 – Indicação do montante para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

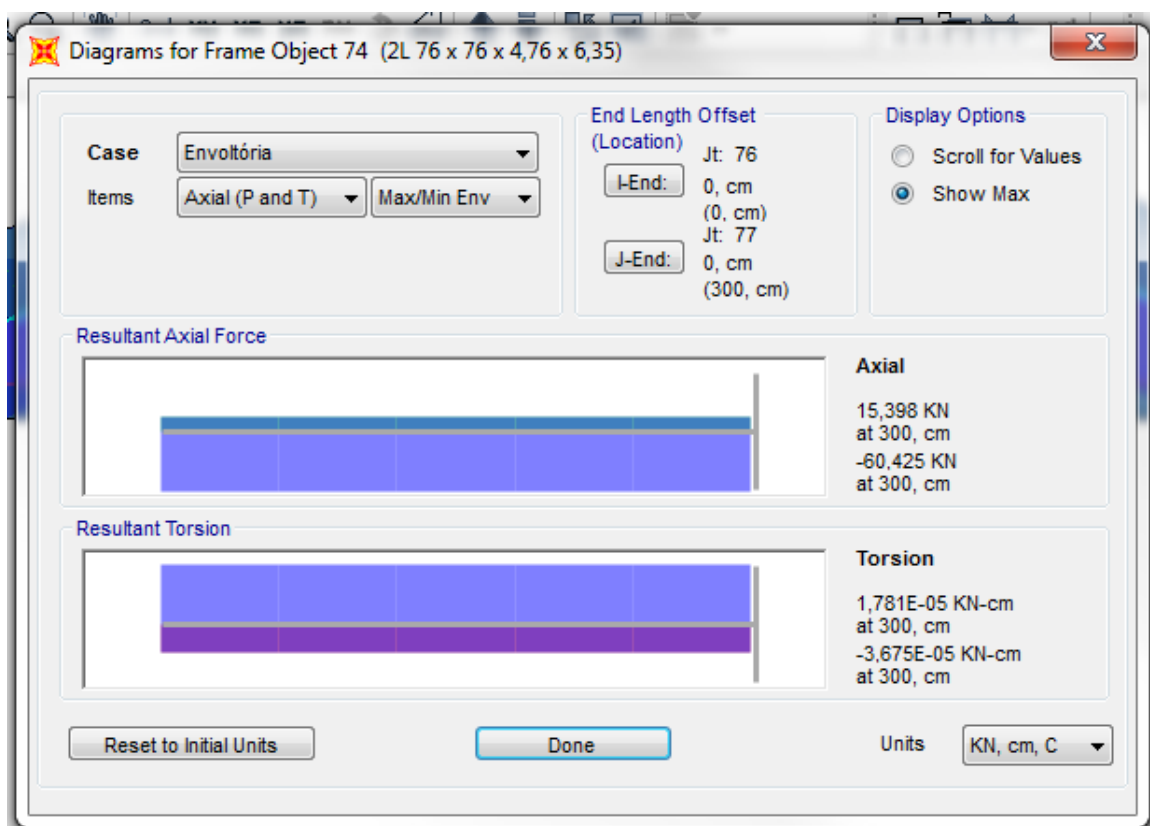


Fig. 24 – Força axial de compressão na barra

Compressão nos montantes = -60,43 KN (x=2100)

Barra pré-definida L 76 x 76 x 4,76

### 17.1.1 Dimensionamento / Verificação

a - Propriedades geométricas

$$A_g = 7,03 \times 2 = 14,06 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 40,0 \times 2 = 80,0 \text{ cm}^2 \quad r_x = 2,39 \text{ cm}$$

$$I_y = 2 \left[ 40,0 + 7,03 \left( 2,08 + \frac{0,63}{2} \right)^2 \right] = 160,82 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{160,82}{14,06}} = 3,38 \text{ cm}$$

b - Flambagem local

$$\frac{b}{t} = \frac{76,2}{4,76} = 16,01$$

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

$$\frac{b}{t} = 13,34 > \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{dim}} = 12,73$$

pela tabela 7.3. Vamos calcular  $\left( \frac{b}{t} \right)_{\text{tsup}}$

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

$$\text{Como } \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{dim}} = 12,73 < \frac{b}{t} = 16,01 \leq \left( \frac{b}{t} \right)_{\text{tsup}} = 25,74$$

$$\text{pela tabela 7.3 } Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$$

$$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{7,62}{0,476} \sqrt{\frac{25}{20000}} \Leftrightarrow Q_s = 0,91$$

c - Instabilidade global

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \Leftrightarrow N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 80}{(300 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ex} = 175,46 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{300}{2,39} = 125,52 < 200 = \text{OK ou}$$

$$\lambda_x = \frac{\pi \sqrt{E \cdot A_g}}{\sqrt{N_{ex}}} = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 14,06}}{\sqrt{175,46}} = 125,77$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Leftrightarrow N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 160,82}{(300)^2}$$

$$N_{ey} = 352,72 \text{ KN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} = GJ \right]$$

$$C_w = 0 \text{ (seção similar a T)}$$

$$J = \frac{1}{3} \times 2 [ 7,62 \times 0,476^3 + (7,62 - 0,476) \times 0,476^3 ] = 1,06 \text{ cm}^2$$

$$r_o = \sqrt{rx^2 + ry^2 + X_o^2 + Y_o^2} \quad X_o = 0$$

$$r_o = \sqrt{2,39^2 + 3,38^2 + 0 + 1,84^2} \quad Y_o = 2,08 - \frac{0,476}{2} = 1,84 \text{ cm}$$

$$r_o = 4,53 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{4,53^2} [ 0 + 7700 \times 1,06 ] \Leftrightarrow N_{ez} = 397,72 \text{ KN}$$

$$N_{eyz} = \frac{352,72 + 397,72}{2 [ 1 - (1,84/4,53)^2 ]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 352,72 \cdot 397,72 [ 1 - (1,84/4,53)^2 ]}{(352,72 + 397,72)^2}} \right]$$

$$N_{eyz} = 265,18 \text{ KN}$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{E \cdot A_g}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \cdot 14,06}{265,18}} = 102,30 < 200 \Rightarrow \text{OK}$$

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

$$N_e = N_{ex} = 175,46 \text{ (menor valor entre } N_{ex} \text{ e } N_{eyz})$$

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,91 \cdot 14,06 \cdot 25}{175,46}} = 1,35$$

conforme tabela 7.1  $\Rightarrow \chi = 0,466$

d - Força axial de compressão resistente de cálculo.

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,466 \cdot 0,91 \cdot 14,06 \cdot 25}{1,10} = 135,51 \text{ kN}$$

**O perfil 2L 76,2 x 76,2 x 4,76 x 6,35 atende todos os requisitos**

e - Chapas espaçadoras

$$\frac{\ell}{r_{min}} \leq \frac{1}{2} \left( \frac{KL}{r} \right) \Rightarrow \ell \leq \frac{1}{2} \cdot 125,52 \times 1,50 \Rightarrow \ell \leq 94,14 \text{ cm}$$

Necessário 4 (duas) chapas espaçadoras, distanciadas de 60 cm. Esta condição atende também a condição de se usar pelo menos 2 (duas) chapas espaçadoras.

## 18.0 CÁLCULO VIGA TESOURA

### 18.1 TESOURA

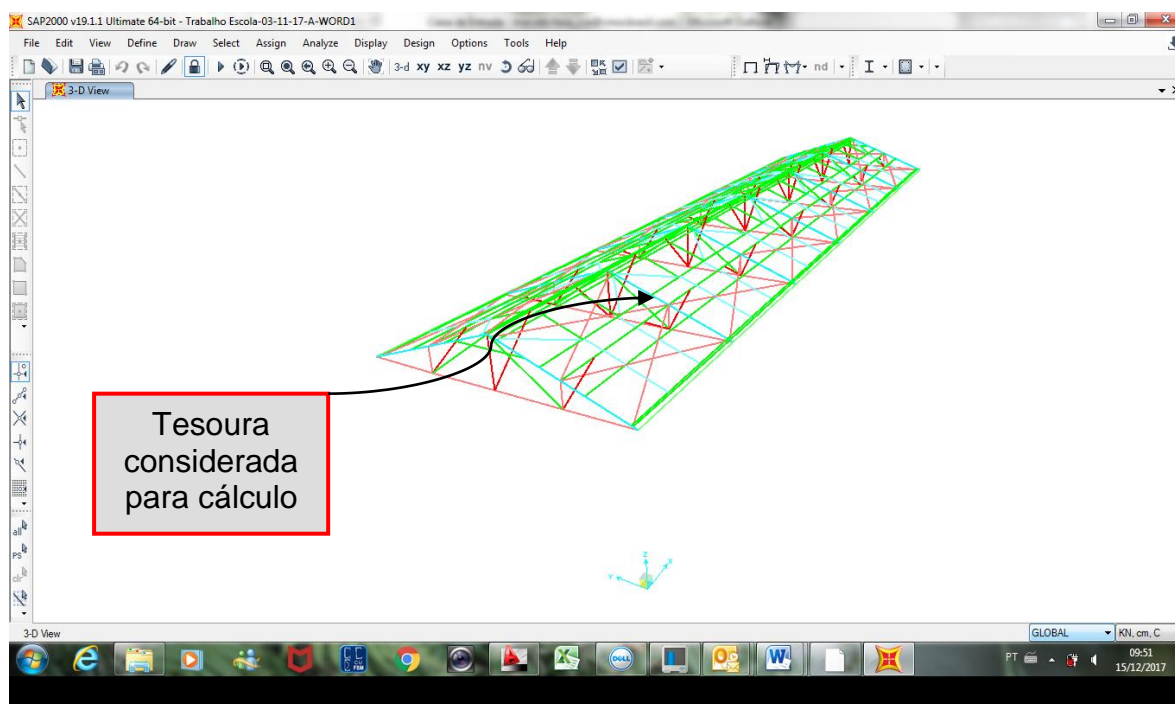


Fig. 25 – Indicação da coluna para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

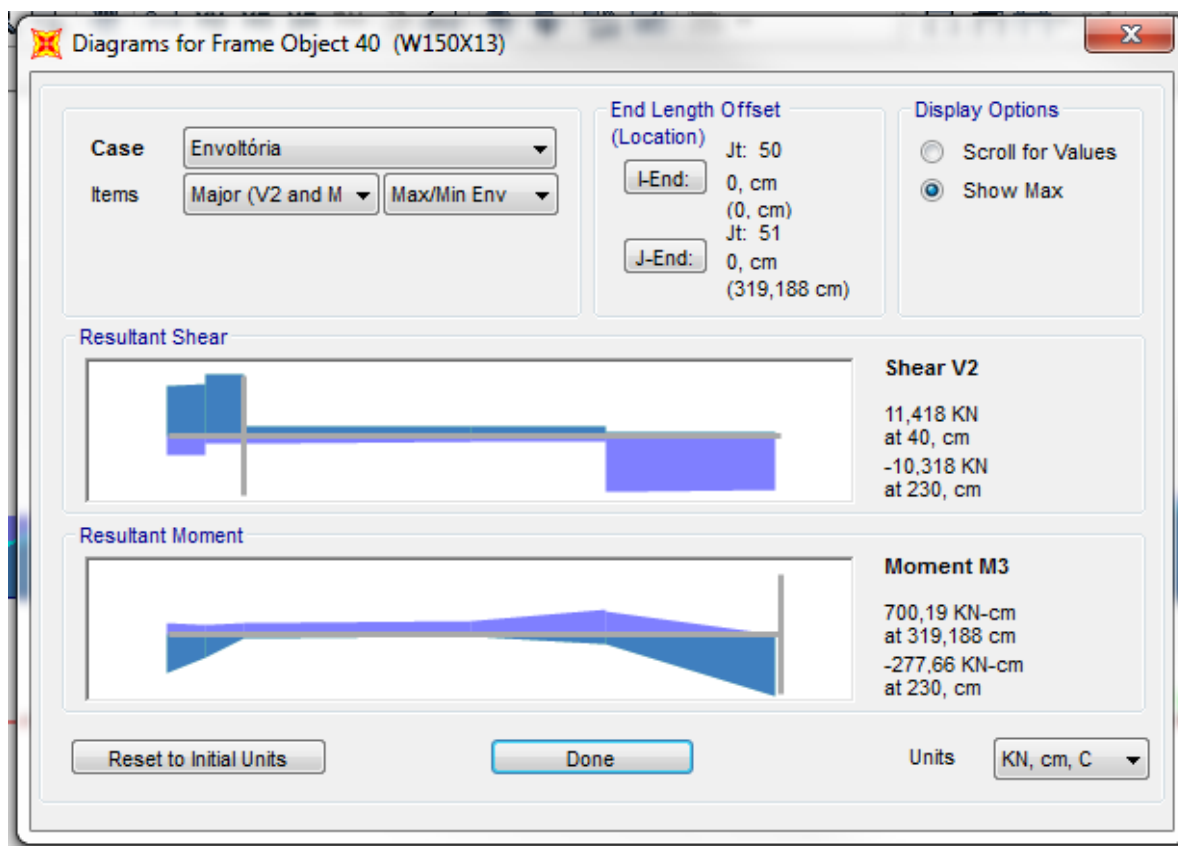


Fig. 26 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

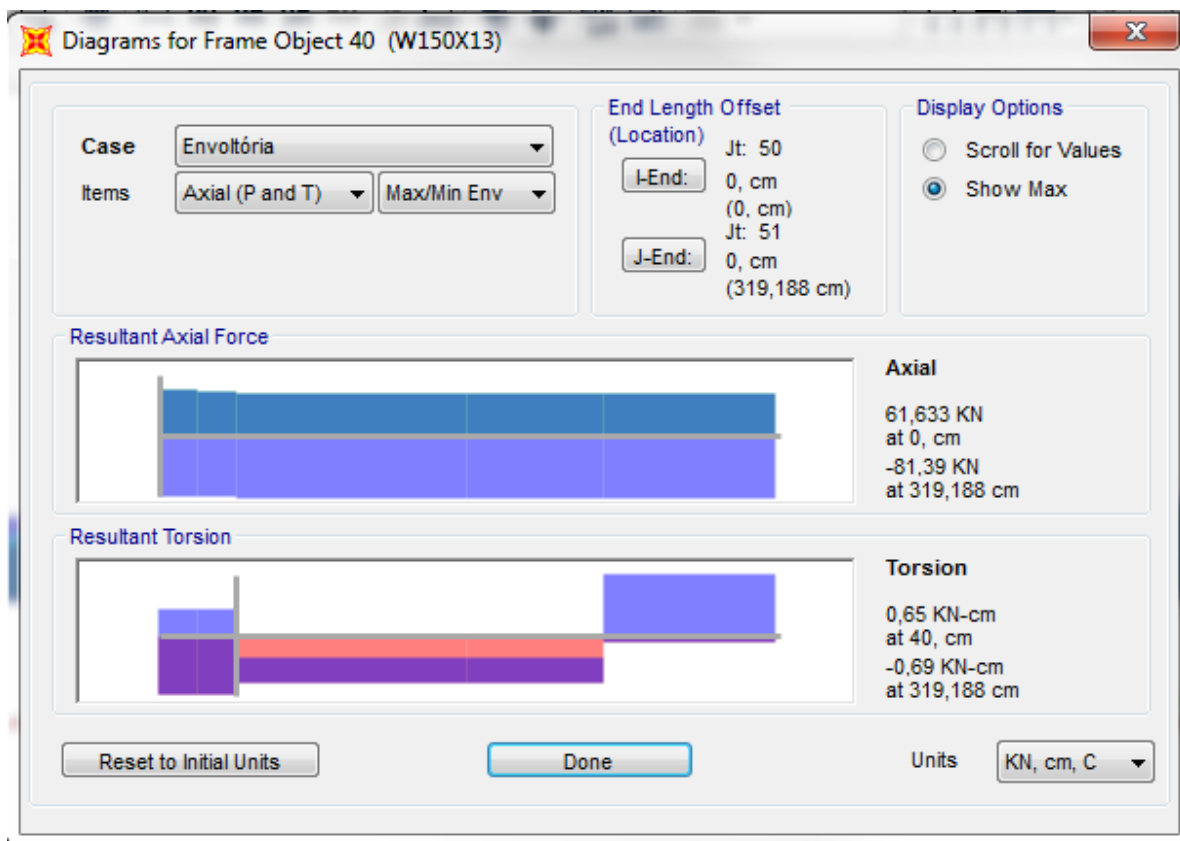


Fig. 27 – Força axial de compressão na tesoura

### 18.1.1 Dimensionamento / Verificação

a – aço estrutural

$$\text{ASTM A-572 Gr 50} \Rightarrow f_y = 345 \text{ Mpa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 450 \text{ Mpa} = 45,0 \text{ kN/cm}^2$$

Pré-dimensionamento

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{M_{rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{2x \cdot f_y}{1,10}$$

$$700,19 \leq \frac{Z_x \cdot 34,5}{1,10} \Rightarrow Z_x = 22,32 \text{ cm}^3$$

Vamos adotar W 150 x 13

b - propriedades geométricas

	d= 14,8 cm	I <sub>x</sub> = 635,0 cm <sup>4</sup>
	b <sub>f</sub> = 10,0 cm	I <sub>y</sub> = 82,0 cm <sup>4</sup>
	h= 11,8 cm	Z <sub>x</sub> = 96,4 cm <sup>3</sup>
	t <sub>w</sub> = 0,43 cm	Z <sub>y</sub> = 25,5 cm <sup>3</sup>
	t <sub>f</sub> = 0,49 cm	J= 1,72 cm <sup>4</sup>
	A <sub>g</sub> = 16,6 cm <sup>2</sup>	C <sub>w</sub> = 4181,0 cm <sup>6</sup>

c - Força axial de compressão resistente de cálculo.

c1 - Flambagem local

Mesas

$$\frac{b}{t} = \frac{10,0/2}{0,49} = 10,20$$

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

$$\frac{b}{t} = 10,2 < \left(\frac{b}{t_{\min}}\right) = 13,48$$

Pela tabela 7.3  $Q_s = Q = 1,0$

Alma

$$\frac{b}{t} = \frac{11,8}{0,43} = 27,44$$

$$\left(\frac{b}{t_{\min}}\right) = \frac{1,49 \sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} = \frac{1,49 \sqrt{20000}}{\sqrt{34,5}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} = 27,44 < \left(\frac{b}{t_{\min}}\right) = 35,87 \Rightarrow Q_a = 1,0$$

Fator de redução total

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 1,0 \times 1,0 = 1,0$$

d - Instabilidade global

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \Leftrightarrow N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 635}{(320 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ex} = 1224,06 \text{ kN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{320}{6,18} = 51,78 < 200 \text{ ou}$$

$$\lambda_x = \frac{\pi \sqrt{E \cdot A_g}}{\sqrt{N_{ex}}} = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 16,6}}{\sqrt{1224,06}} = 51,74$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Leftrightarrow N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 82}{(190 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ey} = 448,37 \text{ kN}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} \Leftrightarrow \frac{320}{2,22} = 144,14 < 200 \Rightarrow \text{OK}$$

$N_e = N_{ey} = 50,31 \text{ kN}$  (menor valor entre  $N_{ex}$  e  $N_{ey}$ )

Não há necessidade de verificar a flambagem por torção pura, pois a seção é duplamente simétrica com constante de empenamento não nula e o comprimento de flambagem da barra por torção não supera o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y.

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

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 16,6 \cdot 34,5}{448,37}} = 1,13$$

conforme tabela 7.1  $\Rightarrow \chi = 0,586$

e - Força axial de compressão resistente de cálculo.

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,586 \cdot 1,0 \cdot 16,6 \cdot 34,5}{1,1} = 305,09 \text{ kN}$$

$N_{cRd} = 305,09 \text{ kN} > N_{cSd} = 81,39 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$

f - Determinação do momento fletor resistente de cálculo.

f.1 - Flambagem Local (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{10/2}{0,49} = 10,20$$

$$\lambda_p = 0,88 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Leftrightarrow \lambda_p = 0,88 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \Leftrightarrow \lambda_p = 9,15$$

$$\lambda_r = 0,88 \sqrt{\frac{E}{(f_y - X_r)}} \Leftrightarrow \lambda_r = 0,88 \sqrt{\frac{20000}{0,70 \cdot 34,5}} \Leftrightarrow \lambda_r = 23,89$$

$\lambda_p = 9,15 < \lambda = 10,20 < \lambda_r = 23,89$

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

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 96,4 \times 34,5 = 3325,80 \text{ kN.cm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,70 \times 34,5) \cdot 85,8 = 2072,07 \text{ kN.cm}$$

$$M_{rk} = 3325,80 - (3325,80 - 2072,07) \frac{10,20 - 9,15}{23,89 - 9,15}$$

$$M_{rk} = 3236,49 \text{ kN.cm}$$

f.2 - Flambagem lateral da alma (FLA)

$$\lambda = \frac{b}{tw} = \frac{11,8}{0,43} = 27,44$$

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

$$\lambda_p = 90,53 > \lambda = 27,44 \Rightarrow M_{rk} = M_{pl} = 3325,80 \text{ KN.cm}$$

Resumo

$$M_{rk} = 3236,49 \text{ KN.cm (menor valor entre FLM e FLA)}$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \cdot 85,80 \cdot 34,5$$

$$M_{rk} \leq 4440,15 \text{ kN.cm} \Rightarrow \text{adotar } M_{rk} = 3236,49 \text{ KN.cm}$$

$$M_{sd} = 700,19 \text{ kN.cm} \leq \frac{M_{rd}}{\gamma_{a1}} = \frac{3236,49}{1,10} = 2942,26 \text{ KN.cm} \Rightarrow \text{OK}$$

f.3 - Flambagem lateral com torção (FLT)

Comprimento destravado  $L_b = 190 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{190}{2,22} = 85,59$$

$$\lambda_p = \frac{1,76 \sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} \Leftrightarrow \lambda_p = \frac{1,76 \sqrt{20000}}{\sqrt{34,5}} \Leftrightarrow \lambda_p = 42,38$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{82 \cdot 1,72}}{2,22 \cdot 1,72 \cdot 0,0602} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 4181 \cdot 0,0602^2}{82}}}$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{EJ} \Leftrightarrow \beta_1 = \frac{(0,7 \cdot 34,5) \cdot 85,8}{20000 \cdot 1,72} \Leftrightarrow \beta_1 = 0,0602$$

$$\lambda_r = 245,78$$

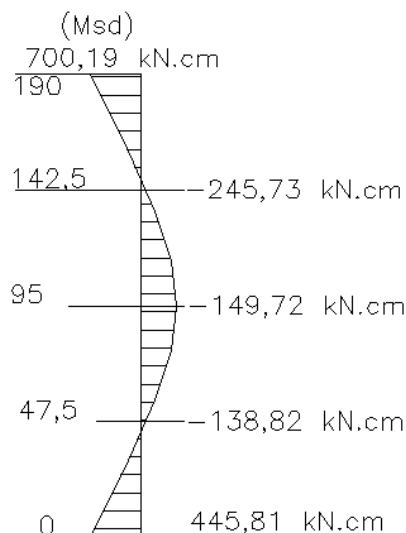
$$\lambda_p = 42,38 < \lambda = 85,59 < \lambda_r = 245,78$$

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

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,70 \cdot 34,5) \cdot 85,8 = 2072,07 \text{ kN.cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 3,0$$

Momentos segundo o SAP2000 V19 (x=700)



$$C_b = \frac{12,5 \cdot 700,19}{2,5 \cdot 700,19 + 3 \cdot 138,82 + 4 \cdot 149,72 + 3 \cdot 245,73}$$

$$C_b = 2,4985$$

$$M_{rk} = 2,4985 \left[ 3325,80 - (3325,80 - 2072,07) \frac{85,59 - 42,38}{245,78 - 42,38} \right]$$

$$M_{rk} = 7644,16 \text{ kN.cm} \geq M_{pl}$$

$$M_{pl} = 3325,80 \text{ kN.cm} = M_{rk}, \text{ pois } M_{rk} > M_{pl}$$

$$M_{sd} = 700,19 \leq \frac{M_{rd}}{1,10} = \frac{3325,8}{1,10} = 3023,45 \text{ kN.cm} = \text{OK}$$

h - Verificação a força cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 27,44 \text{ (calculado em FLA)}$$

Supondo inicialmente a viga sem enrijecedores transversais  $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = \frac{1,10 \sqrt{K_v \cdot E}}{f_y} \Leftrightarrow \lambda_p = \frac{1,10 \sqrt{5 \cdot 20000}}{34,5} \Leftrightarrow \lambda_p = 59,22$$

$$\lambda_r = \frac{1,57 \sqrt{K_v \cdot E}}{f_y} \Leftrightarrow \lambda_r = \frac{1,57 \sqrt{5 \cdot 20000}}{30} \Leftrightarrow \lambda_r = 79,10$$

$$\lambda = 27,44 < \lambda_p = 59,22 \Leftrightarrow V_{rk} = V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_y \Leftrightarrow V_{pl} = 0,6 \cdot (14,8 \cdot 0,43) \cdot 34,5$$

$$V_{pl} = 131,73 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 11,42 \text{ kN} \leq V_{rd} = \frac{131,73}{1,10} = 119,76 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

I - Efeitos combinados

$$\frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = \frac{81,39}{305,09} = 0,27 < 0,20 \Rightarrow$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + 8/9 \cdot \frac{M_{xSd}}{M_{xrd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{81,39}{305,09} + 8/9 \cdot \frac{700,19}{2942,26} \leq 1,0$$

$$0,48 \leq 1,0 = > \text{OK}$$

**O perfil W 150 x 13 atende todos os requisitos**

J- Flecha máxima

O limite de deslocamento está indicado no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008.

Deslocamento máximo de vigas de cobertura = L/250

Para uma tesoura com 3,19 m de vão, a flecha máxima é 12,76 mm

Para ações no mesmo sentido da ação permanente:

Deslocamentos segundo o SAP2000 V19

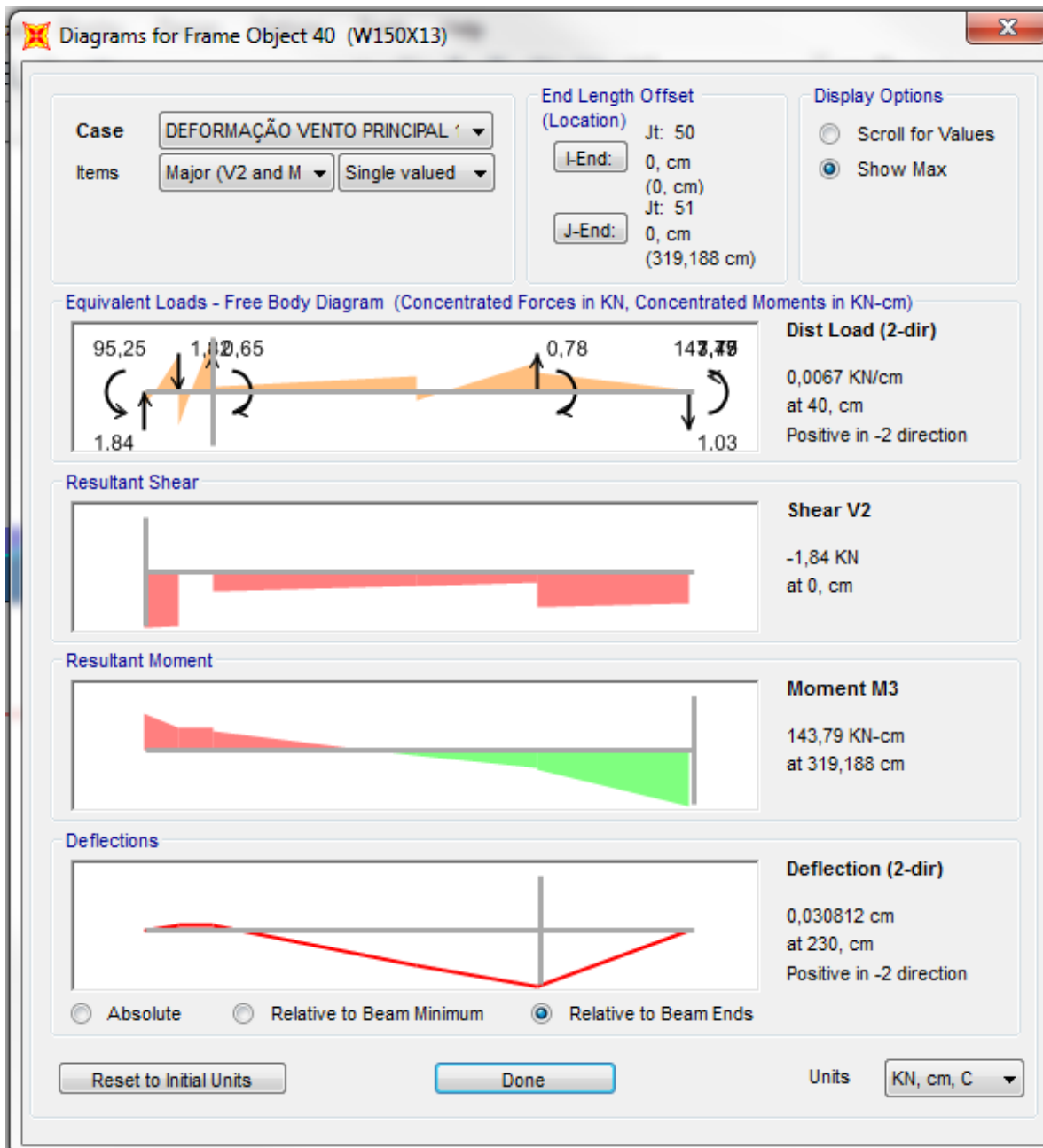


Fig. 28 – Deslocamento máximo

## 19.0 CÁLCULO PILARES

### 19.1 PILAR INFERIOR

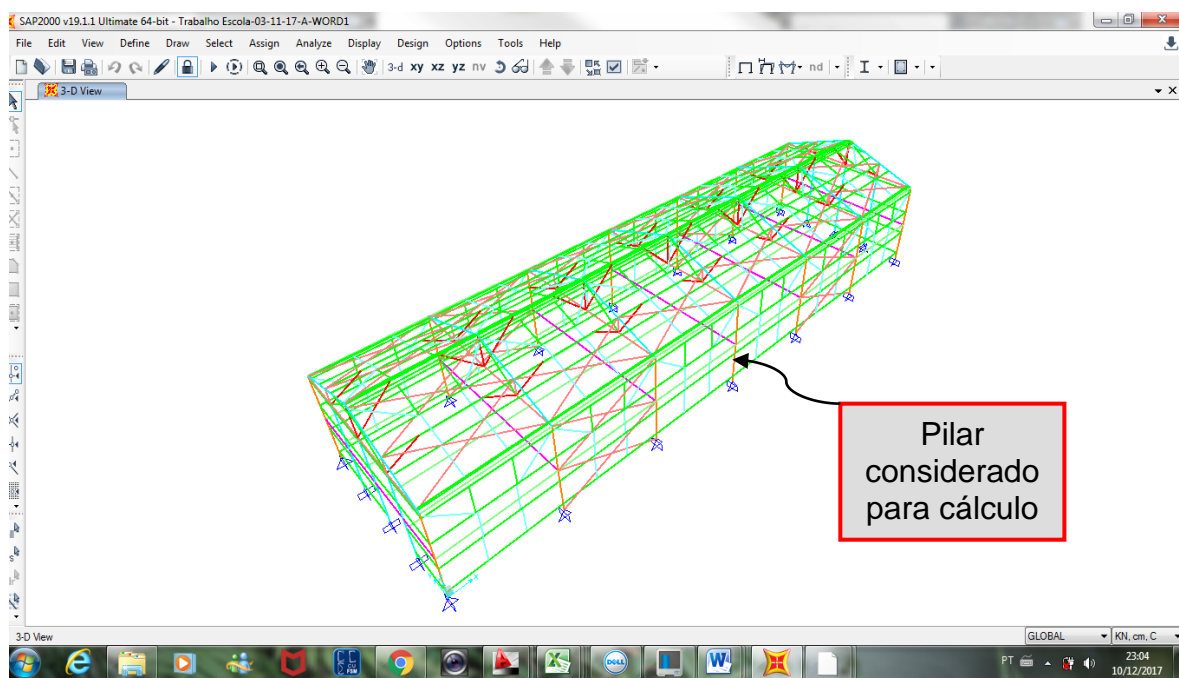


Fig. 29 – Indicação da coluna para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

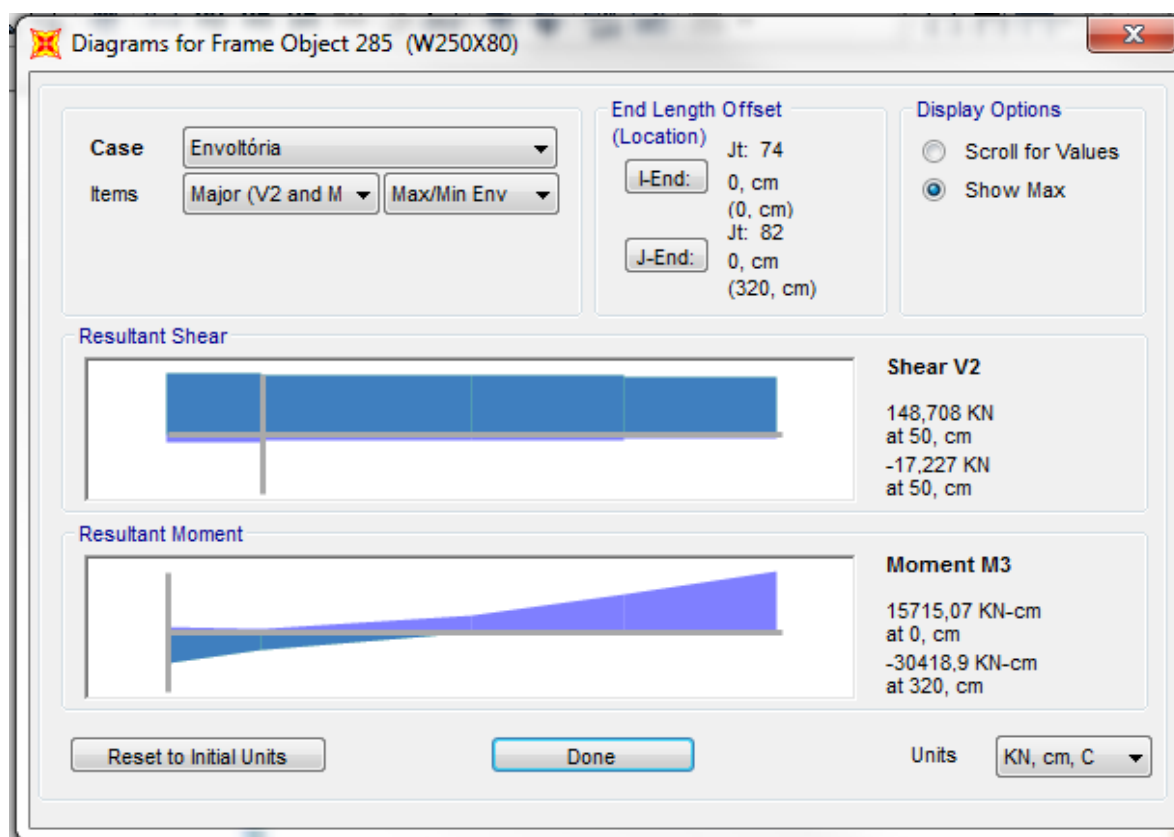


Fig. 30 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

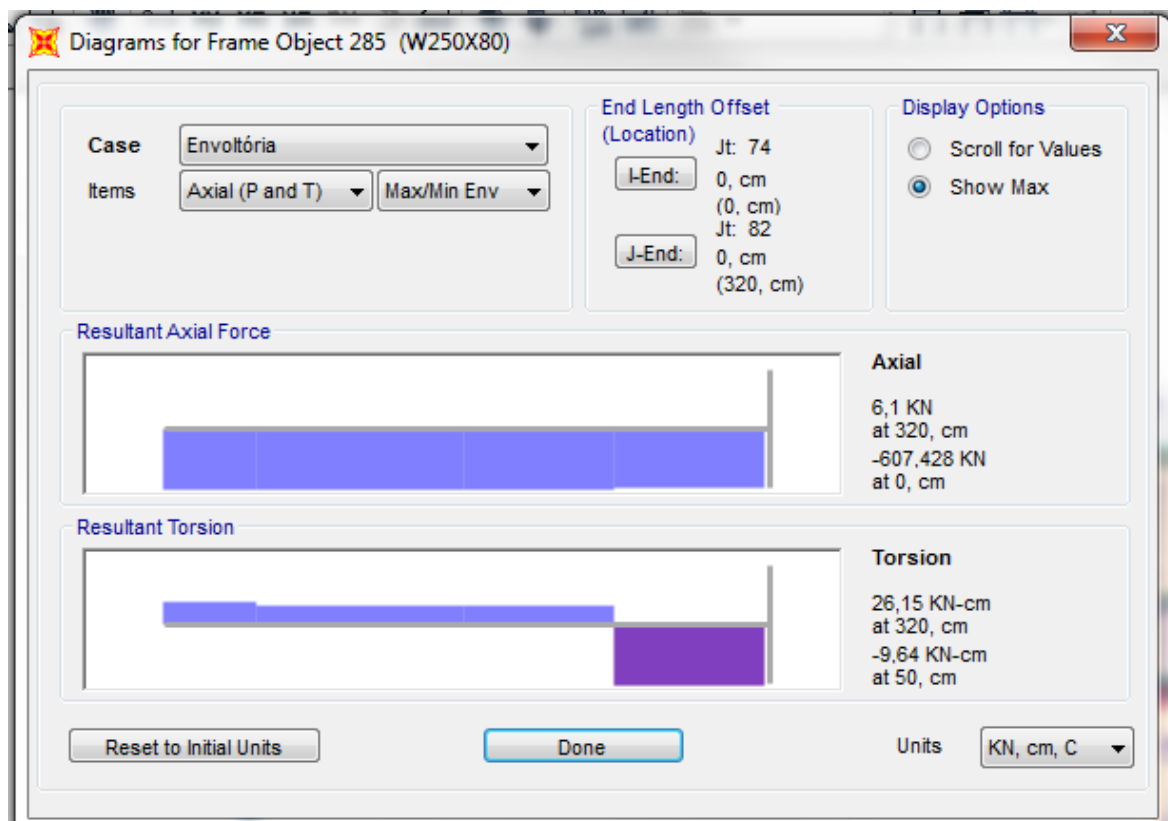


Fig. 31 – Força axial de compressão no pilar

### 19.1.1 Dimensionamento / Verificação

a - aço estrutural

ASTM A-572 Gr 50 =>  $f_y = 345 \text{ Mpa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 450 \text{ Mpa} = 45,0 \text{ kN/cm}^2$

$$M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{M_{rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{M_{pl}}{1,10} = \frac{Z_x \cdot f_y}{1,10}$$

$$31418 \leq \frac{Z_x \cdot 34,5}{1,10} \Rightarrow Z_x = 1001,73 \text{ cm}^3$$

Vamos adotar W250 x 80 (série H)

b - propriedades geométricas

	$d = 25,6 \text{ cm}$	$I_x = 12550 \text{ cm}^4$
	$b_f = 25,5 \text{ cm}$	$I_y = 4313 \text{ cm}^4$
	$h = 20,1 \text{ cm}$	$Z_x = 1088,7 \text{ cm}^3$
	$t_w = 0,94 \text{ cm}$	$Z_y = 513,1 \text{ cm}^3$
	$t_f = 1,56 \text{ cm}$	$J = 75,02 \text{ cm}^4$
	$A_g = 101,90 \text{ cm}^2$	$C_w = 622878 \text{ cm}^6$

c – flambagem local.

Mesas

$$\frac{b}{t} = \frac{25,5/2}{1,56} = 8,17$$

$$\left(\frac{b}{dim}\right) = \frac{0,56 \sqrt{E}}{\sqrt{fy}} = \frac{0,56 \sqrt{20000}}{\sqrt{34,5}} = 13,48$$

$$\frac{b}{t} = 8,17 < \left(\frac{b}{dim}\right) = 13,48$$

Pela tabela 7.3  $Q_s = Q = 1,0$

Alma

$$\frac{b}{t} = \frac{20,10}{0,94} = 21,38$$

$$\left(\frac{b}{dim}\right) = \frac{1,49 \sqrt{E}}{\sqrt{fy}} = \frac{1,49 \sqrt{20000}}{\sqrt{34,5}} = 35,87$$

$$\frac{b}{t} = 21,38 < \left(\frac{b}{dim}\right) = 35,87 \Rightarrow Q_a = 1,0$$

Fator de redução total

$$Q = Q_s \cdot Q_a = 1,0 \times 1,0 = 1,0$$

d - Instabilidade global

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \Leftrightarrow N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 12550}{(320 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ex} = 24192,10 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{320}{11,10} = 28,83 < 200 \text{ ou}$$

$$\lambda_x = \frac{\pi \sqrt{E \cdot A_g}}{\sqrt{N_{ex}}} = \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 101,90}}{\sqrt{24192,10}} = 28,83$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Leftrightarrow N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 4313}{(320 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ey} = 8313,99 \text{ KN}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = \frac{320}{6,51} = 49,16 < 200 \Rightarrow \text{OK}$$

$N_e = N_{ey} = 8313,99 \text{ kN}$  (menor valor ente  $N_{ex}$  e  $N_{ey}$ )

Não há necessidade de verificar a flambagem por torção pura, pois a seção é duplamente simétrica com constante de empenamento não nula e o comprimento de flambagem da barra por torção não supera o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y.

Valores de  $N_e$ ,  $\lambda_0$  e  $\chi$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 101,90 \cdot 34,5}{8313,99}} = 0,65$$

conforme tabela 7.1  $\Rightarrow \chi = 0,838$

e - Força axial de compressão resistente de cálculo.

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,838 \cdot 1,0 \cdot 101,90 \cdot 34,5}{1,10} = 2678,21 \text{ KN}$$

$N_{cRd} = 2678,21 \text{ kN} > N_{cSd} = 607,43 \text{ KN} \Rightarrow \text{OK}$

f - Determinação do momento fletor resistente de cálculo.

f.1 - Flambagem Local (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{25,5/2}{1,56} = 8,17$$

$$\lambda_p = 0,88 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Leftrightarrow \lambda_p = 0,88 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \Leftrightarrow \lambda_p = 9,15$$

$\lambda = 8,17 < \lambda_p = 9,17 \Rightarrow M_{rk} = M_{pl}$

$$M_{pl} = Z_x \cdot F_y = 1088,7 \times 34,5 = 37560,15 \text{ KN.cm}$$

$$M_{rk} \leq 1,5 \cdot W_x \cdot f_y = 1,5 \cdot 980,5 \cdot 34,5$$

$$M_{rk} \leq 50740,88 \text{ KN.cm}$$

f.2 - Flambagem lateral da alma (FLA)

$$\lambda = \frac{b}{t_w} = \frac{20,10}{0,94} = 21,38$$

$$\lambda_p = 0,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \Leftrightarrow \lambda_p = 0,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} \Leftrightarrow \lambda_p = 90,53$$

$\lambda = 21,38 < \lambda_p = 90,53 \Rightarrow M_{rk} = M_{pl}$

$$M_{rk} = 37560,15 \text{ KN.cm} - \text{Calculado em FLM}$$

Resumo

$$M_{sD} = 31418,6 \leq \frac{M_{rd}}{\gamma_{a1}} = \frac{37560,15}{1,10} = 34145,59 \text{ kN.cm} = \text{OK}$$

f.3 - Flambagem lateral com torção (FLT) pelas condições de contorno do pilar

$L_b = 320$  (comp. destravado)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{320}{6,51} = 49,16$$

$$\lambda_p = \frac{1,76 \sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} \Leftrightarrow \lambda_p = \frac{1,76 \sqrt{20000}}{\sqrt{34,5}} \Leftrightarrow \lambda_p = 42,38$$

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

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{4313 \cdot 75,02}}{6,51 \cdot 75,02 \cdot 0,0158} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 622878 \cdot 0,0158^2}{4313}}}$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)}{EJ} W \Leftrightarrow \beta_1 = \frac{(0,7 \cdot 34,5) \cdot 980,5}{20000 \cdot 75,02} \Leftrightarrow \beta_1 = 0,0158$$

$$\lambda_r = 157,75$$

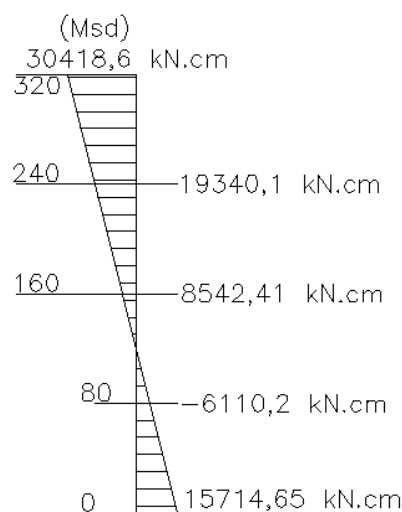
$$\lambda_p = 42,38 < \lambda = 49,16 < \lambda_r = 157,75$$

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

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,70 \cdot 34,5) \cdot 980,5 = 23679,08 \text{ KN.cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 3,0$$

Momentos segundo o SAP2000 V19 (x=2100)



$$C_b = \frac{12,5 \cdot 30418,6}{2,5 \cdot 30418,6 + 3 \cdot 19340,1 + 4 \cdot 8542,41 + 3 \cdot 6110,2}$$

$$C_b = 2,04$$

$$M_{rk} = 2,04 \left[ 37560,15 - (37560,15 - 23679,08) \frac{49,16 - 42,38}{157,75 - 42,38} \right]$$

$$M_{rk} = 74958,57 \text{ kN.cm} \geq M_{pl}$$

$$M_{pl} = 37560,15 \text{ kN.cm} = M_{rk}, \text{ pois } M_{rk} > M_{pl}$$

$$M_{sd} = 30418,6 \leq \frac{M_{rd}}{1,10} = \frac{37560,15}{1,10} = 34145,59 \text{ kN.cm} = \text{OK}$$

g - Efeitos combinados

$$\frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = \frac{607,43}{2678,21} = 0,23 > 0,20$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + 8/9 \cdot \frac{M_{xSd}}{M_{xrd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{607,43}{2678,21} + 8/9 \cdot \frac{30418,6}{34145,59} \leq 1,0$$

$$1,0 \leq 1,0 = > \text{OK}$$

h - Verificação a força cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 21,38 \text{ (calculado em FLA)}$$

Supondo inicialmente o pilar sem enrijecedores transversais  $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = \frac{1,10 \sqrt{K_v \cdot E}}{f_y} \Leftrightarrow \lambda_p = \frac{1,10 \sqrt{5 \cdot 20000}}{34,5} \Leftrightarrow \lambda_p = 59,22$$

$$\lambda = 21,38 < \lambda_p = 59,22 \Leftrightarrow V_{rk} = V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,6 \cdot A_w \cdot f_y \Leftrightarrow V_{pl} = 0,6 \cdot (25,6 \cdot 0,94) \cdot 34,5$$

$$V_{pl} = 498,12 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 148,71 \text{ kN} \leq V_{rd} = \frac{498,12}{1,10} = 452,84 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

**O perfil W 250 x 80 atende todos os requisitos**

## 19.2 PILAR SUPERIOR

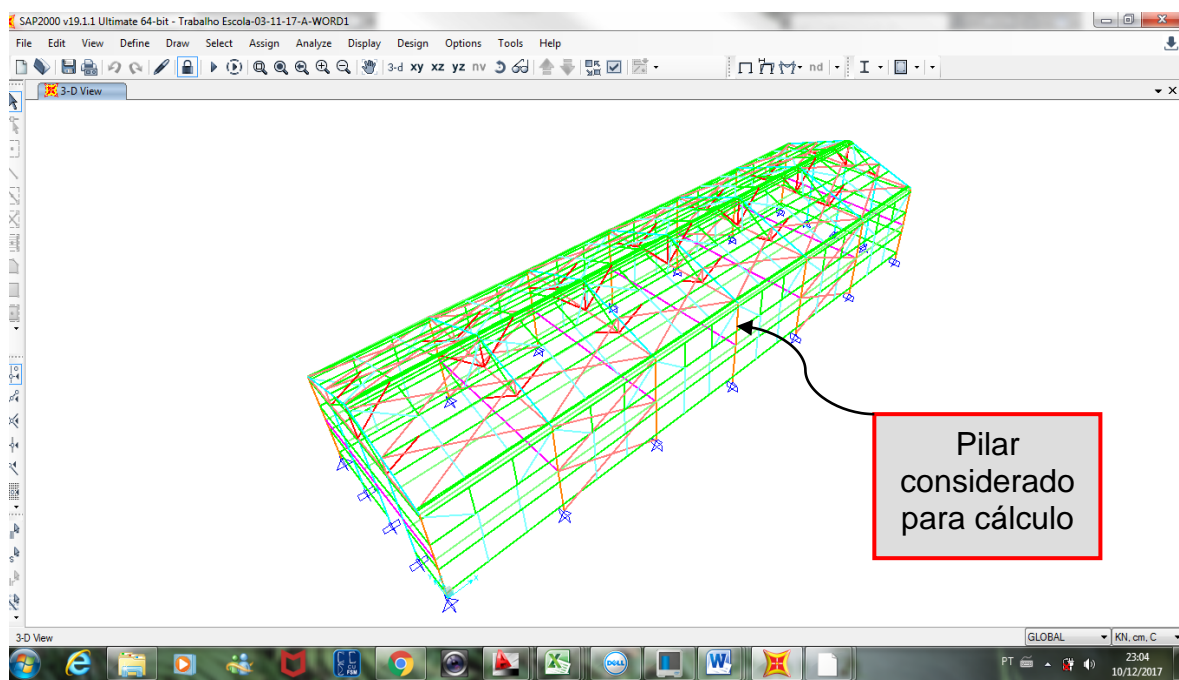


Fig. 32 – Indicação da coluna para cálculo

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19

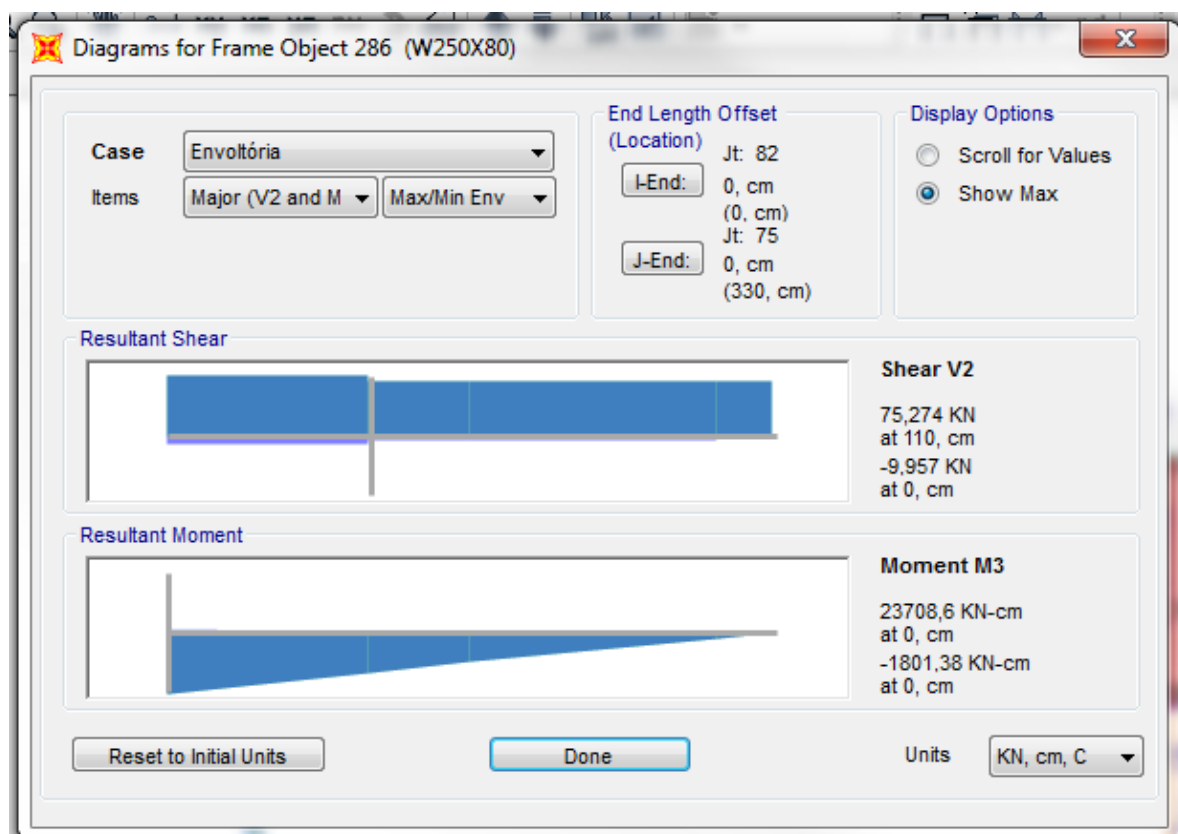


Fig. 33 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

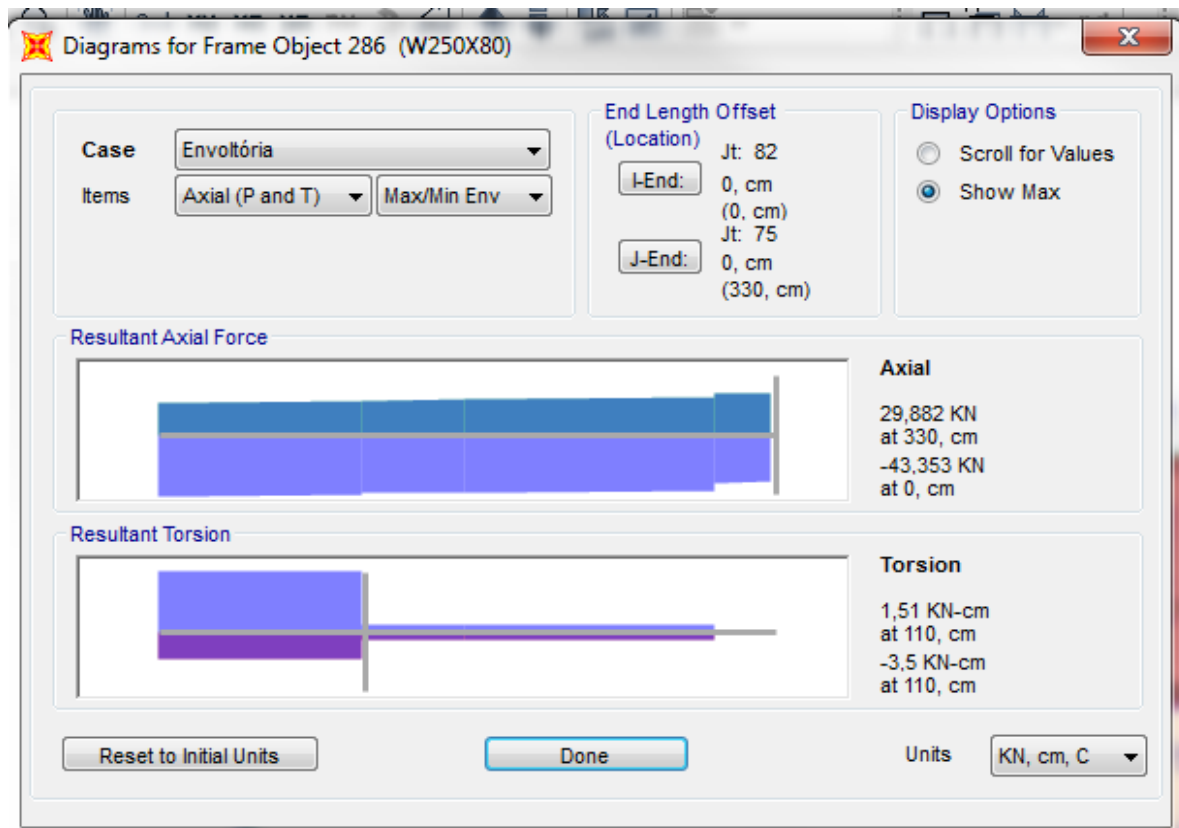


Fig. 34 – Força axial de compressão no pilar

### 19.2.1 Dimensionamento / Verificação

a - conforme letra a item 17.1.1

b - conforme letra b item 17.1.1

c - conforme letra c item 17.1.1

d - Instabilidade global

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

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} \Leftrightarrow N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 12550}{(330 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ex} = 22748,12 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = \frac{330}{11,10} = 29,73 < 200 \text{ ou}$$

$$\lambda_x = \sqrt{\frac{E \cdot A_g}{N_{ex}}} = \sqrt{\frac{20000 \cdot 101,90}{22748,12}} = 29,74$$

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

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} \Leftrightarrow N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 4313}{(330 \cdot 1)^2}$$

$$N_{ey} = 7817,74 \text{ KN}$$

$$\lambda_y = \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = \frac{330}{6,51} = 50,69 < 200 = \text{OK}$$

Força de flambagem elástica por torção

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + GJ \right]$$

$$K_z L_z = 2 \cdot 330 = 660 \text{ cm}$$

$$r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2} \Leftrightarrow r_o = \sqrt{11,1^2 + 6,51^2 + 0^2 + 0^2}$$

$$r_o = 12,87 \text{ cm}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{12,87^2} \left[ \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 622878}{(660)^2} + 7700 \cdot 75,02 \right]$$

$$N_{ez} = 5191,54 \text{ KN}$$

$$\lambda_z = \frac{\pi \sqrt{E \cdot A_g}}{\sqrt{N_{ez}}} \Leftrightarrow \frac{\pi \sqrt{20000 \cdot 101,90}}{\sqrt{5191,54}} = 62,24 < 200 - \text{OK}$$

$N_e = N_{ez} = 5191,54$  (menor valor entre  $N_{ex}$ ,  $N_{ey}$  e  $N_{ez}$ )

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

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 101,90 \cdot 34,5}{5191,54}} = 0,68$$

conforme tabela 7.1  $\Rightarrow \chi = 0,824$

e - Força axial de compressão resistente de cálculo

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,824 \cdot 1,0 \cdot 101,90 \cdot 34,5}{1,10} = 2633,47 \text{ KN}$$

$$N_{cRd} = 2633,47 \text{ kN} > N_{cSd} = 43,35 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

f - Determinação do momento fletor resistente de cálculo.

f1 - conforme letra f1 item 17.1.1

f2 - conforme letra f2 item 17.1.1

Resumo

$$M_{sd} = 23708,6 < \frac{M_{rd}}{\gamma_{a1}} = \frac{37560,15}{1,10} = 34145,59 \text{ KN.cm} = \text{OK}$$

f.3 - Flambagem lateral com torção (FLT) pelas condições de contorno do pilar

$$L_b = 330 \text{ (comp. destravado)}$$

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{330}{6,51} = 50,69$$

$$\lambda_p = \frac{1,76 \sqrt{E}}{\sqrt{f_y}} \Leftrightarrow \lambda_p = \frac{1,76 \sqrt{20000}}{\sqrt{34,5}} \Leftrightarrow \lambda_p = 42,38$$

$$\lambda_r = 157,75 - (\text{calculado para pilar})$$

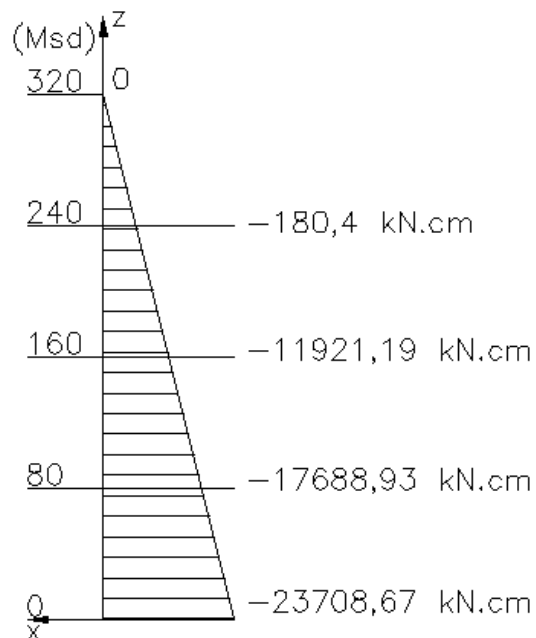
$$\lambda_p = 42,38 < \lambda = 50,69 < \lambda_r = 157,75$$

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

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,70 \cdot 34,5) \cdot 980,5 = 23679,08 \text{ kN.cm}$$

$$C_b = \frac{12,5 M_{max}}{2,5 M_{max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 3,0$$

Momentos segundo o SAP2000 V19 (x=2100)



$$C_b = \frac{12,5 \cdot 23708,67}{2,5 \cdot 23708,67 + 3 \cdot 17688,93 + 4 \cdot 11921,19 + 3 \cdot 180,4}$$

$$C_b = 1,85$$

$$M_{rk} = 1,85 \left[ 37560,15 - (37560,15 - 23679,08) \frac{50,69 - 42,38}{157,75 - 42,38} \right]$$

$$M_{rk} = 67480,41 \text{ KN.cm} \geq M_{pl}$$

$$M_{pl} = 37560,15 \text{ KN.cm} = M_{rk}, \text{ pois } M_{rk} > M_{pl}$$

$$M_{sd} = 23708,67 \leq \frac{M_{rd}}{1,10} = \frac{37560,15}{1,10} = 34145,59 \text{ KN.cm} = \text{OK}$$

g - Efeitos combinados

$$\frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = \frac{43,35}{2633,47} = 0,02 < 0,20$$

$$\frac{N_{sd}}{2N_{rd}} + \frac{M_{xSd}}{M_{xrd}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{43,35}{2 \times 2633,47} + \frac{23708,67}{34145,59} \leq 1,0$$

0,70 ≤ 1,0 => OK

Apesar de usar 69% do perfil, o mesmo não pode ser reduzido para um perfil menor, pois tem uma continuidade com o pilar inferior.

h - Verificação a força cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 21,38 \text{ (calculado em FLA)}$$

Supondo inicialmente o pilar sem enrijecedores transversais  $K_v = 5,0$

$$\lambda_p = \frac{1,10}{\sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}}} \Leftrightarrow \lambda_p = \frac{1,10}{\sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}}} \Leftrightarrow \lambda_p = 59,22$$

$$\lambda = 21,38 < \lambda_p = 59,22 \Leftrightarrow V_{rk} = V_{pl}$$

$V_{pl} = 498,12$  kN (calculado para pilar 1)

$$V_{sd} 75,27 \leq V_{rd} = \frac{498,12}{1,10} = 452,84 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK}$$

**O perfil W 250 x 80 atende todos os requisitos**

## 20.0 CÁLCULO TERÇAS

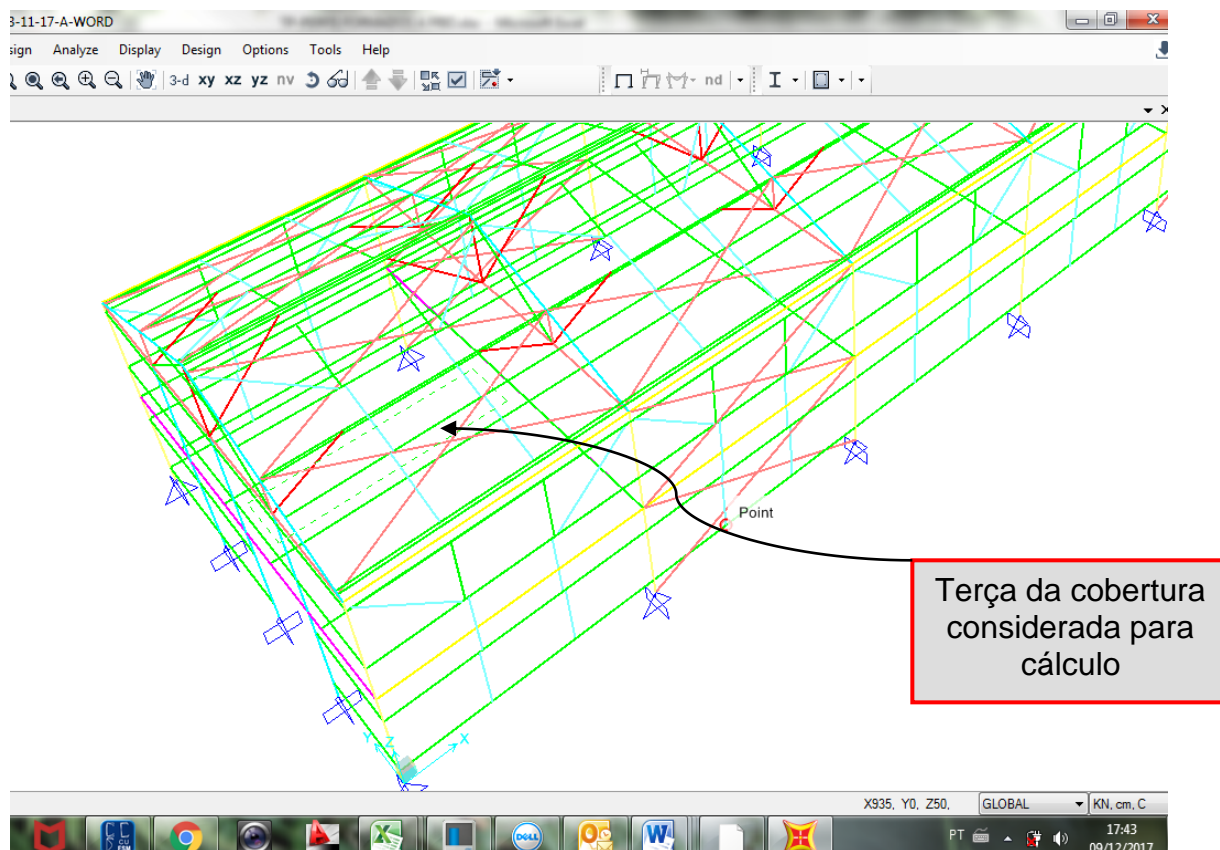


Fig. 35 – Indicação da terça para cálculo

## 20.1 AÇÕES ATUANTES

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19.

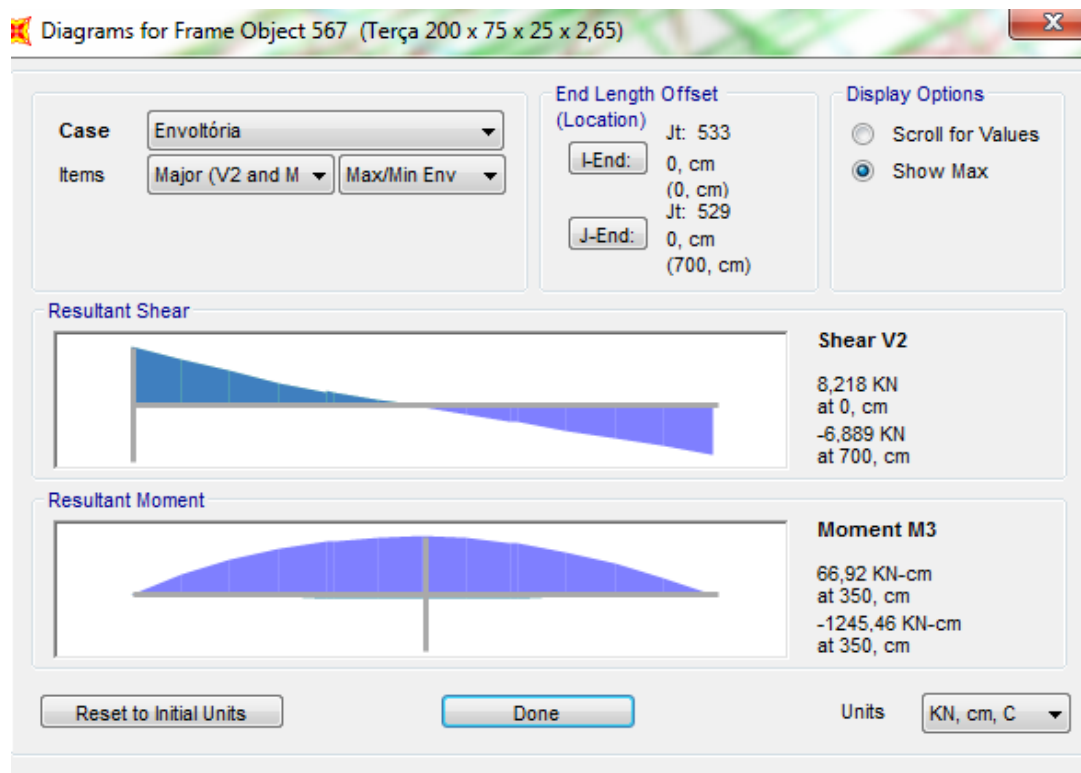


Fig. 36 – Momento em torno do eixo x e Força cortante na direção de y

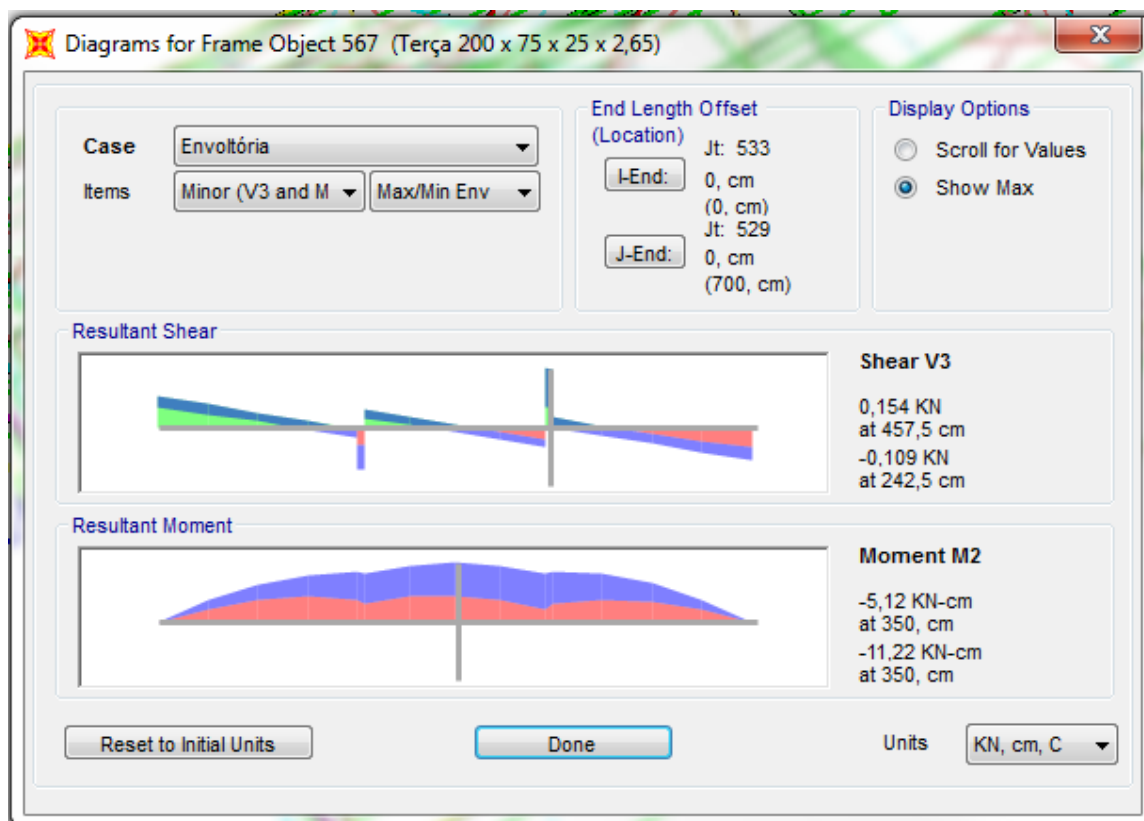


Fig. 37 – Momento em torno do eixo y e Força cortante na direção de x

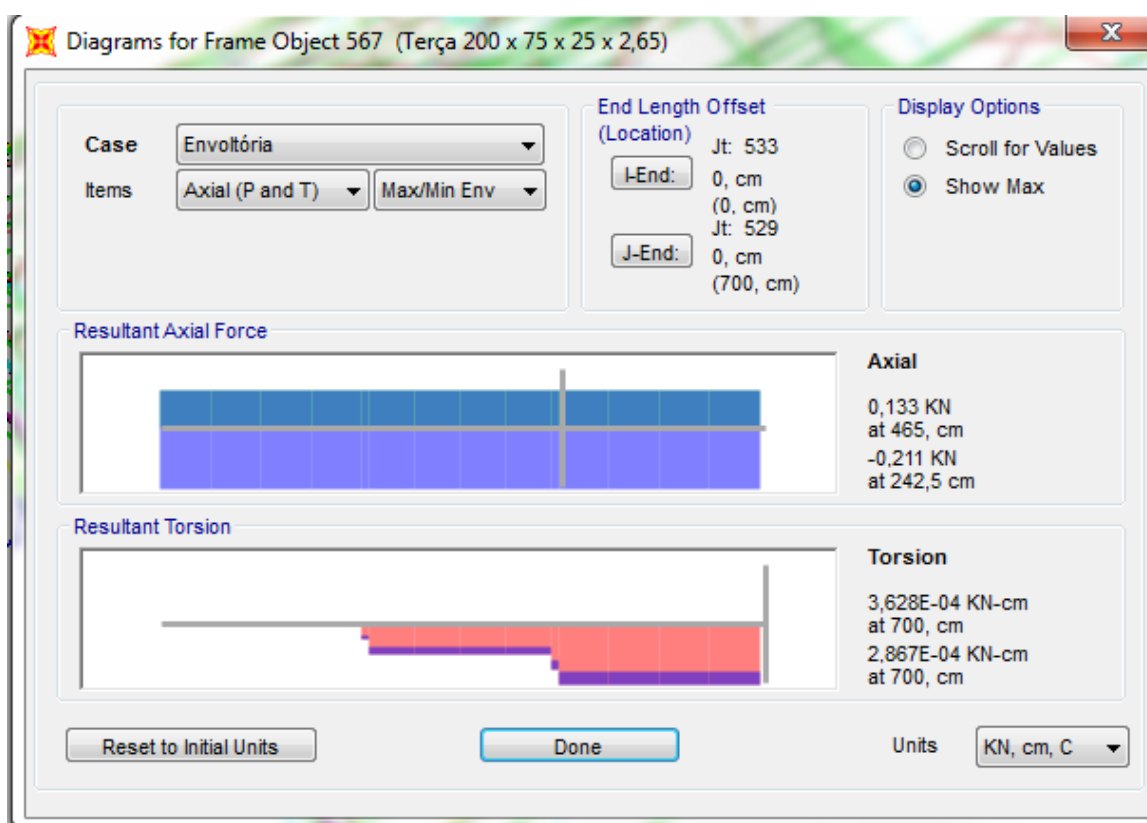


Fig. 38 – Momento axial de compressão na terça

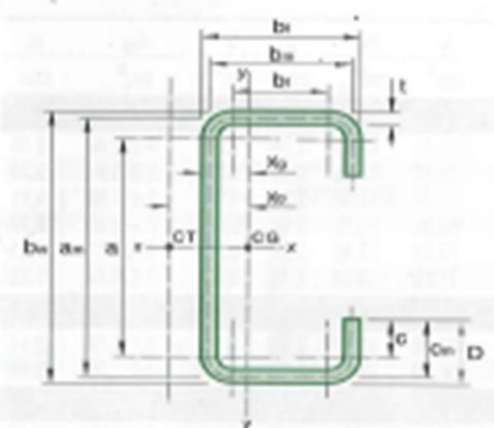
## 20.2 PROPRIEDADES DO AÇO E PERFIL

PROPRIEDADES DO AÇO CF-26			
Resistência ao escoamento	Fy	26	kN/cm <sup>2</sup>

Resistência à ruptura	fu	41	kN/cm <sup>2</sup>
Módulo de escoamento	E	20000	kN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente de Poisson	v	0,3	-
Módulo de elasticidade	G	7700	kN/cm <sup>2</sup>

Propriedades do perfil conforme catalogo Metform.

PROPRIEDADES DO PERFIL			
le 200 x 75 x 25 x 2,65	tipo	monossimétrico	1
Espessura	ts	0,265	cm
Revestimento	tr	0	cm
Espessura final	t	0,265	cm
Altura da Alma	bw	20	cm
Largura da mesa	bf	7,5	cm
comprimento do enrijecedor	D	2,5	cm
massa	m	7,91	kg/m
Área bruta	Ag	10,08	cm <sup>2</sup>
Inércia x	Ix	614,40	cm <sup>4</sup>
Inércia y	Iy	77,70	cm <sup>4</sup>
Módulo de resist. Elástico em x	Wx	61,44	cm <sup>3</sup>
Módulo de resist.elástico em y	Wy	15,00	cm <sup>3</sup>
raio de giro x	rx	7,81	cm
raio de giro y	ry	2,78	cm
Inércia a torção	It (J)	0,24	cm <sup>4</sup>
Constante de empenamento	Cw	6.862,50	cm <sup>6</sup>
Distância do CG à face do perf.	x	2,32	cm
coordenada do CT em "x"	x0	5,66	cm
coordenada do CT em "y"	y0	0	cm
raio das dobras	r	0,4	cm



### 20.3 VERIFICAÇÃO A COMPRESSÃO

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Força de compressão solicitante de Cálculo	Nc,Sd
Força de compressão Resistente de Cálculo	Nt,Rd
Força axial de compressão resistente de cálculo	$N_{c,Rd} = \chi A_{ef} f_y / \gamma$
Coef. de ponderação das ações	$\gamma$ 1,2

Esforços solicitantes					
BARRA	L [cm]	Nsd [kN]	KxLx[cm]	KyLy[cm]	KzLz[cm]
Terça Cobertura	700	0,22	700	230	230

20.3.1 Método da largura efetiva

Para perfis monossimétricos  $N_e$  é o menor valor entre  $N_{ey}$  e  $N_{exz}$ .

MÉTODO DA LARGURA EFETIVA			
FLAMBAGEM POR FLEXÃO, POR TORÇÃO OU FLEXO-TORÇÃO			
Tensão normal de compressão			
Força axial crítica de flambagem global elástica por flexão em relação ao "x"	$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$	247,51	kN
Força axial crítica de flambagem global elástica por flexão em relação ao "y"	$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$	289,93	kN
Força axial crítica de flambagem global elástica por flexão em relação ao "z"	$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 EI_w}{(K_z L_z)^2} + G I_t \right]$	272,48	kN
Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção	$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5}$	10,04	cm
Força axial crítica de flambagem global elástica por flexotorção			
	$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2[1 - (x_0/r_0)^2]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right]$	165,72	kN
Força axial crítica de flambagem elástica	$N_e$	165,72	kN
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0 = \left( \frac{A f_y}{N_e} \right)^{0,5}$	1,26	-
Fator de redução associado à flambagem da viga $\chi$	$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 \leq 1,5$ $\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ para } \lambda_0 > 1,5$	0,516	-
Tensão normal de compressão	$\sigma = \chi \cdot f_y$	13,412	kN/cm <sup>2</sup>

DETERMINAÇÃO DA ÁREA EFETIVA  $A_{ef}$

VERIFICAÇÃO DA ALMA (ELEMENTO 1)

$$b = bw - 2.t - 2.r$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}}$$

$$\lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b$$

$$\lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} \leq b$$

K = 4,0 - Tabela 5 caso a NBR 14762:2010

Largura do Elemento 1	b	18,67	cm
Coef. de Flambagem local	k	4	-
Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,960	-
Largura efetiva Elem. 1	b <sub>ef</sub>	14,988	cm

#### VERIFICAÇÃO DA MESA (ELEMENTO 2)

$$b = bf - 2.t - 2.r$$

$$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0,623 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \text{se } \lambda_{p0} \leq 0,673 \text{ Não precisa de enrijecedor: } b_{ef} = b; ds = def \\ \text{se } \lambda_{p0} > 0,673 \begin{cases} D/b \leq 0,25 & k = 3,57 \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n + 0,43 \leq 4 \\ 0,25 < D/b \leq 0,8 & k = \left(\frac{I_s}{I_a}\right)^n \left(4,82 - 5 \frac{D}{b}\right) + 0,43 \leq 4 \end{cases} \end{cases}$$

$$I_s = t \frac{d_{ef}^3}{12} \quad \left(\frac{I_s}{I_a}\right) \leq 1,0$$

$$I_a = 399t^4 (0,487\lambda_{p0} - 0,328)^3 \leq t^4 (56\lambda_{p0} + 5) \quad n = (0,582 - 0,122\lambda_{p0}) \geq \frac{1}{3}$$

Largura da mesa	b	6,170	cm
Índ. esbeltez reduzido devido à instabilidade global	$\lambda_{p0}$	0,968	Precisa de enrijecedor
Largura do enrijecedor	d	1,835	cm
M. Inércia seção bruta do enrijecedor	I <sub>s</sub>	0,136	cm <sup>4</sup>
M. Inércia seção bruta do enrijecedor	I <sub>a</sub>	0,006	cm <sup>4</sup>
	n	0,464	
Dimensão Nominal do enrijecedor	D	2,5000	cm
	D/b	0,405	ok < 0,8
	I <sub>s</sub> /I <sub>a</sub>	1,000	ok!
Coefic. Flambagem local	k	3,224	ok!

$$b = bf - 2t - 2r$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} \leq b \end{cases}$$

Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,353	
Largura efetiva Elem. 2	b <sub>ef</sub>	6,170	cm

VERIFICAÇÃO DO ENRIJECEDOR DE BORDA (ELEMENTO 3)			
d = D-t-r			
$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} \leq b \end{array} \right.$			
ds = ls/la(def) ≤ def			
K = 0,43 - Tabela 5 caso a NBR 14762:2010			
Largura do enrijecedor	d	1,835	cm
Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,288	
Largura efetiva	def	1,835	<d ok!
Largura efetiva reduzida	ds	1,835	cm

CÁLCULO DA ÁREA EFETIVA			
$A_{ef} = A_g - A_{inef}$			
$A_{inef} = 2 (b_{em1} - b_{ef_{em1}})t + 2 (b_{em2} - b_{ef_{em2}})t + 2 (d - ds)t $			
Área inefetiva	A <sub>inf</sub>		0,976
Área efetiva	A <sub>ef</sub>		9,104

DETERMINAÇÃO DE N <sub>cRd</sub>			
Força de compressão resistente	N <sub>c,Rd</sub>	101,76	kN
Coef. de ponderação das ações	γ	1,2	
Esforço solicitante	N <sub>c,Sd</sub>	0,22	kN

### 20.3.2 Método da resistência direta

O valor característico da força axial de compressão resistente N<sub>crk</sub> deve ser tomado como o menor valor calculado para a flambagem global, local e distorcional, N<sub>cRe</sub>, N<sub>cRl</sub> e N<sub>cRdist</sub>, respectivamente

FLAMBAGEM GLOBAL DA BARRA			
Valores idem ao cálculo da tensão normal de compressão			
N <sub>ex</sub>		247,51	kN
N <sub>ey</sub>		289,93	kN
N <sub>ez</sub>		272,48	kN
N <sub>exz</sub>		165,72	kN
N <sub>e</sub>		165,72	kN
λ <sub>0</sub>		1,26	
$\lambda_0 = \left( \frac{Af_y}{N_e} \right)^{0,5} \left\{ \begin{array}{l} \text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \rightarrow N_{c,Re} = \left( 0,658 \lambda_0^2 \right) Af_y \\ \text{para } \lambda_0 > 1,5 \rightarrow N_{c,Re} = \left( \frac{0,877}{\lambda_0^{0,8}} \right) Af_y \end{array} \right.$			

Força axial de compressão resistente associada à flambagem global	N <sub>c,Re</sub>	135,20	kN
---	-------------------	--------	----

### FLAMBAGEM LOCAL

$$\lambda_l = \sqrt{\frac{N_{c,Re}}{N_l}} \begin{cases} \text{para } \lambda_l = 0,776 \rightarrow N_{c,RI} = N_{c,Re} \\ \text{para } \lambda_l = 0,776 \rightarrow N_{c,RI} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}}\right) \frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}} \end{cases}$$

NI conforme programa baseado no método das faixas finitas CUFSM 4.05 (Ver Fig. 39)

Força axial de flamb. Global elástica	NI	186,48	kN
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_l$	0,821	
Força axial de compressão resistente	N <sub>c,RI</sub>	127,526	kN

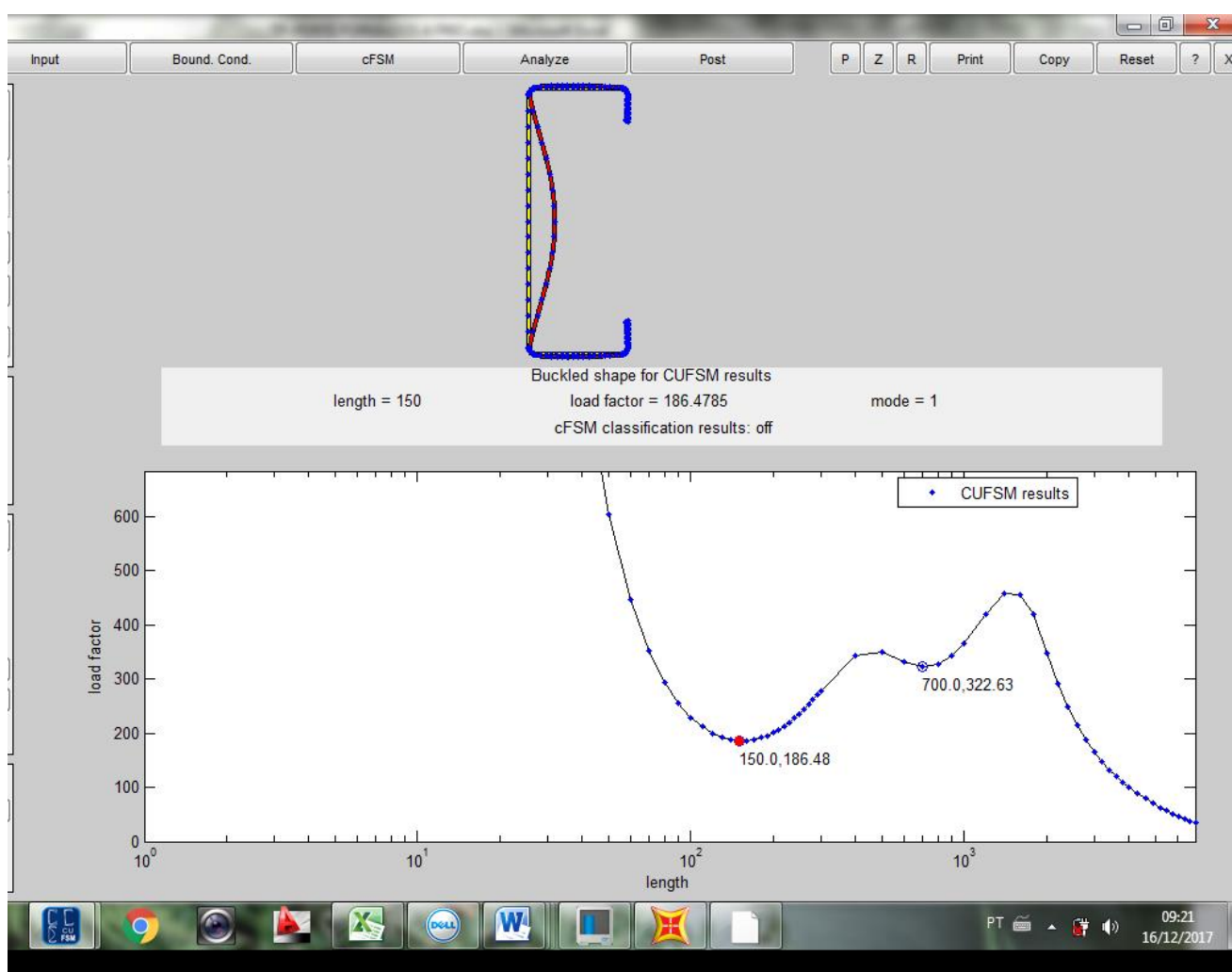


Fig. 39 – NI e N<sub>dist</sub> (Conforme programa CUFSM 4.05)

### FLAMBAGEM DISTRACIONAL

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{dist}}} \begin{cases} \text{Para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \rightarrow N_{c,Rdist} = Af_y \\ \text{Para } \lambda_{dist} > 0,561 \rightarrow N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{Af_y}{\lambda_{dist}^{1,2}} \end{cases}$$

Ndist conforme programa baseado no método das faixas finitas CUFSM 4.05 (Ver Fig. 39)			
Força axial de flamb. distorcional elástica	Ndist	322,630	kN
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_{dist}$	0,901	
Força axial de compressão resistente	Nc,Rdist	212,809	kN

Valor característico da força axial de compressão resistente;	Nc,RK	127,53	kN
---	-------	--------	----

DETERMINAÇÃO DE NcRd = Nc,Rk/ $\gamma$			
Força de comp. resistente	Nc,Rd	106,272	kN
Coef. de ponderação das ações	$\gamma$	1,2	
Esforço solicitante	Nc,Sd	0,22	kN

## 20.4 VERIFICAÇÃO A FLEXÃO

ESFORÇOS SOLICITANTES			
BARRA	L [cm]	Mx,sd [kN.cm]	My,sd [kN.cm]
Terças Cobertura	700	1245,46	11,22

### 20.4.1 Método da largura efetiva

VERIFICAÇÃO DA MESA (ELEMENTO 2)	
$b = b_f - 2 \cdot t - 2 \cdot r$	
$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0,623 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \text{se } \lambda_{p0} \leq 0,673 \text{ Não precisa de enrijecedor: } bef = b; ds = def \\ \text{se } \lambda_{p0} > 0,673 \begin{cases} D/b \leq 0,25 & k = 3,57 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^n + 0,43 \leq 4 \\ 0,25 < D/b \leq 0,8 & k = \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^n \left( 4,82 - 5 \frac{D}{b} \right) + 0,43 \leq 4 \end{cases} \end{cases}$	
$I_s = t \frac{d_{ef}^3}{12} \quad \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq 1,0$	
$I_a = 399t^4 (0,487\lambda_{p0} - 0,328)^3 \leq t^4 (56\lambda_{p0} + 5) \quad n = (0,582 - 0,122\lambda_{p0}) \geq \frac{1}{3}$	

Largura da mesa	b	6,170	cm
Índ. esbeltez reduz. por instab. global	$\lambda_{p0}$	1,347	Precisa de enrijecedor
Largura do enrijecedor	d	1,835	cm
M. Inércia seção bruta do enrijecedor	Is	0,136	cm <sup>4</sup>
M. Inércia seção bruta do enrijecedor	Ia	0,070	cm <sup>4</sup>
	n	0,418	
Dimensão Nominal do enrijecedor	D	2,5000	cm
Razão de comprimentos	D/b	0,405	ok < 0,8
Razão de M. inércia	Is/Ia	1,000	ok!
Coefic. Flambagem local	k	3,224	ok!

$$b = b_f - 2t - 2r$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right)}{\lambda_p} \leq b \end{array} \right.$$

Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,492	
Largura efetiva Elem. 2	b <sub>ef</sub>	6,170	cm

#### VERIFICAÇÃO DO ENRIJECEDOR DE BORDA (ELEMENTO 3)

d = D-t-r

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \left\{ \begin{array}{l} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right)}{\lambda_p} \leq b \end{array} \right.$$

$ds = ls/la(def) \leq def$

K = 0,43 - Tabela 5 caso a NBR 14762:2010

Largura do enrijecedor	d	1,835	cm
Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,401	
Largura efetiva	def	1,835	<d ok!
Largura efetiva reduzida	ds	1,835	cm

#### VERIFICAÇÃO DA ALMA (ELEMENTO 1)

A posição da linha neutral da seção efetiva (LNe) é determinada considerando-se um processo iterativo, conseguindo-se a convergência quando a posição da LNe de uma iteração não diferenciar mais do que 5% da posição da LNe da anterior.

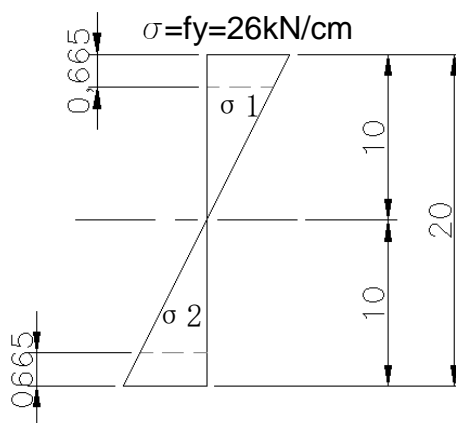
Os cálculos das propriedades da seção efetiva do perfil são realizados empregando-se o “método linear”, isto é, todo o material é admitido com concentrado na linha média da seção. (linha do esqueleto) e os Elementos são tratados isoladamente como linhas retas (parte plana) ou curvas (dobras). Os valores obtidos são multiplicados pela espessura t, de maneira a obter as propriedades geométricas desejadas.

ALMA TOTALMENTE EFETIVA					
Elemento	L [cm]		y [cm]		Ly [cm <sup>2</sup> ]
Mesa superior	L = 2.b <sub>ef</sub> =	6,17	y = 0,5t =	0,133	0,82
Canto superior Esquerdo	L = π.(r+t/2) =	0,84	y = 2.t-c =	0,326	0,27
Canto superior Direito	L = π.(r+t/2) =	0,84	y = 2.t-c =	0,326	0,27
Enrijecedor superior	L=2.ds =	1,84	y = 0,5ds+2t =	1,583	2,90
Elemento inefetivo da alma		0,00		0	0
Alma	L=2(bw-2r-2t) =	18,67	y = 0,5bw =	10,000	186,70
Mesa inferior	L=2(bf - 2r-2t)=	6,17	y = bw - 0,5t =	19,868	122,58
Enrijecedor Inferior	L=2.d =	1,84	y = bw -(r +t+0,5d) =	18,418	33,80

Canto inferior Esquerdo	$L = \pi.(r+t/2) =$	0,84	$y = bw -( 2t-c ) =$	19,674	16,46
Canto inferior Direito	$L = \pi.(r+t/2) =$	0,84	$y = bw -( 2t-c ) =$	19,674	16,46
Soma		38,03			380,26

Onde  $C = 0,637R_{m\u00e9dio}$

$R_{m\u00e9dio} = r + t/2$



Posição da linha neutra			
$y_{cg} = \Sigma y / \Sigma L$	$y_{cg}$	10,000	cm
$\sigma 1 = f_y . [y_{cg} - (t+r)] / y_{cg}$	$\sigma 1$	24,271	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma 2 = f_y . [(b_w - y_{cg}) - (t+r)] / y_{cg}$	$\sigma 2$	-24,271	kN/cm <sup>2</sup>
$\psi = \sigma 1 / \sigma 2$	$\psi$	-1,000	
$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi)$ (conforme tabela 5 – caso d NBR 14762:2010)	$k$	24,000	

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right)}{\lambda_p} \leq b \end{cases}$$

Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,527	
Largura efetiva	$b_{ef}$	18,670	cm
$b_c = y_{cg} - 2t$	$b_c$	9,335	cm
$b_{ef1} = b_{ef} / (3 - \psi)$	$b_{ef1}$	4,668	cm
$b_{ef2} = 0,5 . b_{ef}$	$b_{ef2}$	9,335	cm
$b_{ef1} + b_{ef2} \leq b_c$	$b_{ef1} + b_{ef2}$	9,335	cm
$b_{inef} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c$	$b_{inef}$	0,00	cm

Como não há parte inefetiva da alma, a posição da linha neutra não sofre alteração, logo a convergência é obtida.

Calculando as propriedades da seção efetiva

Elemento	L [cm]		y [cm]		Ly [cm <sup>2</sup> ]	Ly <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>x</sub> [cm <sup>3</sup> ]	
	L = 2.bef =		y = 0,5t =				-	
Mesa superior	L = 2.bef =	6,17	y = 0,5t =	0,133	0,8175	0,1083	-	
Canto superior Esquerdo	L = π.(r+t/2) =	0,84	y = 2.t-c =	0,326	0,2725	0,0888	I <sub>x</sub> = 0,149R <sup>3</sup> =	0,022
Canto superior Direito	L = π.(r+t/2) =	0,84	y = 2.t-c =	0,326	0,2725	0,0888	I <sub>x</sub> = 0,149R <sup>3</sup> =	0,022
Enrijecedor superior	L=2.ds =	1,84	y = 0,5ds+2t =	1,583	2,9039	4,5954	I <sub>x</sub> = L <sup>3</sup> /12 =	0,515
Elemento inefetivo da alma	L=2.inef =	0,00		5,3325	0,000	0,000	I <sub>x</sub> = L <sup>3</sup> /12 =	0,000
Alma	L=2(bw-2r-2t) =	18,67	y = 0,5bw =	10,000	186,70	1867,00	I <sub>x</sub> = L <sup>3</sup> /12 =	542,315
Mesa inferior	L=2(bf - 2r-2t)=	6,17	y = bw - 0,5t =	19,868	122,58	2435,41	-	0,000
Enrijecedor Inferior	L=2.d =	1,84	y = bw -(r +t+0,5d) =	18,418	33,80	622,44	I <sub>x</sub> = L <sup>3</sup> /12 =	0,515
Canto inferior Esquerdo	L = π.(r+t/2)=	0,84	y = bw -( 2t-c ) =	19,674	16,46	323,77	I <sub>x</sub> = 0,149R <sup>3</sup> =	0,022
Canto inferior Direito	L = π.(r+t/2)=	0,84	y = bw -( 2t-c ) =	19,674	16,46	323,77	I <sub>x</sub> = 0,149R <sup>3</sup> =	0,022
soma		38,03			380,26	5577,26		543,435

Posição da linha neutra			
$y_{cg} = \Sigma y / \Sigma L$	y <sub>cg</sub>	10,0000	cm

Verificação da convergência:

$$\frac{10,00 - 10,00}{10} = 0,0\% < 5,0\% - Ok converge!$$

Cálculo do módulo de resistência elástico da seção efetiva  $W_{ef}$ 

$$I_x = I_{x'} + t$$

$$I_{x'} = \sum Ly^2 + \sum I_{x'} - [(Y_{cg})^2 \cdot \sum L]$$

$$W_{ef} = \frac{I_{x'}}{y_{cg}}$$

Mom. Inércia linear	$I_{x'}$	2.318,12	$\text{cm}^3$
Mom. Inércia da seção efetiva	$I_x$	614,30	$\text{cm}^4$
Módulo de resistência elástico	$W_{ef}$	61,43	$\text{cm}^3$

DETERMINAÇÃO  $M_{rd}$ 

Momento resistente de cálculo	$M_{Rd} = \frac{W_{c,ef} \cdot f_y}{\gamma} \therefore (\gamma = 1,1)$	$M_{rd}$	1.451,99	kN.cm
Momento solicitante de cálculo		$M_{sd}$	1.245,46	kN.cm

20.4.2 Flambagem lateral com torção

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{c,ef} f_y}{\gamma} \text{ com } \gamma = 1,1$$

Onde  $W_{c,ef}$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, adotando  $\sigma = \chi_{FLT} f_y$ .

$N_{ex}$	247,51	kN
$N_{ey}$	289,93	kN
$N_{ez}$	272,48	kN
$r_0$	10,038	cm
$W_c = W_x$	61,44	$\text{cm}^3$

$$M_e = C_b r_0 \sqrt{N_{ey} N_{ez}}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c f_y}{M_e}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Para } \lambda_0 = 1,0 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,0 \\ \text{Para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2) \\ \text{Para } \lambda_0 \geq 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2} \end{array} \right.$$

M. Fletor FLT, em regime elástico	$M_e$	2.821,35	kN
Fator de modificação p/ m.fletor	$C_b$ (a favor da segurança)	1,000	
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0$	0,752	

fator de redução associado à instab.lateral com torção	$\chi_{FLT}$	0,935	
Tensão de compressão associada MFLT	$\sigma$	24,317	kN/cm <sup>2</sup>

VERIFICAÇÃO DA MESA (ELEMENTO 2)			
b = bf - 2.t - 2.r			
$\lambda_{p0} = \frac{b/t}{0,623 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \text{se } \lambda_{p0} \leq 0,673 \text{ Não precisa de enrijecedor: } bef = b; ds = def \\ \text{se } \lambda_{p0} > 0,673 \begin{cases} D/b \leq 0,25 & k = 3,57 \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^n + 0,43 \leq 4 \\ 0,25 < D/b \leq 0,8 & k = \left( \frac{I_s}{I_a} \right)^n \left( 4,82 - 5 \frac{D}{b} \right) + 0,43 \leq 4 \end{cases} \end{cases}$			
$I_s = t \frac{d_{ef}^3}{12} \quad \left( \frac{I_s}{I_a} \right) \leq 1,0$			
$I_a = 399t^4 (0,487\lambda_{p0} - 0,328)^3 \leq t^4 (56\lambda_{p0} + 5) \quad n = (0,582 - 0,122\lambda_{p0}) \geq \frac{1}{3}$			

Largura da mesa	b	6,170	cm
Índ. esbeltez reduz. por instab. global	$\lambda_{p0}$	1,303	Precisa de enrijecedor
Largura do enrijecedor	d	1,835	cm
M. Inércia seção bruta do enrijecedor	Is	0,136	cm <sup>4</sup>
M. Inércia seção bruta do enrijecedor	Ia	0,057	cm <sup>4</sup>
	n	0,423	
Dimensão Nominal do enrijecedor	D	2,5000	cm
Razão de comprimentos	D/b	0,405	ok <0,8
Razão de M. inércia	Is/Ia	1,000	ok!
Coefic. Flambagem local	k	3,224	ok!

b = bf - 2t - 2r			
$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right)}{\lambda_p} \leq b \end{cases}$			

Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,476	
Largura efetiva Elem. 2	bef	6,170	cm

## VERIFICAÇÃO DO ENRIJECEDOR DE BORDA (ELEMENTO 3)

$$d = D - t - r$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_p}\right)}{\lambda_p} \leq b \end{cases}$$

$$ds = Is/la(def) \leq def$$

K = 0,43 - Tabela 5 caso a NBR 14762:2010

Largura do enrijecedor	d	1,835	cm
Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,388	
Largura efetiva	def	1,835	<d ok!
Largura efetiva reduzida	ds	1,835	cm

## VERIFICAÇÃO DA ALMA (ELEMENTO 1)

A posição da linha neutral da seção efetiva (LNe) é determinada considerando-se um processo iterativo, conseguindo-se a convergência quando a posição da LNe de uma iteração não diferenciar mais do que 5% da posição da LNe da anterior.

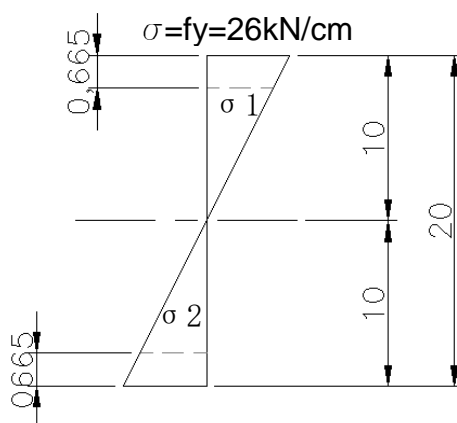
Os cálculos das propriedades da seção efetiva do perfil são realizados empregando-se o “método linear”, isto é, todo o material é admitido com concentrado na linha média da seção. (linha do esqueleto) e os Elementos são tratados isoladamente como linhas retas (parte plana) ou curvas (dobras). Os valores obtidos são multiplicados pela espessura t, de maneira a obter as propriedades geométricas desejadas.

## ALMA TOTALMENTE EFETIVA

Elemento	L [cm]		y [cm]		Ly [cm <sup>2</sup> ]
Mesa superior	L = 2.b <sub>ef</sub> =	6,17	y = 0,5t =	0,133	0,82
Canto superior Esquerdo	L = π.(r+t/2) =	0,84	y = 2.t-c =	0,326	0,27
Canto superior Direito	L = π.(r+t/2) =	0,84	y = 2.t-c =	0,326	0,27
Enrijecedor superior	L=2.ds =	1,84	y = 0,5ds+2t =	1,583	2,90
Elemento inefetivo da alma		0,00		0	0
Alma	L=2(bw-2r-2t) =	18,67	y = 0,5bw =	10,000	186,70
Mesa inferior	L=2(bf - 2r-2t)=	6,17	y = bw - 0,5t =	19,868	122,58
Enrijecedor Inferior	L=2.d =	1,84	y = bw -(r +t+0,5d) =	18,418	33,80
Canto inferior Esquerdo	L = π.(r+t/2)=	0,84	y = bw -( 2t-c ) =	19,674	16,46
Canto inferior Direito	L = π.(r+t/2)=	0,84	y = bw -( 2t-c ) =	19,674	16,46
Soma		38,03			380,26

Onde C = 0,637R<sub>médio</sub>

R<sub>médio</sub> = r + t/2



Posição da linha neutra			
$y_{cg} = \Sigma y / \Sigma L$	$y_{cg}$	10,000	cm
$\sigma_1 = f_y \cdot [y_{cg} - (t+r)] / y_{cg}$	$\sigma_1$	22,7	kN/cm <sup>2</sup>
$\sigma_2 = f_y \cdot [(b_w - y_{cg}) - (t+r)] / y_{cg}$	$\sigma_2$	-22,7	kN/cm <sup>2</sup>
$\psi = \sigma_1 / \sigma_2$	$\psi$	-1,000	
$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi)$ (conforme tabela 5 – caso d NBR 14762:2010)	$k$	24,000	

$$\lambda_p = \frac{b/t}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}} \begin{cases} \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{ef} = b \\ \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{ef} = \frac{b \left( 1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right)}{\lambda_p} \leq b \end{cases}$$

Índice de esbeltez do elem.	$\lambda_p$	0,510	
Largura efetiva	$b_{ef}$	18,670	cm
$b_c = y_{cg} - 2t$	$b_c$	9,335	cm
$b_{ef1} = b_{ef} / (3 - \psi)$	$b_{ef1}$	4,668	cm
$b_{ef2} = 0,5 \cdot b_{ef}$	$b_{ef2}$	9,335	cm
$b_{ef1} + b_{ef2} \leq b_c$	$b_{ef1} + b_{ef2}$	9,335	cm
$b_{inef} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c$	$b_{inef}$	0,00	cm

Como não há parte inefetiva da alma, a posição da linha neutra não sofre alteração, logo a convergência é obtida.

Calculando as propriedades da seção efetiva

Elemento	L [cm]		y [cm]		Ly [cm <sup>2</sup> ]	Ly <sup>2</sup> [cm <sup>2</sup> ]	Ix[cm <sup>3</sup> ]	
Mesa superior	$L = 2.b_{ef} =$	6,17	$y = 0,5t =$	0,133	0,8175	0,1083	-	
Canto superior Esquerdo	$L = \pi.(r+t/2) =$	0,84	$y = 2.t-c =$	0,326	0,2725	0,0888	$I_x = 0,149R^3 =$	0,022
Canto superior Direito	$L = \pi.(r+t/2) =$	0,84	$y = 2.t-c =$	0,326	0,2725	0,0888	$I_x = 0,149R^3 =$	0,022
Enrijecedor superior	$L=2.ds =$	1,84	$y = 0,5ds+2t =$	1,583	2,9039	4,5954	$I_x = L^3/12 =$	0,515
Elemento inefetivo da alma	$L=2.inef =$	0,00		5,3325	0,000	0,000	$I_x = L^3/12 =$	0,000
Alma	$L=2(bw-2r-2t) =$	18,67	$y = 0,5bw =$	10,000	186,70	1867,00	$I_x = L^3/12 =$	542,315
Mesa inferior	$L=2(bf - 2r-2t)=$	6,17	$y = bw - 0,5t =$	19,868	122,58	2435,41	-	
Enrijecedor Inferior	$L=2.d =$	1,84	$y = bw -(r +t+0,5d) =$	18,418	33,80	622,44	$I_x = L^3/12 =$	0,515
Canto inferior Esquerdo	$L = \pi.(r+t/2)=$	0,84	$y = bw -( 2t-c ) =$	19,674	16,46	323,77	$I_x = 0,149R^3 =$	0,022
Canto inferior Direito	$L = \pi.(r+t/2)=$	0,84	$y = bw -( 2t-c ) =$	19,674	16,46	323,77	$I_x = 0,149R^3 =$	0,022
soma		38,03			380,26	5577,26		543,435

Posição da linha neutra			
$y_{cg} = \Sigma y / \Sigma L$	$y_{cg}$	10,0000	cm

Verificação da convergência:

$$\frac{10,00 - 10,00}{10} = 0,0\% < 5,0\% - \text{Ok converge!}$$

Cálculo do módulo de resistência elástico da seção efetiva  $W_{ef}$ 

$$I_x = I_{x'} \cdot t$$

$$I'x = \sum Ly^2 \cdot \sum I'x - [(Y_{cg})^2 \cdot \sum L]$$

$$W_{ef} = \frac{I_{x'}}{y_{cg}}$$

Mom. Inércia linear	$I_{x'}$	2.318,12	$\text{cm}^3$
Mom. Inércia da seção efetiva	$I_x$	614,30	$\text{cm}^4$
Módulo de resistência elástico	$W_{ef}$	61,43	$\text{cm}^3$

DETERMINAÇÃO  $M_{rd}$ 

Momento resistente de cálculo	$M_{Rd} = \frac{W_{c,ef} \cdot f_y}{\gamma} \therefore (\gamma = 1,1)$	$M_{rd}$	1.358,02	kN.cm
Momento solicitante de cálculo		$M_{sd}$	1.245,46	kN.cm

20.4.3 Flambagem lateral com torção – flexão em torno do eixo de simetria

O momento fletor resistente de cálculo referente à flambagem lateral com torção, tomando-se um trecho compreendido entre seções contidas lateralmente, é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{FLT} W_{c,ef} f_y}{\gamma} \text{ com } \gamma = 1,1$$

Onde  $W_{c,ef}$  é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra comprimida, calculado com base nas larguras efetivas dos elementos, adotando  $\sigma = \chi_{FLT} f_y$ . Me conforme anexo E NBR 14762:2010

$N_{ex}$	247,51	kN
$N_{ey}$	289,93	kN
$N_{ez}$	272,48	kN
$r_0$	10,038	cm
$W_c = W_x$	15,00	$\text{cm}^3$
$a_m$	19,735	cm
$b_m$	7,235	cm
$c_m$	2,3675	cm
$C_m$	1,00	
$x_0$	5,66	cm
$x_m$	2,22	cm
$\beta_w$	-435,03	
$\beta_f$	823,30	
$\beta_t$	634,96	
$J$	12,24	
$C_s$	1,00	

$$M_e = \frac{C_s \cdot N_{ex}}{C_m} \left[ j^2 + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_{0z}^2 \left( \frac{N_{ex}}{N_{ex}} \right)} \right]$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c f_y}{M_e}} \begin{cases} \text{Para } \lambda_0 = 1,0 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,0 \\ \text{Para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2) \\ \text{Para } \lambda_0 \geq 1,336 \rightarrow \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2} \end{cases}$$

$$\beta_w = - \left[ \frac{t \cdot x_m \cdot a_m^3}{12} + t \cdot x_m^3 \cdot a_m \right] \quad C_m = 0,6 - 0,4 \cdot \left( \frac{M_1}{M_2} \right)$$

$$\beta_f = \frac{1}{2} [(b_m - x_m)^4 - x_m^4] + \frac{t \cdot a_m^2}{4} \cdot [(b_m - x_m)^2 - x_m^2] \quad j = \frac{1}{2 \cdot I_y} (\beta_w + \beta_f + \beta_t) + X_0$$

$$\beta_t = 2 \cdot c_m \cdot t \cdot (b_m - x_m)^3 + \frac{2}{3} \cdot t \cdot (b_m - x_m) \cdot \left[ \left( \frac{a_m}{2} \right)^3 - \left( \frac{a_m}{2} - c_m \right)^3 \right]$$

M. Fletor FLT, em regime elástico	Me	52.944,24	kN
Fator de modificação p/ m.fletor	Cb (a favor da segurança)	1,000	
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_0$	0,086	
fator de redução associado à instab.lateral com torção	$\chi_{FLT}$	1,000	
Tensão de compressão associada MFLT	$\sigma$	26,000	kN/cm <sup>2</sup>

Sendo a tensão de flambagem lateral com torção em torno do eixo de simetria igual a  $f_y$ , não é necessário o cálculo do momento resistente, pois será o mesmo daquele calculado anteriormente com base no início de escoamento.

#### 20.4.4 Método da resistência direta

O valor característico da força axial de compressão resistente  $N_{crk}$  deve ser tomado como o menor valor calculado para a flambagem global, local e distorcional,  $M_{Re}$ ,  $M_{Rl}$  e  $M_{Rdist}$ , respectivamente.

FLAMBAGEM LATERAL COM TORÇÃO		
Valores idem - Metodo largura efetiva - Flambagem lateral com torção		
Me	2.821,35	kN.cm
Ney	289,93	kN
Nez	272,48	kN
W = fy	61,44	cm <sup>3</sup>
Índice de esbeltez reduzido $\lambda_0$	0,752	

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Wf_y}{M_e}} \begin{cases} \text{para } \lambda_0 \leq 0,6 \rightarrow M_{Re} = Wf_y \\ \text{para } 0,6 < \lambda_0 < 1,336 \rightarrow M_{Re} = 1,11(1 - 0,278 \lambda_0^2) Wf_y \\ \text{para } \lambda_0 \geq 1,336 \rightarrow M_{Re} = \frac{Wf_y}{\lambda_0^2} \end{cases}$$

Momento fletor resistente associado à flambagem global	MRe	1.494,06	kN.cm
--	-----	----------	-------

FLAMBAGEM LOCAL			
$\lambda_l = \sqrt{\frac{M_{Re}}{M_l}} \begin{cases} \text{para } \lambda_l \leq 0,776 \rightarrow M_{Rl} = M_{Re} \\ \text{para } \lambda_l > 0,776 \rightarrow M_{Rl} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}}\right) \frac{M_{Re}}{\lambda_l^{0,8}} \end{cases}$			
MI conforme programa baseado no método das faixas finitas CUFSM 4.05 (Ver F1g. 40)			
Momento fletor de flamb.local	MI	5.712,06	kN.cm
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_l$	0,511	
Momento fletor resistente associado à flambagem local	MRI	1.494,06	kN.cm

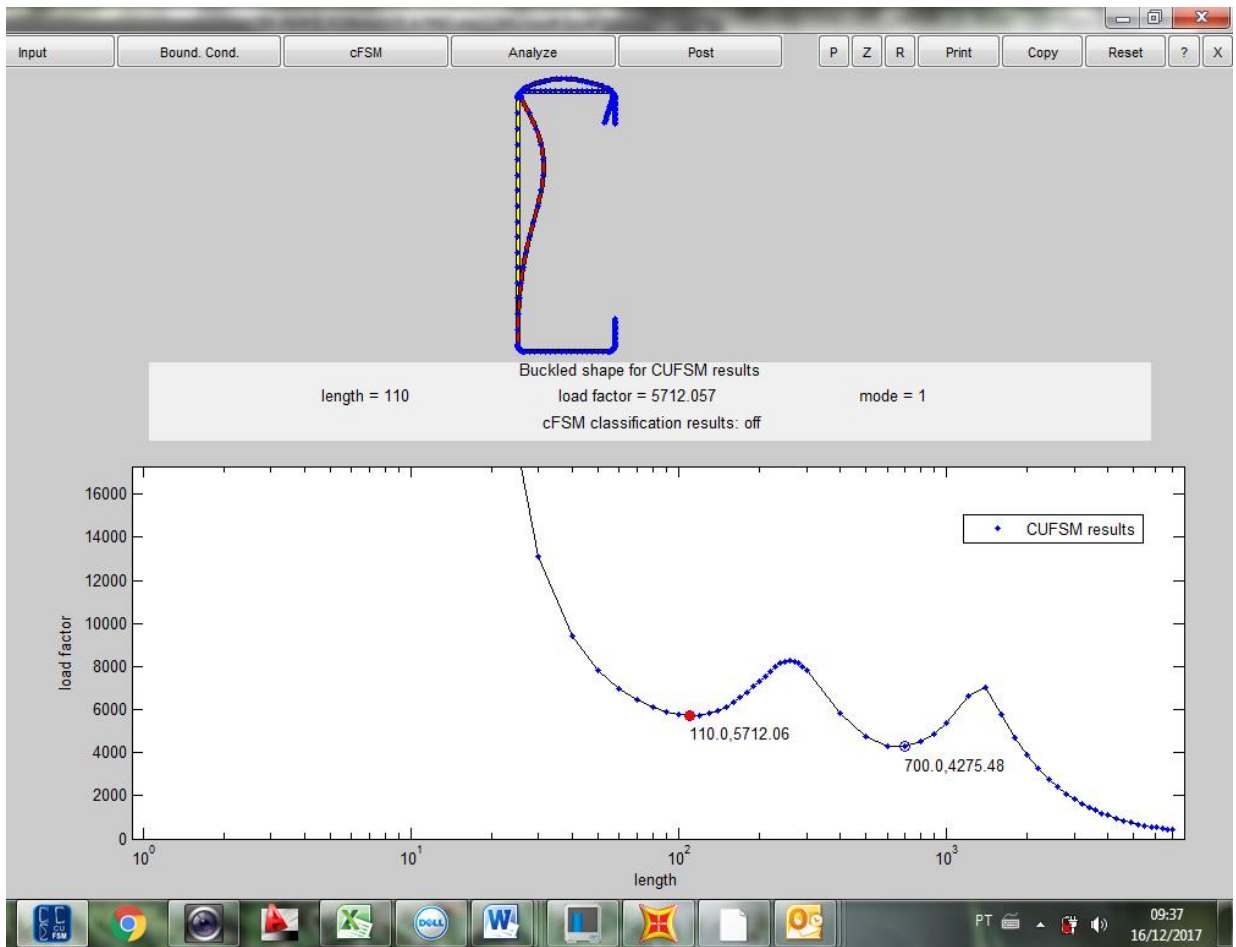


Fig. 40 – MI e Mdist (Conforme programa CUFSM 4.05)

FLAMBAGEM DISTORCIONAL			
$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{Wf_y}{M_{dist}}}$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,673 \rightarrow M_{Rdist} = Wf_y \\ \text{para } \lambda_{dist} > 0,673 \rightarrow M_{Rdist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \frac{Wf_y}{\lambda_{dist}} \end{array} \right.$			
Mdist conforme programa baseado no método das faixas finitas CUFSM 4.05 (Ver Fig. 40)			
Mom. fletor flamb.distorcional	Mdist	4.275,48	kN.cm
Índice de esbeltez reduzido	$\lambda_{dist}$	0,611	
Momento fletor resistente associado à flamb. distorcional	Mrdist	1.597,44	kN.cm

Valor característico do momento fletor resistente	MRk	1.494,06	kN.cm
---	-----	----------	-------

DETERMINAÇÃO DE MRd = MRk/ $\gamma$			
Coef. de ponderação das ações	$\gamma$	1,1	
Momento resistente de cálculo	MRd	1.358,24	kN.cm
Momento solicitante de cálculo	Msd	1.245,46	kN.cm

## 20.5 VERIFICAÇÃO DA FORÇA CORTANTE

DETERMINAÇÃO FORÇA CORTANTE			
Força cortante solicitante	8,18	kN	
$\text{para } h/t \leq 1,08(Ek_v/f_y)^{0,5} \quad \text{para } h/t > 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$ $V_{Rd} = 0,6f_y h t / \gamma \quad (\gamma = 1,10) \quad V_{Rd} = [0,905Ek_v t^3 / h] / \gamma$ $\text{para } 1,08(Ek_v/f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$ $V_{Rd} = 0,65t^2 (k_v f_y E)^{0,5} / \gamma \quad (\gamma = 1,10)$			
Altura da alma	h	18,67	cm
Espessura total da alma	t	0,265	cm
	h/t	70,453	
Coef. de FL por cisalhamento	$k_v$	5	*
Força cortante resistente de cálculo	VRd	66,911	kN – ok passa a força cortante
Coef. de ponderação das ações	$\gamma$	1,1	
*Segundo NBR 14762:2010, para alma sem enrijecedor			

## 20.6 FLEXÃO COMPOSTA

A força normal solicitante de cálculo e os momentos fletores solicitantes de cálculo devem satisfazer a expressão de interação indicada a seguir:

ESFORÇOS COMBINADOS			
$\frac{N_{Sd}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0$			
Força de compres. solicitante	Nsd	0,22	kN
Força de compres. resistente	NRd	101,76	kN
Mom. fletor solicitante em x	Mxsd	1.245,46	kN.cm
Mom. fletor resistênte em x	Mxrd	1.358,02	kN.cm
Mom.letor solicitante em y	My,Sd	11,22	kN.cm
Mom. fletor resistênte em y	My,Rd	1451,99	kN.cm
Verificação		0,93	OK atende ao critério

## 20.7 MOMENTO FLETOR E FORÇA CORTANTE COMBINADOS

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo na mesma seção, devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

ESFORÇOS COMBINADOS			
$\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}\right)^2 \leq 1,0$			
Momento solicit. de cálculo	Msd	1.245,46	kN.cm
Momento resist. de cálculo	MRd	1.358,02	kN.cm
Força cortante solicit. de cálculo	Vsd	8,18	kN
Força cortante resist. de cálculo	VRd	66,91	kN
Verificação		0,85	OK atende ao critério

## 20.8 VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

O limite de deslocamento está indicado no Anexo C da ABNT NBR 8800:2008.

- Deslocamento máximo de terças de tapamento no sentido descendente = L/180
- Deslocamento máximo de terças de tapamento no sentido ascendente = L/120
- Para uma terça com 7,0 m de vão, a flecha máxima é:
  - Descendente: 38,89 mm
  - Ascendente: 58,33 mm

Para ações no mesmo sentido da ação permanente:

Deslocamentos segundo o SAP2000 V19

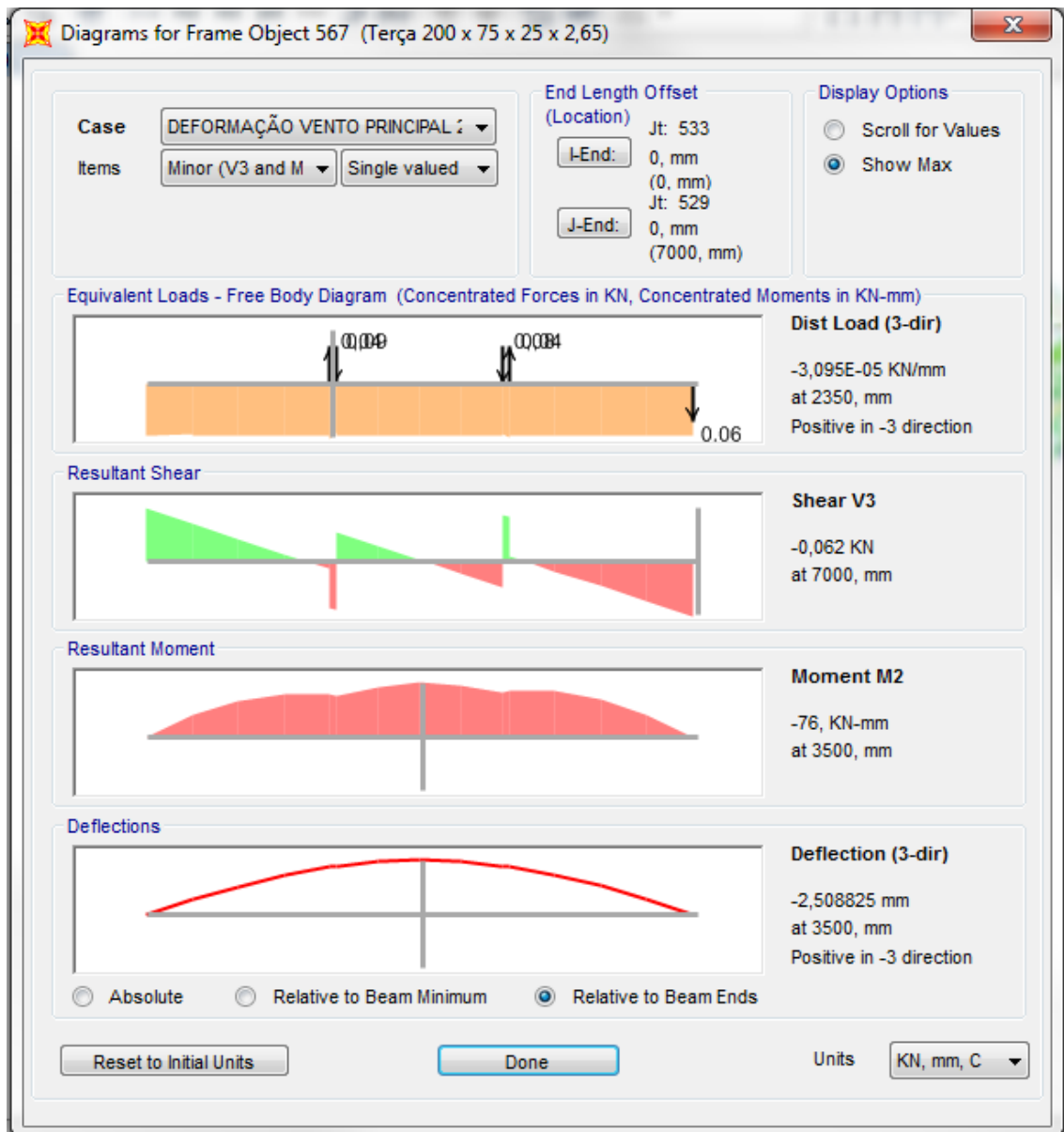


Fig. 41 – Deslocamento máximo descendente

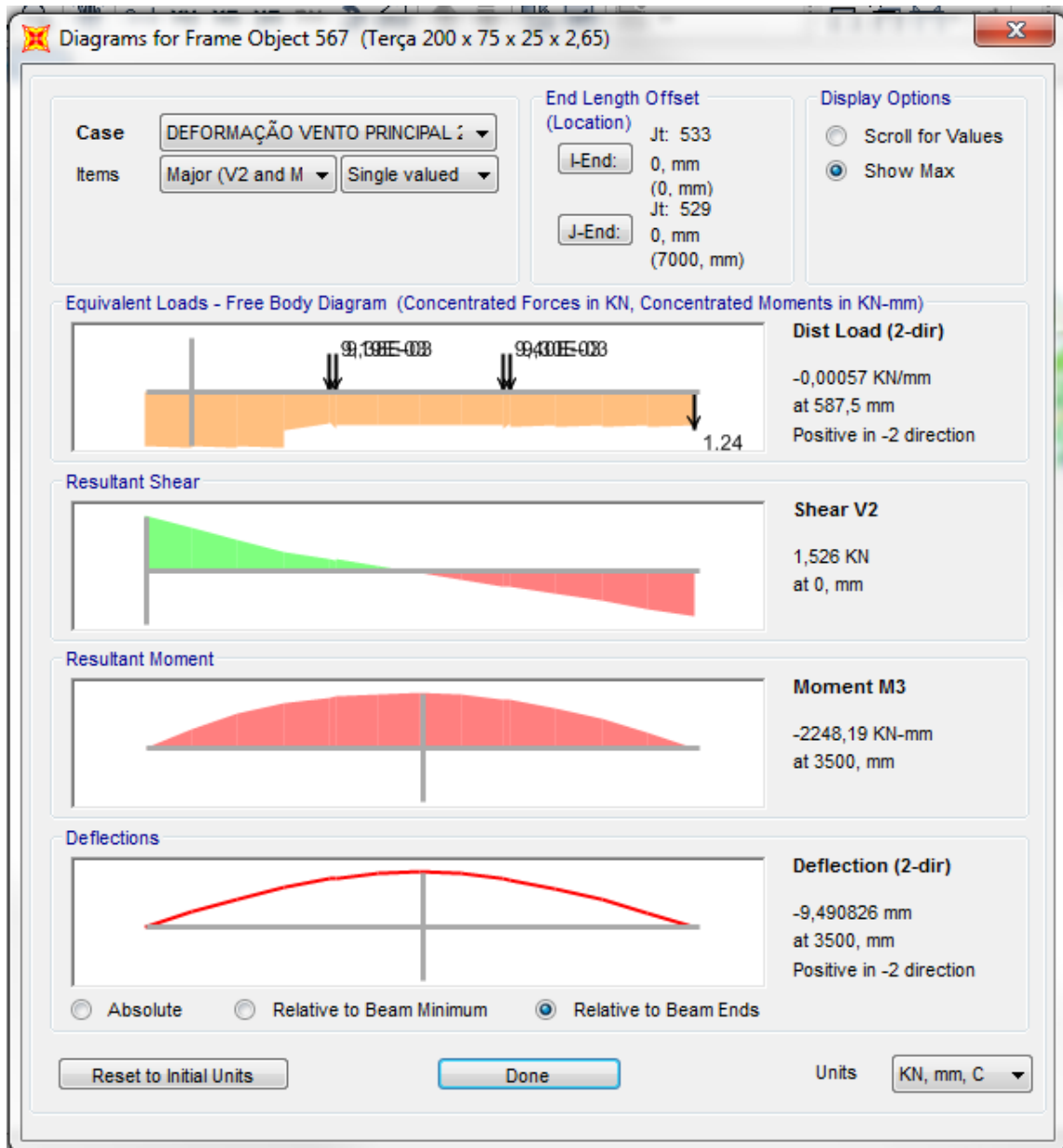


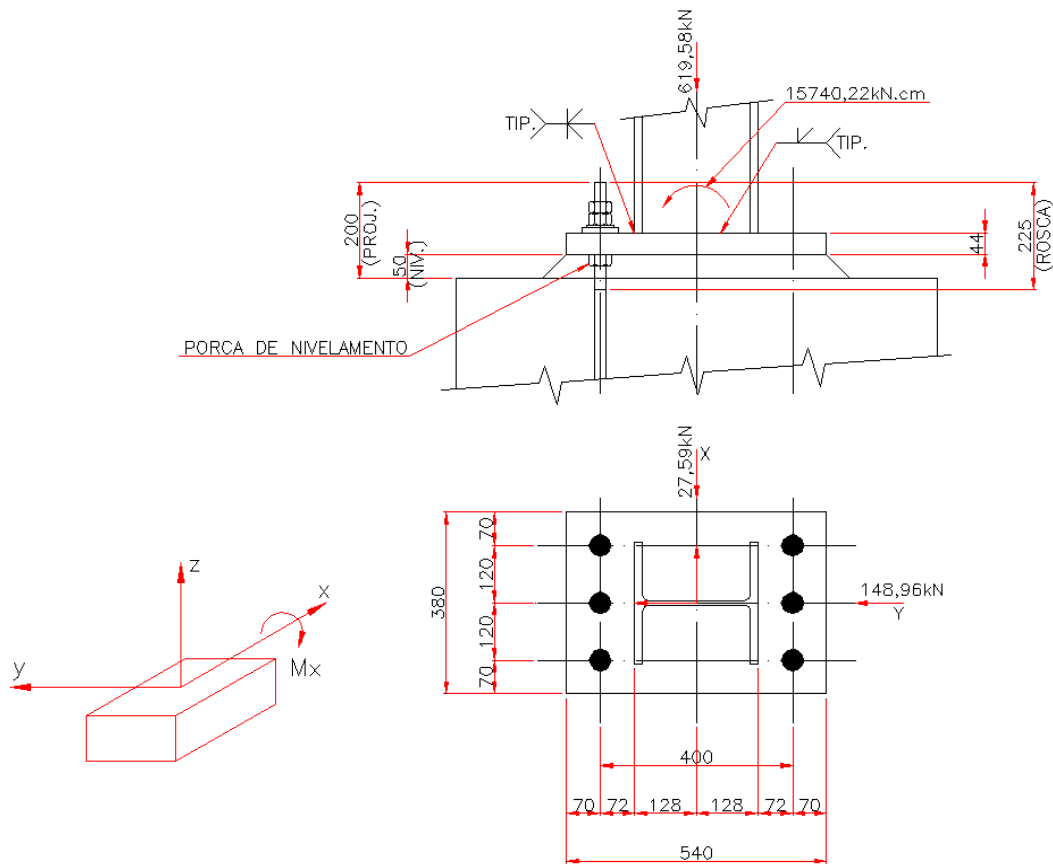
Fig. 42 – Deslocamento máximo ascendente

**A terça (perfil formado a frio) Ue 200 x75 x 25 x 2,65 atende todos os requisitos**

## 21.0 CÁLCULO PLACA DE BASE

### 21.1 BASE

Esforços atuantes segundo o SAP2000 V19



#### 21.1.1 Dimensionamento / Verificação

a – aço estrutural

Chumbador: ASTM A-36 =>  $f_y = 250 \text{ Mpa} = 25,0 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 400 \text{ Mpa} = 40,0 \text{ kN/cm}^2$

Chapa da base: USI CIVIL 300 =>  $f_y = 300 \text{ Mpa} = 30,0 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 400 \text{ Mpa} = 40,0 \text{ kN/cm}^2$

Pilar: ASTM A-572 Gr 50 =>  $f_y = 345 \text{ Mpa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$   
 $f_u = 450 \text{ Mpa} = 45,0 \text{ kN/cm}^2$

Soldas - Eletrodo E-70xx  $f_w = 48,5 \text{ kN/cm}^2$

Concreto do bloco de fundição  $f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$   
 Argamassa de enchimento  $f_{ck} = 30 \text{ Mpa}$

b - Disposições Construtivas

b1 - Diâmetro  $19\text{mm} \leq d_{ch} = 22,0\text{ mm} \leq 50\text{mm}$

Tabela 11.1:  $h_2 = 200$ ;  $r_1 = 225$ ;  $r_2 = 50$ ;  $d_f = 40$ ;

Arruela espacial com furo padrão, com esp. de 9,5mm e dimensões 65 x 65mm, além da arruela normal de 4mm

$n_t = 3 \geq 2$  chumbadores de cada lado da placa

Comprimento de ancoragem  $h_a = 300\text{mm} \geq 12 \times 22,0 = 264\text{ mm OK}$

b2 - Placa de base

$a_1 = 70\text{ mm} \geq 2d_{ch} = 50,0\text{mm ok}$

$a_2 = 120\text{ mm} \geq 4d_{ch} = 100,0\text{ mm ok}$

$a_3 = 400\text{ mm} \geq 4d_{ch} = 100,0\text{ mm ok}$

$d = 256\text{ mm} \leq H = 540,0\text{ mm} \leq d + 4a_1 = 540,0\text{ mm ok}$

$b_f = 255\text{ mm} \leq B = 380,0\text{ mm} \leq b_f + 2a_1 = 395\text{ ok}$

$t_{pb} = 32,0\text{ mm} \geq t_{pbmin} = 19\text{mm ok}$

b3 - Bloco de concreto

$f_{ck} = 20\text{ Mpa} \geq 20\text{ Mpa OK}$

b4 - Enchimento

$a_g = 50,0\text{ mm}$  para  $d_{ch} < 25\text{mm OK}$

$f_{ck\text{ ench.}} = 30\text{ Mpa} \geq 1,5 f_{ck\text{ bloco}} = 30\text{ Mpa OK}$

b5 - Barra de cisalhamento

$h_{bc} = 120\text{mm} \geq 2 \cdot a_g = 100,0\text{mm}$

c - Solicitação na base

Força máxima de compressão

$$e = \left| \frac{M_{sd}}{N_{csd}} \right| = \frac{15740,22}{619,58} = 25,41\text{ cm}$$

$$e_{crit} = \frac{1}{2} \left( H - \frac{N_{csd}}{B\sigma_{cRd}} \right) = \frac{1}{2} \left( 54 - \frac{619,58}{38 \times 1,02} \right) = 19,007 \geq 0\text{ Ok}$$

$$\sigma_{cRd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_{c\gamma b}} \Leftrightarrow T_{cRd} = \frac{2}{1,4 \times 1,4} \Leftrightarrow \sigma_{cRd} = 1,02$$

$e = 25,41\text{ cm} > e_{crit} = 19,007\text{ cm}$

$$y = h_t + \frac{H}{2} - \sqrt{\Delta}$$

$$\Delta = \left( h_t + \frac{H}{2} \right)^2 - \left( \frac{2N_{csd}(e+h_t)}{B\sigma_{cRd}} \right)$$

$$\Delta = \left( 20,0 + \frac{54}{2} \right)^2 - \left( \frac{2 \times 619,58 (25,41 + 20,0)}{38 \times 1,02} \right) = 757,24$$

$\Delta \geq 0\text{ OK}$

$$y = 20,0 + \frac{54}{2} - \sqrt{757,24} = 19,48 \text{ cm}$$

$$F_{tsd} = \sigma_{cRd} (y \cdot B) - N_{csd} = 1,02 \times (19,48 \times 38) - 619,58$$

$$F_{tsd} = 135,54 \text{ KN}$$

$$\sigma_{csd} = \frac{(N_{csd} + F_{tsd})}{y \cdot B} \Leftrightarrow T_{csd} = \frac{619,58 + 135,54}{19,48 \cdot 38} = 1,02 \text{ KN/cm}^2$$

d - Verificação dos chumbadores atração

$$F_{tsd} = 135,54 \text{ KN}$$

d1 - escoamento da seção bruta

$f_y = 25 \text{ KN/cm}^2$  (para o cálculo, o valor de  $f_y$  do chumbador, deve ser limitado a no máximo  $25 \text{ KN/cm}^2$ )

$$A_g = \frac{\pi \cdot dch^2}{4} \Leftrightarrow A_g = \frac{\pi \cdot 2,5^2}{4} \Leftrightarrow A_g = 4,91 \text{ cm}^2$$

$$F_{tescRd} = \frac{\pi \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \Leftrightarrow F_{tescRd} = \frac{3 \cdot 4,91 \cdot 25}{1,10}$$

$$F_{tescRd} = 334,69 \text{ kN} \geq F_{tsd} = 135,54 \text{ kN OK}$$

d2 - Ruptura seção rosqueada

$$F_{trupRd} = \frac{\pi \cdot A_s \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

$f_u = 40 \text{ KN/cm}^2$  (para o cálculo, o valor de  $f_u$  do chumbador, deve ser limitado a no máximo  $40 \text{ KN/cm}^2$ )

$$A_e = 0,75 \cdot A_g \Leftrightarrow A_g = 0,75 \times 4,91 \Leftrightarrow A_g = 3,68 \text{ cm}^2$$

$$F_{trupRd} = \frac{3 \cdot 3,68 \cdot 40}{1,35} \Leftrightarrow F_{trupRd} = 327,33 \text{ kN}$$

$$F_{trupRd} = 327,33 \text{ kN} \geq F_{tsd} = 135,54 \text{ kN OK}$$

d3- Ruptura do concreto

$$F_{trcRd} = \frac{0,08 \text{ Arc} \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c h a^{1/3}}$$

$$\text{Arc} = 2 \left( C_2 + \frac{C_4}{2} \right) (C_1 + C_3) + (n_t - 2) C_4 (C_1 + C_3)$$

$$H_b \geq H + 11dch \Leftrightarrow H_b \geq 54 + 11 \cdot 2,5 \Leftrightarrow 100 \text{ cm} \geq 81,5 \text{ cm}$$

$$B_b \geq B + 11dch \Leftrightarrow B_b \geq 38 + 11 \cdot 2,5 \Leftrightarrow 100 \text{ cm} \geq 65,5 \text{ cm}$$

$$Ab = 140 \geq \begin{cases} ha + 20 \text{ cm} = 30 + 20 = 50 \text{ cm} \\ Hb = 100,0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sigma_{cSd} = 1,02 \text{ kN/cm}^2 \leq \sigma_{cRd} = 1,02 \text{ KN/cm}^2 \text{ OK}$$

Atrito

$$V_{at} \leq \begin{cases} 0,7 \mu \cdot N_{cSd} = 0,7 \cdot 0,55 \times 619,58 = 238,54 \text{ kN} \\ 0,2 f_{ck} \cdot y \cdot B = 0,2 \times 2,0 \times 19,48 \times 38,0 = 296,10 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{bcSd} = V_{sd} - V_{at} = 151,49 - 238,54 = -87,05 \text{ kN}$$

O atrito absorve todo o esforço cortante

$$C1 \leq \begin{cases} \frac{Hb}{2} - ht = \frac{100}{2} - 20,0 = 30,0 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot ha = 1,5 \times 30 = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C2 \leq \begin{cases} \frac{Bb - B + 2a1}{2} = \frac{120 - 38 + 2 \times 7,0}{2} = 48,0 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot ha = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C3 \leq \begin{cases} ht = 20,0 \text{ cm} \\ 1,5 \cdot ha = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C4 \leq \begin{cases} a2 = 12,0 \text{ cm} \\ 3,0 \cdot ha = 3,0 \times 30 = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C1 = 30,0 \text{ cm}, C2 = 45,0 \text{ cm}, C3 = 20,0 \text{ cm}, C4 = 12,0 \text{ cm}$$

$$A_{rc} = 2 \cdot (45,0 + \frac{12}{2}) \cdot (30,0 + 20,0) + (3 - 2) \cdot 12,0 \cdot (30,0 + 20,0)$$

$$A_{rc} = 5700 \text{ cm}^2$$

$$F_{trcRd} = \frac{0,08 \times 5700 \times \sqrt{2}}{1,4 \times 30^1/3} \Leftrightarrow F_{trcRd} = 148,24 \text{ KN}$$

$$F_{tsd} = 135,54 \text{ kN} \leq F_{trcRd} = 148,24 \text{ kN}$$

e - Verificação placa de base

$$M_{pbRd} = \frac{t^2 \cdot f_y}{4 \cdot \alpha_1} \Leftrightarrow M_{pbRd} = \frac{4,4^2 \times 30}{4 \times 1,1}$$

$$M_{pbRd} = 132,0 \text{ kN.cm/cm}$$

e1- Esforços aplicados por meio da compressão no concreto

$$m_1 = \frac{H - 0,95 \cdot d}{2} = \frac{54 - 0,95 \cdot 25,6}{2} = 14,84 \text{ cm}$$

$$m_2 = \frac{B - 0,8bf}{2} = \frac{46 - 0,8 \cdot 30,6}{2} = 12,80 \text{ cm}$$

$$m_3 = \frac{\sqrt{dbf}}{4} = \frac{\sqrt{25,6 \times 25,5}}{4} = 12,78 \text{ cm}$$

$$y = 19,48 \text{ cm} > m_1 = 14,84 \text{ cm}$$

$$M_{pb,c,sd} = \sigma_{cSd} \frac{m^2}{2} \Leftrightarrow M_{pb,c,sd} = 1,02 \times \frac{14,84^2}{2}$$

$$M_{pb,c,sd} = 112,32 \text{ kN.cm/cm}$$

$$M_{pb,c,sd} = 112,32 \text{ kN.cm/cm} \leq M_{pbRd} = 132,0 \text{ kN.cm/cm}$$

e2 - Esforços aplicados pelo arrancamento dos chumbadores

$$\sum p_1 \leq \begin{cases} n_t \cdot (2 \cdot a_1 + d_{ch}) = 3 \cdot (2 \cdot 7,0 + 2,5) = 49,5 \text{ cm} \\ B = 38,0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\sum p_1 = 38,0 \text{ cm}$$

$$M_{pb,tsd} = \frac{\sum F_{tsd} \cdot a_1}{\sum p_1} = \frac{135,54 \times 7,0}{38,0} = 24,97 \text{ kN.cm/cm}$$

$$M_{pb,tsd} = 24,97 \text{ kN.cm/cm} \leq M_{pb,tRd} = 132,0 \text{ kN.cm/cm}$$

f - Verificação dos esforços horizontais (cisalhamento)

Não é necessária a verificação, o atrito absorve todo o esforço horizontal conforme item d3.

g - barra de cisalhamento

Não é necessária a verificação, o atrito absorve todo o esforço horizontal conforme item d3.

h - Verificação soldas

Não é necessária a verificação, pois nas regiões onde foram usadas soldas de penetração total, as chapas já foram verificadas e resistem as solicitações.

## 22.0 CONCLUSÃO

A idéia principal deste trabalho foi desenvolver um estudo e de maneira consequente adotar atualizações adquiridas durante a evolução do curso.

Com base nesse conceito, o objetivo de inserir parcialmente cada disciplina desenvolvida na Especialização e apresentar de forma prática o cálculo de estruturas metálicas, demonstrando que podemos fazer diversas análises de uso foi atingido.

Utilizando de estruturas mistas de aço e concreto, perfis formados a frios e perfis laminados, sempre pensando na redução de peso e conseqüentemente custos, pois os custos são na grande maioria o indicador responsável pela inviabilização de uma obra.

Sendo assim devemos sempre estudar a melhor forma, o melhor arranjo em busca de um custo-benefício viável e portanto importante aos investimentos.

Por fim mesmo com todas as dificuldades, durante este percurso do conhecimento, consegui absorver um excelente conteúdo técnico e conquistar uma aprendizagem efetiva na área de cálculos estruturais.

## 23.0 REFERÊNCIAS

HISTÓRICO DA ESTRUTURA METÁLICA. Disponível em: <[www.metálica.com.br/histórico-da-estrutura-metalica](http://www.metálica.com.br/histórico-da-estrutura-metalica)>. Acesso em: 16 dez. 2017.

FAKURY, R. H. (Professor). Dimensionamento básico de elementos de estruturas de aço: 3. Ed. Belo Horizonte, UFMG Departamento de Engenharia de Estruturas, 2009

FAKURY, R. H. (Professor).; CASTRO E SILVA, A. L. R. (Professora).; CALDAS, R. B. (Professor). Dimensionamento básico de elementos de estruturais de aço e mistos de aço e concreto: 9. Ed. Belo Horizonte, UFMG Departamento de Engenharia de Estruturas, 2014

RODRIGUES, F. C. (Professor). Projeto de estruturas de aço com perfis formados a frio Vol 1 a 5: Belo Horizonte, UFMG Departamento de Engenharia de Estruturas, 2014.

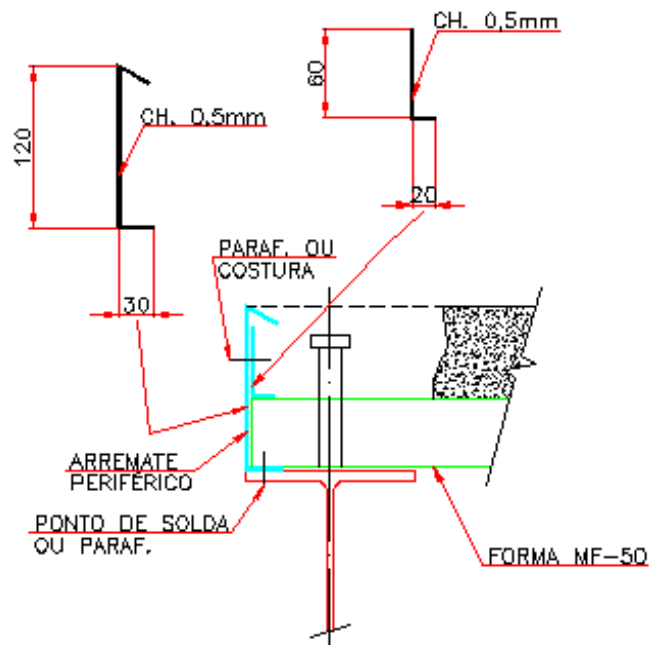
ALVES FILHO, A. (Professor). Elementos Finitos A base da Tecnologia CAE: 6. Ed. São Paulo, Érica - Saraiva, 2013

Rodrigues, R. L. S. (Professor). Elementos finitos bidimensionais para análise de estruturas. Notas de Aula.

## 24.0 ANEXOS

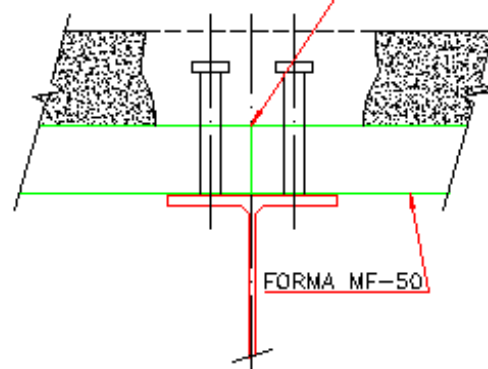
### 24.1 DETALHES TÍPICOS DE ARREMATES E MONTAGEM LAJES MISTAS

#### MONTAGEM – DETALHES TÍPICOS STEEL DECK – METFORM CORTES E ARREMATES



#### ARREMATE PERIFÉRICO CORTE LONGITUDINAL PARTIDA / CHEGADA FRONTAL

COLOCAR FITA ADESIVA OU MASSA DE VEDAÇÃO NOS ENCONTROS LONGITUDINAIS OU TRANSVERSAIS OU EM QUALQUER PONTO ONDE POSSA HAVER VAZAMENTO

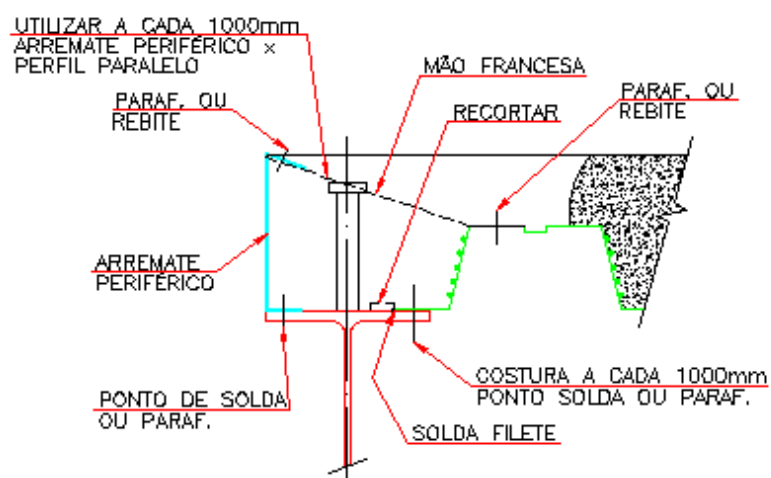


#### ENCONTRO DE CHAPA CORTE LONGITUDINAL PARTIDA / CHEGADA FRONTAL

## MONTAGEM – DETALHES TÍPICOS

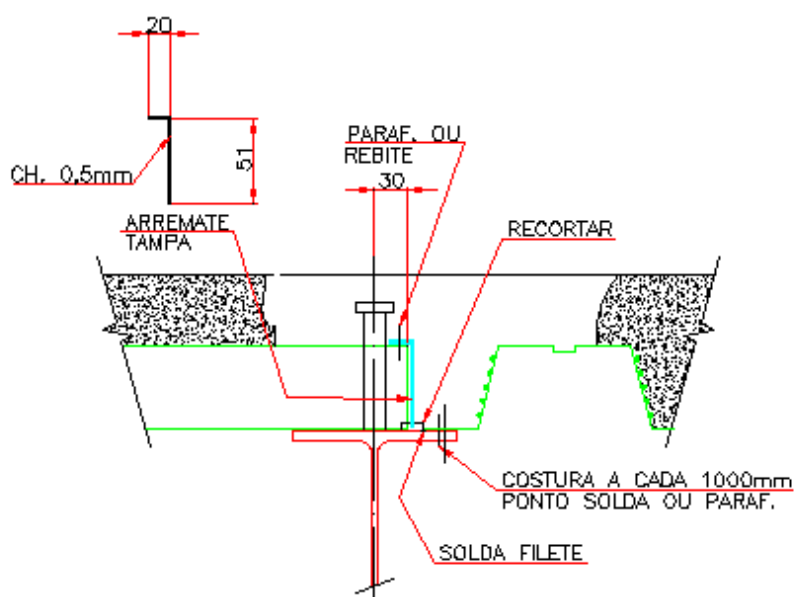
### STEEL DECK – METFORM

CORTES E ARREMATES



### ARREIMATE PERIFÉRICO

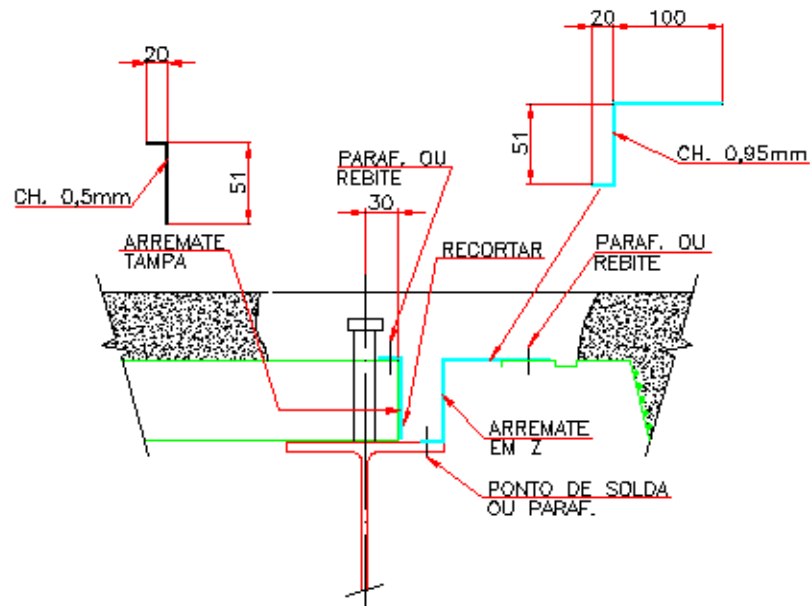
CORTE TRANSVERSAL  
POSIÇÃO COINCIDENTE



### MUDANÇA DE DIREÇÃO

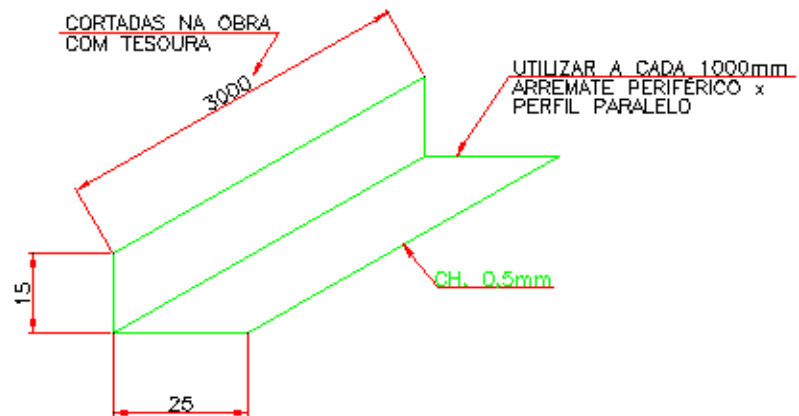
ARREIMATE TAMPA – PARTIDA / CHEGADA  
POSIÇÃO COINCIDENTE

**MONTAGEM – DETALHES TÍPICOS**  
**STEEL DECK – METFORM**  
 CORTES E ARREMATES



**MUDANÇA DE DIREÇÃO**

ARREMATE TAMPA – CHEGADA  
 ARREMATE EM CHAPA

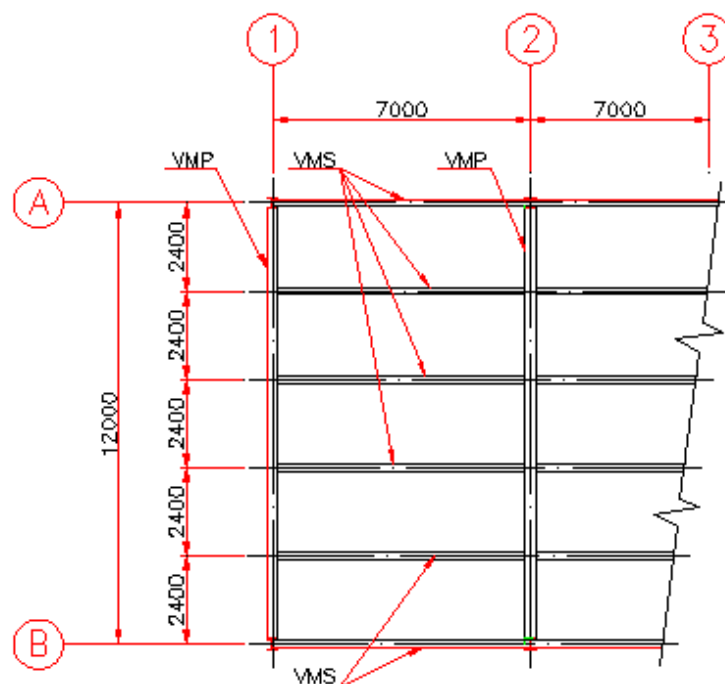


**MÃO FRANCESA**

GENÉRICA

## 24.2 DISPOSIÇÃO VIGAS MISTAS

EDIFÍCIO COMERCIAL  
ESTRUTURA MISTA – PROJETO



PLANO DAS VIGAS

1.º PAVIMENTO  
EL.3200 (T.V)  
EL.3320 (T.C.B)

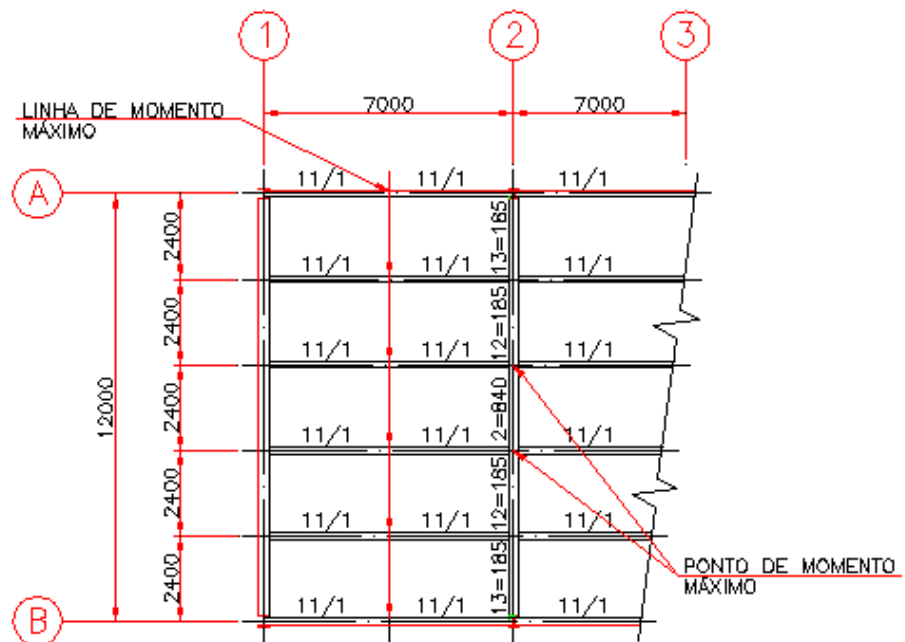
NOTAS:

- 1 - DIMENSÕES EM MILÍMETROS (E.A).
- 2 - SOLDAS CONFORME A.W.S, ELETRODO E-70XX.
- 3 - PARAFUSOS ASTM A-325N (E.A).
- 4 - ACABAMENTO DOS PARAFUSOS GALVANIZAÇÃO ELETROLÍTICA (E.A).
- 5 - MATERIAL:
  - VIGAS MISTAS: ASTM A572 Gr 50 ( $F_y=345\text{MPa}$ ,  $F_u=450\text{MPa}$ );
- 6 - LEGENDA:
  - (T.C.B) - TOPO CONCRETO BRUTO
  - (T.V) - TOPO DA VIGA
- 7 - STEEL DECK METFORM MF50 AÇO ZAR 280 COM ESPESSURA DE 0,8 mm (E.A).
- 8 - CONCRETO DA LAJE -  $F_{ck}=30\text{MPa}$ , PESO PRÓPRIO STEEL DECK  $2,32\text{ kg/m}^2$   
ALTURA LAJE  $t_c + h_f = 120\text{ mm}$

TABELA DE PERFIS I

MARCA	TIPO	d	l <sub>fl</sub>	l <sub>fr</sub>	t <sub>fl</sub>	t <sub>fr</sub>	t <sub>w</sub>	OBSERVAÇÃO
VWP	PL	305	101	101	8,7	8,7	5,8	W310 x 23,8
VMS	PL	403	228	228	14,9	14,9	10,5	W410 x 101

## EDIFÍCIO COMERCIAL ESTRUTURA MISTA – PROJETO



### DIAGRAMA DE STUD BOLTS

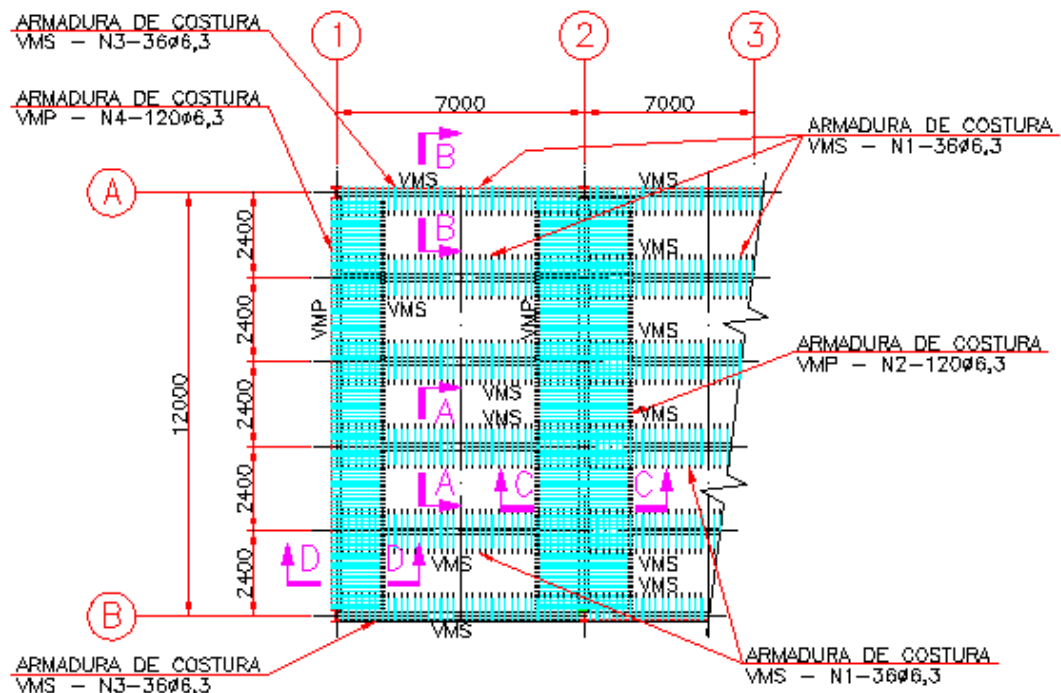
1º PAVIMENTO  
EL.3200 (T.V)  
EL.3320 (T.C.B)

#### NOTAS:

- 1 - DIMENSÕES EM MILÍMETROS (E.A).
- 2 - NÃO PERMITIR A AUSÊNCIA DE CONECTORES EM 3 OU MAIS CANALETAS CONSECUTIVAS.
- 3 - NÃO COLOCAR O 1º CONECTOR A UMA DISTÂNCIA INFERIOR A 100mm DA FACE DA COLUMNA OU VIGA.
- 4 - LEGENDA:
  - (T.C.B) - TOPO CONCRETO BRUTO
  - (T.V) - TOPO DE VIGA

## 24.3 ARMADURA DE COSTURA E CONTINUIDADE

EDIFÍCIO COMERCIAL  
ESTRUTURA MISTA – PROJETO



ARMADURA DE COSTURA

1º PAVIMENTO  
EL.3200 (T.V)  
EL.3320 (T.C.B)

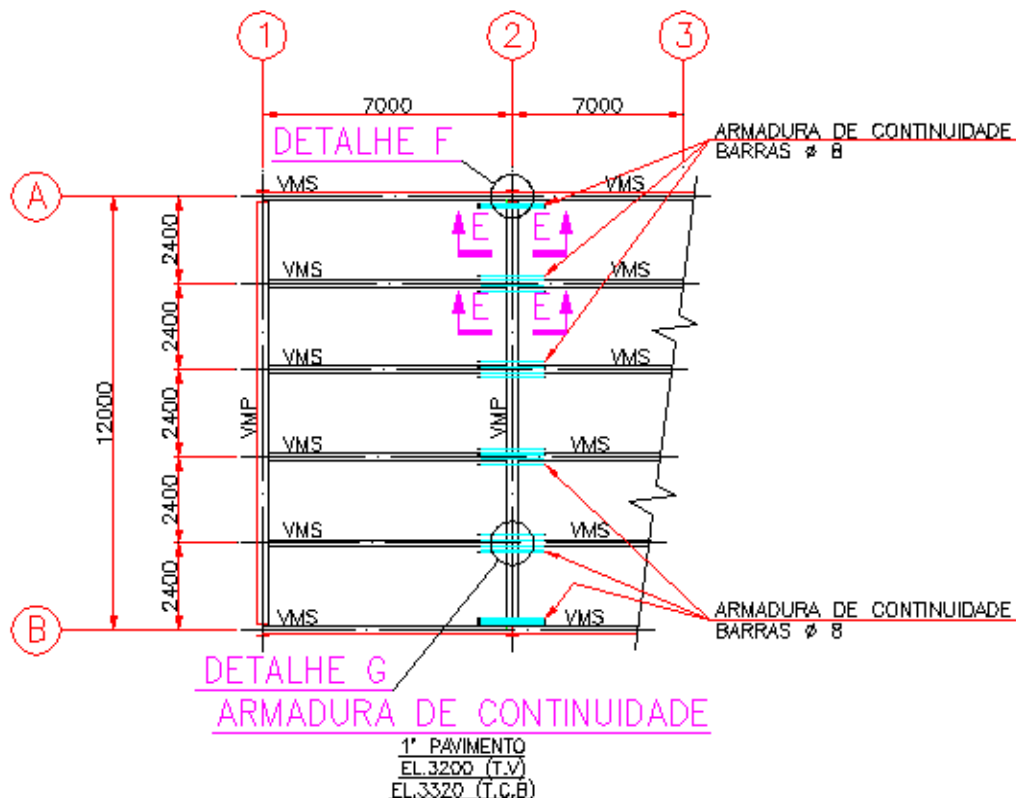
NOTAS:

- 1 – DIMENSÕES EM MILÍMETROS, (E.A).
- 2 – Aço: CA-50.
- 3 – STEEL DECK METFORM MF50 AÇO ZAR 280 COM ESPESSURA DE 0,8 mm (E.A).
- 4 – CONCRETO DA LAJE –  $f_{ck}=30\text{MPa}$ , PESO PRÓPRIO STEEL DECK 2,32 kg/m, ALTURA LAJE  $t_c + h_f = 120\text{mm}$
- 5 – PREVER CURA ÚMIDA COM PRAZO MÍNIMO DE 7 DIAS.
- 6 – A CURA DA LAJE DEVERÁ SER RIGOROSA, SEGUINDO NORMA ESPECÍFICA.
- 7 – A SUPERFÍCIE DO STEEL DECK DEVE ESTÁ TOTALMENTE LIMPA NO ATO DA CONCRETAGEM.
- 8 – NÃO INTERROMPER A CONCRETAGEM PRÓXIMO AO EIXO DAS VIGAS METÁLICAS.
- 9 – EM NENHUMA HIPÓTESE, PODERÁ SER UTILIZADO O NIVELAMENTO A LASER PARA A CONCRETAGEM DAS LAJES. DEVE SER GARANTIDA A ESPESSURA CONSTANTE DA LAJE AO LONGO DO VÃO.
- 10 – AS QUANTIDADES INDICADAS SÃO PARA UM PLANO DE VIGAS DE 12000 x 42000 mm.

TABELA DE AÇO				
N	φ (mm)	QUANT.	C. UNIT (cm)	C. TOTAL (cm)
1	6,3	864	96	82080
2	6,3	800	244	148400
3	6,3	432	50,5	21816
4	6,3	240	130	31200

RESUMO TOTAL		
φ	C. TOTAL (m)	MASSA (kg)
6,3	2815	889

## EDIFÍCIO COMERCIAL ESTRUTURA MISTA – PROJETO



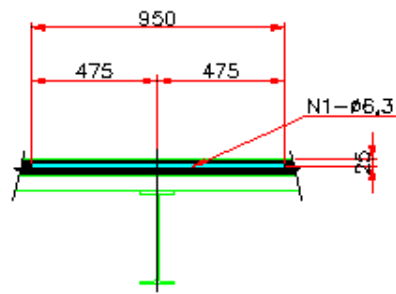
### NOTAS:

- 1 - DIMENSÕES EM MILÍMETROS, (E.A).
- 2 - Aço: CA-50.
- 3 - STEEL DECK METFORM MF50 AÇO ZAR 280 COM ESPESURA DE 0,8 mm (E.A).
- 4 - CONCRETO DA LAJE -  $F_{ck}=30\text{MPa}$ , PESO PRÓPRIO STEEL DECK  $2,32\text{ kg/m}^2$   
ALTURA LAJE  $t_c + h_f = 120\text{mm}$
- 5 - PREVER CURA DMIDA COM PRAZO MÍNIMO DE 7 DIAS.
- 6 - A CURA DA LAJE DEVERÁ SER RIGOROSA, SEGUINDO NORMA ESPECÍFICA.
- 7 - A SUPERFÍCIE DO STEEL DECK DEVE ESTÁ TOTALMENTE LIMPA NO ATO DA CONCRETAGEM.
- 8 - NÃO INTERROMPER A CONCRETAGEM PRÓXIMO AO EIXO DAS VIGAS METÁLICAS.
- 9 - AS ARMADURAS NEGATIVAS DEVERÃO SER POSICIONADAS 2,5cm ABAIXO DO TOPO DA LAJE DE CONCRETO.
- 10 - EM NENHUMA HIPÓTESE, PODERÁ SER UTILIZADO O NIVELAMENTO A LASER PARA A CONCRETAGEM DAS LAJES. DEVE SER GARANTIDA A ESPESURA CONSTANTE DA LAJE AO LONGO DO VÃO.
- 11 - AS QUANTIDADES INDICADAS SÃO PARA UM PLANO DE VIGAS DE  $12000 \times 42000\text{mm}$ .

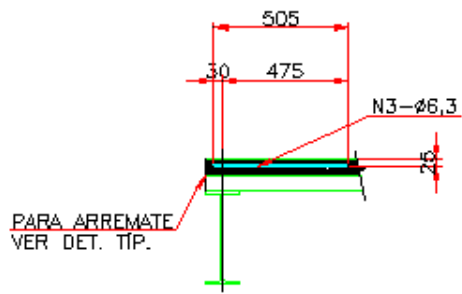
TABELA DE AÇO				
N	Ø (mm)	QUANT.	C. UNIF (cm)	C. TOTAL (cm)
5	8,0	120	185	22200

RESUMO TOTAL		
Ø	C. TOTAL (m)	MASSA (kg)
8,0	222	68

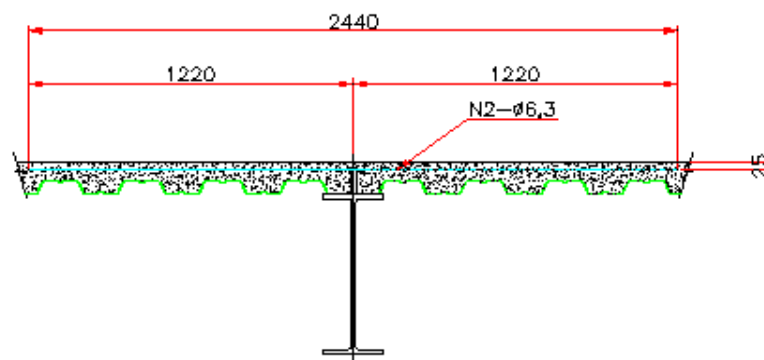
EDIFÍCIO COMERCIAL  
ESTRUTURA MISTA – PROJETO



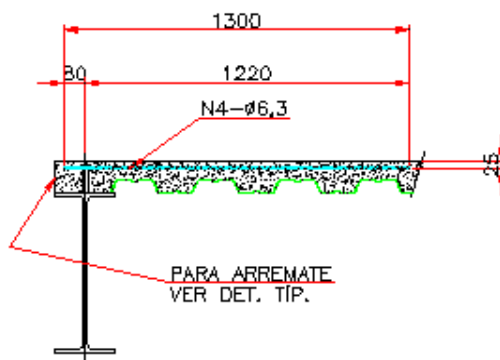
CORTE A-A  
ARMADURA DE COSTURA VMS  
ESC. 1:20



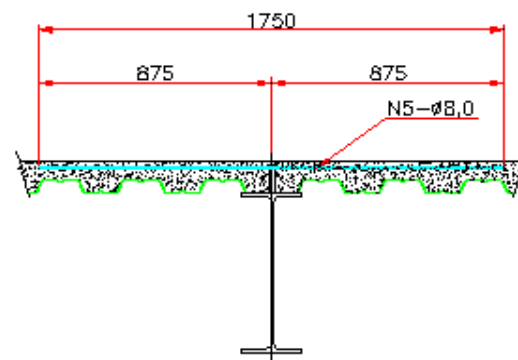
CORTE B-B  
ARMADURA DE COSTURA VMS  
ESC. 1:20



CORTE C-C  
ARMADURA DE COSTURA VMP



CORTE D-D  
ARMADURA DE COSTURA VMP



CORTE E-E  
ARMADURA DE CONTINUIDADE  
ESC. 1:20

