



Universidade Federal de Minas Gerais
Escola de Engenharia



Especialização em Estruturas

TRABALHO FINAL

**DIMENSIONAMENTO BÁSICO DE
ELEMENTOS DE ESTRUTURAS DE AÇO.**

Professor: Dr. Ricardo Hallal Fakury

Aluno: Cláudio Rodrigues de Andrade

ÍNDICE

<u>ITEM</u>	<u>DESCRIÇÃO</u>	<u>FOLHA</u>
1	INTRODUÇÃO	3
2	OBJETIVO	4
3	PROGRAMAS UTILIZADOS	5
4	DESENVOLVIMENTO	5
5	CONCLUSÃO	54
6	NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS	54
7	ANEXO	55

1 INTRODUÇÃO

As primeiras obras em aço datam de 1750, quando se descobriu a maneira de produzi-las industrialmente. Seu emprego estrutural foi feito na França por volta de 1780, na escadaria do Louvre e no Teatro do Palais Royal, e na Inglaterra, em 1757, onde se fez um ponte de ferro fundido. Porém, sua grande utilização nos edifícios deu-se por volta de 1880 nos Estados Unidos, principalmente em Chicago. Em Chicago, depois da quase completa destruição pelo incêndio de 1871, teve um período de auge na construção, principalmente com a chegada das estradas de ferro, que transformaram a cidade num dos maiores mercados do mundo para o trigo, alimentação, máquinas e ferramentas.

Para suprir tão grande e rápido crescimento da cidade, a única maneira de satisfazer as exigências do mercado era a verticalização com estrutura metálica, tanto pela a resistência ao fogo, como pela maior resistência estrutural e pelo maior aproveitamento dos espaços com grandes vãos.

Em 1895 o novo método já era corrente em todos os Estados Unidos, a exemplo de Chicago, o que foi ainda mais facilitado com a invenção do elevador por E.G. Otis.

No Brasil o início se deu com a fabricação em ferro fundido por volta de 1812, acredita-se que a primeira obra a usar ferro fundido no Brasil foi no Estaleiro Mauá, em Niterói, RJ foi a ponte de Paraíba do Sul com vão de 30 metros. A primeira obra no Brasil que usou aço importado foi o Teatro Santa Izabel em Recife. Como o Brasil é um país em crescimento o setor industrial hoje é o grande consumidor de estruturas metálicas absorvendo a maior parte da produção.

Em 1921 foi implantada a Companhia Siderúrgica Belgo Mineira para produzir fio máquina, arame farpado, perfis leves. Em 1940 foi instituída no Brasil a Comissão Executiva do Plano Siderúrgico Nacional, e em plena guerra (1941) foi fundada a Companhia Siderúrgica Nacional CSN, que entrou em operação em 12 de outubro de 1946 com a finalidade de produzir chapas, trilhos e perfis na bitolas americanas.

Para consolidar o mercado, entram em operação na década de 60 a Usiminas e Cosipa para produzir chapas. Brasil hoje produz perto de 28 milhões de toneladas de aço passando de importador para exportador.

Para ajudar a difundir o uso do aço nas construções, a CSN criou em 1953 como um dos seus departamentos a FEM - Fabrica de Estruturas Metálicas que iniciou a formação de mão de obra qualificada com a fabricação de várias obras importantes, tais como Edifício Avenida Central no Rio de Janeiro, Edifício Santa Cruz em Porto Alegre e Edifício Garagem em São Paulo.

São as seguintes principais vantagens das estruturas de aço:

- 1 - Alta do material nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão e etc.), o que permite aos elementos estruturais suportarem grandes esforços apesar da relativa área pequena das suas seções. As estruturas de aço apesar de sua grande densidade (7.850 kgf/m^3), são mais leves do que os elementos constituídos em concreto armado.
- 2 - Os elementos de aço oferecem uma grande margem de segurança no trabalho, o que se deve ao fato de o material ser único e homogêneo, com seu estado limite de escoamento, ruptura e elasticidade bem definidos.
- 3 - Fabricação e montagem bem mecanizada e em serie permitindo com isso otimizar prazos e custos.
- 4 - Os elementos podem ser facilmente desmontados e substituídos.
- 5 - As obras são mais limpas, menor número de operários e menores riscos com segurança do trabalho.

Hoje ainda com todos os esforços para aprimoramento da mão de obra e qualidade nos serviços de estruturas metálica encontra-se dificuldades nesse área o que em alguns casos pode onerar as obras em estrutura metálica. O aço em si também é uma barreira comercial grande por que seu elevado custo de produção é repassado para o mercado tornando inviável para obras de pequeno porte e pequenos vãos.

O campo de aplicação do aço atualmente é em toda construção civil, no que tange a estruturas metálicas as obra industriais são os principais consumidores desse mercado, galpões industriais como aciarias, laminações, forjas, pátios fabris dentre outros. Obras de grande porte também se destacam pelo o uso de estruturas metálicas como aeroportos, pontes, torres, shoppings e mais recentemente no Brasil estádios de futebol.

2 OBJETIVO

Esse trabalho tem como objetivo desenvolver o cálculo dos esforços solicitantes de cálculo por meio do método dos Estados Limites (Estado Limite Último - E.L.U) e (Estado Limite de Serviço - E.L.S).

Para o dimensionamento dos esforços solicitantes de cálculo consideramos a análise elástica de 1º ordem. As análise de 2º ordem serão levadas em conta de modo simplificado nesse trabalho para sua execução preconizada pela ABNT NBR 8800:2008 salientando a necessidade de ser realizada por meio de um modelo realista, levando se em conta as deformações das barras causadas por momento fletor e força axial, quando relevante, a deformação causada por força cortante, e ainda, onde necessário, a interação solo-estrutura e comportamento das ligações quanto a rigidez.

3 PROGRAMAS UTILIZADOS

Para esse trabalho foram usados alguns softwares como ferramentas de apoio e conferência como o AutoCad R2012 para elaboração de desenhos e diagramas e o Ftool 2.12 para determinação e conferência de alguns esforços solicitantes.

4 DESENVOLVIMENTO

4.1 - CARGAS PROVENIENTES DAS AÇÕES DE VENTO

4.1.1 - Cálculo do vento transversal:

Vento Característico.

$$V_k = S_1 \times S_{21} \times S_0 \times V_0$$

$$V_k = 1 \times 0,83 \times 1 \times 35m/s = 29,05m/s$$

$$V_k = 1 \times 0,76 \times 1 \times 35m/s = 26,6m/s$$

$Z = altura$

$Z \leq 5m$ {categoria IV classe B}

$Z \leq 10m$ {grupo 2}

$$V_0 = 35m/s$$

Pressão Dinâmica.

$$q = 0,613V_k^2$$

$$q = 0,613 \times (26,6\text{m/s})^2 = 433,734\text{m/s}$$

$$q = 0,613 \times (29,05\text{m/s})^2 = 517,312\text{m/s}$$

Passando de m/s para KN/m²

$$q = 433,734\text{m/s} / 10^3 = 0,433\text{KN/m}^2$$

$$q = 517,312\text{m/s} / 10^3 = 0,517\text{KN/m}^2$$

Pressão Dinâmica p/ cada Pórtico

$$q_p = 0,433\text{KN/m}^2 \times 42\text{m}/7 \text{ pórticos} = 2,58\text{KN/m}$$

$$q_p = 0,517\text{KN/m}^2 \times 42\text{m}/7 \text{ pórticos} = 3,12\text{KN/m}$$

Coefficiente de Forma Externo

$$6,5/12 = 0,54 < 3/2$$

$$42/12 = 3,5 < 4$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$C_e = +0,7 \text{ Barlavento p/ paredes}$$

$$C_e = -0,6 \text{ Solavento p/ paredes}$$

$$1/2 < b/h < 3/2$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 20^\circ$$

$$C_e = -0,7 \text{ Barlavento p/ telhados}$$

$$C_e = -0,5 \text{ Solavento p/ telhados}$$

Coefficiente de Pressão Interna

$$C_{pi} = +0,2 - \text{Vento Perpendicular a uma fachada permeável.}$$

$$C = C_e - C_{pi}$$

$$q_v = C \times q$$

$$C = +0,7 - (+0,2) = 0,5$$

$$C = -0,7 - (+0,2) = -0,9$$

$$C = -0,5 - (+0,2) = -0,7$$

$$C = -0,6 - (+0,2) = -0,8$$

$$q_v = 0,5 \times 2,58 = 1,29 \text{ KN/m}$$

$$q_v = 0,5 \times 3,12 = 1,56 \text{ KN/m}$$

$$q_v = -0,9 \times 3,12 = -2,81 \text{ KN/m}$$

$$q_v = -0,7 \times 3,12 = -2,18 \text{ KN/m}$$

$$q_v = -0,8 \times 3,12 = -2,496 \text{ KN/m}$$

$$q_v = -0,8 \times 2,58 = 1 - 2,064 \text{ KN/m}$$

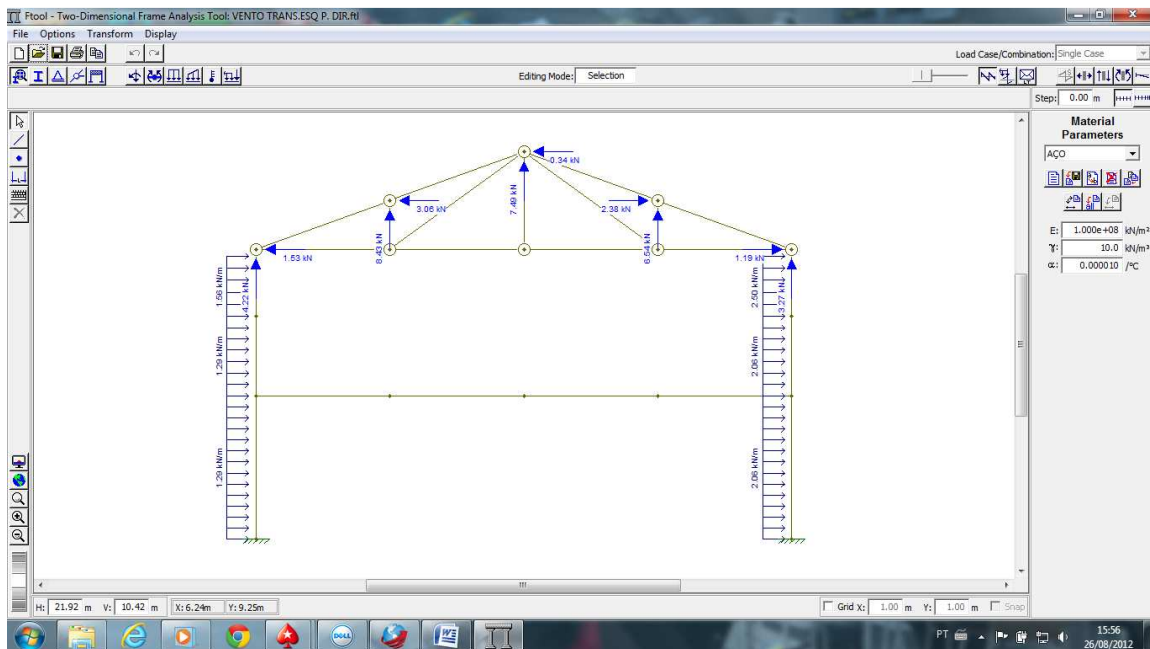


Figura 1 - Hipótese 1 - Vento da Esquerda para Direita

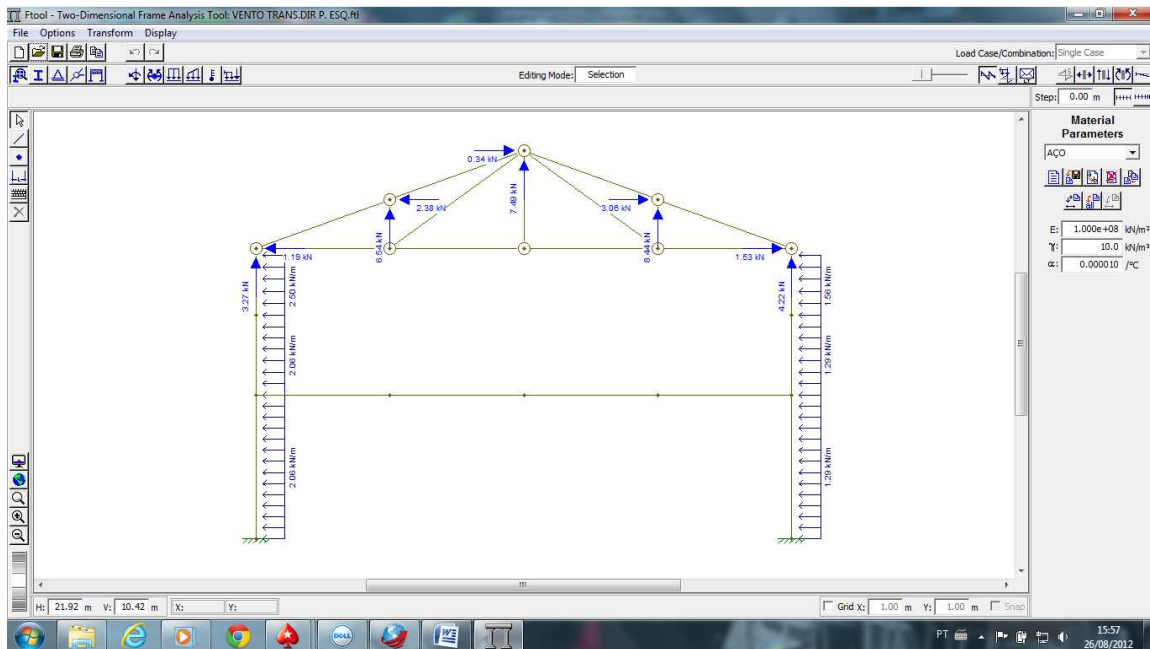


Figura 2 - Hipótese 2 - Vento da Direita para Esquerda

4.1.2 - Cálculo do longitudinal:

Vento Característico.

$$V_k = S_1 \times S_{21} \times S_0 \times V_0$$

$$V_k = 1 \times 0,79 \times 1 \times 35m/s = 27,65m/s$$

$$V_k = 1 \times 0,86 \times 1 \times 35m/s = 30,10m/s$$

Pressão Dinâmica.

$$q = 0,613V_k^2$$

$$q = 0,613 \times (27,65m/s)^2 = 468,65m/s$$

$$q = 0,613 \times (30,10m/s)^2 = 555,38m/s$$

Passando de m/s para KN/m²

$$q = 468,65m/s / 10^3 = 0,468KN/m^2$$

$$q = 555,38m/s / 10^3 = 0,555KN/m^2$$

Coefficiente de Forma Externo

$$6,5/12 = 0,54 < 3/2$$

$$42/12 = 3,5 < 4$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$1/2 < b/h < 3/2 - 0,5 < 6,5/12 \leq 1,5$$

$$2 \leq 42/12 \leq 4 - \text{ok} - (+0,7) / (-0,3)$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\theta = 20^\circ$$

$$C_e = +0,7 \text{ Barlavento p/ paredes}$$

$$C_e = -0,3 \text{ Solavento p/ paredes}$$

Coeficiente de Pressão Interna

$$C_{pi} = -0,3 - \text{Vento Perpendicular a uma fachada impermeáveis.}$$

$$C = C_e - C_{pi}$$

$$q_v = C \times q$$

$$C = +0,7 - (-0,3) = +1$$

$$C = -0,3 - (-0,3) = 0$$

$$q_v = 1 \times 0,468 = 0,468 \text{KN/m}^2 - \text{Barlavento}$$

$$q_v = 1 \times 0,555 = 0,555 \text{KN/m}^2 - \text{Barlavento}$$

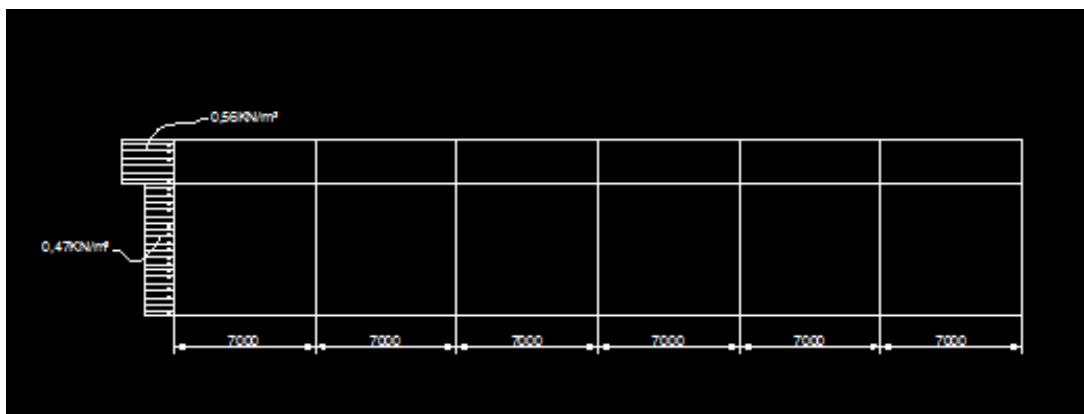


Figura 3 - Solavento = 0 ($Z \leq 50 - Z \leq 10$)

4.1.3 - Força de Vento para dimensionamento de Vedação

Vento característico

$$V_k = S_1 \times S_{21} \times S_0 \times V_0$$

$$V_k = 1 \times 0,86 \times 0,88 \times 35m/s = 26,488m/s$$

$$V_k = 1 \times 0,79 \times 0,88 \times 35m/s = 24,33m/s$$

$Z = altura$

$Z \leq 5m$ {categoria IV classe A}

$Z \leq 10m$ {categoria IV classe A}

$$V_0 = 35m/s$$

Pressão Dinâmica.

$$q = 0,613V_k^2$$

$$q = 0,613 \times (24,33m/s)^2 = 362,86m/s$$

$$q = 0,613 \times (26,448m/s)^2 = 430,08m/s$$

Passando de m/s para KN/m²

$$q = 362,86m/s / 10^3 = 0,36KN/m^2$$

$$q = 430,08/s / 10^3 = 0,43KN/m^2$$

Coefficientes Internos e Externos

$$Z \leq \frac{a}{b} \leq 4 = Z \leq \frac{42}{12} \leq 4$$

$$C_{pe} = (-1,1) \text{ ok.}$$

Regiões P1 {paredes com vento em qualquer direção}

$$C_{pe} = (-1,1)$$

Regiões P2

$$C_{pe} = (-0,9) \text{ {paredes com vento em qualquer direção}}$$

Cobertura com vento em qualquer direção

$$\theta = 20^\circ$$

$$T1: C_{pe} = -1,5 / T2: C_{pe} = -1,5$$

$$T3: C_{pe} = -1,5 / T4: C_{pe} = -1,0$$

$$T5 = C_e = -0,8$$

$$C_{pi} = +0,2 \text{ (vento perpendicular a fachada permeável)}$$

Nas regiões P1 das paredes:

$$Z \leq 5m \quad C = +(-1,1) - (+0,2) = -1,3$$

$$Z \leq 10m \quad C = +(-1,1) - (+0,2) = -1,3$$

$$q_v = C \times q$$

$$q_v = -1,3 \times 0,36 = -0,47KN/m^2$$

$$q_v = -1,3 \times 0,46 = -0,56KN/m^2$$

Nas regiões P2 das paredes:

$$Z \leq 10m = Z \leq 5m \quad C = +(-0,9) - (+0,2) = -1,1$$

$$q_v = C \times q$$

$$q_v = -1,1 \times 0,36 = -0,396KN/m^2$$

$$q_v = -1,1 \times 0,43 = -0,47KN/m^2$$

Nas regiões T1, T2 & T3 cobertura

$$C = +(-1,0) - (+0,2) = -1,7$$

$$q_v = C \times q$$

$$q_v = -1,7 \times 0,43 = -0,73KN/m^2$$

Nas regiões T4 cobertura

$$C = +(-1,0) - (+0,2) = -1,2$$

$$q_v = C \times q$$

$$q_v = -1,2 \times 0,43 = -0,52KN/m^2$$

Nas regiões T5 cobertura

$$C = +(-0,8) - (+0,2) = -1,0$$

$$q_v = C \times q$$

$$q_v = -1,0 \times 0,43 = -0,43KN/m^2$$

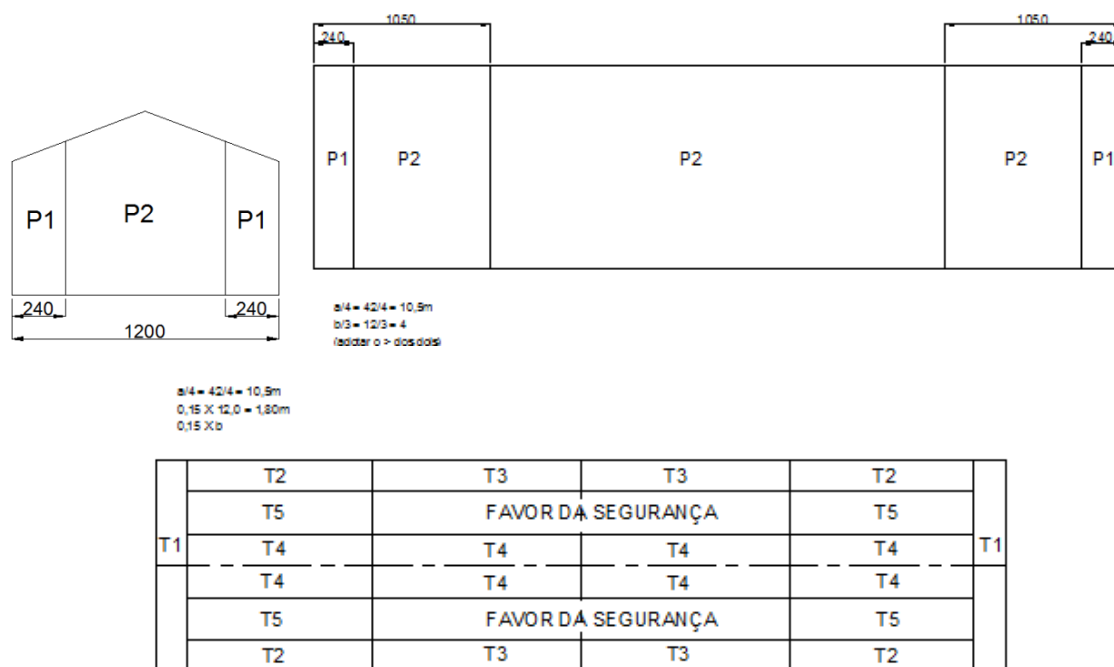


Figura 4 - Esquemas de ventos em Paredes

4.2 - AÇÕES NOS PÓRTICOS INTERNOS 2 ATÉ 6

4.2.1 - CARGAS PERMANENTES

2º Piso EL.+3.300

$$\gamma_c = 2500 \text{ kgf/m}^3 = 25\text{KN/m}^3 - 25\text{KN/m}^3 \times 0,10\text{m(esp. laje)} = 2,5\text{KN/m}^2$$

$$\text{Revestimento Piso} = 0,50\text{KN/m}^2$$

$$\text{Forros} = 0,20\text{KN/m}^2$$

$$\text{Estimativa do Peso da Est. Metálica} = 0,37\text{KN/m}^2$$

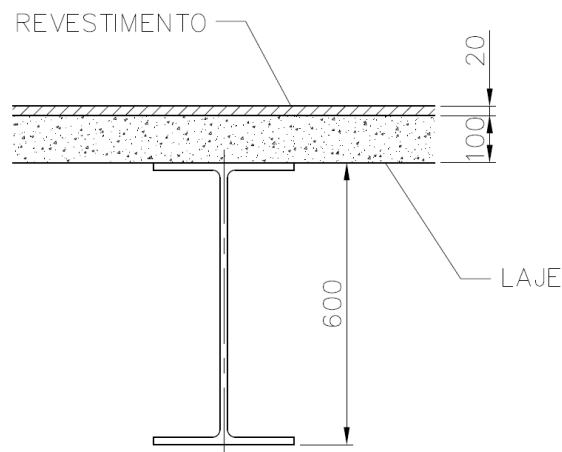


Figura - 5 Seção Típica - Laje e Revestimento (mm).

Alvenarias Longitudinais mais Janelas - Sobre V1

Eixos 2 & 3

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

Eixos 5 & 6

$$6,6\text{KN/m}$$

Eixos 1 & 2 / 3 & 4 / 4 & 5 / 6 & 7

$$(2\text{KN/m}^2 \times 3,3\text{m}/2)\text{Alv.} + (0,2\text{KN/m}^2 \times 3,3\text{m}/2)\text{Vidro} = 3,63\text{KN/m}$$

$$(6,6\text{KN/m} + 6,6\text{KN/m}) \times 2(\text{Filas A \& B}) = 26,40\text{KN/m}$$

$$(3,63\text{KN/m} \times 4 \text{ intervalos de eixos}) \times (\text{Filas A \& B}) = 29,04\text{KN/m}$$

Total:

$$2,5\text{KN/m}^2 + 0,50\text{KN/m}^2 + 0,20\text{KN/m}^2 + 0,37\text{KN/m}^2 = 3,57\text{KN/m}^2$$

$$29,04\text{KN/m} + 26,40\text{KN/m} = 55,44/2 = 27,72\text{KN/m}$$

Cobertura

$$\text{Est. Metálica} = 0,17\text{KN/m}^2$$

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

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

4.2.2 - SOBRECARGAS

2º Piso EL.+3.300

$$2,0\text{KN/m}^2 - \text{NBR6120}$$

1,0KN/m² - Divisórias

Total = 3,0KN/m²

Cobertura

0,25KN/m² - NBR 8800

4.2.3 - RESUMO DAS CARGAS PERMANENTES

Nós 13, 14 & 15

$(0,17\text{KN/m}^2 + 0,07\text{KN/m}^2) \times 3\text{m} \times 7\text{m} = 5,04\text{KN}$

Nós 8 & 12

$(0,44\text{KN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times 7\text{m}) + (1,15\text{KN/m} \times 3,30\text{m}) = 8,415\text{KN}$

Nós 9, 10 & 11

$(0,20\text{KN/m}^2 \times 7\text{m} \times 3\text{m}) = 4,20\text{KN}$

Nós 3 & 7

Eixos 2 & 3 / 5 & 6

$(3,57\text{KN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times 7\text{m}) + (1,15\text{KN/m} \times 3,2\text{m}) + (6,6\text{KN/m} \times 7\text{m}/2) + (3,63\text{KN/m} \times 7\text{m}/2) = 76,97\text{KN}$

Eixos 1 & 2 / 6 & 7

$(3,57\text{KN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times 7\text{m}/2) + (1,15\text{KN/m} \times 3,2\text{m}) + (3,63\text{KN/m} \times 7\text{m}/2) = 35,127\text{KN}$

Eixos 3 & 4 / 4 & 5

$(3,57\text{KN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times 7\text{m}) + 1,15\text{KN/m} \times 3,2\text{m} + 3,63\text{KN/m} \times 7\text{m} = 66,575\text{KN}$

Nós 4, 5 & 6

$(3,57\text{KN/m}^2 \times 3\text{m} \times 7\text{m}) = 74,97\text{KN}$

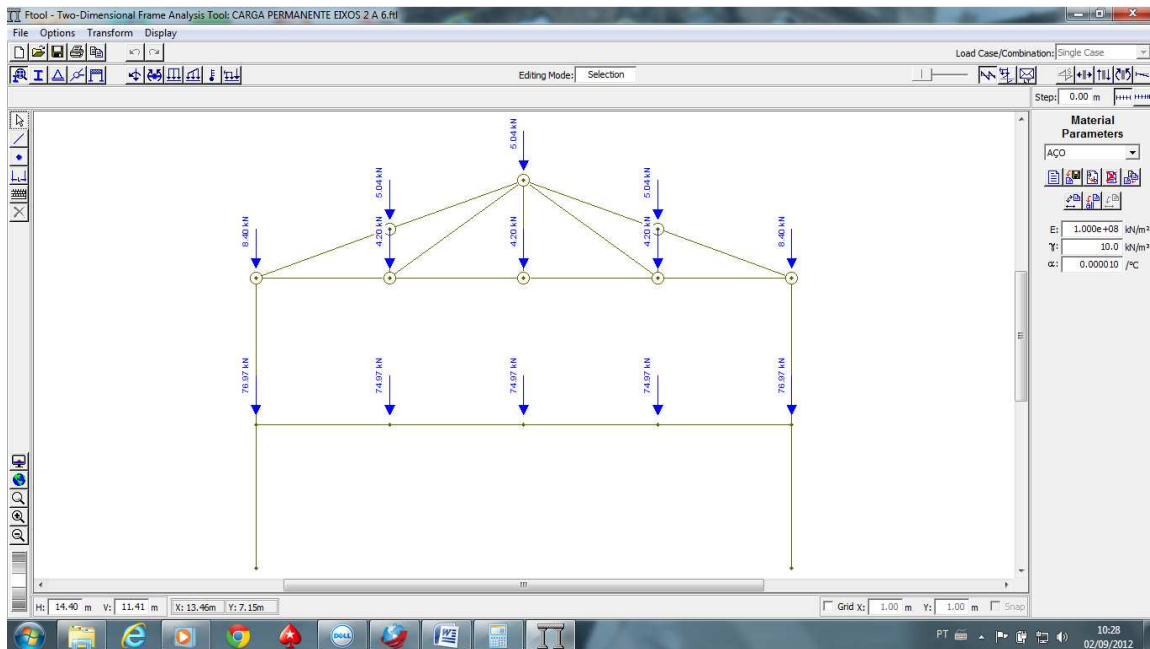


Figura 6 - Resumo das Cargas Permanentes

4.2.4 - RESUMO DAS SOBRECARGAS

Nós 13, 14 & 15

$$(0,25\text{KN/m}^2 \times 3\text{m} \times 7\text{m}) = 5,25\text{KN}$$

Nós 8 & 12

$$(0,25\text{KN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times 7\text{m}) = 2,625\text{KN}$$

Nós 3 & 7

$$(3\text{KN/m}^2 \times 1,5\text{m} \times 7\text{m}) = 31,5\text{KN}$$

Nós 4, 5 & 6

$$(3\text{KN/m}^2 \times 3\text{m} \times 7\text{m}) = 63\text{KN}$$

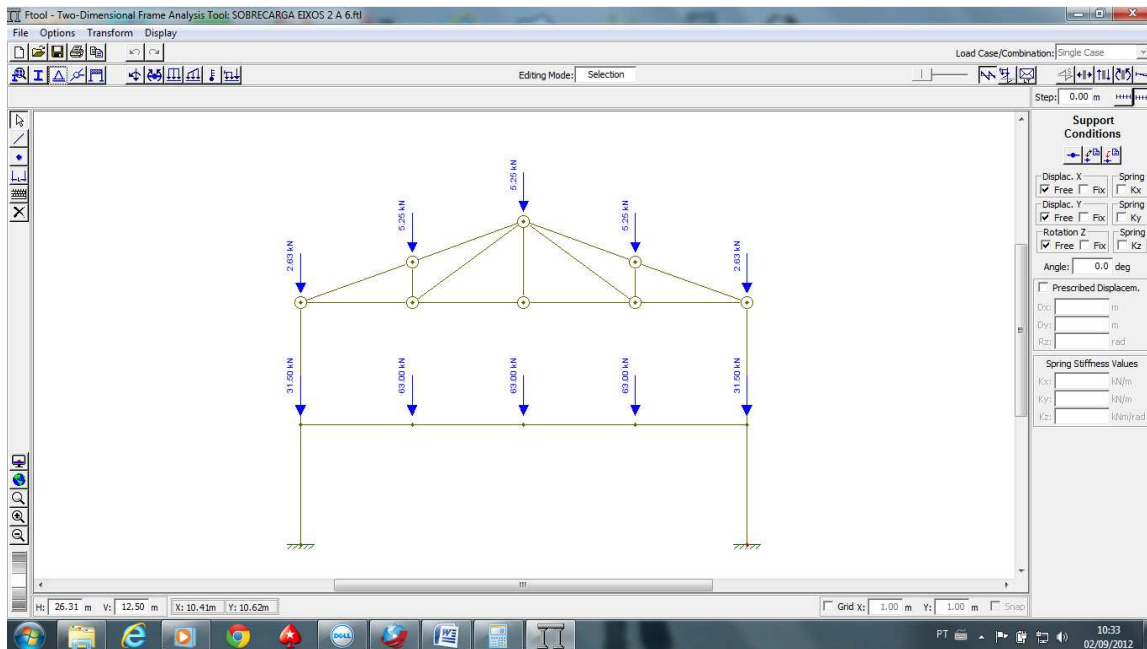


Figura 7 - Resumo das Sobrecargas

4.3 - AÇÕES NOS PÓRTICOS EXTERNOS 1 & 7

4.3.1 - CARGAS PERMANENTES

2º Piso - EL.+3.300

Total = 3,57KN/m²

Vidro Sobre a viga dos pórticos barras 5 até 8 - 0,4KN/m² x 3,30m = 1,32KN/m

Paredes e Janelas sobre V1 - Eixos 1 & 2 / Eixos 6 & 7 - $(2 \times 3,3)/2 + (0,2 \times 3,3)/2 = 3,63\text{KN/m}$

Cobertura

Total = 0,44KN/m²

4.3.2 RESUMOS DAS CARGAS PERMANENTES

Nós 8 & 12

$(0,44\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 1,5\text{m}) + (1,15\text{KN/m} \times 3,3\text{m}) = 6,105\text{KN}$

Nós 9, 10 & 11

$(0,20\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 3\text{m}) = 2,1\text{KN}$

Nós 13, 14 & 15

$$(0,07\text{KN/m}^2 + 0,17\text{KN/m}^2) \times 3,5\text{m} \times 3\text{m} = 2,52\text{KN}$$

Nós 3 & 7

$$(0,07\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 1,5\text{m}) + (1,15\text{KN/m} \times 3,2\text{m}) + (3,63\text{KN/m} \times 3,5) = 35,13\text{KN}$$

Nós 4, 5 & 6

$$(3,57\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 3\text{m}) = 37,49\text{KN}$$

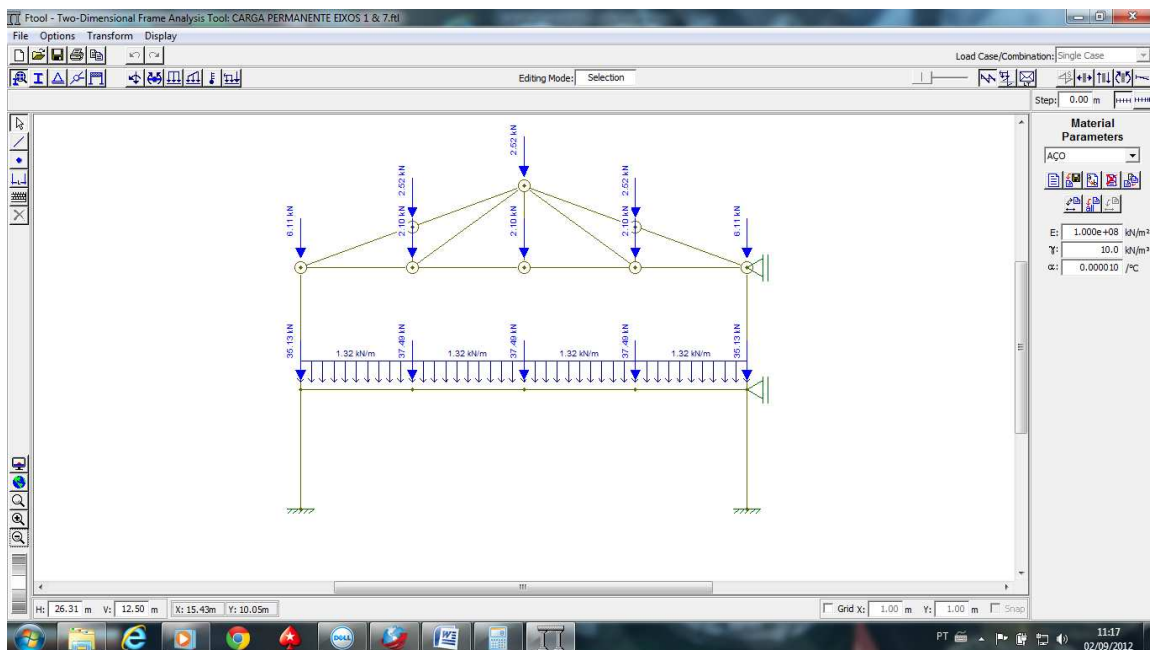


Figura 8 - Resumo das Cargas Permanentes

4.3.3 - SOBRECARGAS

2º Piso EL. +3.300

2,0KN/m² - NBR6120

1,0KN/m² - Divisórias

Total = 3,0KN/m²

Cobertura

NBR 8800 - 0,25KN/m²

4.3.4 - RESUMO DAS SOBRECARGAS

Nós 3 & 7

$$(3,0\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 1,5\text{m}) = 15,75\text{KN}$$

Nós 4, 5 & 6

$$(3,0\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 3\text{m}) = 31,5\text{KN}$$

Nós 8 & 12

$$(0,25\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 1,5\text{m}) = 1,31\text{KN}$$

Nós 13, 14 & 15

$$(0,25\text{KN/m}^2 \times 3,5\text{m} \times 3\text{m}) = 2,63\text{KN}$$

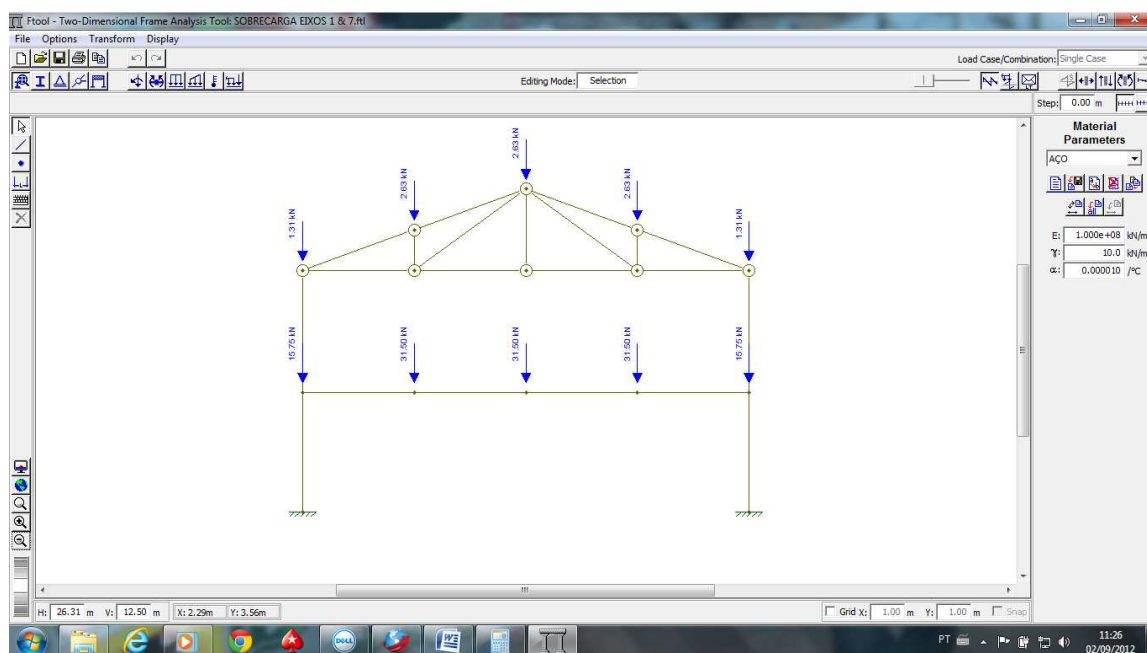
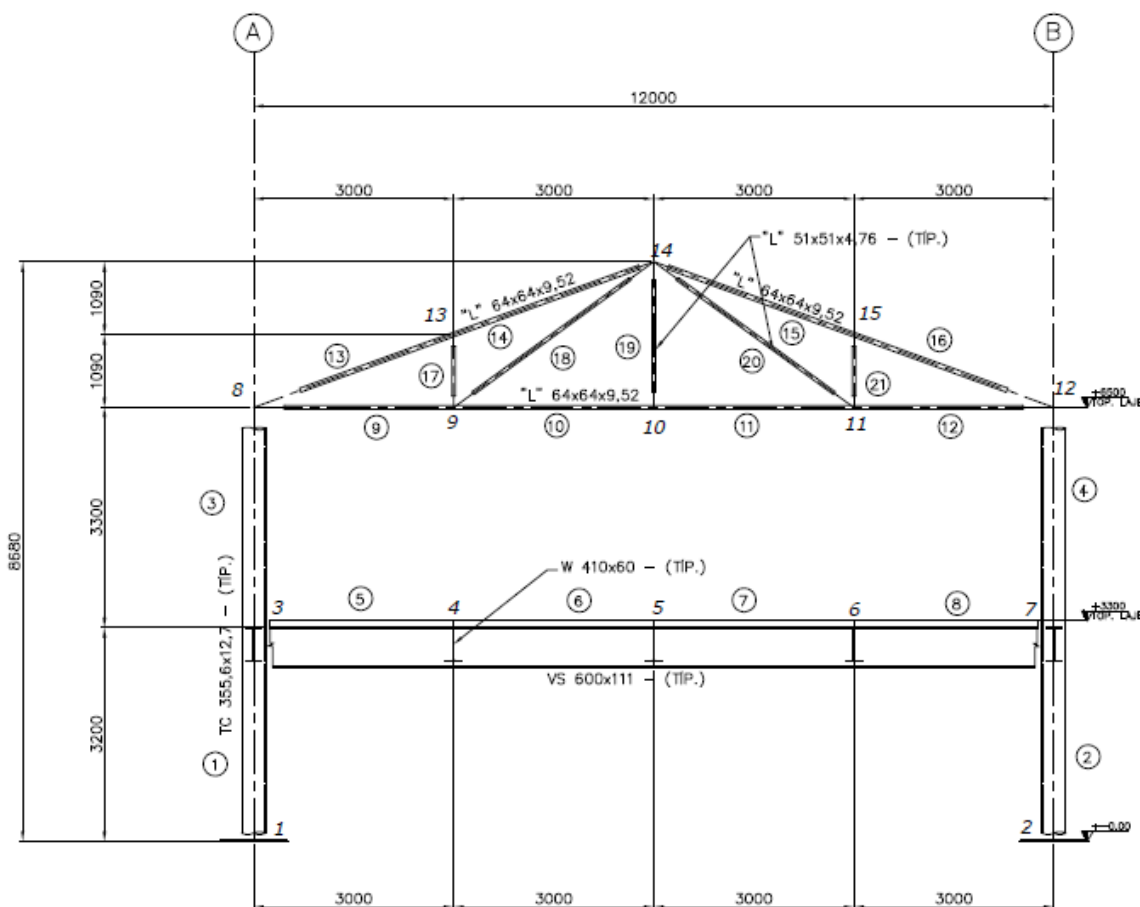


Figura 9 - Resumo das Sobrecargas

Observação:

As forças devido ao vento transversal nos pórticos externos são idênticos nos pórticos internos



ELEVAÇÃO EIXOS 1 @ 7

Figura 10 - Pórtico Estudado

4.4 COMBINAÇÕES

- Anexo 1 - Combinação 1.
- Anexo 2 - Combinação 2.
- Anexo 3 - Combinação 3.
- Anexo 4 - Combinação 4.
- Anexo 5 - Combinação 5.
- Anexo 6 - Combinação 6.

4.5 - ANALISE DE 2º ORDEM

As relações de equilíbrio são estabelecidas com base na geometria deformada da estrutura, com materiais considerados com o comportamento sempre elástico, analise essa considerada elástica de segunda ordem.

$(P - \Delta)$ - Respostas decorrentes dos deslocamentos horizontais relativos das extremidades das barras .

$(P - \delta)$ - Respostas decorrentes dos deslocamentos da configuração de cada barra da estrutura submetida à força axial. A força axial N (normal) provoca momento fletor.

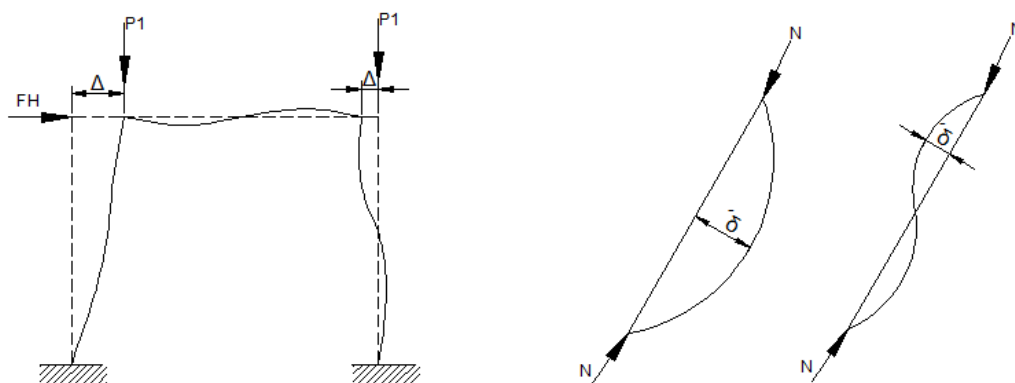


Figura 10 - Respostas decorrente aos deslocamentos.

A estrutura original com combinações de ações consideradas é submetida pela soma de duas outras. Uma como o carregamento total, mas com seus nós impedidos de deslocar lateralmente por meio de contenções horizontais fictícias em cada andar - (nt No Translation).

E outra apenas com as reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrario nos mesmos pontos das contenções ficiticias - (lt Lateral Translation).

B_1 - Para cada uma das barras do pórtico.

$$B_1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Nsd1}{Ne}} \geq 1,0$$

B_2 - Para cada andar do pórtico.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta s}{h} \frac{\sum Nsd}{\sum Hsd}}$$

Barra	$C_m=0,60-0,40 \times M_1/M_2$	N_{sd1} $= N_{nt}$ $+ N_{lt}$ (KN)	$N_e = \pi^2 0,8 \frac{EI}{L^2}$ (KN)	$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{sd1}}{N_e}} \geq 1,0$
1	1	-407,414 + 16,036 = -391,378	$\pi^2 0,8 \frac{200.000 \times 2014}{330^2}$ = 290.046,03	$\frac{1}{1 - \frac{391,378}{290.046,03}}$ = 1,001
2	1	-410,965 + (-16,036) = -427,001	290.046,03	$\frac{1}{1 - \frac{427,001}{290.046,03}}$ = 1,001
3	1	-407,414 + 16,036 = -391,378	p/L = 320 $N_e = 310.584,113$	$\frac{1}{1 - \frac{19,423}{290.046,03}}$ = 1,00
4	1	-19,423 + 0 = -19,423	p/L = 320 $N_e = 310.584,113$	$\frac{1}{1 - \frac{19,423}{290.046,03}}$ = 1,00
5	$0,8 - 0,4x \frac{193,43}{295,031}$ = 0,337	-21,606 + 0 = -21,606	p/L = 300 N_e = 1.650.917,240	1,00
6	$0,8 - 0,4x \frac{295,031}{543,027}$ = 0,382	-2,387 + 0 = -2,387	1.650.917,240	$\frac{1}{1 - \frac{2,387}{290.046,03}}$ = 0,337 <i>usar</i> 1,00
7	$0,8 - 0,4x \frac{290,929}{543,027}$ = 0,385	-2,387 + 0 = -2,387	1.650.917,240	$\frac{1}{1 - \frac{2,387}{290.046,03}}$ = 0,337 <i>usar</i> 1,00

8	$0,8 - 0,4x \frac{290,929}{461,263}$ $= 0,347$	$-2,387 + 0$ $= -2,387$	1.650.917,240	$\frac{1}{1 - \frac{2,387}{290.046,03}}$ $= 0,337 \text{ usar } 1,00$
9	-	-	-	-
10	-	-	-	-
-	-	-	-	-
	-	-	-	-
	-	-	-	-
	-	-	-	-
	-	-	-	-
21	-	-	-	-

Tratamento comum para estruturas de Pequena e Média Deslocabilidade. (B_2 não pode superar 1,55 em nenhum instante.)

Nsd - 1º andar.

$$166,689 \times 3 + 138,628 \times 2 + 5,88 \times 3 + 8,450 + 9,780 + 0,377 + 1,715 + 3,045 = 818,379\text{KN}$$

Nsd - 2º andar.

$$5,88 \times 3 + 8,45 + 9,78 + 0,399 + 1,715 + 3,045 = 41,029\text{KN}$$

Estrutura lt

Hsd 1º andar.

$$122,629 + 3,12 = 125,749\text{KN}$$

Hsd 2º andar.

$$3,12 = 3,12\text{KN}$$

$$R_s = 0,85$$

Andar	Δ_i (cm)	$\Delta h = \Delta_i - \Delta_{i-1}$ (cm)	h(cm)	$\sum Nsd$ (KN)	$\sum Hsd$ (KN)	$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_s} \frac{\Delta s}{h} \frac{\sum Nsd}{\sum Hsd}}$
-------	--------------------	--	-------	--------------------	--------------------	--

1	+0,811	$0,811 - 0$ $= +0,811$	330	818,379	125,749	$\frac{1}{1 - \frac{1}{0,85} \frac{0,811 \cdot 818,379}{330 \cdot 125,749}}$ $= 1,019$
2	1,30	$1,3 - 0,811$ $= +0,489$	320	41,029	3,120	$\frac{1}{1 - \frac{1}{0,85} \frac{0,489 \cdot 41,029}{320 \cdot 3,120}}$ $= 1,020$

Valores dos Esforços Solicitantes de Cálculo (E.L.U)

(N) = Nó

Barra	$Nsd = Nnt + B_2Nlt$ (KN)	$Vsd = Vnt + Vlt$ (KN)	$Msd = B_1Mnt + B_2Mlt$ (KN.m)
1	$-407,414$ $+ 1,019 \times 16,036$ $= -397,07$	$-113,316 + 61,488$ $= -51,828$	(N3) $(1,001) \times (-259,43) +$ $1,019 \times (89,1048) = -168,9$ (N1) $(1,001) \times (124,348) +$ $1,019 \times (-51,48) = +72,01$
2	$-410,965 +$ $1,019 \times (-16,036) =$ $-427,30$	$-122,629 + 64,261$ $= 186,89$	(N7) $(1,001) \times (-256,69) +$ $1,019 \times (-93,339) = -355,06$ (N2) $(1,001) \times (132,275) +$ $1,019 \times (118,72) = +253,382$
3	$-19,423 + 1,020 \times 0$ $= -19,423$	$-63,833 + 2,085$ $= -61,748$	(N3) $(1,001) \times (+193,63) +$ $1,020 \times (-6,673) = +200,63$
4	$-21,606 + 1,020 \times 0$ $= -21,606$	$+68,757 + 1,035$ $= 69,792$	(N7) $(1,001) \times (+204,56) +$ $1,020 \times (+3,31) = +201,38$
5	$-61,79$ $+ 1,019 \times 59,403$ $= -1,258$	$+249,363 - 16,036$ $= 233,327$	(N3) $(1,001) \times (-453,05) +$ $1,019 \times (+95,778) = -355,90$ (N4) $(1,001) \times (295,031) +$ $1,019 \times (47,671) = +343,90$

6	$-61,79$ $+ 1,019x59,403$ $= -1,258$	$+82,665 - 16,036$ $= 66,629$	$(N5) (1,001)x(+543,02) +$ $1,019x(0,4361) = +544,0$
7	$-1,258$	$-84,033 - 16,036$ $= 100,069$	$(N6) (1,001)x(+290,929) +$ $1,019x(-48,543) = +241,75$
8	$-1,258$	$-250,731 - 16,036$ $= -266,767$	$(N7) (1,001)x(-461,26) +$ $1,019x(-96,65) = -560,20$

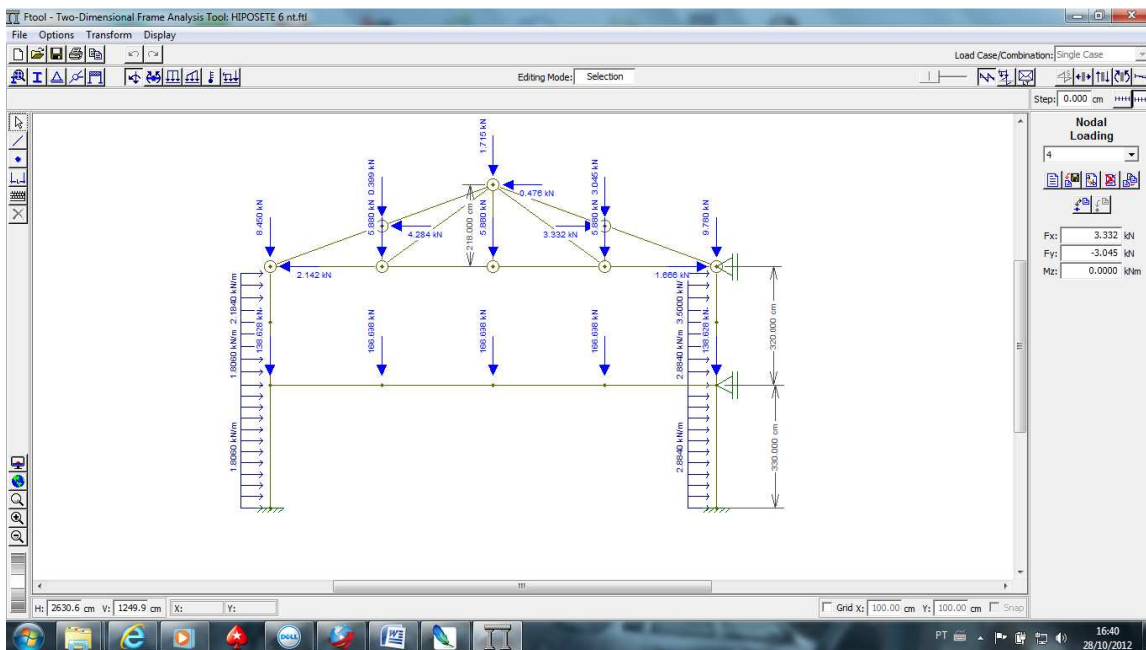


Figura 11 - Estrutura NT.

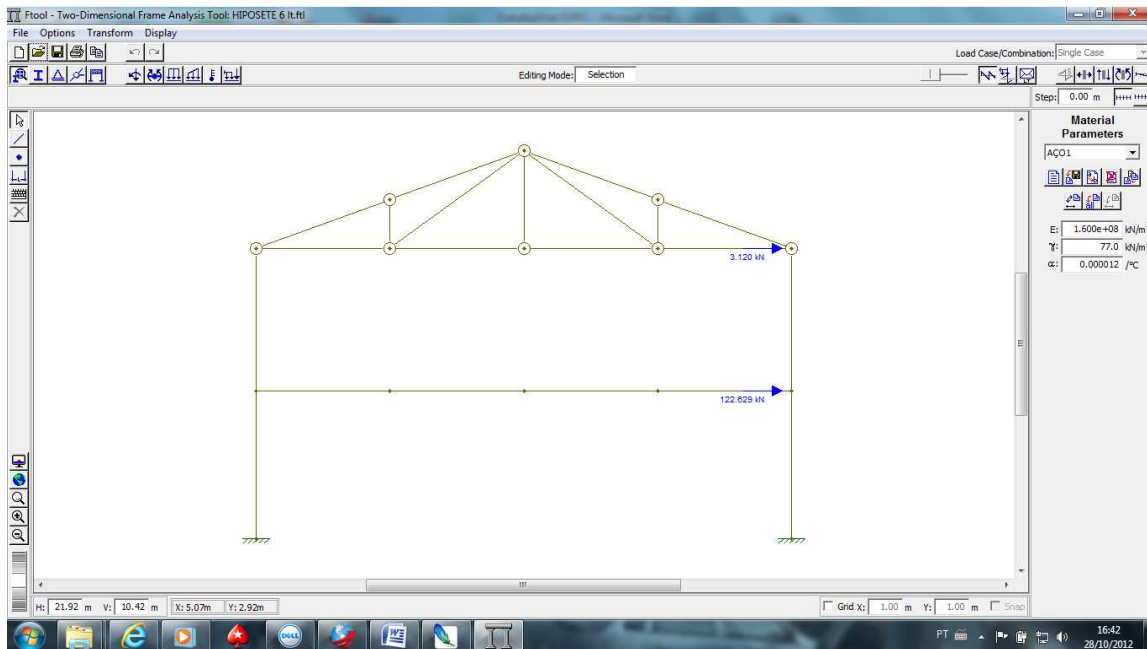


Figura 12 - Estrutura LT.

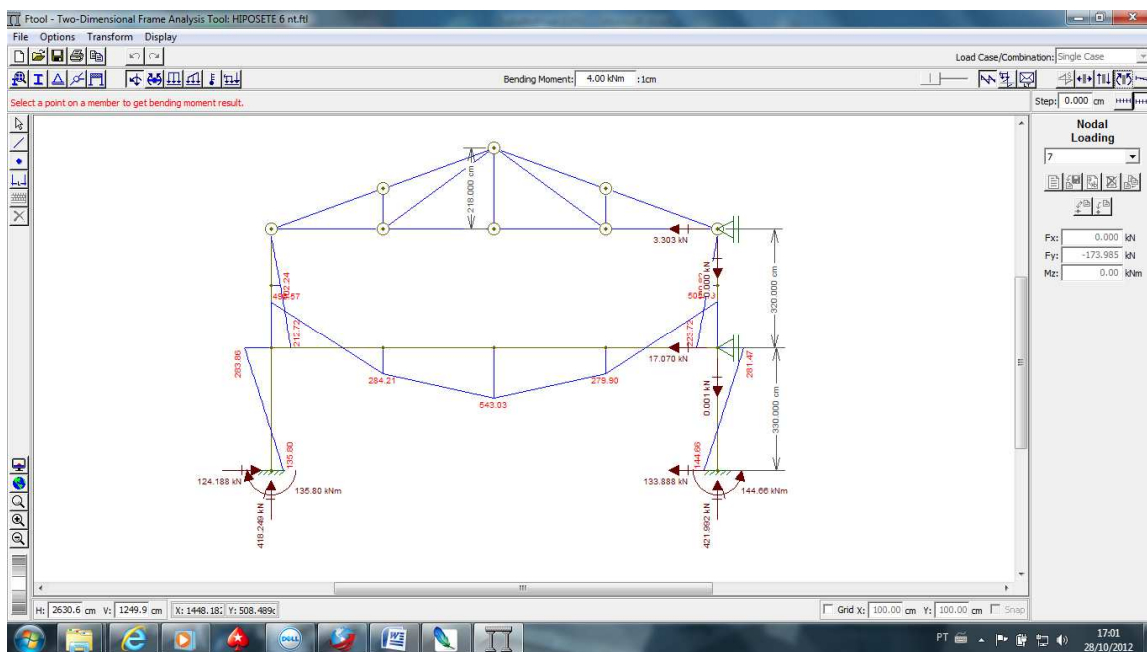


Figura 13 - Diagrama de Momento Fletor - Estrutura NT.

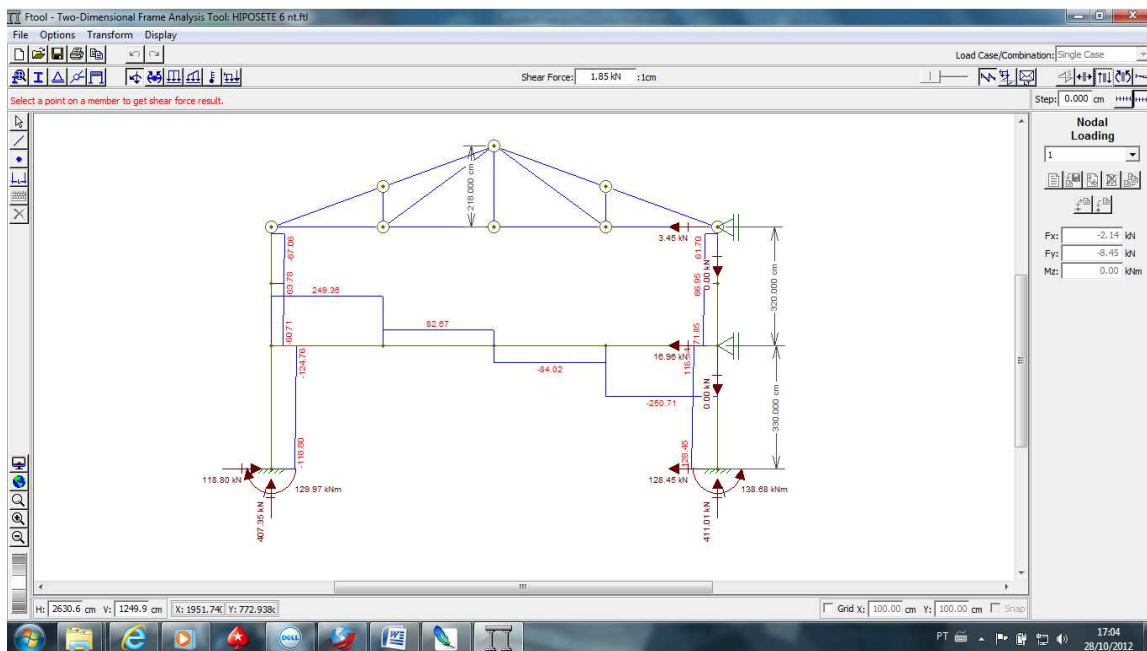


Figura 14 - Diagrama de Força Cortante - Estrutura NT.

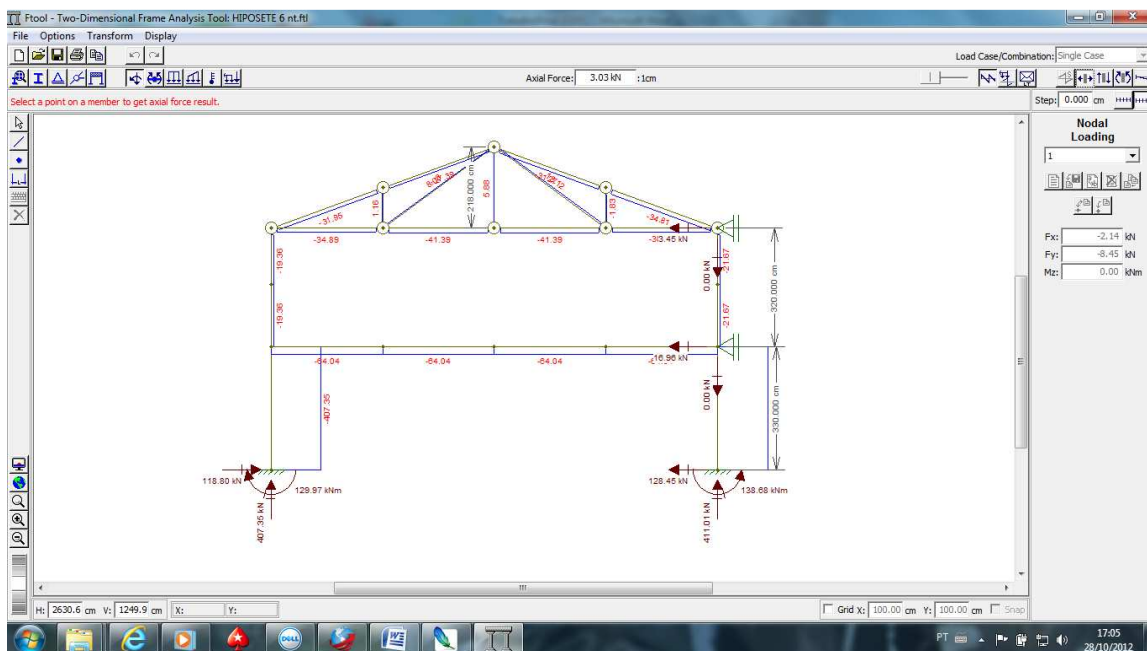


Figura 15 - Diagrama de Força Normal - Estrutura NT.

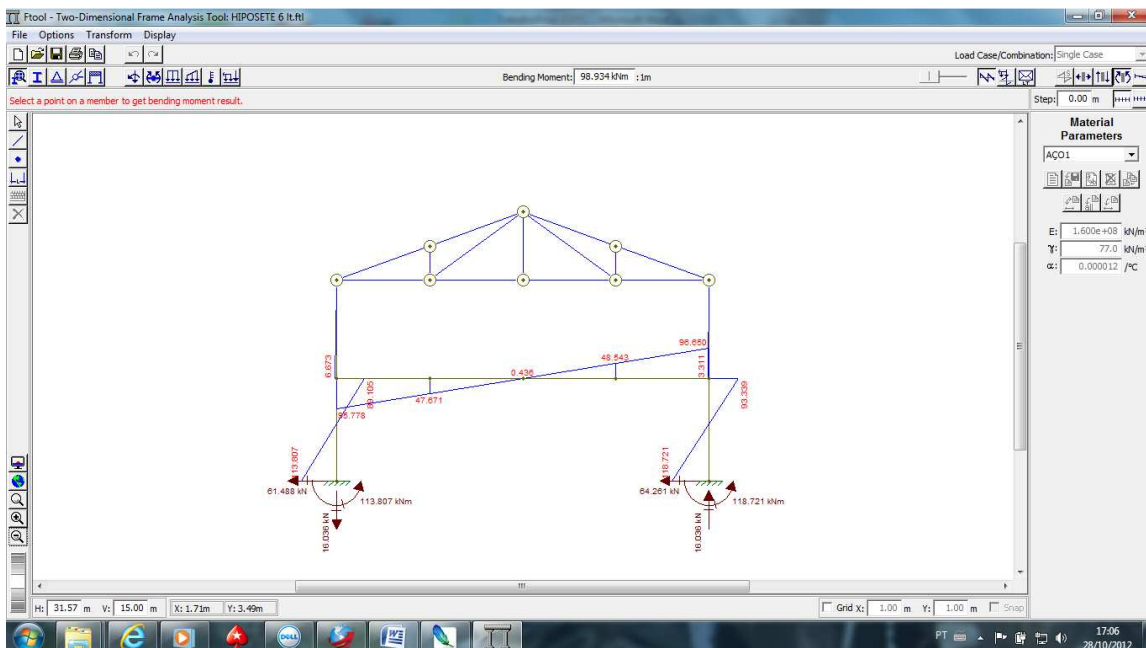


Figura 16 - Diagrama de Momento Fletor - Estrutura LT.

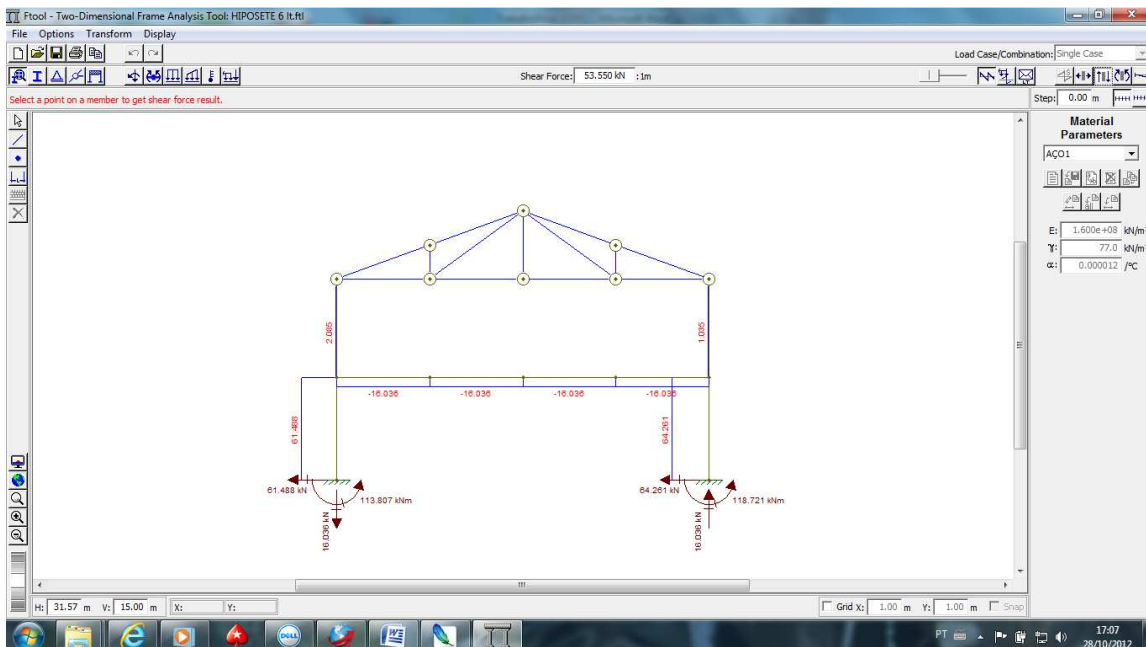


Figura 17 - Diagrama de Força Cortante - Estrutura LT.

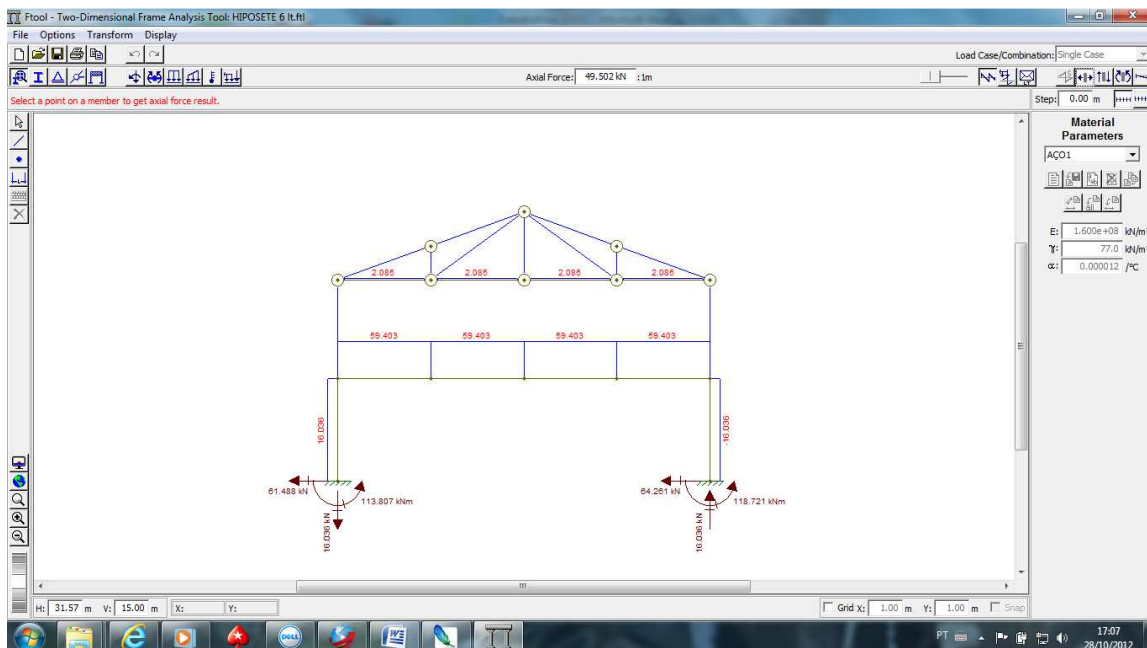


Figura 18 - Diagrama de Força Normal - Estrutura LT.

4.6 - METÓDO DOS ESTADOS LIMITES

4.6.1 - ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (E.L.U)

4.6.1.1 - Barras Tracionadas

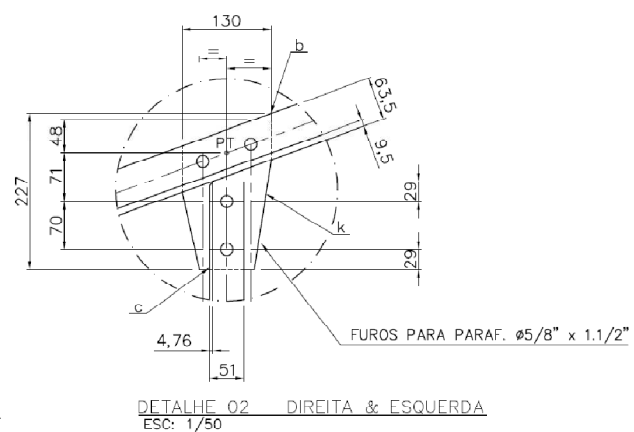
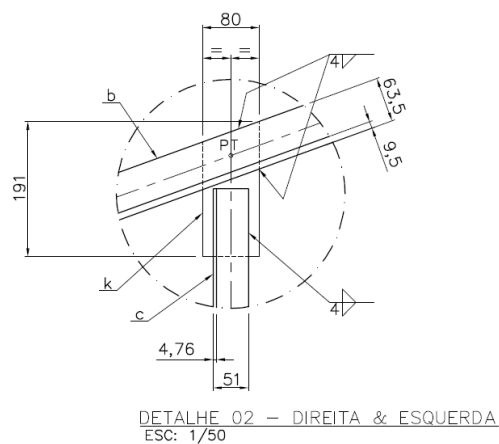


Figura 19 - Ligações Soldadas & Parafusadas - Exemplo.

Dimensionamento da barra 17 a Força Normal de Tração.

Aço = ASTM A36.

$$f_y = 2,50 \text{tf/cm}^2$$

$$f_u = 4,0 \text{tf/cm}^2$$

Perfil Laminado Duplo L51x51x4,8

Área Líquida Efetiva (A_e).

$$A_e = \frac{e_c}{l_c} \times 9,6 \text{cm}^2 = \frac{1,45}{2,5} \times 9,6 = 5,760 \text{cm}^2$$

Força de Tração Solicitante de Cálculo.

$$N_{t, sd} = 1,158 \text{KN}$$

$$N_{t, sd} \leq N_t R_d$$

Escoamento da Seção Bruta

$$N_{t, sd} \leq N_t R_d = \frac{A_g \cdot f_y}{1,10} \rightarrow 1,158 \text{KN} \leq \frac{A_g \cdot 25 \text{KN/m}^2}{1,10} \rightarrow A_g = 0,05 \text{cm}^2$$

Portanto para Perfil Laminado Duplo L51x51x4,8 temos a área da seção transversal = 9,60cm² atende ao critério de escoamento da seção bruta. OK.

Ruptura da Seção Líquida

$$N_{t, sd} \leq N_t R_d = \frac{A_e \cdot f_u}{1,10} \rightarrow 1,158 \text{KN} \leq \frac{A_e \cdot 40 \text{KN/m}^2}{1,10} \rightarrow A_e = 0,04 \text{cm}^2$$

$$A_e = 5,76 \text{cm}^2 > 0,04 \text{cm}^2 \therefore A_e \text{ atende. OK.}$$

Dimensionamento da barra 18 a Força Normal de Tração.

Aço = ASTM A36.

$$f_y = 2,50 \text{tf/cm}^2$$

$$f_u = 4,0 \text{tf/cm}^2$$

Perfil Laminado Duplo L51x51x4,8

Área Líquida Efetiva (A_e).

$$A_e = \frac{e_c}{l_c} \times 9,6 \text{cm}^2 = \frac{1,45}{2,5} \times 9,6 = 5,760 \text{cm}^2$$

Força de Tração Solicitante de Cálculo.

$$N_{t, sd} = 8,033KN$$

$$N_{t, sd} \leq N_t R_d$$

Escoamento da Seção Bruta

$$N_{t, sd} \leq N_t R_d = \frac{A_g \cdot f_y}{1,10} \rightarrow 8,033KN \leq \frac{A_g \cdot 25KN/m^2}{1,10} \rightarrow A_g = 0,36cm^2$$

Portanto para Perfil Laminado Duplo L51x51x4,8 temos a área da seção transversal = 9,60cm² atende ao critério de escoamento da seção bruta. OK.

Ruptura da Seção Líquida

$$N_{t, sd} \leq N_t R_d = \frac{A_e \cdot f_u}{1,10} \rightarrow 8,033KN \leq \frac{A_e \cdot 40KN/m^2}{1,10} \rightarrow A_e = 0,28cm^2$$

$$A_e = 5,76cm^2 > 0,28cm^2 \therefore A_e \text{ atende. OK.}$$

Dimensionamento da barra 19 a Força Normal de Tração.

Atende em todos critérios como demonstrado acima. OK

4.6.2 - ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S)

4.6.2.1 - Verificação da esbeltez.

Esbeltez - Barra 17 Comprimento = 1,09m.

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} = \frac{109}{1,54} = 70,78 \therefore < 300 \rightarrow \text{condição atendida. OK.}$$

Esbeltez - Barras 18 & 19 Comprimento = 3,71m.

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} = \frac{371}{1,54} = 240,9 \therefore < 300 \rightarrow \text{condição atendida. OK.}$$

Esbeltez - Barra 20 Comprimento = 2,18m.

$$\lambda = \frac{L}{r_{min}} = \frac{218}{1,54} = 141,55 \therefore < 300 \rightarrow \text{condição atendida. OK.}$$

Para estas barras não serão necessárias o emprego de chapas espaçadores adjacentes

4.6.1 - ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (E.L.U)

4.6.1.2 - Barras Comprimidas

Barras Comprimidas:

13 - (-32,132KN) C = 3,19m

9 - (-32,102KN) C = 3,0m

14 - (-27,544KN) C = 3,19m

10 - (-38,601KN) C = 3,0m

15 - (-32,099KN) C = 3,19m

11 - (-38,601KN) C = 3,0m

16 - (-34,631KN) C = 3,19m

12 - (-27,509KN) C = 3,0m

21 - (-2,18KN) C = 1,09m

Características Geométricas Duplo L 64 x 9,5:

$$A_g = 2 \times 11,16 = 22,36 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 41 = 82 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \left[41 + 11,16 \left(1,93 + \frac{0,8}{2} \right)^2 \right] = 101,586 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 1,93 \text{ cm p/ uma cantoneira}$$

$$r_y = \sqrt{101,581/22,36} = 4,543 \text{ cm}$$

Flambagem Local:

$$\frac{b}{t} = \frac{64}{9,5} = 6,736 \rightarrow \left(\frac{b}{t} \right)_{lim} = 0,45 \sqrt{E/f_y} = 0,45 \sqrt{\frac{20000 \text{ KN/cm}^2}{25 \text{ KN/cm}^2}} = 12,727$$

$$\therefore \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t} \right)_{lim} \text{ então não tem flambagem}$$

$$Q_s = Q = 1$$

Força de Flambagem por Flexão e Esbeltez: (Instabilidade Global)

Eixo x

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI}{(KxLx)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times (2 \times 41 \text{ cm}^4)}{(1 \times 319)^2} = 159,06 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \frac{KxLx}{r_x} = \frac{1 \times 319 \text{ cm}}{1,93 \text{ cm}} = 165,28 < 200$$

$$\lambda_x = \pi \sqrt{\frac{EA_g}{N_{ex}}} = \pi \sqrt{\frac{20000 \times 22,36}{159,06}} = 166,57 \therefore < 200$$

Eixo y

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

$$N_{eyz} = \frac{197,052 + 2056,55}{2 \left[1 - \left(\frac{1,455}{5,145} \right)^2 \right]} x \left[1 - \sqrt{\frac{1 - 4x197,052x2056,55 \left[1 - \left(\frac{1,455}{5,145} \right)^2 \right]}{(197,052 + 2056,55)^2}} \right] = 195,411KN$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI}{(KyLy)^2} = \frac{\pi^2 x 20000 x 101,586 cm^4}{(1x319)^2} = 197,052KN$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 ECw}{KzLz} + GJ \right] = \frac{1}{(5,145)^2} \left[\frac{\pi^2 x 20000 x 0}{1x319} + 7700 x 7,07 \right] = 2056,55KN$$

$$J = \frac{1}{3} \sum (bxt)^3 = \frac{1}{3} [6,35x0,95^3 + (6,35 - 0,95)x0,95^3] = 7,07cm^4$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} = \sqrt{1,93^2 + 4,543^2 + 0^2 + 1,455^2} = 5,145cm$$

$$y_0 = 1,93 - \frac{0,95}{2} = 1,455cm$$

$$\lambda_{yz} = \pi \sqrt{\frac{EA_g}{N_{eyz}}} = \pi \sqrt{\frac{20000x22,36}{195,411}} = 150,288 < 200. OK esbeltez leve .$$

Valores de N_e , y_0 , χ p/ N_e usar menor valor entre N_{ex} & N_{eyz}

$$N_e = N_{ex} = 159,06KN$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{QA_g f y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1x22,36x25}{159,06}} = 1,87$$

λ_0	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	$\hat{\lambda}_0$
0.0	1.000	1.000	1.000	1.000	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.997	0.0
0.1	0.996	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.987	0.985	0.1
0.2	0.983	0.982	0.980	0.978	0.976	0.974	0.972	0.970	0.968	0.965	0.2
0.3	0.963	0.961	0.958	0.955	0.953	0.950	0.947	0.944	0.941	0.938	0.3
0.4	0.935	0.932	0.929	0.926	0.922	0.919	0.915	0.912	0.908	0.904	0.4
0.5	0.901	0.897	0.893	0.889	0.885	0.881	0.877	0.873	0.869	0.864	0.5
0.6	0.860	0.856	0.851	0.847	0.842	0.838	0.833	0.829	0.824	0.819	0.6
0.7	0.815	0.810	0.805	0.800	0.795	0.790	0.785	0.780	0.775	0.770	0.7
0.8	0.765	0.760	0.755	0.750	0.744	0.739	0.734	0.728	0.723	0.718	0.8
0.9	0.712	0.707	0.702	0.696	0.691	0.685	0.680	0.674	0.669	0.664	0.9
1.0	0.658	0.652	0.647	0.641	0.636	0.630	0.625	0.619	0.614	0.608	1.0
1.1	0.603	0.597	0.592	0.586	0.580	0.575	0.569	0.564	0.558	0.553	1.1
1.2	0.547	0.542	0.536	0.531	0.525	0.520	0.515	0.509	0.504	0.498	1.2
1.3	0.493	0.488	0.482	0.477	0.472	0.466	0.461	0.456	0.451	0.445	1.3
1.4	0.440	0.435	0.430	0.425	0.420	0.415	0.410	0.405	0.400	0.395	1.4
1.5	0.390	0.385	0.380	0.375	0.370	0.365	0.360	0.356	0.351	0.347	1.5
1.6	0.343	0.338	0.334	0.330	0.326	0.322	0.318	0.314	0.311	0.307	1.6
1.7	0.303	0.300	0.296	0.293	0.290	0.286	0.283	0.280	0.277	0.274	1.7
1.8	0.271	0.268	0.265	0.262	0.259	0.256	0.253	0.251	0.248	0.246	1.8
1.9	0.243	0.240	0.238	0.235	0.233	0.231	0.228	0.226	0.224	0.221	1.9
2.0	0.219	0.217	0.215	0.213	0.211	0.209	0.207	0.205	0.203	0.201	2.0
2.1	0.199	0.197	0.195	0.193	0.192	0.190	0.188	0.186	0.185	0.183	2.1
2.2	0.181	0.180	0.178	0.176	0.175	0.173	0.172	0.170	0.169	0.167	2.2
2.3	0.166	0.164	0.163	0.162	0.160	0.159	0.157	0.156	0.155	0.154	2.3
2.4	0.152	0.151	0.150	0.149	0.147	0.146	0.145	0.144	0.143	0.141	2.4
2.5	0.140	0.139	0.138	0.137	0.136	0.135	0.134	0.133	0.132	0.131	2.5
2.6	0.130	0.129	0.128	0.127	0.126	0.125	0.124	0.123	0.122	0.121	2.6
2.7	0.120	0.119	0.119	0.118	0.117	0.116	0.115	0.114	0.113	0.113	2.7
2.8	0.112	0.111	0.110	0.110	0.109	0.108	0.107	0.106	0.106	0.105	2.8
2.9	0.104	0.104	0.103	0.102	0.101	0.101	0.100	0.099	0.099	0.098	2.9
3.0	0.097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3.0

Tabela 1 - Valores do Fator de Redução Associado à Compressão χ .

Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,243 \times 1 \times 22,36 \times 25}{1,1} = -123,488 \text{KN}$$

Portanto p/ barra 16 onde temos a maior força de compressão o perfil Duplo L 64x9,5 atende a compressão.

-34,631KN < -123,488KN - OK.

4.6.2 - ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S)

4.6.2.2 - Barras Comprimidas (E.L.S)

$$\left(\frac{l}{r_{min}}\right) \leq \frac{1}{2} \left(\frac{K \cdot l}{r}\right) \rightarrow \left(\frac{l}{1,22}\right) \leq \frac{1}{2} \left(\frac{1 \times 300}{1,93}\right) \rightarrow l \leq 1,22 \therefore l \leq 94,81 \text{cm}$$

Usar 3 chapas espaçadores.

Para as barras 9,10, 12 e 21 considerar:

-Inexistência de flambagem local e global.

-Duplo "L64x9,5" atende a compressão.

-Usar 3 Chs. espaçadores exceto para barra 21 que dispensa o uso.

4.6.1 - ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (E.L.U)

4.6.1.3 - Dimensionamento a Flexão - Viga Princiapal.

Viga Principal - V4(VS 600x95) - Perfil Usiminas.

Aço Estrutural - USI SAC 300

$$f_y = 30KN/cm^2$$

$$f_u = 40KN/cm^2$$

$$E = 200.000Mpa \text{ ou } 20.000KN/cm^2$$

Propriedades Geométricas:

$$A_g = 121cm^2$$

$$Z_x = 2864cm^3$$

$$I_x = 77401cm^4$$

$$r_x = 25,29cm$$

$$r_y = 6,82cm$$

$$J = 49,10cm^4$$

$$W_x = 2580cm^3$$

$$I_y = 5627cm^4$$

$$C_w = 4853760cm^4$$

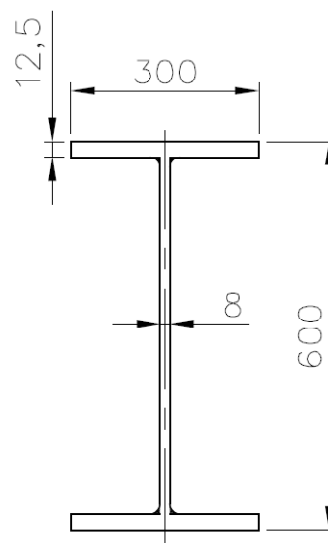
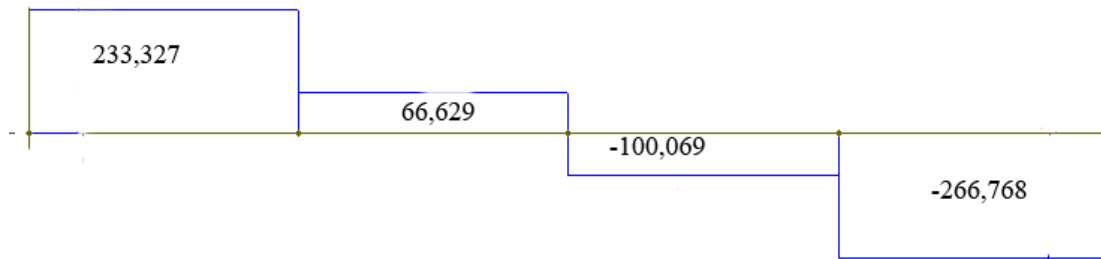


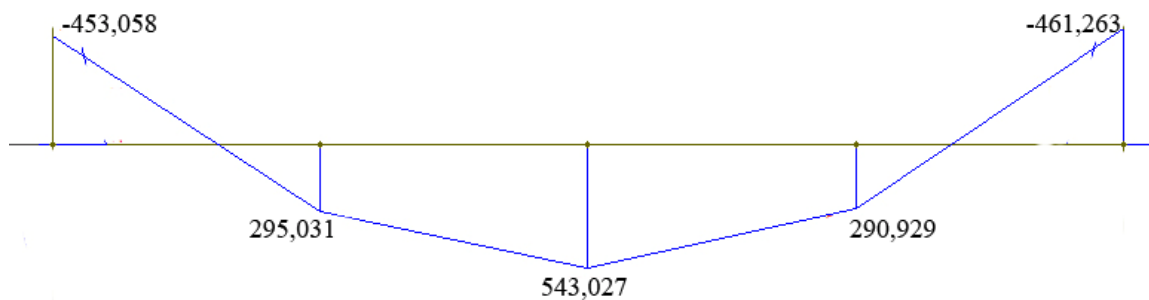
Figura 20 - Perfil V4(VS 600x95) - Perfil Usiminas.

Esforços Solicitantes de Cálculo.

Cortante (V_{sd} - KN)



Momento Fletor (Msd - KN.m)



Verificação ao Momento Fletor

Flambagem Local

FLM - Flambagem Local de Mesa

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{300/2}{12,5} = 12 \rightarrow \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{30}} = 9,81$$

$$\lambda = 12 > \lambda_p = 9,81 \rightarrow \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E \cdot K_c}{(f_y - \tau_r)}} = 0,95 \sqrt{\frac{20.000 \times 0,461}{21}} = 19,905$$

$$(f_y - \tau_r) = 0,70 f_y = 0,70 \times 30 \text{KN/cm}^2 = 21 \text{KN/cm}^2$$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> - Mesas ou almas de seções tubulares retangulares - Lamelas entre linhas de parafusos ou soldas 		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> - Almas de seções I, H ou U - Mesas ou almas de seções caixão - Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	- Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas espaçadoras		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> - Mesas de seções I, H, T ou U laminadas - Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas - Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	- Mesas de seções I, H, T ou U soldadas ¹⁾		$0,64 \sqrt{\frac{E k_c}{f_y}}$ com $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$
	6	- Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

¹⁾ Deve-se adotar, como limites inferior e superior para k_c , os valores 0,35 e 0,76, respectivamente.

Tabela 2 - Valores de b , t e $(b/t)_{lim}$

$$K = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{575}{8}}} = 0,461$$

$\lambda_p = 9,81 < \lambda = 12 < \lambda_r = 19,9 \therefore M_{RK}$ = Momento Fletor Resistente de Cálculo é dado por uma reta de transição. Pag. 233 fig. 8.23.

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

$$M_{pl} = Z_x f_y = 2864 \text{cm}^3 \times 30 \text{KN/cm}^2 = 85.920 \text{KN.cm}$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = 0,70 \times f_y \times 2.580 \text{cm}^3 = 21 \text{KN/cm}^2 \times 2.580 \text{cm}^3 = 54.180 \text{KN.cm}$$

$$M_{RK} = 85.920 - (85.920 - 54.180) \frac{12 - 9,81}{19,9 - 9,81} = 79.030,94 \text{KN.cm}$$

FLA - Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{575}{8} = 71,8 \rightarrow \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 97,08$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{20.000}{30}} = 147,17$$

$$\lambda = 71,8 < \lambda_p < 97,08 < \lambda_r = 147,14 \rightarrow M_{RK} = M_{pl} \therefore M_{RK} = M_{pl} = 85.920 \text{KN.cm}$$

Adotar o menor valor entre FLM e FLA.

$$M_{RK} = M_{pl} = 85.920 \text{KN.cm} \rightarrow \lambda < \lambda_p < \lambda_r$$

$$\text{Condição: } M_{RK} \leq 1,5 W_x f_y = 1,5 \times 2580 \times 30 = 116.100 \text{KN.cm}$$

$$\text{Adotar } M_{RK} = 85.920 \text{KN.cm} = M_{pl}$$

$$M_{sd} = 56.020 \text{KN.cm} \leq M_{sd} = \frac{M_{RK}}{\gamma_{a1}} = \frac{85.920}{1,1} = 78.109 \text{KN.cm}$$

FLT - Flambagem Lateral com Torção

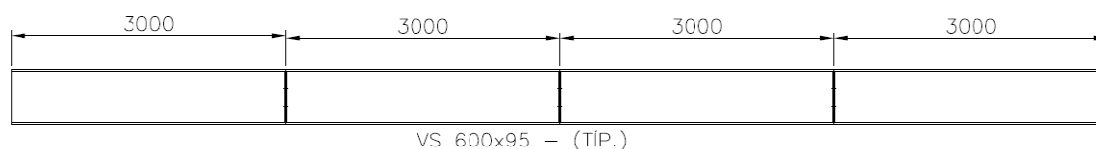


Figura 21 - Perfil V4(VS 600x95) - Comprimento Destravado = 12m.

Comprimento destravado $l_b = 12m$

$$\lambda = \frac{l_b}{r_y} = \frac{1200}{6,82} = 175,95$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{\frac{20.000KN}{cm^2}}{\frac{30KN}{cm^2}}} = 45,44$$

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

$$\beta_1 = \frac{f_y - \tau_r}{E J} = \frac{(0,70 \times f_y) \times 2580}{20.000 \times 49,10} = 5,5173 \times 10^{-2}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \times \sqrt{5627 \times 49,10}}{6,28 \times 49,10 \times 5,5173 \times 10^{-2}} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 4.853.760 \times (5,5173 \times 10^{-2})^2}{5627}}}$$

$$= 45,34 \times 3,0788$$

Temos $\lambda_p < \lambda_r < \lambda \rightarrow 45,44 < 131,28 < 175,95$

$$\text{Portanto } M_{RK} = M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E f_y}{l_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{l_b^2}{C_w}\right)}$$

$$C_b = 3 - \frac{2M_1}{3M_0} - \frac{8}{3} \frac{M_2}{(M_0 + M_1)} = 3 - \frac{2(-355,90)}{3(-560,20)} - \frac{8(544,00)}{3(-560,20 - 355,9)} = 0,9929$$

$$M_{cr} = \left(\frac{0,9929 \pi^2 \times 20.000 \times 5627}{1200^2} \right) \times \left(\frac{4853760}{5627} \left(\frac{1 + 0,039 \times \frac{49,10 \times (1200^2)}{4853760}}{4853760} \right) \right)$$

$$M_{cr} = 28.368,26KN.cm$$

$$M_{sd} = 560,20KN.m = 56.020KN.cm$$

$$\text{Condição } M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{M_{RK}}{\gamma_{a1}} \rightarrow \frac{M_{cr}}{1,10} = \frac{28368,26}{1,10} = 25.789,32KN.cm$$

$$\therefore M_{sd} > M_{rd} \rightarrow 56.020 > 25.789,32KN.cm$$

$P/l_b = 3,0m$ Considerar a seção contida lateralmente conforme esquema abaixo:

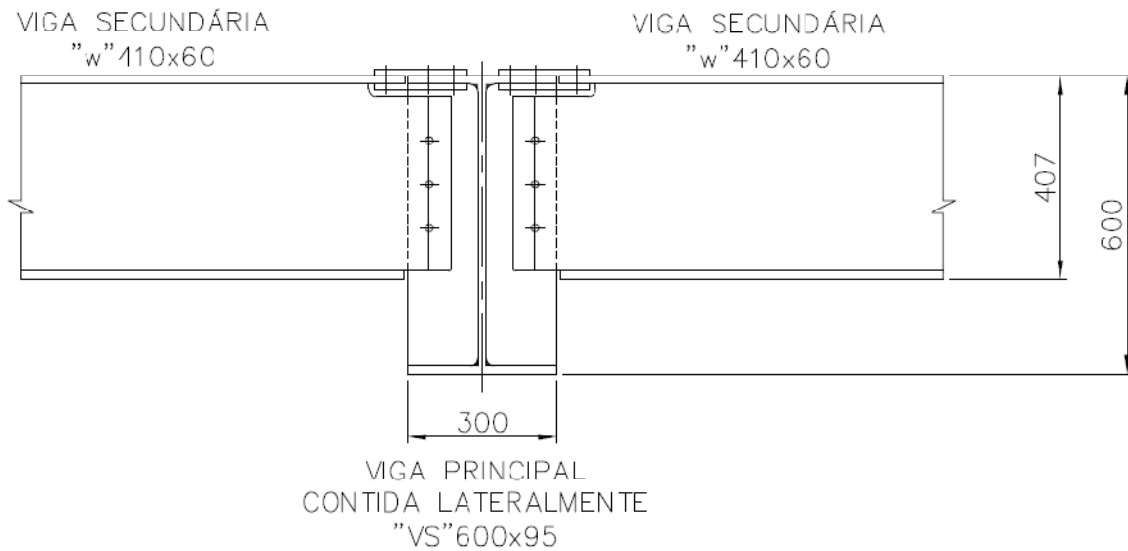


Figura 22 - Seção Contida Lateralmente.

Seção de apoio contida lateralmente pelos próprios elementos usados para efetuar a ligação da viga a outros componentes da estrutura.

Verificação a Força Cortante

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{575}{8} = 71,8$$

Observação:

Supor a viga inicialmente sem enrijecedores transversais portanto $K_u = 5$ (coeficiente de flambagem da alma por cisalhamento).

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_u E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{30}} = 63,50$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_u E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{30}} = 79,06$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \rightarrow 63,5 < 75 < 79,06 \therefore V_{Rk} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl}$$

$$V_{pl} = 0,60 \times A_w \times f_y = 0,60 \times (d \cdot t_w) \times 30 = 0,60 \times (60 \times 0,8) \times 30 = 864 \text{KN}$$

$$V_{Rk} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot V_{pl} = \frac{63,5}{75} \times 864 = 731,52 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 266,768KN \leq V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{731,52KN}{1,10} = 665,10KN \therefore OK.$$

Enrijecedores sob forças localizadas

$$A) \left\{ \begin{array}{l} b_s + \frac{1}{2}t_w \geq \frac{1}{3}b_f \\ b_s \geq \frac{1}{3}b_f - \frac{1}{2}t_w \\ b_s \geq \frac{1}{3} \times 300 - \frac{1}{2} \times 8 = 96mm \end{array} \right.$$

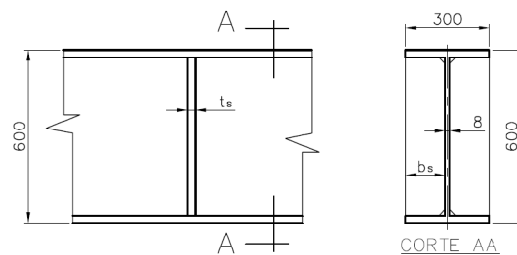


Figura 23 - Enrijecedores sob Forças Localizadas.

Adotar 100mm.

$$B) t_s \geq \frac{1}{2}t_f = \frac{9,5}{2} = 4,75mm$$

$$\frac{1}{15}b_s = \frac{1 \times 100}{15} = 6,67mm$$

Adotar $t_s = 8mm$

Calcular os enrijecedores como barras comprimidas.

Observação:

As chapas enrijecedoras também serão usadas como chapas de ligação, e portanto deverão ser dimensionadas para tal.

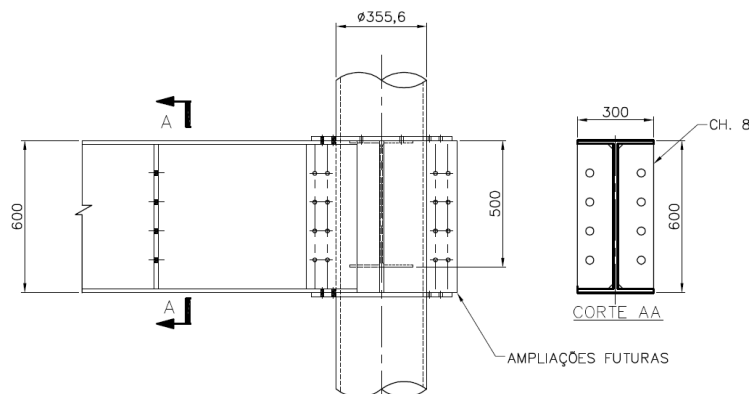


Figura 24 - Enrijecedores sob Forças Localizadas - Chapas de Ligação.

$$t_w = 12 \times 8\text{mm} = 96\text{mm} (\text{Área Comprimida})$$

$$A_g = (2 \times 10 + 9,6) \times 0,8 = 23,68\text{cm}^2$$

$$I_i = 2 \left[\frac{0,8 \times 10^3}{12} + 0,8 \times 10 \left(5 + \frac{0,8}{2} \right)^2 \right] + \frac{96 \times 0,8^3}{12} = 600,30\text{cm}^4$$

$$N_{Ei} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_i}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 600,30}{(43,575)^2} = 62.405,56\text{KN}$$

$$KL = 0,75 \times h = 0,75 \times 58,1 = 43,575\text{cm}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_{Ei}}} = \sqrt{\frac{23,68 \times 30}{62405,56}} = 0,107 \text{ tab. (7.1)} \quad \chi = 0,996$$

$$N_{C.sd} = F_{sd} = 76,97\text{KN} \leq N_{C.Rd} = \frac{\chi \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,996 \times 23,68 \times 30}{1,10} = 643,20\text{KN}$$

Ok Verificado.

4.6.1 - ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (E.L.U)

4.6.1.4 - Dimensionamento a Flexão - Viga Secundária.

Perfil "W" Laminado Gerdau Aço Minas.

Aço Estrutural: A572 - Grau 50 - $f_y = 350\text{Mpa}$ - $f_u = 450\text{Mpa}$

$$f_y = 35,0\text{KN} - f_u = 45,0\text{KN}$$

Cálculo das Cargas:

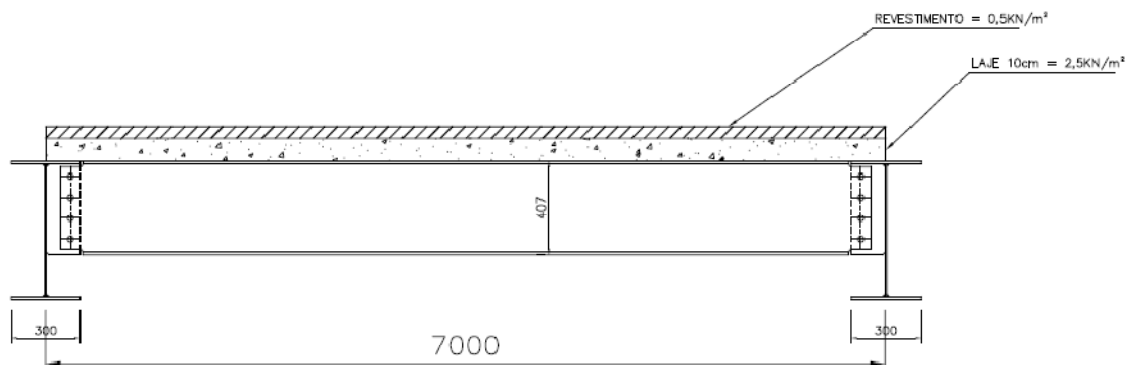


Figura 25 - Esquema das Cargas.

Revestimento $0,5\text{KN}/\text{cm}^2$

Laje $10\text{cm} = (1\text{m} \times 1\text{m} \times 0,10\text{m}) = 0,1\text{m}^3 \times 25\text{KN}/\text{m}^3 = 2,5\text{KN}/\text{m}^2$

Alvenaria = $2\text{KN}/\text{m}^2$

Sobrecarga = $2\text{KN}/\text{m}^2$

Divisórias = $1\text{KN}/\text{m}^2$

Janela = $0,2\text{KN}/\text{m}^2$

Cargas:

Peso Próprio = $2,5\text{KN}/\text{m}^2 \times 3\text{m} = 7,5\text{KN}/\text{m}$

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

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

Divisórias = $1\text{KN}/\text{m} \times 3\text{m} = 3\text{KN}/\text{m}$

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

Total = $24,60\text{KN}/\text{m}$

Esquema Estrutural:

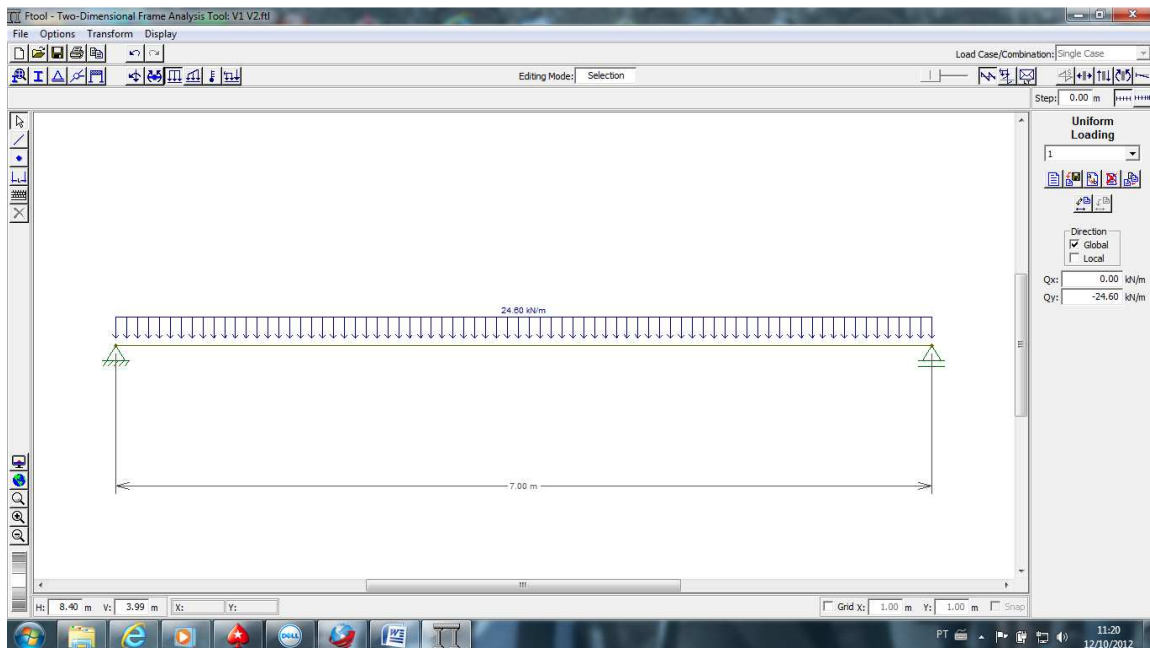


Figura 26 - Esquema Estrutural.

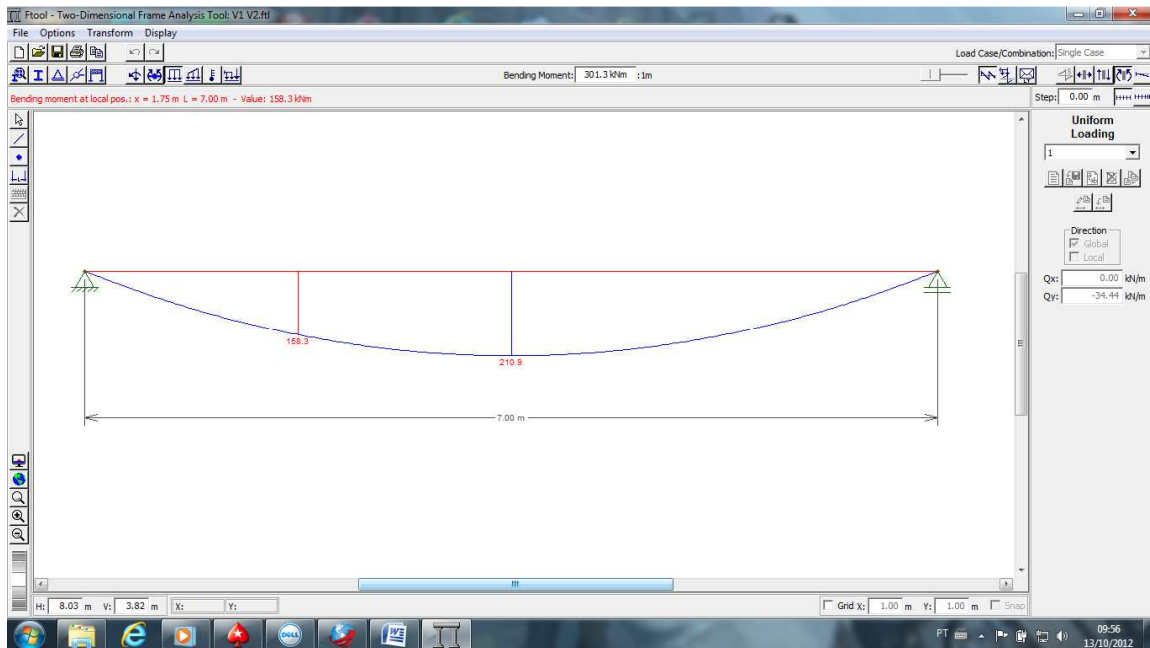


Figura 27 - Diagrama de Momento Fletor.

$$M_{sd} = \frac{P \cdot L^2}{8} = \frac{24,6 \text{ KN/m} \times 1,4 \times (7 \text{ m})^2}{8} = 210,95 \text{ KN.m}$$

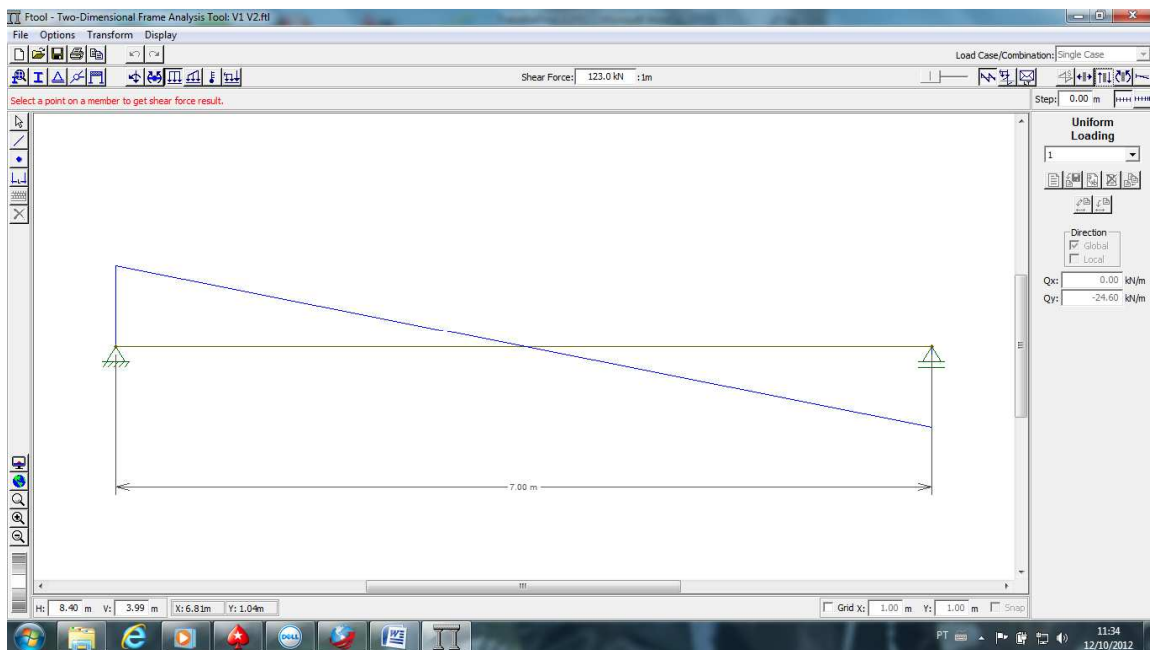


Figura 28 - Diagrama de Força Cortante.

$$Qd = \frac{24,60KN}{m} \times 1,4 \times 7m = 120,54KN$$

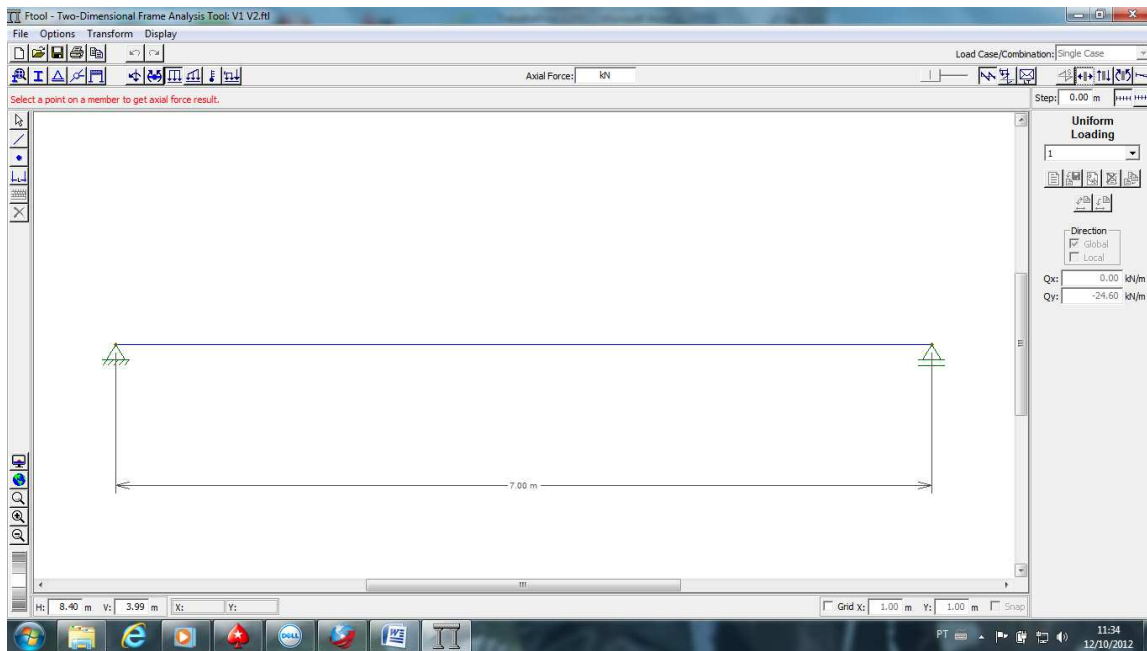


Figura 29 - Diagrama de Força Normal.

$$Nd = 0$$

Condição:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z_x \times f_y}{1,1} = 21.095KN.cm \leq \frac{Z_x \times f_y}{1,1} \therefore Z_x = 673cm^2$$

Propriedades Geométricas: Perfil "W" 410x60

$$A_g = 76,2cm^2$$

$$W_x = 1066,7cm^3$$

$$Z_x = 1201,5cm^3$$

$$I_x = 21707cm^4$$

$$r_x = 16,88cm$$

$$r_y = 3,98cm$$

$$J = 33,78cm^4$$

$$I_y = 1205cm^4$$

$$C_w = 467.404cm^4$$

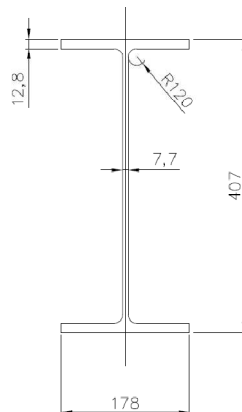


Figura 30 - Perfil "W" 410x60.

Verificação ao Momento Fletor

FLM - Flambagem Local

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = \frac{178}{12,8} = 6,95 \rightarrow \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 9,149$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \therefore M_{RK} = M_{pl} = Z_x \times fy$$

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{fy - \sigma_r}} = 0,83 \sqrt{\frac{20.000}{0,70 \times 34,5}} = 23,88$$

$$M_{pl} = 1201,5 \times 34,5 = 41.451,75 \text{KN.cm}$$

$$M_{RK} = 1,5 \times W_x \times fy \times = 1,5 \times 1066,7 \times 34,5 = 55.201,73 \text{KN.cm}$$

$$M_{sd} = 21.095 \text{KN.cm} < M_{pl} = 41.451,75 \text{KN.cm}$$

Adotar o Menor - Não temos FLM.

FLA - Flambagem Local da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{381,4}{7,7} = 49,532 \rightarrow \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 90,53$$

$$\therefore \lambda \leq \lambda_p \therefore M_{RK} = M_{pl} = Z_x \times fy = 41.451,75 \text{KN.cm}$$

Não temos FLA.

$$\lambda_r = 5,7 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 5,7 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 137,2$$

$$\lambda < \lambda_p < \lambda_r \therefore M_{RK} = M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 41.451,75 \text{KN.cm}$$

FLT - Flambagem Lateral com Torção

$$\lambda = \frac{b}{r_y} = \frac{700}{3,98} = 175,88 \rightarrow \lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20.000}{34,5}} = 42,37$$

$$\lambda = 175,88 > \lambda_p = 42,37 \rightarrow \lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \left(\sqrt{1 + \sqrt{\frac{1 + 27c_w \beta_1^2}{I_y}}} \right) =$$

$$\text{sendo } \beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) w_x}{E \cdot J} = \frac{(0,70 \times 34,5) \times 1066,2}{20.000 \times 33,78} = 3,811 \times 10^{-2}$$

$$\lambda_r = \frac{1,38}{3,98} \times \frac{\sqrt{1205 \times 33,78}}{33,78 \times 3,811 \times 10^{-2}} \times \left(\sqrt{1 + \sqrt{\frac{1 + 27 \times 467,404 \times (3,811 \times 10^{-2})^2}{3,9}}} \right) = 450,9$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \therefore M_{RK} = c_b \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] =$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) w_x = (0,70 \times 34,5) \times 1066,2 = 25.748,73 \text{KN.cm}$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 1201,5 \times 34,5 = 41.451,75 \text{KN.cm}$$

$$c_b = \frac{12,5 \cdot M_{Max.}}{2,5 M_{Max.} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 3$$

$$c_b = \frac{12,5 \times 210,95}{2,5 \times 210,95 + 3 \times 158,25 + 4 \times 210,95 + 3 \times 158,25} \leq 3$$

$$c_b = 1,136$$

$$M_{RK} = 1,136 \left[41.451,75 - (41.451,75 - 25.748,73) \cdot \frac{175,88 - 42,37}{450,9 - 42,37} \right]$$

$$= 41.267,16 \text{KN.cm}$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = \frac{M_{RK}}{\gamma_{a1}} = \frac{41.267,16}{1,1} = 37.515,6 \text{KN.cm}$$

$\therefore 21.095KN.cm < 35.515,6KN.com$ - OK. Verificado.

Verificação à Força Cortante.

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 59,22$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{381,4}{7,7} = 49,532 \rightarrow \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \times 20.000}{34,5}} = 73,75$$

$$\therefore \lambda < \lambda_p < \lambda_r \rightarrow \lambda < \lambda_p: V_{Rk} = V_{pl} = 0,6 \times A_w \times f_y = 0,6 \times (40,7 \times 0,77) \times 34,5 \\ = 648,71KN$$

$$V_{Sd} = 120,54KN \leq V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} = \frac{648,71}{1,1} = 589,74KN$$

$V_{Sd} \leq V_{Rd} \therefore Ok.Verificado.$

Obs:

A carga da janela para efeito de cálculo foi desconsiderada, pois, foi considerada a carga da alvenaria em todo em torno o que é mais favorável à segurança, apesar de mais pesado e pouco econômico. Porém do ponto de vista de fabricação e montagem temos ganhos em velocidade para entrega da obra porque temos uma estrutura padronizada.

4.6.2 - ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S)

4.6.2.3 - Verificação dos Deslocamentos das Vigas Principais e Secundárias.

Viga Principal V4 - "VS" 600x95. - Pórtico Interno.

$$\delta_t = -4,6cm$$

$$condição \delta_v \leq \frac{L}{350} = \frac{1200}{350} = 3,43cm$$

Considerando 100% Carga Permanente temos:

$$\delta_{c,f} = \frac{75KN \times (1200cm)^3}{48 \times 20.000 \times 77401} = 1,76cm \therefore 4,60cm - 3,43cm = 1,17cm. Ok.$$

Contra Flecha de 1,17cm.

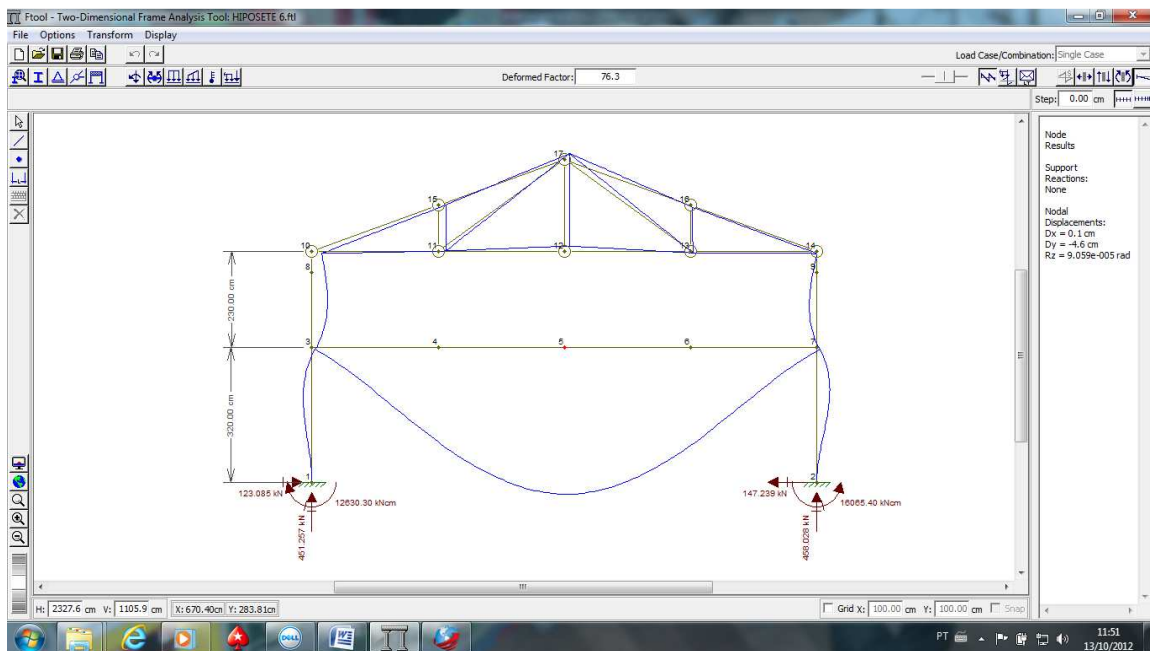


Figura 31 - Deslocamento na Viga Principal - Verificação.

Vigas V1 & V2 - Perfil Laminado Gerdau "W" 410x60

Esquema Estrutural:

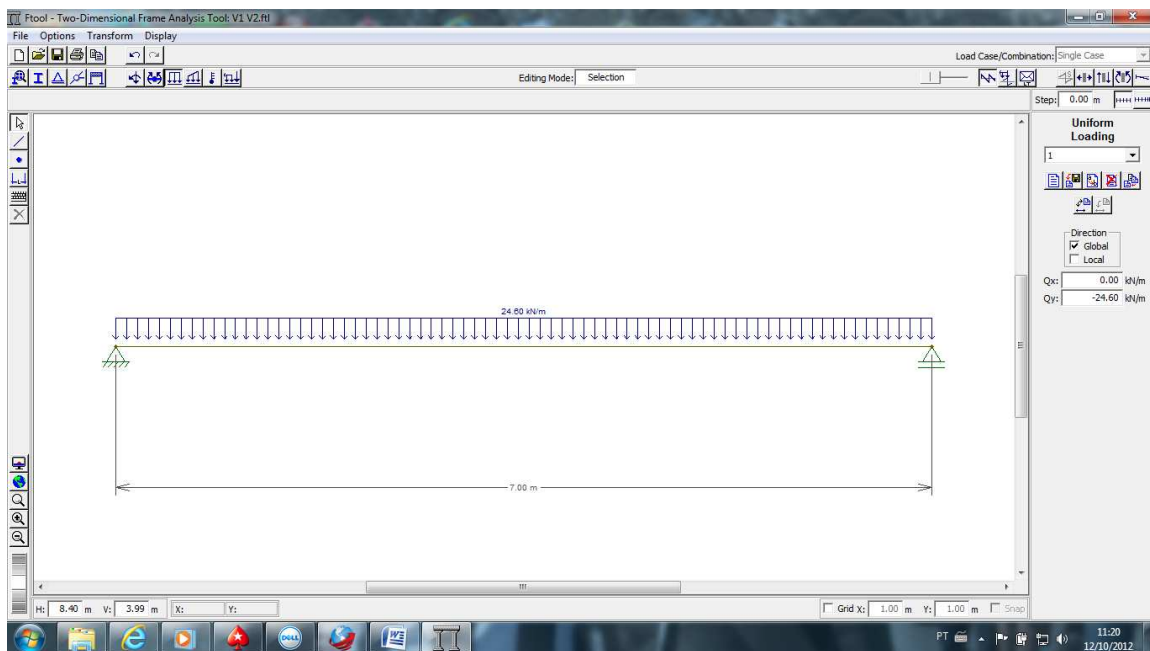


Figura 32 - Esquema Estrutural.

$$\delta_t = \delta_p + \delta_{s.c} - \delta_c = 1,12 + 0,64 - 0 = 1,76\text{cm} \therefore \text{Ok. Verificado.}$$

$$\delta_p = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times \frac{0,156\text{KN}}{\text{cm}} \times (700\text{cm})^4}{384 \times 20.000 \times 21707} = 1,12\text{cm}$$

$$\delta_{s.c} = \frac{5 \cdot P \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \times \frac{0,09\text{KN}}{\text{cm}} \times (700\text{cm})^4}{384 \times 20.000 \times 21707} = 0,64\text{cm}$$

$$\delta_v = \text{flecha admissível} = \frac{L}{350} = \frac{700}{350} = 2\text{cm}$$

$$\delta_t < \delta_v \text{ Ok. Verificado.}$$

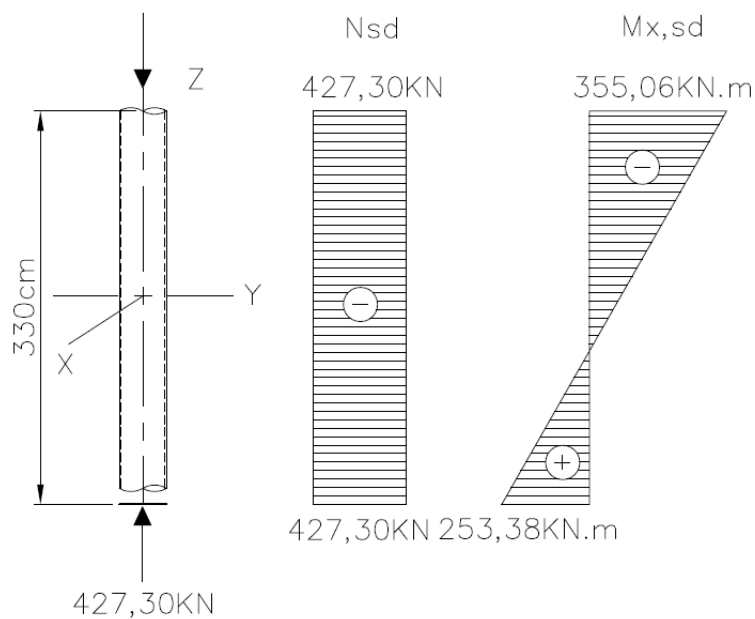
Obs:

Pode se obter uma redução no valor da flecha executando o cálculo com as combinações de ações de serviço. Porém para esse estudo não foram elaboradas as combinações por se tratar de um estudo. (Pag. 70 à 78 apostila Prof. Fakury).

4.6.1 - ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS (E.L.U)

4.6.1.5 - Barras sob Combinação de Esforços Solicitantes.

Dimensionamento de Pilares.



Aço Estrutural: VMB 350 - $f_y = 350\text{Mpa} = 35\text{KN/cm}^2$

$$f_u = 485\text{Mpa} = 48,5\text{KN/cm}^2$$

Propriedades Geometricas:

Tubo Circular - TC 355,6x12,7

$$M = 107 \text{ kgf/m} \quad W = 1.130 \text{ cm}^3 \quad Z = 1.490 \text{ cm}^3 \quad J = 44.851,69 \text{ cm}^4$$

$$I = 20.140 \text{ cm}^4 \quad r = 12,1 \text{ cm} \quad A_g = 137,30\text{cm}^2 \quad C_w = 0$$

Verificação da Força Axial de Compressão Resistente de Cálculo.

Flambagem Local

$$\frac{b}{t} = \frac{355,6}{12,7} = 14$$

Nas seções circulares, pode ocorrer flambagem local das paredes. Nessas seções devem ser usadas os seguintes valores de redução total da flambagem local, Q:

$$A - \text{para } \frac{D}{t} \leq 0,11 \cdot \frac{E}{f_y} \Rightarrow Q = 1$$

$$B - \text{para } 0,11 \cdot \frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0,45 \cdot \frac{E}{f_y} \Rightarrow Q = \frac{0,0379}{\frac{D}{t}} \cdot \frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}$$

$$\frac{D}{t} = \frac{35,56}{1,27} = 28 < 0,11 \cdot \frac{E}{f_y} = 0,11 \times \frac{20.000}{35} = 62,8$$

$\therefore Q = 1 \rightarrow$ Condição A satisfeita.

Instabilidade Global

Força de Flambagem por Flexão e Esbeltez em relação ao Eixo X ou Y (No caso de seções circulares).

K = 1 Levando em conta que foi realizada análise de 2º ordem.

$$N_{ex,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(K \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \times 20.000 \times 20.140}{(1 \times 330)^2} = 36.505,70\text{KN}$$

$$\lambda = \frac{K \cdot L}{r} = 1 \times \frac{330}{12,1} = 27,30 \ll 200 \text{ Limite.}$$

Força de Flambagem por Torção e Esbeltez correspondente.

Não há necessidade de verificar flambagem por torção pura porque:

- A seção tem $C_w = 0$ e é fechada.
- Não possui comprimento de flambagem por torção ($K_2 \cdot L_2$) superior ao comprimento de flambagem por flexão além de ter mesmo momento de inércia em todas as direções.

Valores N_e, λ_0, χ

$$N_e = 36.505,70KN$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 137,3 \times 35}{36.505,7}} = 0,132 \rightarrow (\text{Tabela 7.1 Pag. -173}) \therefore \chi = 0,993$$

Valores $N_{c,Rd}$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,993 \times 1 \times 137,3 \times 35}{1,1} = 4.338,05KN$$

Dimensionamento a Flexão.

Momento Fletor Resistente de Cálculo.

Para seções tubulares circulares fletidas em relação a um eixo central de inércia temos:

Flambagem Local da Parede.

$$M_{cr} = \frac{0,33 \cdot E}{\frac{D}{t}} \cdot W$$

$$\lambda = \frac{D}{t} \leq 0,45 \frac{E}{f_y}$$

$$\lambda_p = \frac{0,07 \cdot E}{f_y}$$

$$\lambda_r = \frac{0,31 \cdot E}{f_y}$$

O momento fletor resistente nominal é dado por:

$$\lambda \leq \lambda_p : M_{RK} = M_{pl}$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r : M_{RK} = \left(\frac{0,021}{\frac{D}{t}} + f_y \right) \cdot W$$

$$\lambda > \lambda_r : M_{RK} = M_{cr}$$

$$\lambda = \frac{D}{t} = \frac{35,56}{1,27} = 28 \leq 0,45 \frac{E}{f_y} = 0,45 \frac{20.000}{35} = 257,142 \therefore 28 \ll 257,142$$

$$\lambda_r = \frac{0,07 \cdot E}{f_y} = 0,07 \times \frac{20.000}{35} = 40$$

Então temos:

$$\lambda < \lambda_p \therefore M_{RK} = M_{pl}$$

$$M_{pl} = Z \cdot f_y = 1.490 \text{ cm}^3 \times 35 \text{ KN/cm}^2 = 52.150 \text{ KN.cm}$$

$$M_{RK} = 1,5 \cdot W \cdot f_y = 1,5 \times 1130 \times 35 = 59.325 \text{ KN.cm}$$

$$M_{pl} < M_{RK} \text{ OK.}$$

Efeitos Combinados de $N_{s,d}$ & $M_{x,Rd}$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 : \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1$$

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

$$\frac{N_{c,Sd}}{N_{c,Rd}} = \frac{427,30 \text{ KN}}{4.338,05 \text{ KN}} = 9,85 \times 10^{-2} < 0,2 \therefore \frac{427,30 \text{ KN}}{4.338,05 \text{ KN}} + \left(\frac{35.506 \text{ KN.cm}}{52.150 \text{ KN.cm}} \right) \leq 1$$

$$0,779 \leq 1 \therefore \text{Ok. Verificado.}$$

Dimensionamento a Força Cortante.

$$\text{Condição } V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

$$\tau_{cr} = \frac{1,6 \cdot E}{\sqrt{\frac{L_V}{D}} \left(\frac{D}{t_d} \right)^{\frac{5}{4}}} \leq 0,6 \cdot f_y \rightarrow \tau_{cr} = \frac{0,78 \cdot E}{\left(\frac{D}{t_d} \right)^{\frac{3}{2}}} \leq 0,6 \cdot f_y$$

$$V_{Sd} = \sqrt{V_{x,Sd}^2 + V_{y,Sd}^2} = \sqrt{186,89^2 + 186,89^2} = 264,302 \text{ KN}$$

$$\tau_{cr} = \frac{0,78 \times 20.000}{\left(\frac{35,56}{1,27}\right)^{\frac{3}{2}}} = 105,29 \text{KN/cm}^2$$

$$\tau_{cr} = \frac{1,6 \times 20.000}{\sqrt{\frac{330}{35,56} \left(\frac{35,56}{1,27}\right)^{\frac{5}{4}}}} = 163,08 \text{KN/cm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma_{a1}} \therefore V_{Rk} = 0,5 \cdot \tau_{cr} \cdot A_g = 0,5 \times 105,29 \times 137,3 = 7.228,16 \text{KN}$$

$$0,5 \times 163,08 \times 137,3 = 11.196,1 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{7.228,16 \text{KN}}{1,1} = 6.571,05 \text{KN}$$

$V_{sd} \ll V_{Rd} \therefore Ok. \text{Verificado.}$

4.6.2 - ESTADO LIMITE DE SERVIÇO (E.L.S)

4.6.2.4 - Verificação dos Deslocamentos Horizontais.

Pórtico Interno.

$$\delta_t = 0,1 \text{cm}$$

$$\delta_h = \text{Flecha Admissível} \rightarrow \frac{H}{400} = \frac{650}{400} = 1,625 \text{cm} - \delta_t < \delta_h$$

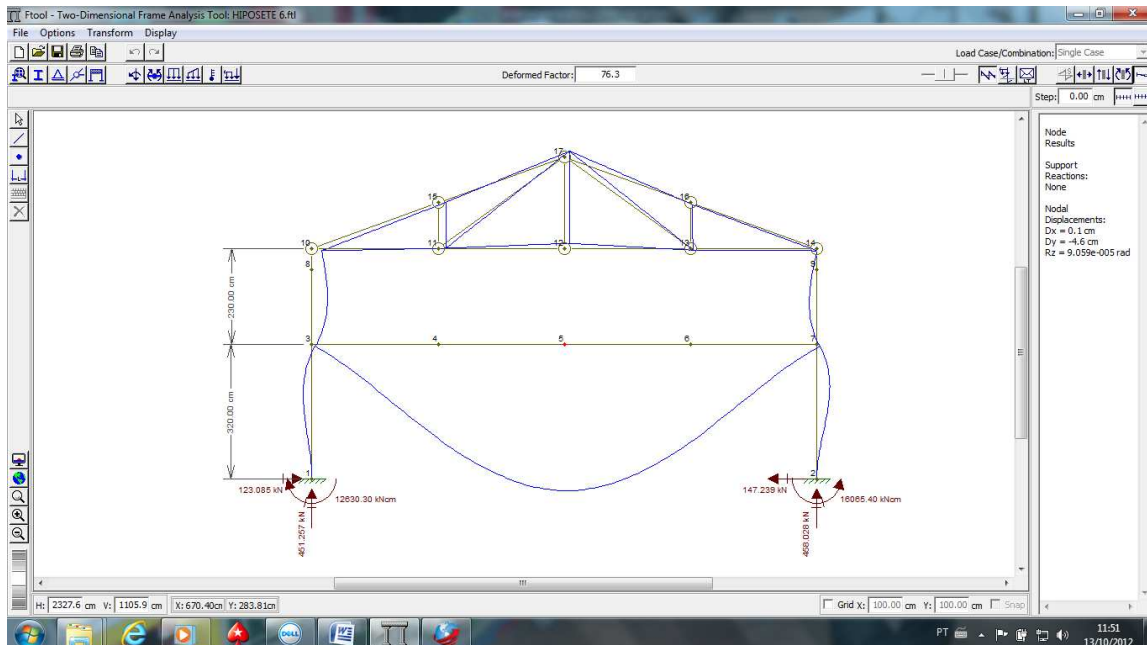


Figura 32 - Deslocamento na Coluna - Verificação.

5 CONCLUSÃO

A estrutura dimensionado está apta a ser fabricada após a elaboração do projeto de detalhamento das ligações, os perfis escolhidos passaram nas verificações e para este tipo de estrutura a análise de 2º ordem pelo método do MAES (Método de Amplificação dos Esforços Solicitantes) acrescentou pouco em termos de esforços devido o projeto em questão se tratar de uma estrutura de pequeno porte o que para estruturas de grande porte pode vir fazer muita diferença na redução de custos principalmente. Outro fator importante é necessidade de verificar os cálculos por meio de programas de computar, por se tratar de uma estrutura muito flexível essa verificação torna-se ainda mais necessária.

6 NORMAS / BIBLIOGRAFIA ADOTADAS

- NBR-8800 / 2003 – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios.
- NBR-6118 / 2003 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.
- NBR-8681 / 2003 – Ações e Segurança nas Estruturas.
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas – Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço Parte 1- Versão 3.
- Apostila do Curso de Especialização em Estruturas - Dimensionamento Básico de Elementos de Estruturas de Aço Parte 2 - Versão 3
- Livro Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo, 5º Edição, Ildony H. Bellei.

7 ANEXO

Anexo 1 - Plano das Bases.

Anexo 2 - Detalhamento da Treliça da Cobertura.

Anexo 3 - Plano da Cobertura.

Anexo 4 - Elevação das Filas e dos Eixos.