



Universidade Federal
do Rio de Janeiro

Escola Politécnica

ESTUDO DE VIABILIDADE DE COBERTURA METÁLICA COM ALTERNATIVAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO, LAMINADOS ABERTOS OU TUBULARES

Rafaela Veiga Pillar

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador:

Eduardo de Miranda Batista

Rio de Janeiro – RJ – Brasil

Abril de 2013

ESTUDO DE VIABILIDADE DE COBERTURA METÁLICA COM ALTERNATIVAS EM
PERFIS FORMADOS A FRIO, LAMINADOS ABERTOS OU TUBULARES

Rafaela Veiga Pillar

PROJETO DE GRADUAÇÃO APRESENTADO AO CORPO DOCENTE DO
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS DA ESCOLA POLITÉCNICA DA
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO REQUISITO PARA A
OBTENÇÃO DO TÍTULO DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Eduardo de Miranda Batista
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ
(Orientador)

Michèle Schubert Pfeil
Prof^a Associada, D.Sc., EP/UFRJ

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ

RIO DE JANEIRO – RJ – BRASIL

ABRIL DE 2013

Pillar, Rafaela Veiga

Estudo de viabilidade de cobertura metálica com alternativas em perfis formados a frio, laminados abertos ou tubulares / Rafaela Veiga Pillar – Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

IX, 83 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Eduardo de Miranda Batista.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Engenharia Civil, 2013.

Referencias Bibliográficas: p. 82-83.

1. Estrutura de aço. 2. Análise estrutural. 3. Cobertura de grande vão. 4. Perfil formado a frio. 5. Tubos estruturais.

A meus pais e meu irmão, que tanto torceram por mim.

Agradecimentos

À minha mãe, minha maior incentivadora, pela força, carinho e dedicação. Agradeço muito todo o esforço para que eu chegasse até aqui.

A meu pai, que despertou em mim o interesse pela Engenharia Civil, por todo o carinho e pelo tempo em que estivemos juntos.

A todos os amigos que ganhei durante a graduação, pelos momentos de alegria.

Ao Professor Eduardo Batista, pela orientação, atenção e dedicação durante a realização deste trabalho.

A Carlos Drummond e Ricardo Queima, pela ajuda na estimativa dos custos.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/UFRJ como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ESTUDO DE VIABILIDADE DE COBERTURA METÁLICA COM ALTERNATIVAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO, LAMINADOS ABERTOS OU TUBULARES

Rafaela Veiga Pillar

Abril/2013

Orientador: Eduardo de Miranda Batista

Curso: Engenharia Civil

Hoje, no Brasil, existem duas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas sobre dimensionamento de estruturas de aço: a NBR 8800:2008, para estruturas em perfis laminados a quente; e a NBR 14762:2010, para estruturas em perfis formados a frio. Um Projeto de Norma para dimensionamento de estruturas em perfis tubulares, incluindo ligações soldadas, foi elaborado pela Comissão de Estudo de Estruturas de Aço da ABNT e será publicado em breve.

Este trabalho irá propor e comparar três soluções estruturais para as vigas principais treliçadas da cobertura metálica de grande vão do Centro de Eventos do Ceará, em Fortaleza: (a) em perfis laminados a quente, (b) em perfis formados a frio e (c) em perfis tubulares. Cada solução será dimensionada segundo a norma adequada e, ao final, será feita uma comparação em termos de peso total da estrutura. Finalmente, vantagens e desvantagens relevantes de cada solução estrutural serão discutidas.

Palavras-chave: Estrutura de aço, Análise estrutural, Cobertura de grande vão, Perfil formado a frio, Tubos estruturais.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for degree of Engineer.

FEASIBILITY STUDY OF STEEL ROOF WITH THREE ALTERNATIVES: HOT ROLLED PROFILES, COLD-FORMED PROFILES AND TUBULAR PROFILES

Rafaela Veiga Pillar

April/2013

Advisor: Eduardo de Miranda Batista

Course: Civil Engineering

Today in Brazil there are two standards published by the Brazilian Association of Technical Standards, ABNT, for the design of steel and steel-concrete composite structures: NBR 8800:2008, addressed to steel and composite structures produced with hot rolled profiles; and NBR 14762:2010, addressed to cold-formed steel structural members. A Draft Standard for the design of tubular structural members, including welded connections, was prepared by the Study Committee of Steel Structures of ABNT and will be published shortly.

The present study proposes and compares three different structural solutions for the main trussed girders of the large span roofing system applied in the Convention Center of Ceará, in Fortaleza, Brazil: (a) with hot rolled profiles, (b) with cold-formed profiles and (c) with tubular profiles. Each solution was designed according with the appropriate Brazilian standard and in the end they were compared in terms of total weight of the structure. Finally, relevant advantages and disadvantages of each structural solution will be shortly discussed.

Key Words: Steel structure, Structural analysis, Large span roofing system, Cold-formed steel, Structural tubes

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA.....	2
3. AÇÕES	5
3.1 AÇÕES PERMANENTES.....	5
3.2 AÇÕES VARIÁVEIS	6
4. COMBINAÇÕES.....	11
5. SOLUÇÃO 1: ESTRUTURA EM PERFIS LAMINADOS A QUENTE.....	12
5.1 DESCRIÇÃO.....	12
5.2 MATERIAL	13
5.3 ANÁLISE ESTRUTURAL	13
5.4 DIMENSIONAMENTO DOS BANZOS	17
5.4.1 <i>Compressão</i>	19
5.4.2 <i>Flexão</i>	20
5.4.3 <i>Combinação dos esforços de força axial e momento fletor</i>	22
5.5 DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES E DIAGONAIS	22
5.6 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES	24
5.7 VERIFICAÇÃO DO ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DESLOCAMENTOS EXCESSIVOS.....	26
6. SOLUÇÃO 2: ESTRUTURA EM PERFIS FORMADOS A FRIO.....	27
6.1 DESCRIÇÃO.....	27
6.2 MATERIAL	28
6.3 ANÁLISE ESTRUTURAL	28
6.4 DIMENSIONAMENTO DOS BANZOS	32
6.4.1 <i>Compressão</i>	33
6.4.2 <i>Flexão</i>	36
6.4.3 <i>Combinação dos esforços de força axial e momento fletor</i>	37
6.5 DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES E DIAGONAIS	38
6.6 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES	42
6.7 VERIFICAÇÃO DO ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DESLOCAMENTOS EXCESSIVOS.....	44
7. SOLUÇÃO 3: ESTRUTURA EM PERFIS TUBULARES	45
7.1 DESCRIÇÃO.....	45
7.2 MATERIAL	46

7.3	ANÁLISE ESTRUTURAL	47
7.4	DIMENSIONAMENTO DOS BANZOS	51
7.4.1	<i>Compressão</i>	52
7.4.2	<i>Flexão</i>	53
7.4.3	<i>Combinação dos esforços de força axial e momento fletor</i>	54
7.5	DIMENSIONAMENTO DOS MONTANTES E DIAGONAIS	54
7.6	DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES	56
7.6.1	<i>Verificação dos modos de falha</i>	56
7.6.2	<i>Dimensionamento da solda</i>	61
7.7	VERIFICAÇÃO DO ESTADO-LIMITE DE SERVIÇO DE DESLOCAMENTOS EXCESSIVOS	63
8.	AVALIAÇÃO DO PESO DA ESTRUTURA	64
9.	ESTIMATIVA DO CUSTO DA ESTRUTURA	66
10.	CONCLUSÃO	67
	APÊNDICE A: CUFSM – BANZO	68
	APÊNDICE B: CUFSM – DIAGONAL	75
	APÊNDICE C: PROJETO ORIGINAL	79
	BIBLIOGRAFIA	82

1. Introdução

Este projeto de graduação tem como objetivo propor e comparar soluções para a cobertura metálica do Pavilhão Central do Centro de Eventos do Ceará (CEC), localizado no bairro de Edson Queiroz, na cidade de Fortaleza.

O Centro de Eventos do Ceará é o segundo maior espaço para realização de feiras e eventos do Brasil e o primeiro do Nordeste. Pode abrigar até 30 mil pessoas em um único evento. Ao todo, são 152,694 mil m² de área construída em terreno de 17 hectares, 21 mil m² de jardins, e 3,2 mil vagas de estacionamento.

A construção foi realizada pelo consórcio composto pelas construtoras Galvão Engenharia S/A e Andrade Mendonça S/A, entre os anos de 2009 e 2012.



Figura 1 – Centro de Eventos do Ceará [12]

A estrutura do projeto original da cobertura [14], em perfis formados a frio, apresentou problemas durante a montagem. A estrutura passou por testes de carga e optou-se por apenas reforçá-la, visto que os perfis já haviam sido comprados e a estrutura estava em fase de montagem.

A cobertura foi, então, construída segundo o projeto apresentado no Apêndice C deste trabalho.

O objetivo deste trabalho é utilizar este caso para fazer um estudo comparativo entre soluções para a viga principal treliçada em três tipos de perfis diferentes: perfis laminados a quente, perfis formados a frio e perfis tubulares.

2. Definição da Geometria

O Pavilhão Central do Centro de Eventos é dividido em dois pavilhões (Pavilhão A e Pavilhão B) espelhados. Os pavilhões têm formato curvo.

A cobertura é composta por um total de 56 vigas treliçadas (28 em cada pavilhão) dispostas perpendicularmente ao eixo curvo. Como as vigas não são paralelas entre si, a distância entre elas é variável e vale aproximadamente 8,73 m na parte interna e 9,66 m na parte externa do pavilhão.

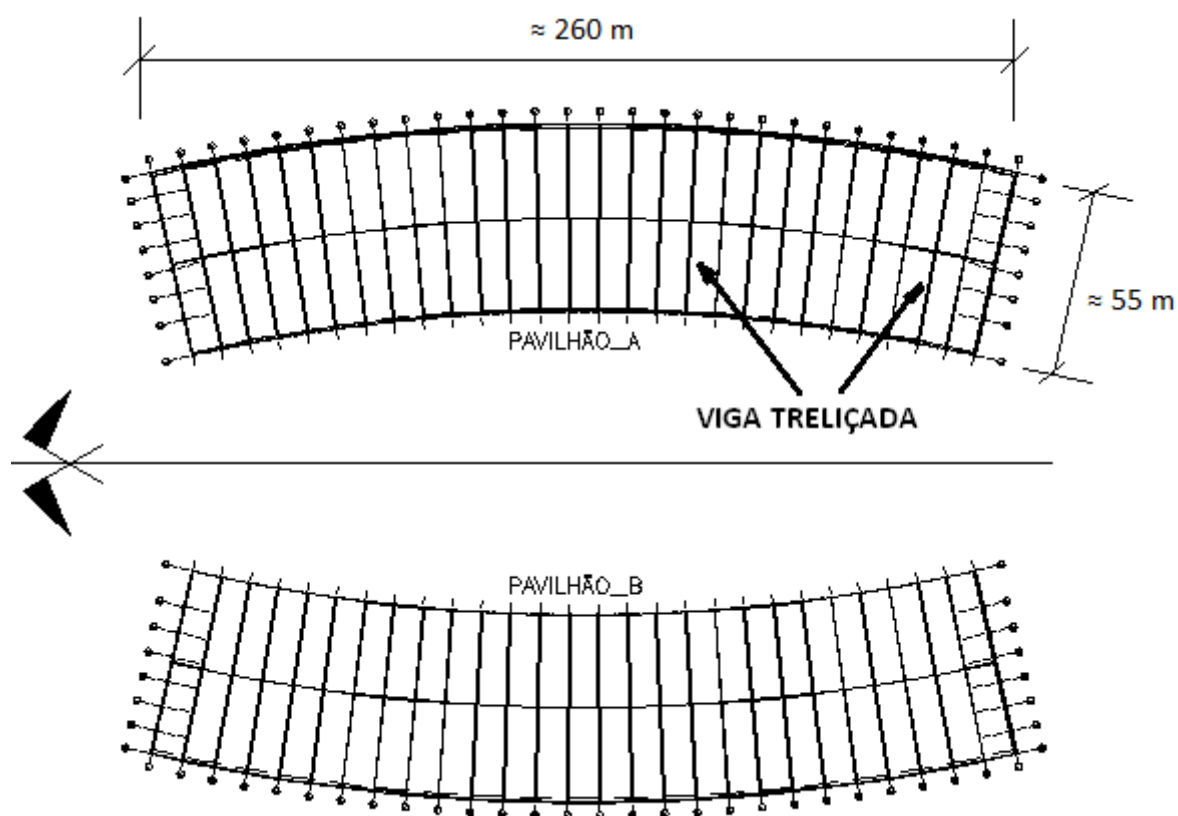


Figura 2 – Disposição das treliças da cobertura

As vigas treliçadas são formadas por dois banzos paralelos, montantes igualmente espaçados e diagonais. Cada viga se apoia sobre consolos curtos de concreto e são conectadas umas às outras através de “joists” em perfis formados a frio. Os “joists” são pequenas treliças, que servem tanto para apoiar as telhas quanto para prover contenção lateral às treliças

principais. A foto a seguir, tirada no momento de instalação de um “joist”, mostra a configuração básica da estrutura.

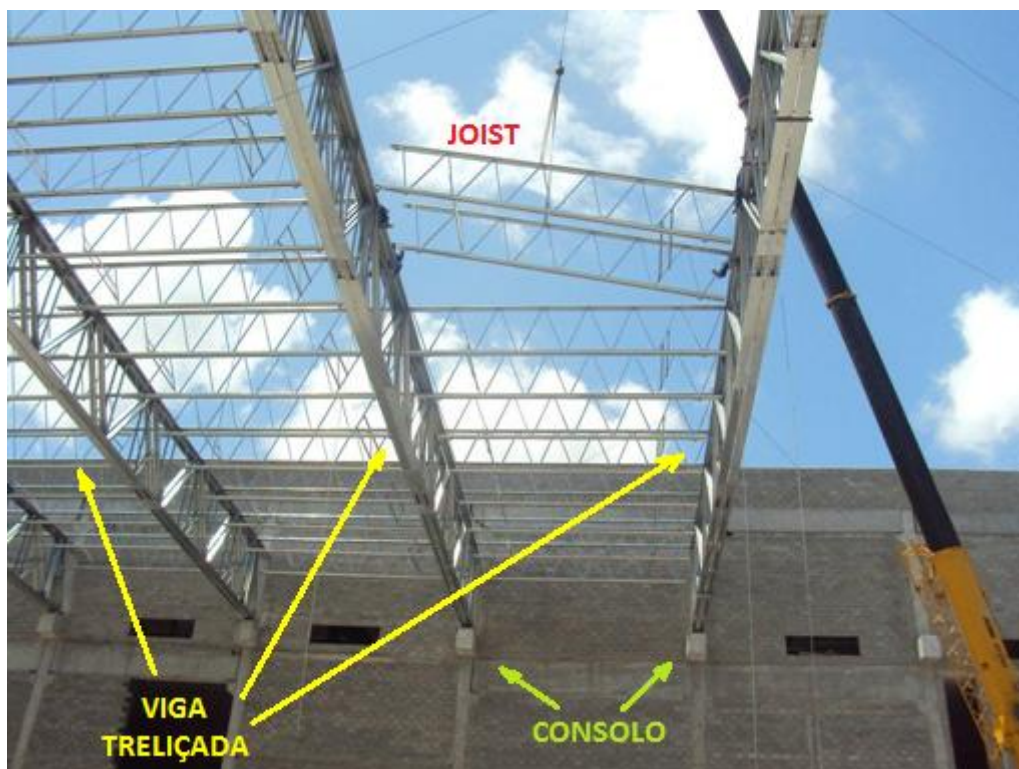


Figura 3 – Instalação dos “joists”

A inclinação dos banzos é de 3° , seguindo a inclinação das telhas.

O vão entre pilares, medido a partir da face do pilar, vale 55,4m. Os apoios das vigas estão a 20 cm da face do pilar. Assim, a distância entre apoios é igual a 55,0 m.

O apoio de uma extremidade restringe as translações horizontal e vertical e o da outra extremidade, apenas a translação vertical.

A altura da viga treliçada é igual a 3 m.

A distância adotada entre montantes é de 2,5 m. Essa distância foi escolhida de modo que o ângulo entre as diagonais e os montantes se aproximasse de 45° , respeitando o vão máximo da telha escolhida, visto que, a cada montante, há um “joist” para apoiá-las.

As dimensões principais adotadas são apresentadas na figura a seguir.

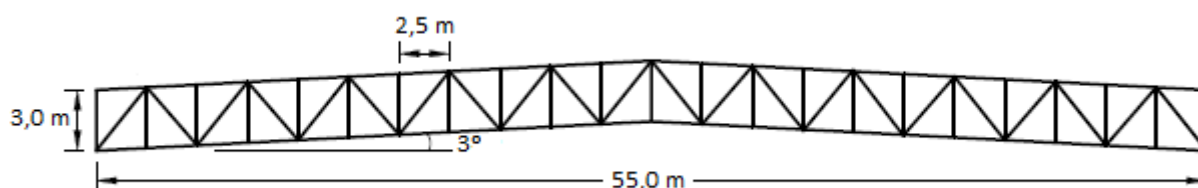


Figura 4 – Dimensões

A figura sem escala apresentada a seguir mostra as instalações do centro de convenções conectadas à estrutura da cobertura. O forro de gesso se pendura no banzo inferior, que também apoia os dutos de ar condicionado.

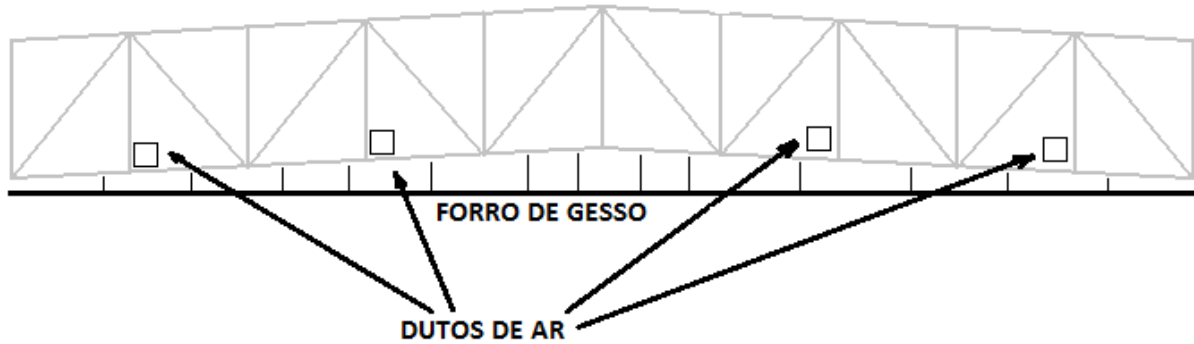


Figura 5 – Disposição dos dutos de ar e do forro de gesso

O modelo estrutural feito no programa computacional SAP2000 [6] é apresentado na figura abaixo. As barras com liberação de rotações nas extremidades são apresentadas com bolinhas nas pontas. O apoio com restrição à translação horizontal é indicado por um triângulo e o apoio sem esta restrição, por um círculo.

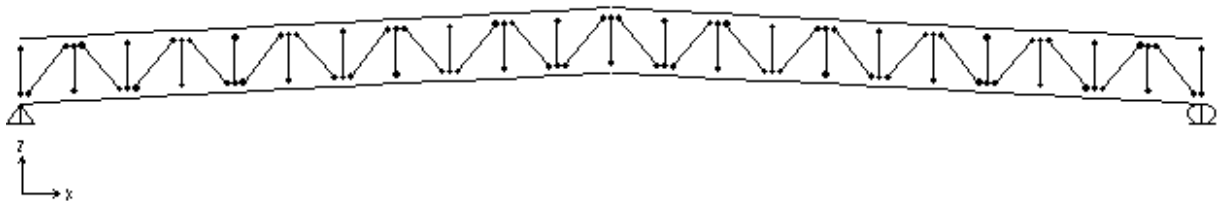


Figura 6 – Modelo estrutural no programa computacional SAP2000

3. Ações

3.1 Ações Permanentes

- Peso próprio

O peso dos perfis da treliça é gerado automaticamente pelo programa SAP 2000.

- Forro de gesso

O forro de gesso adotado é Gyptone Base 31, da empresa Placo Saint Gobain. A especificação técnica do produto é apresentada na figura abaixo.

Gyptone® Base 31

Placas perfuradas ou lisas para forros removíveis que em conjunto compõem ambientes sofisticados. Apresentam borda regular E15 e o acabamento na superfície aparente é em pintura vinílica à base de látex. A face não aparente recebe proteção de um feltro acústico. É recomendado que as instalações de luminárias, ar-condicionado, sistemas de som e incêndio sejam feitas nas placas lisas.

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

Tipo	Acabamento	Padrão de acabamento	Área perfurada (%)	Peso (kg/m ²)	Espessura (mm)	Dimensão da placa (mm)	Módulo do forro (mm)	NRC ⁽¹⁾	CAC ⁽²⁾ (dB)	RH ⁽³⁾ (%)	LR ⁽⁴⁾ (%)
Base 31	pintura vinílica à base látex	liso	-	9,00	12,5	618 x 618	625 x 625	-	37	90	82

(1) NRC – Coeficiente de absorção acústica – plenum de 300 mm com isolamento de Placoglass® de 75 mm de espessura, (2) CAC – Coeficiente de atenuação acústica, (3) RH – Resistência à umidade, (4) LR – Reflectância luminosa. **Absorção acústica:** pode ser alterada em função da altura do plenum ou composição com Placoglass®.

Figura 7 – Especificação técnica do forro de gesso adotado [10]

De acordo com as especificações técnicas, seu peso é igual a 0,09 kN/m². Para considerar outras peças de instalação, considera-se peso total de 0,15 kN/m².

- Dutos para ar condicionado

O peso dos dutos de ar condicionado será estimado em 0,10kN/m².

- “Joists”

Os “joists” utilizados serão semelhantes aos “joists” do projeto original. O peso de cada “joist” foi obtido do desenho original de projeto reproduzido no Apêndice C deste trabalho e é igual a 2,80kN mais 184 parafusos sextavados com porca M10x1,5x25 (aproximadamente 0,10kN), totalizando 2,90kN.

- Telhas

A telha adotada é a telha zipada LR-ZIP 53 de 0,80mm de espessura da Arcelor Mittal [8]. De acordo com as especificações técnicas, seu peso é igual a 0,09kN/m². Adota-se 0,10 kN/m², a fim de considerar peças de fixação.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

Espessura(1)	mm	0,50	0,65	0,80
Peso	Kgf	2,38/m	3,09/m	3,8/m
		5,34/m ²	6,94/m ²	8,56/m ²
Vão(2)	m	1,80	2,20	2,50

(1) Espessura da chapa de aço zincada.

(2) Vãos máximos admissíveis para peça fixada sobre pelo menos três apoios igualmente espaçados.

Vão máximo para sobrecarga de até 100 daN/m² e flecha de L/180.

Figura 8 – Especificação técnica do forro da telha adotada [8]

3.2 Ações Variáveis

- Sobrecarga

A NBR 8800 [2], no seu item B.5.1, diz: “Nas coberturas comuns (telhados), na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 0,25kN/m², em projeção horizontal. Admite-se que essa sobrecarga englobe as cargas decorrentes de instalações elétricas e hidráulicas, de isolamentos térmico e acústico e de pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura, até um limite superior de 0,05kN/m².”

Será adotada a sobrecarga característica mínima prevista na norma, Como as cargas das instalações já foram contabilizadas separadamente, será adotada uma carga de 0,20kN/m².

- Temperatura

O gráfico do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia) mostrado a seguir fornece as temperaturas máximas e mínimas em Fortaleza no período de 1961 a 1990 em função da época do ano.

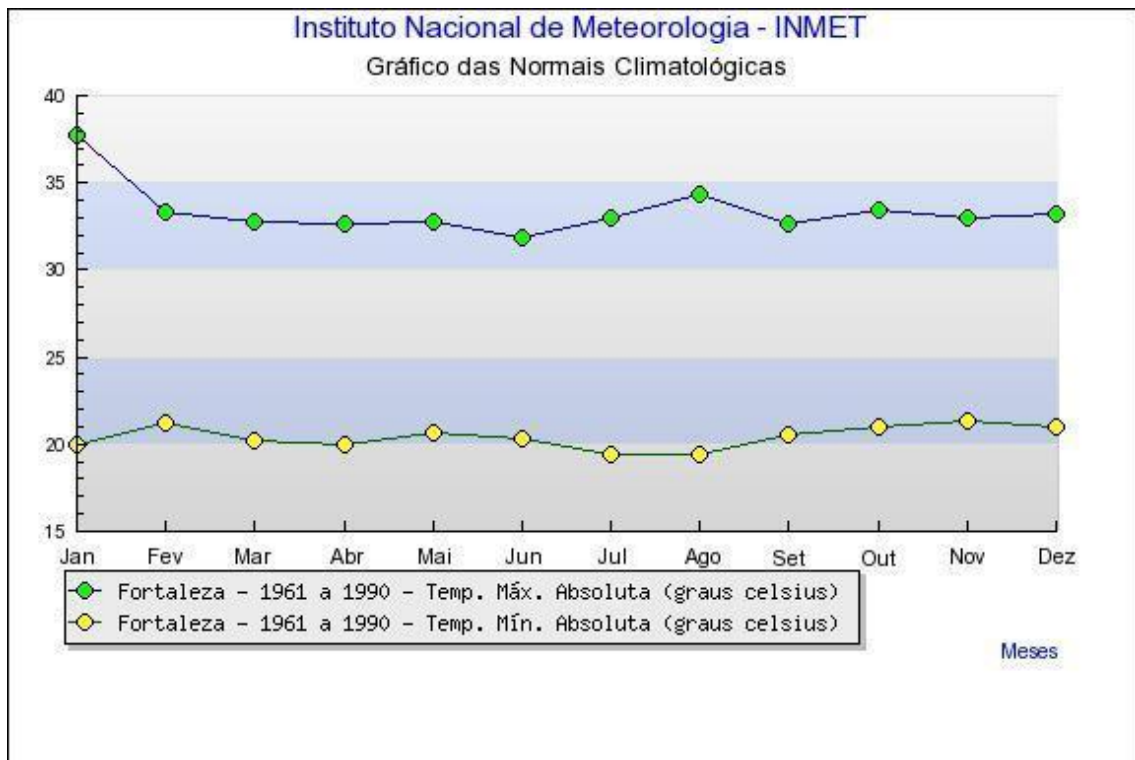


Figura 9 – Temperaturas máximas e mínimas em Fortaleza – INMET [7]

Obtemos do gráfico o valor de 35°C para a temperatura média máxima em Fortaleza e o valor de 20°C para a temperatura mínima.

A NBR 8800 [2], no seu item 4.7.3, diz: “Recomenda-se, para a variação de temperatura da atmosfera, a adoção de um valor considerando 60% da diferença entre as temperaturas médias máxima e mínima, no local da obra, com um mínimo de 10°C.”

$$60\% (\theta_{max} - \theta_{min}) = 60\% (35 - 20) = 9^{\circ}C < 10^{\circ}C$$

Adota-se, então, o valor mínimo recomendado pela NBR 8800 [2], ou seja, 10°C.

OBS: Como a estrutura tem um apoio com restrição de translação no plano da treliça e um apoio livre, a temperatura não causará efeitos de esforços nas barras. No entanto, ela deve ser considerada, pois contribuirá para o deslocamento no apoio livre. Esse apoio será especificado de modo que permita um deslocamento maior que o deslocamento máximo obtido na análise.

- Vento

As cargas de vento serão calculadas segundo a norma NBR 6123 [1].

A figura a seguir, retirada da NBR 6123 [1], apresenta as isopletas de velocidade básica do vento, correspondente à velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

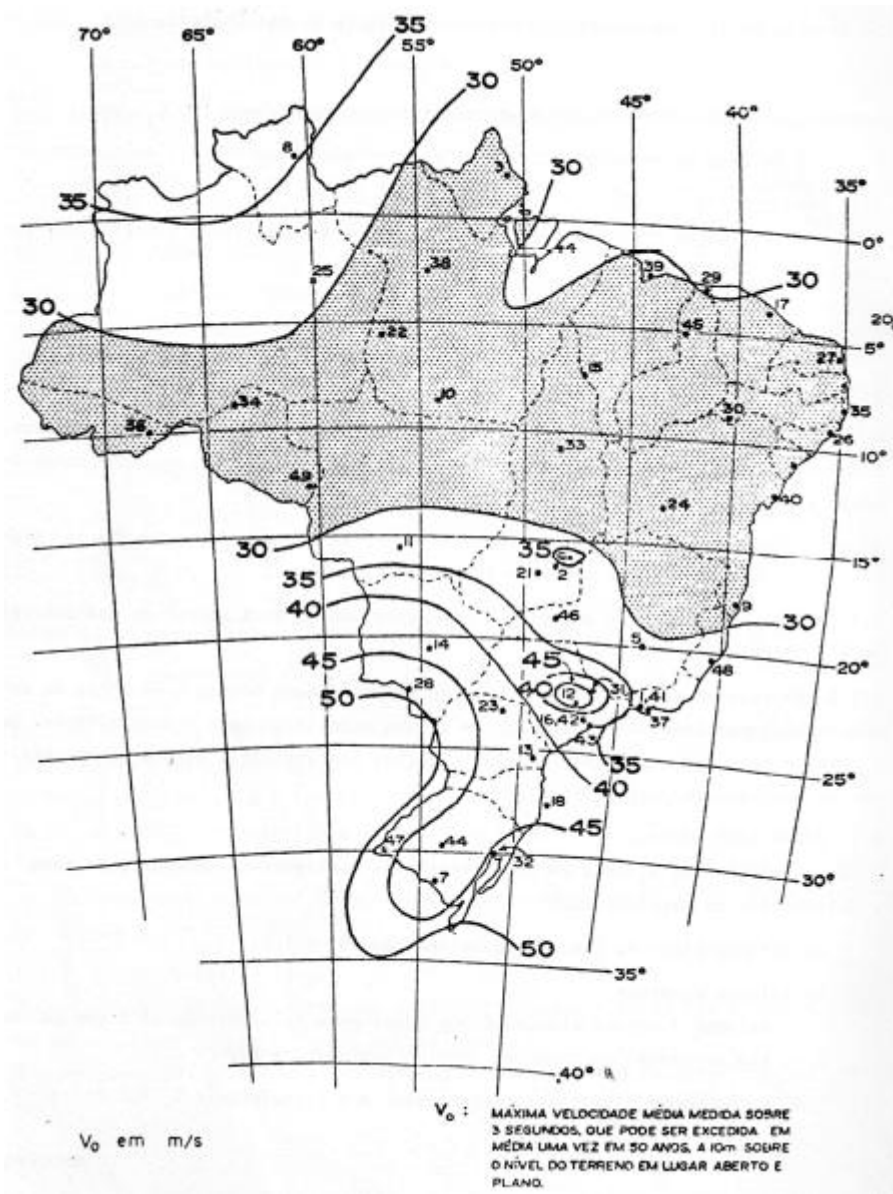


Figura 10 – Isopletas de velocidade básica – NBR 6123 [1]

Estimamos a velocidade básica do vento em Fortaleza, representada no mapa pelo número 17, em 30 m/s.

Fator S_1 (fator topográfico):

$S_1 = 1,0$ (terreno plano ou fracamente acidentado)

Fator S_2 (rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno):

- Rugosidade do terreno: Categoria II – Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.
- Dimensões da edificação: Classe C – Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m.
- Altura acima do nível do terreno: $z = 20\text{m}$.

Assim, obtém-se: $S_2 = 0,96$

Fator S_3 (fator estatístico):

$S_3 = 1,0$ (Grupo 2 – Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação).

Velocidade característica do vento:

$$V_K = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 28,8\text{m/s}$$

Pressão dinâmica:

$$q = 0,613 \cdot V_K^2 = 508\text{N/m}^2$$

Os pavilhões têm as paredes em alvenaria e não possuem janelas nem portas voltadas para o ambiente externo. Serão considerados, portanto, impermeáveis.

Por isso, serão calculados apenas os coeficientes de forma externos, que são obtidos através da tabela 5 (“Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular”) da NBR 6123 apresentada na figura a seguir.

Altura relativa	θ	Valores de C_e para			
		$\alpha = 90^\circ$ (A)		$\alpha = 0^\circ$	
		EF	GH	EG	FH
	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6

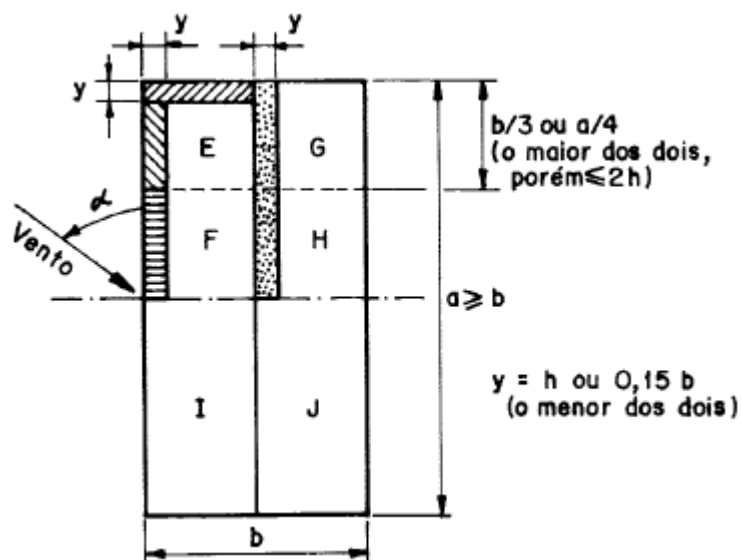
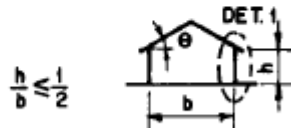


Figura 11 – Tabela 5 da NBR 6123 [1]

Altura relativa: $\frac{h}{b} = \frac{20}{56} < \frac{1}{2}$

Inclinação do telhado: $\theta \cong 5^\circ$

Valores de C_e para $\alpha = 90^\circ$ (direção +X no modelo): -0,9 e -0,4

Valor de C_e para $\alpha = 0^\circ$ (direção +Y no modelo): -0,8

OBS: O prédio tem formato curvo, o que faz com que as treliças não sejam paralelas entre si. No entanto, a distância entre as treliças não difere mais de 10%. Para efeito de cálculo das cargas, será utilizada a maior distância entre treliças (9,65m).

4. Combinações

As combinações de ações foram feitas de acordo com a norma NBR 8800 [2], item 4.7.7.

Combinações últimas			
1	sem temperatura	Sobrecarga	$1,4g+1,4q$
2		Vento +X	$1,0g+1,4v1$
3		Vento +Y	$1,0g+1,4v2$
4	com temperatura	Sobrecarga	$1,4g+1,4q+0,6x1,2t$
5		Vento +X	$1,0g+1,4v1+0,6x1,2t$
6		Vento +Y	$1,0g+1,4v2+0,6x1,2t$

Combinações de serviço		
7	com sobrecarga	$1,0g+0,3q$
8	com temperatura	$1,0g+0,3t$

5. Solução 1: Estrutura em perfis laminados a quente

5.1 Descrição

Esta solução é formada por dois perfis “U” soldados formando um tubo como banzos e cantoneiras como montantes e diagonais. As ligações são soldadas.

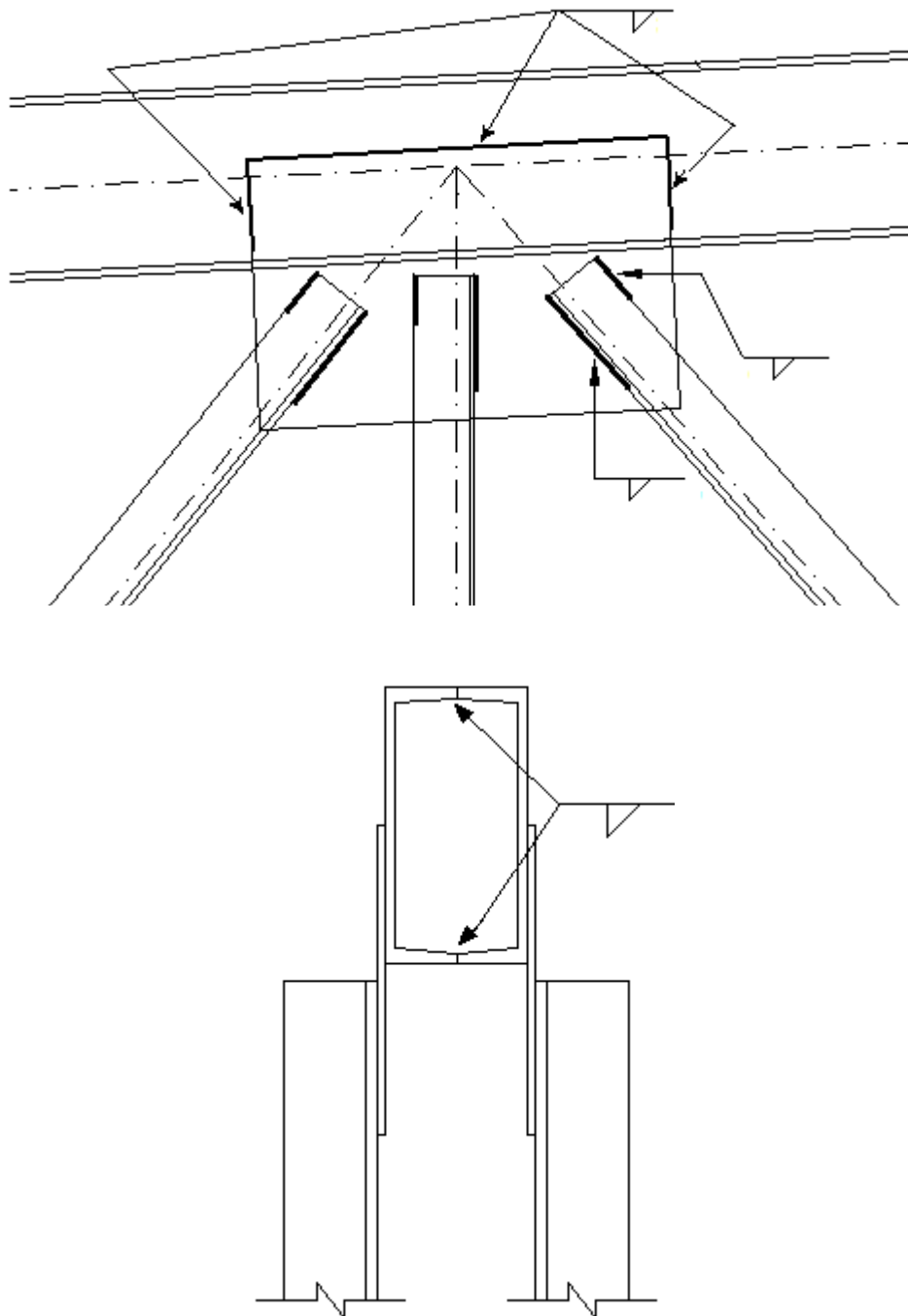


Figura 12 – Nó típico da solução 1

5.2 Material

O aço escolhido para os perfis desta solução foi o ASTM A-36, pois é o aço mais utilizado comercialmente para fabricação de perfis U e cantoneiras. Suas propriedades estão listadas a seguir.

$$E = 200.000\text{MPa}$$

$$G = 77.000\text{MPa}$$

$$f_y = 250\text{MPa}$$

$$f_u = 400\text{MPa}$$

5.3 Análise estrutural

A combinação que fornece os maiores esforços solicitantes é a combinação 1, visto que as ações de sucção de vento presentes nas combinações 2 e 3 não são suficientes para inverter o sinal das tensões.

As figuras a seguir mostram a configuração geral dos diagramas de esforços na estrutura.



Figura 13 – Diagrama de esforços normais – Combinação 1

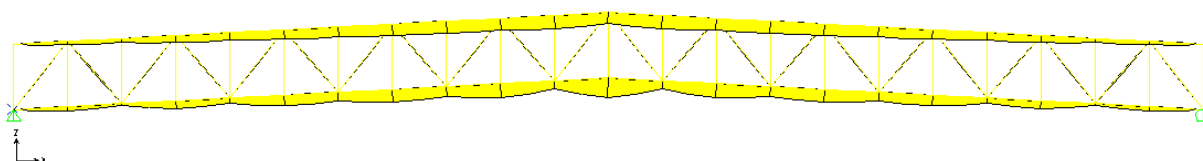


Figura 14 – Diagrama de momentos fletores – Combinação 1

As próximas figuras mostram os valores dos esforços que serão considerados no dimensionamento da estrutura.

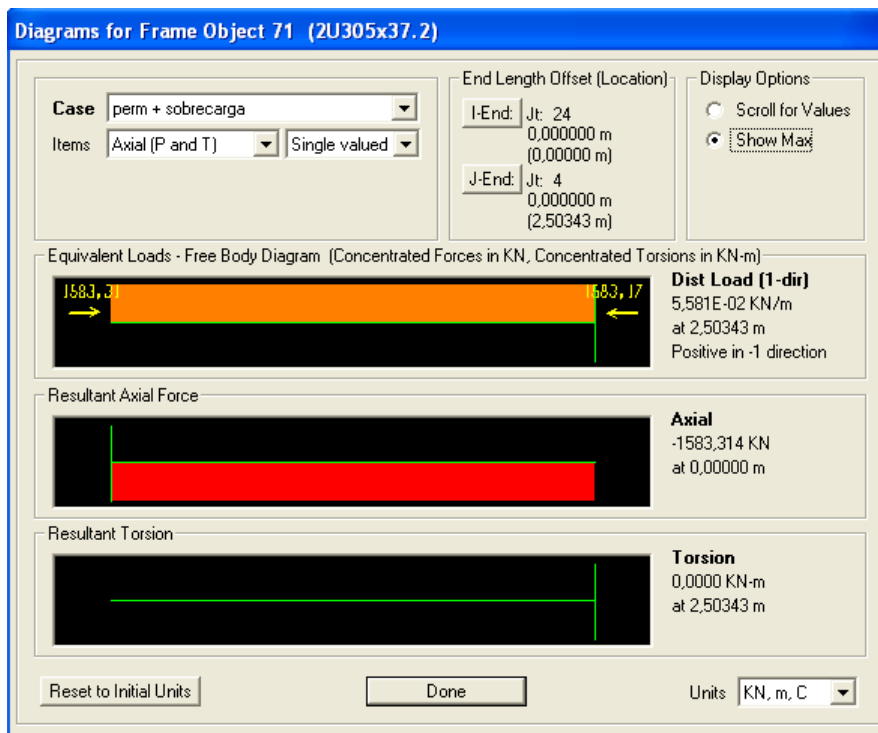


Figura 15 – Máxima compressão no meio do banzo superior: $N_{Sd} = -1583,3$ kN

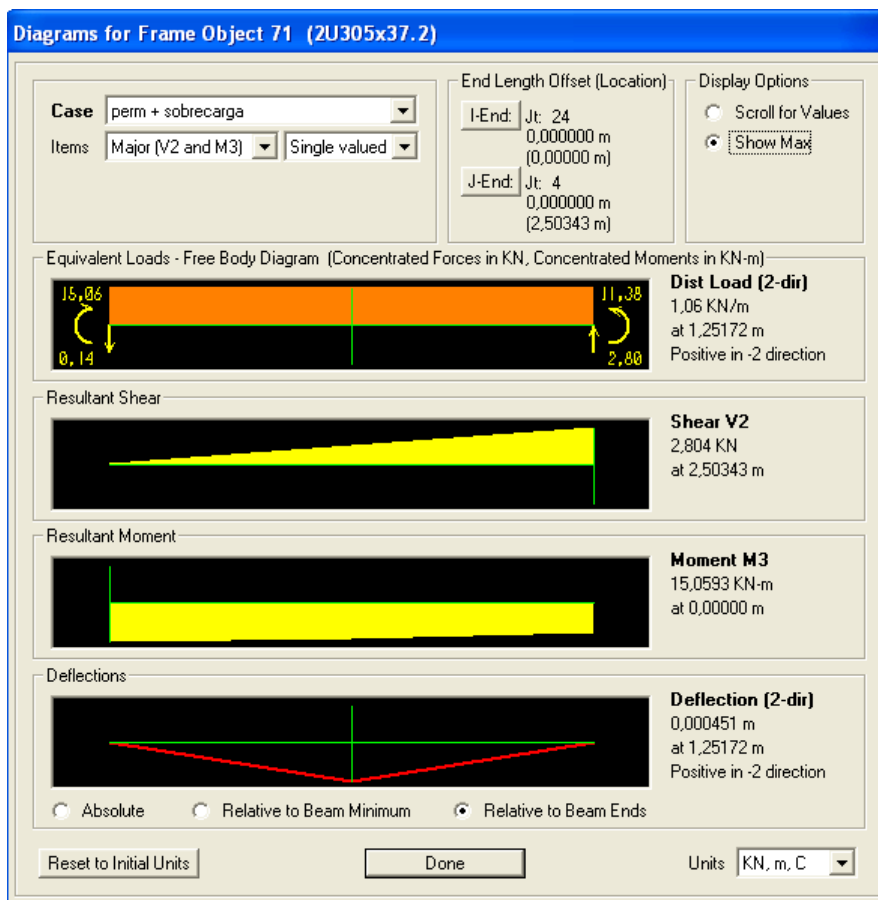


Figura 16 – Momento fletor no meio do banzo superior: $M_{Sd} = 15,06$ kNm

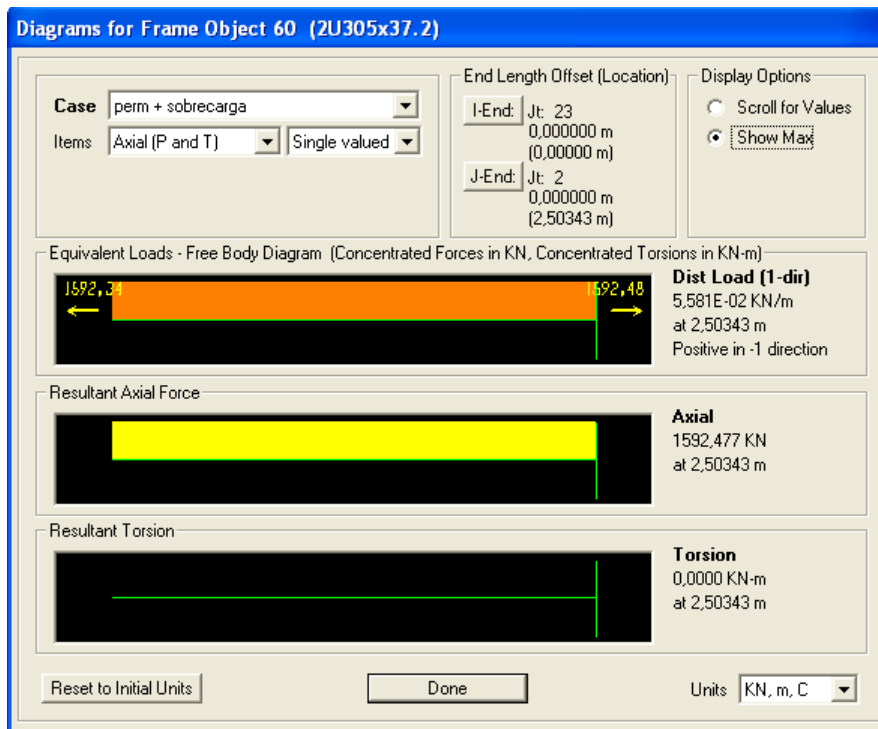


Figura 17 – Máxima tração no meio do banzo inferior: $N_{Sd} = 1592,5 \text{ kN}$

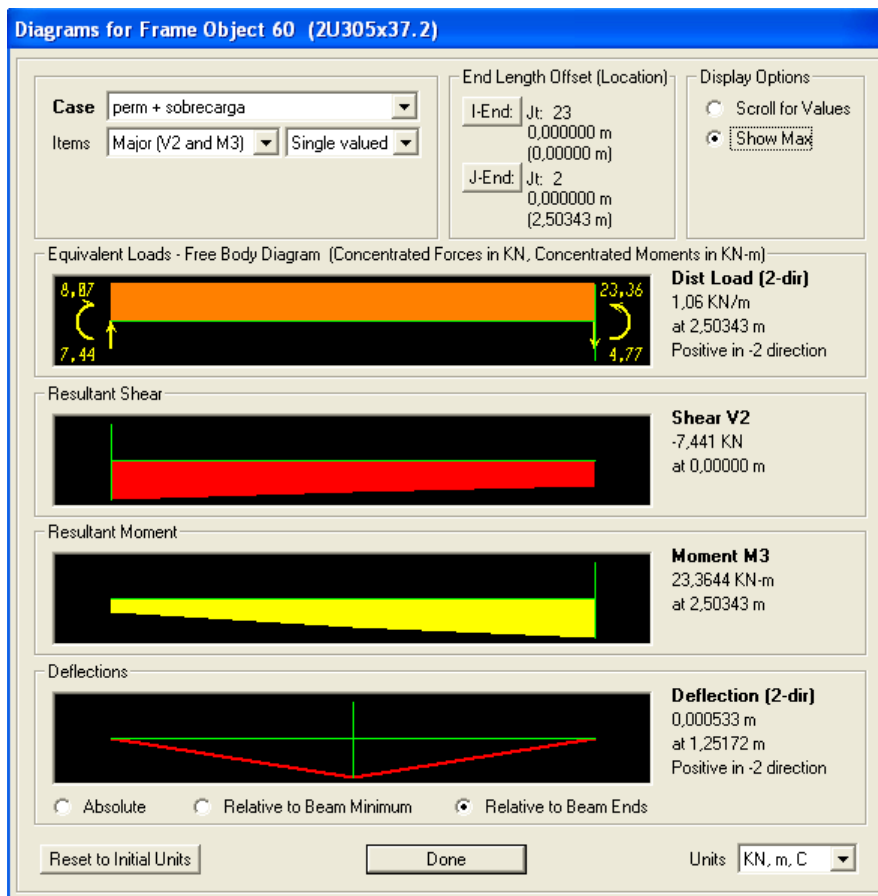


Figura 18 – Momento fletor no meio do banzo inferior: $M_{Sd} = 23,36 \text{ kNm}$

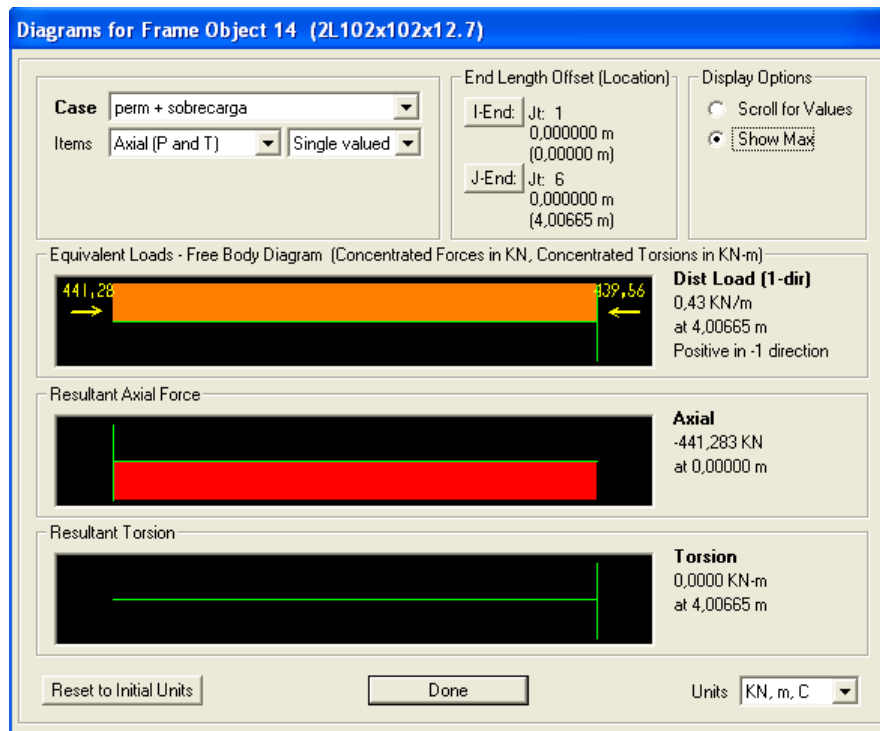


Figura 19 – Máxima compressão nas diagonais: $N_{Sd} = -441,3 \text{ kN}$

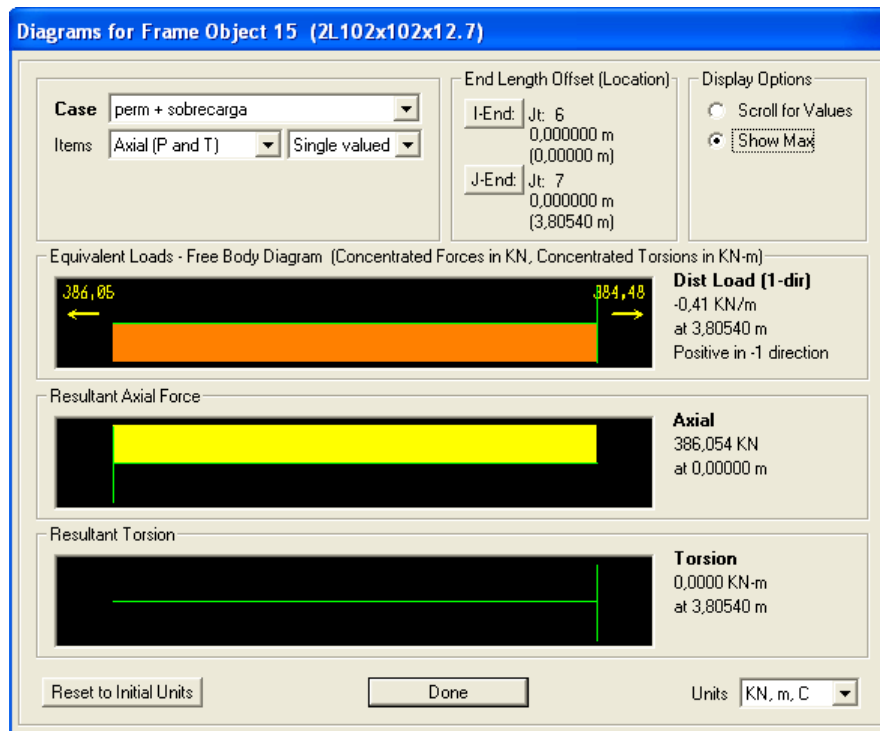


Figura 20 – Máxima tração nas diagonais: $N_{Sd} = 386,1 \text{ kN}$

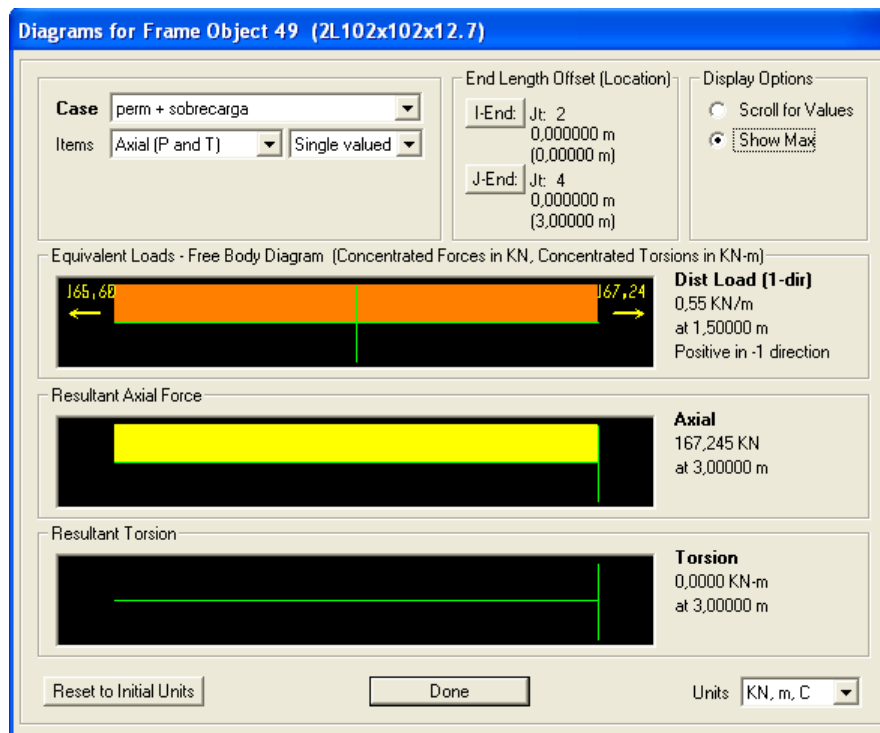


Figura 21 – Máximo esforço normal nos montantes: $N_{Sd} = 167,2 \text{ kN}$

5.4 Dimensionamento dos banzos

Nota-se que os esforços máximos em tração e em compressão são bastante próximos. O dimensionamento será feito para o caso de flexo-compressão, que é determinante.

Os banzos são formados por dois perfis U 305 x 37,2 soldados formando um tubo.

As dimensões e as propriedades do perfil composto são mostradas nas figuras a seguir.

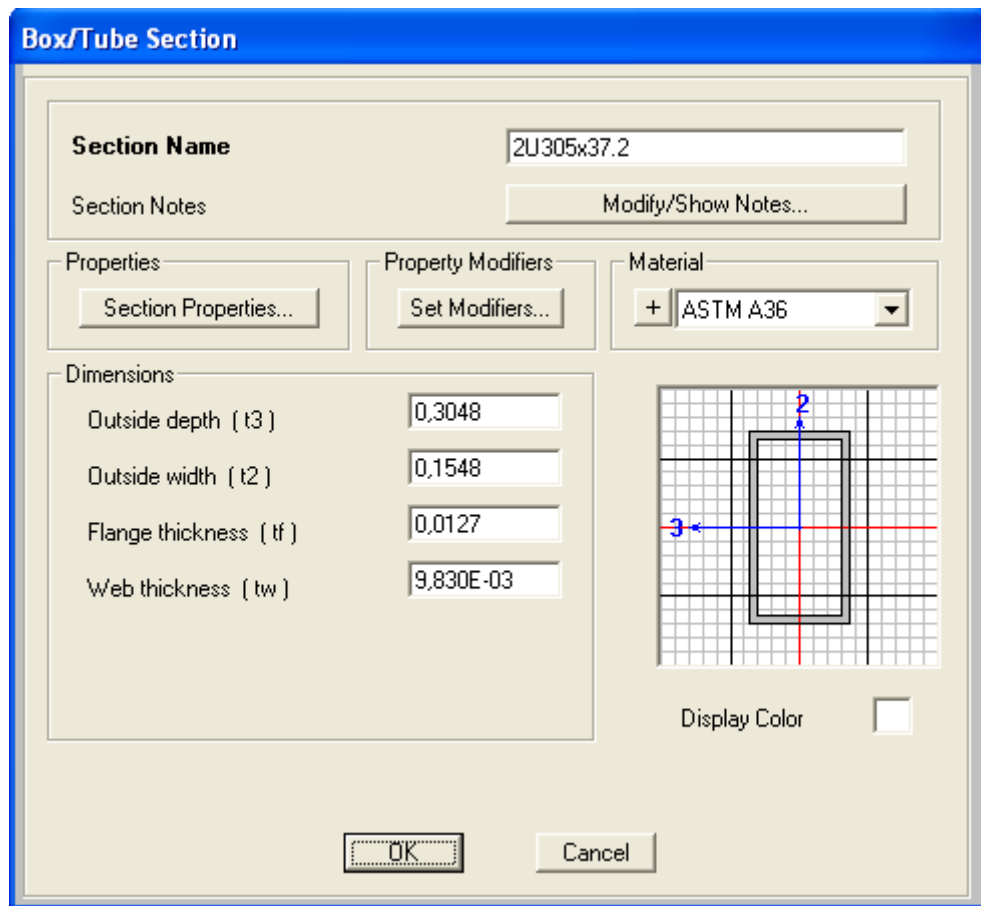


Figura 22 – Dimensões do perfil composto (unidade: m)

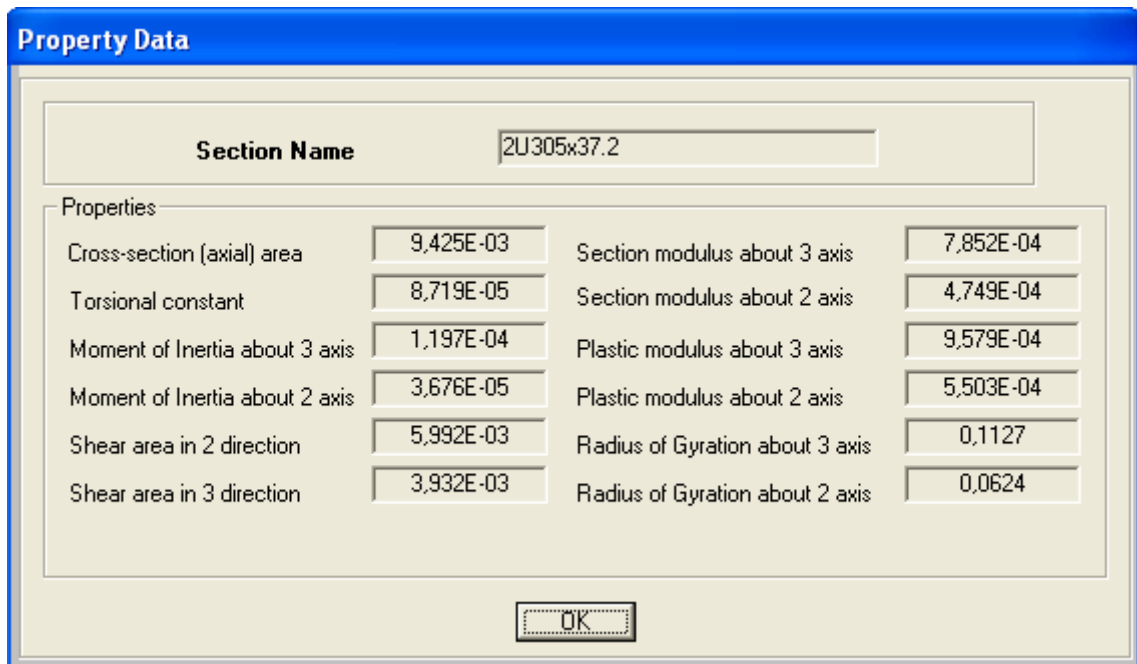


Figura 23 – Propriedades do perfil composto (unidade: m)

Resumo das propriedades do perfil composto:

$$h = 304,8mm$$

$$b_f = 2 \cdot 77,4 = 154,8mm$$

$$t_w = 9,83mm$$

$$t_f = 12,7mm$$

$$A = 94,25cm^2$$

$$I_x = 11.966cm^4$$

$$W_x = 785,2cm^3$$

$$Z_x = 957,9cm^3$$

$$r_x = 11,3cm$$

$$I_y = 3676cm^4$$

$$W_y = 474,9cm^3$$

$$Z_y = 550,3cm^3$$

$$r_y = 6,24cm$$

$$J = 8719cm^4$$

5.4.1 Compressão

A força axial resistente é calculada conforme o item 5.3 da NBR 8800 [2].

Consideração da flambagem local, conforme Anexo F da NBR 8800 [2]:

Alma:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 39,6$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{alma}} = \frac{304,8}{9,83} = 31,0 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 39,6 \quad \text{OK!}$$

Mesa:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 39,6$$

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{mesa}} = \frac{154,8}{12,7} = 12,2 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 39,6 \quad \text{OK!}$$

As relações entre largura e espessura dos componentes da seção não superam os valores-limite. Portanto, o fator de redução total $Q = 1,0$.

Força axial de flambagem elástica:

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 3676}{(1 \cdot 250)^2} = 11.609,8 \text{ kN}$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 94,25 \cdot 25}{11.609,8}} = 0,451 \leq 1,5$$

Fator de redução:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,451^2} = 0,918$$

Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,918 \cdot 1,0 \cdot 94,25 \cdot 25}{1,1} = 1966,4 \text{ kN}$$

5.4.2 Flexão

O momento fletor resistente é calculado conforme o Anexo G da NBR 8800 [2].

FLM (flambagem local da mesa comprimida):

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{154,8}{12,7} = 12,2$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 31,7$$

$$\lambda < \lambda_p$$

FLT (flambagem lateral com torção):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{250}{6,24} = 40,1$$

$$\lambda_p = \frac{0,13 \cdot E}{M_{pl}} \sqrt{J \cdot A} = \frac{0,13 \cdot E}{Z \cdot f_y} \sqrt{J \cdot A} = \frac{0,13 \cdot 20.000}{957,9 \cdot 25} \sqrt{8719 \cdot 94,25} = 98,4$$

$$\lambda < \lambda_p$$

FLA (flambagem local da alma):

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,42 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 68,4$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{304,8}{9,83} = 31,0$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Momento fletor resistente de cálculo:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{957,9 \cdot 25}{1,1} = 21.770 \text{ kNcm} = 217,7 \text{ kNm}$$

5.4.3 Combinação dos esforços de força axial e momento fletor

Para a atuação simultânea de força axial de compressão e momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pela expressão de interação do item 5.5.1.2 da NBR 8800 [2] mostrada a seguir:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} > 0,2:$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{1583,3}{1966,4} = 0,81 > 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{1583,3}{1966,4} + \frac{8}{9} \cdot \frac{15,06}{217,7} = 0,87 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

5.5 Dimensionamento dos montantes e diagonais

Nota-se que o esforço máximo em compressão (441,3 kN) é um pouco maior que o esforço máximo em tração (386,1 kN). O dimensionamento será feito para o caso de compressão, que é determinante.

Os montantes e diagonais são formados por dois perfis L152x152x9,5.

Propriedades geométricas:

$$A = 28,13\text{cm}^2$$

$$I_x = I_y = 641,0\text{cm}^4$$

$$W_x = W_y = 58,1\text{cm}^3$$

$$r_x = r_y = 4,77\text{cm}$$

$$r_{\min} = 3,02\text{cm}$$

$$x_{CG} = 4,17\text{cm}$$

Compressão:

A verificação da limitação do índice de esbeltez é feita conforme o item 5.3.4 da NBR 8800 [2].

$$\frac{k \cdot L}{r_{min}} = \frac{1 \cdot 391}{3,02} = 129,5 < 200 \quad OK!$$

A força axial resistente é calculada conforme o item 5.3 da NBR 8800 [2].

Consideração da flambagem local, conforme Anexo F da NBR 8800 [2]:

$$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 12,7 < \frac{b}{t} = 16,0 < 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 25,7$$

$$Q = 1,340 - 0,76 \cdot \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 1,340 - 0,76 \cdot \frac{152}{9,5} \sqrt{\frac{25}{20.000}} = 0,910$$

A força axial de flambagem elástica para cantoneiras simples conectadas por uma aba é calculada segundo o item E.1.4 da NBR 8800 [2].

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{391}{4,77} = 81,97 > 80$$

$$kL = 32 \cdot r_x + 1,25 \cdot L_x = 32 \cdot 4,77 + 1,25 \cdot 391 = 641,4 \text{ cm}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 641,0}{641,4^2} = 307,6 \text{ kN}$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{0,910 \cdot 28,13 \cdot 25}{307,6}} = 1,442 < 1,5$$

Fator de redução:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{1,442^2} = 0,419$$

Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,419 \cdot 0,910 \cdot 28,13 \cdot 25}{1,1} = 243,77 \text{ kN}$$

Como são utilizadas duas cantoneiras,

$$N_{c,Rd} = 2 \cdot 243,77 = 487,5 \text{ kN} > N_{Sd} = 441,3 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

5.6 Dimensionamento das ligações

Os montantes e diagonais são conectados à chapa através de uma chapa “gusset”.
Utilizam-se solda de filete e eletrodo E70 ($f_w = 485 \text{ MPa}$).

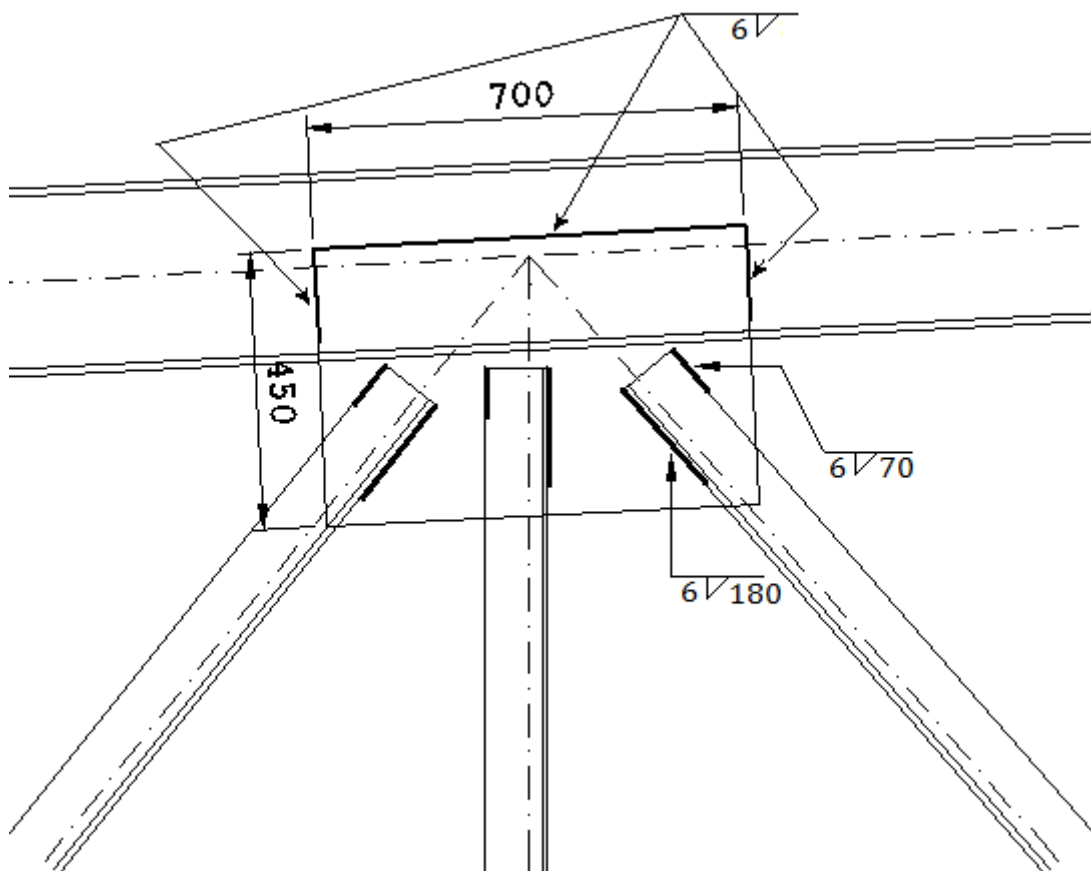


Figura 24 – Nó de ligação

O dimensionamento da ligação é feito segundo o item 6.2 da NBR 8800 [2].

$$F_{w,Rd} = \frac{0,60 \cdot A_w \cdot f_w}{\gamma_{w2}}$$

$$A_w = t \cdot l = 0,7 \cdot b \cdot l$$

Para que não haja efeitos de momento na ligação, as forças transferidas pelos cordões de solda l_1 (menor) e l_2 (maior) devem produzir momento nulo em relação ao centro de gravidade do perfil.

A tabela 10 da NBR 8800 [2] estabelece o tamanho mínimo da perna de uma solda de filete, em função da parte menos espessa soldada: $b_{\min} = 5\text{mm}$.

A espessura adotada é $b = 6\text{mm}$.

$$\sum M = 11,03 \cdot l_1 - 4,17 \cdot l_2 = 0$$

$$\sum F = (l_1 + l_2) \cdot \frac{0,60 \cdot 0,7 \cdot 6 \cdot 485}{1,35} - \frac{441.300}{2} = 0$$

Das equações, obtém-se $l_1 = 66,9\text{mm}$ e $l_2 = 177,0\text{mm}$.

Adota-se $l_1 = 70\text{mm}$ e $l_2 = 180\text{mm}$.

5.7 Verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos

A NBR 8800 [2] estabelece, em seu Anexo C, o deslocamento máximo de vigas de cobertura em $L/250$, onde L é vão entre apoios.

A figura a seguir mostra o máximo deslocamento vertical da estrutura, que ocorre na combinação 7 e vale 11,7 cm.

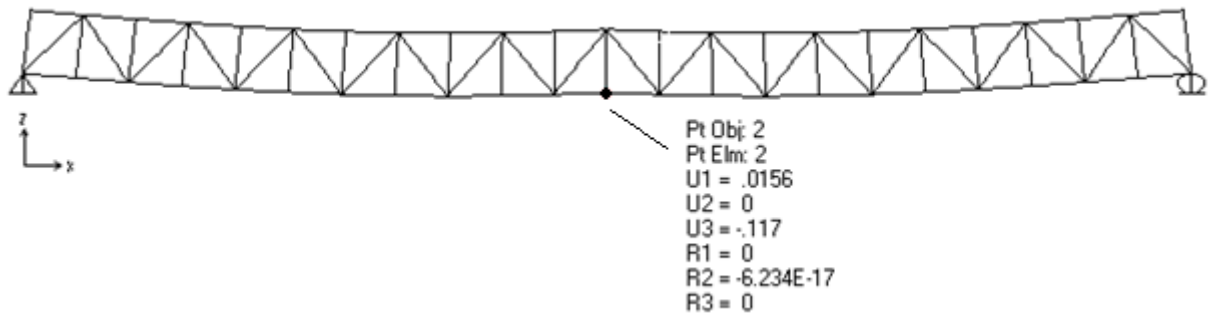


Figura 25 – Estrutura deformada – Combinação 7

$$\delta = 11,7\text{cm} < \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22,0\text{cm} \quad \text{OK!}$$

6. Solução 2: Estrutura em perfis formados a frio

6.1 Descrição

Esta solução é formada por perfis U enrijecidos. As ligações são parafusadas.

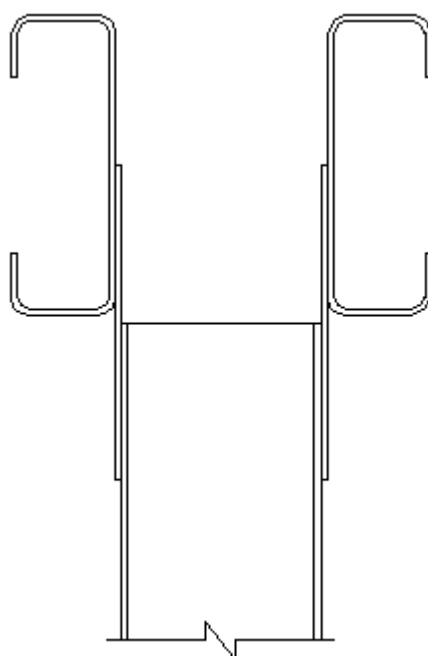
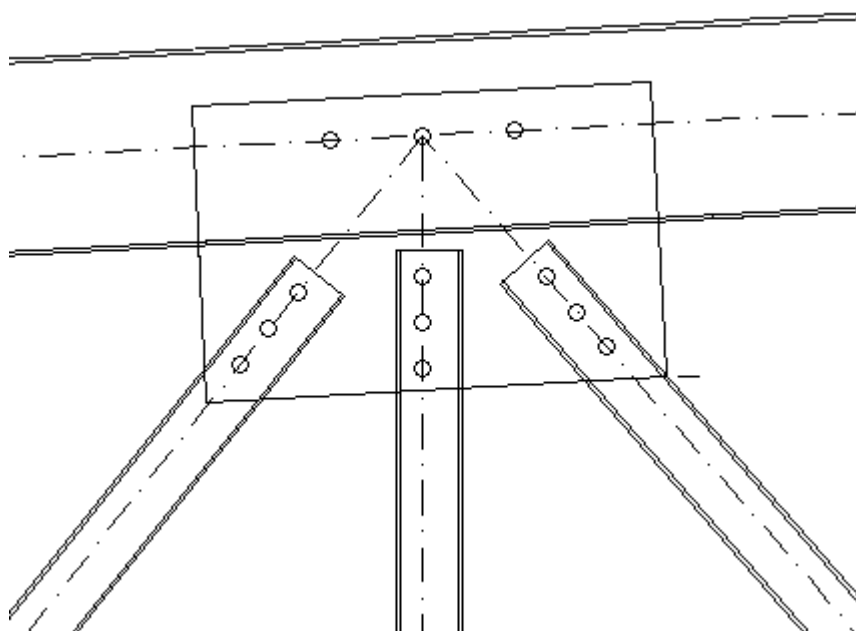


Figura 26 – Nó típico da solução 2

6.2 Material

Aço ASTM A-572 Grau 50

$$E = 200.000MPa$$

$$G = 77.000MPa$$

$$f_y = 345MPa$$

$$f_u = 450MPa$$

6.3 Análise estrutural

A combinação que fornece os maiores esforços solicitantes é a combinação 1, visto que as ações de sucção de vento presentes nas combinações 2 e 3 não são suficientes para inverter o sinal das tensões.

As figuras a seguir mostram a configuração geral dos diagramas de esforços na estrutura.

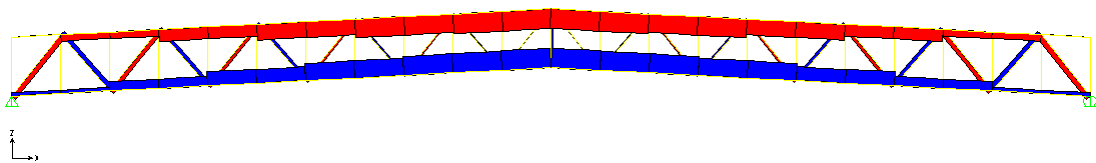


Figura 27 – Diagrama de esforços normais – Combinação 1

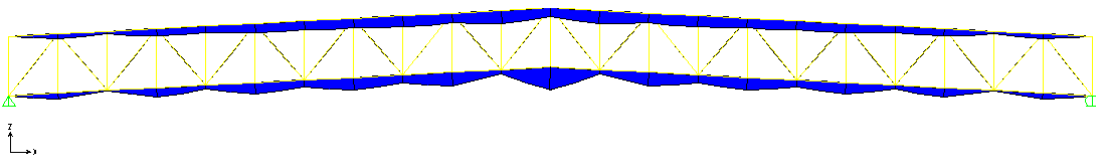


Figura 28 – Diagrama de momentos fletores – Combinação 1

As próximas figuras mostram os valores dos esforços que serão considerados no dimensionamento da estrutura.

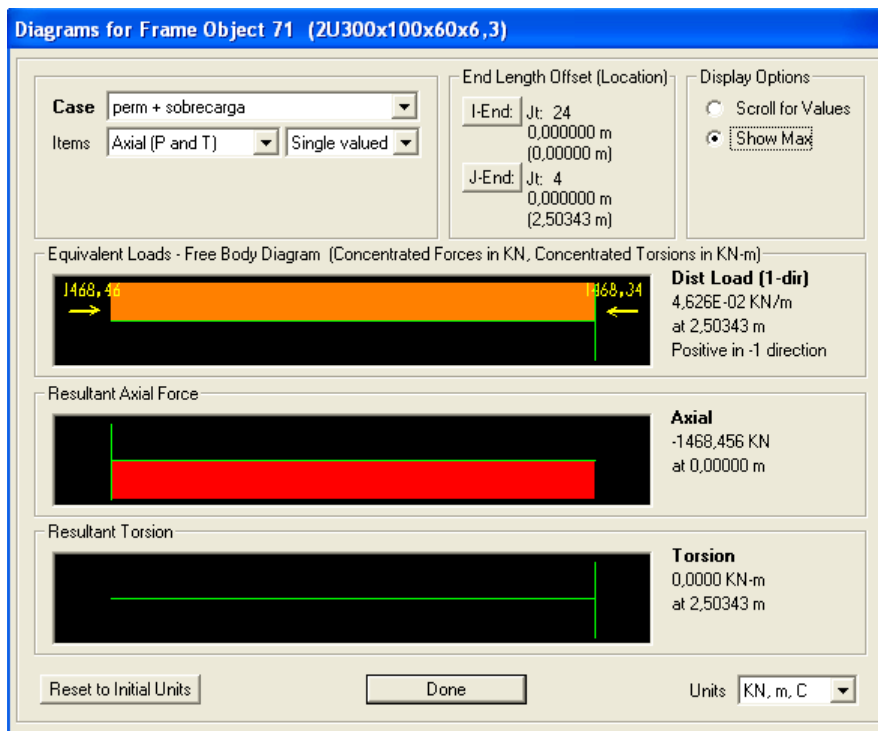


Figura 29 – Máxima compressão no meio do banzo superior: $N_{Sd} = -1468,5 \text{ kN}$

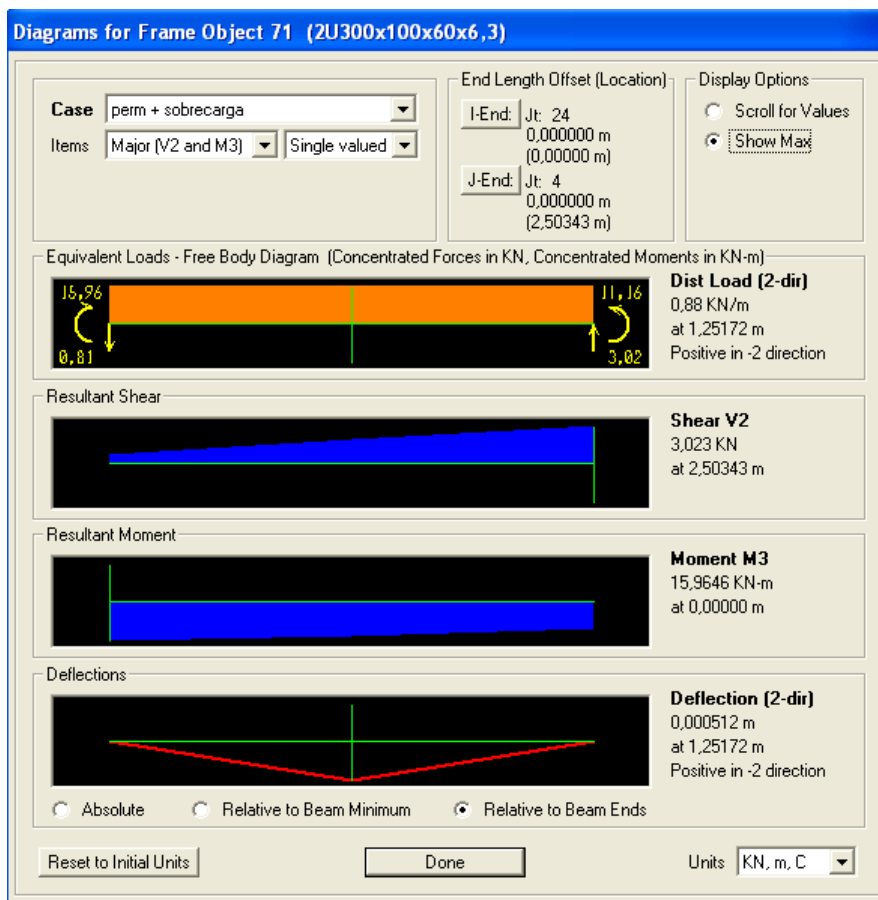


Figura 30 – Momento fletor no meio do banzo superior: $M_{Sd} = 15,96 \text{ kN}$

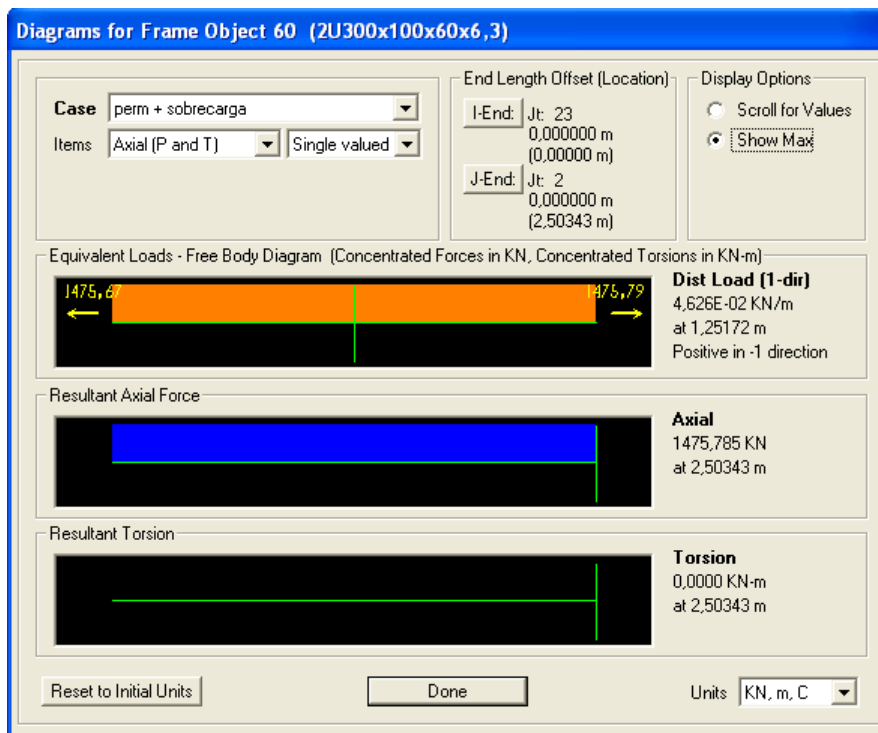


Figura 31 – Máxima tração no meio do banzo inferior: $N_{Sd} = 1475,8 \text{ kN}$

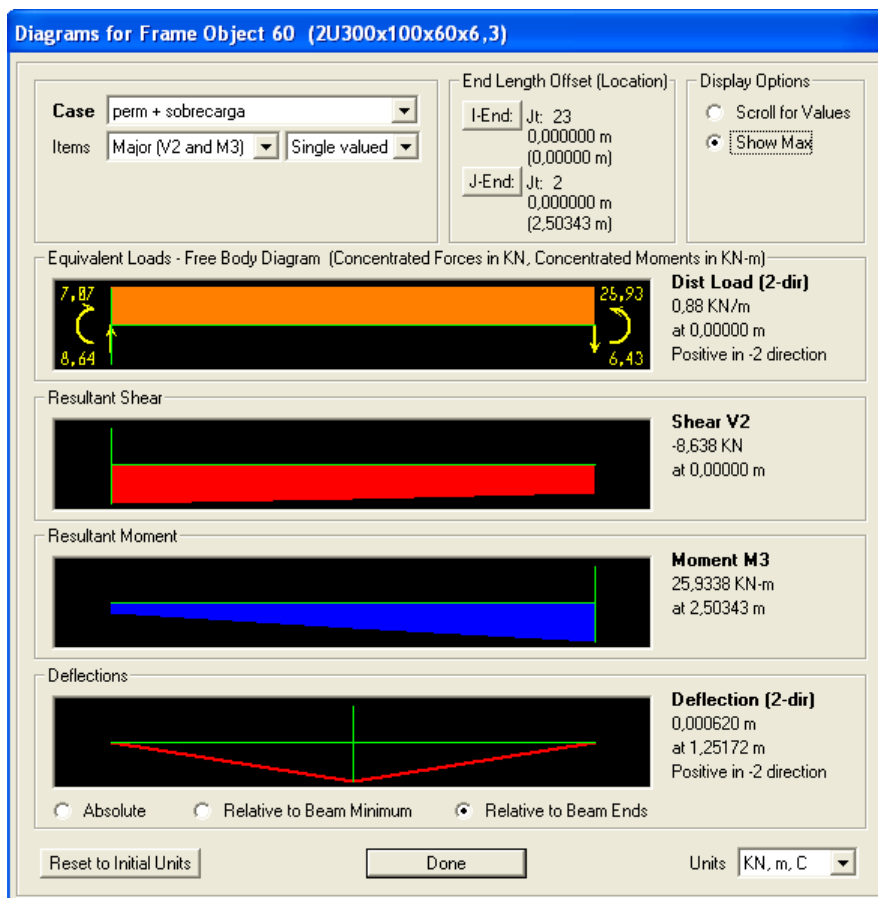


Figura 32 – Momento fletor no meio do banzo inferior: $M_{Sd} = 25,93 \text{ kNm}$

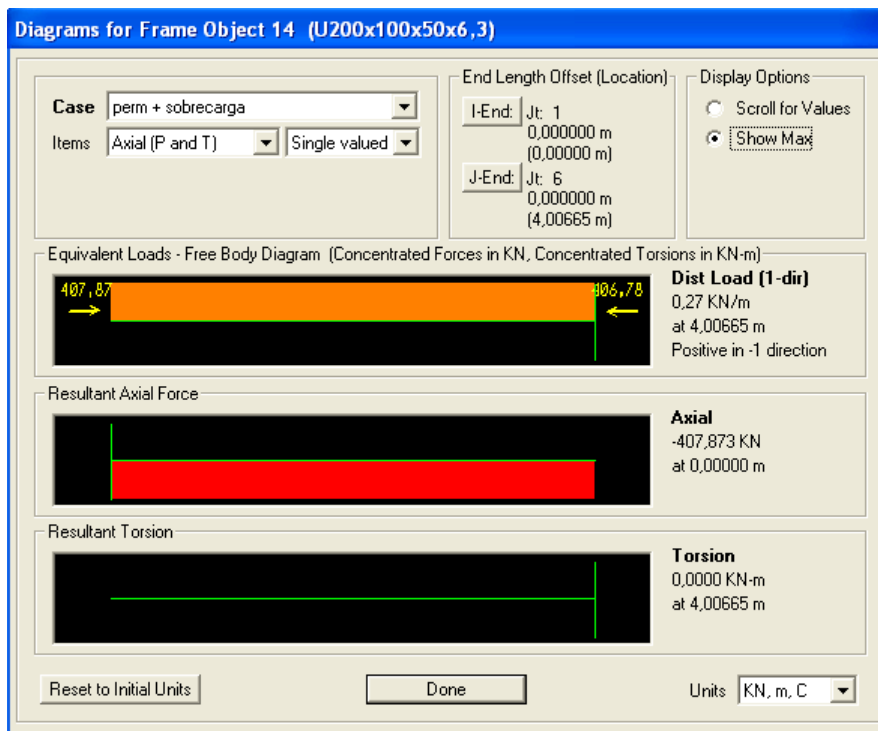


Figura 33 – Máxima compressão nas diagonais: $N_{sd} = -407,9$ kN

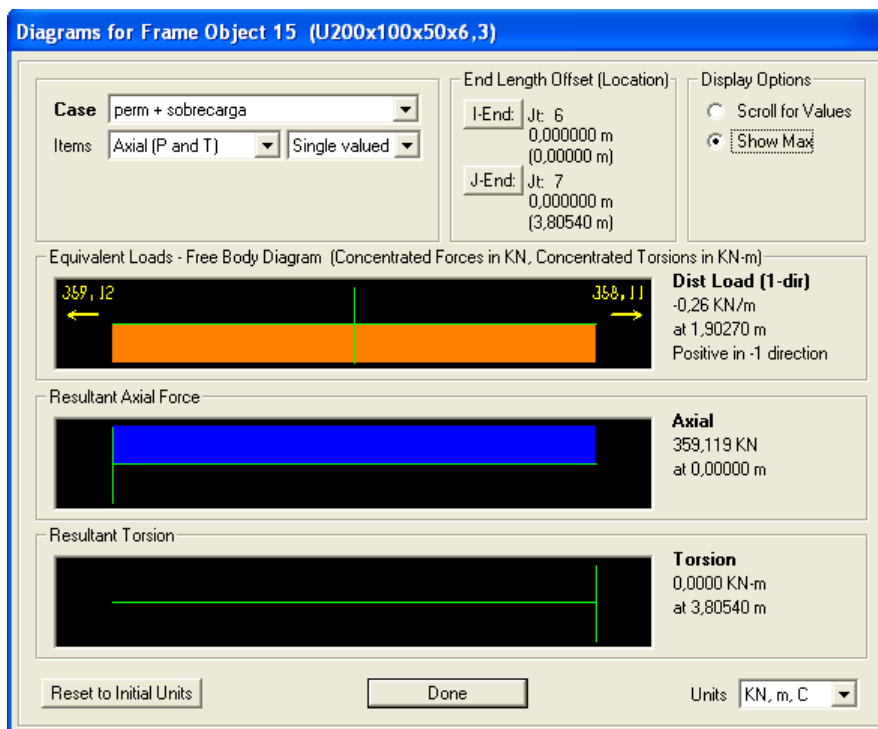


Figura 34 – Máxima tração nas diagonais: $N_{sd} = 359,1$ kN

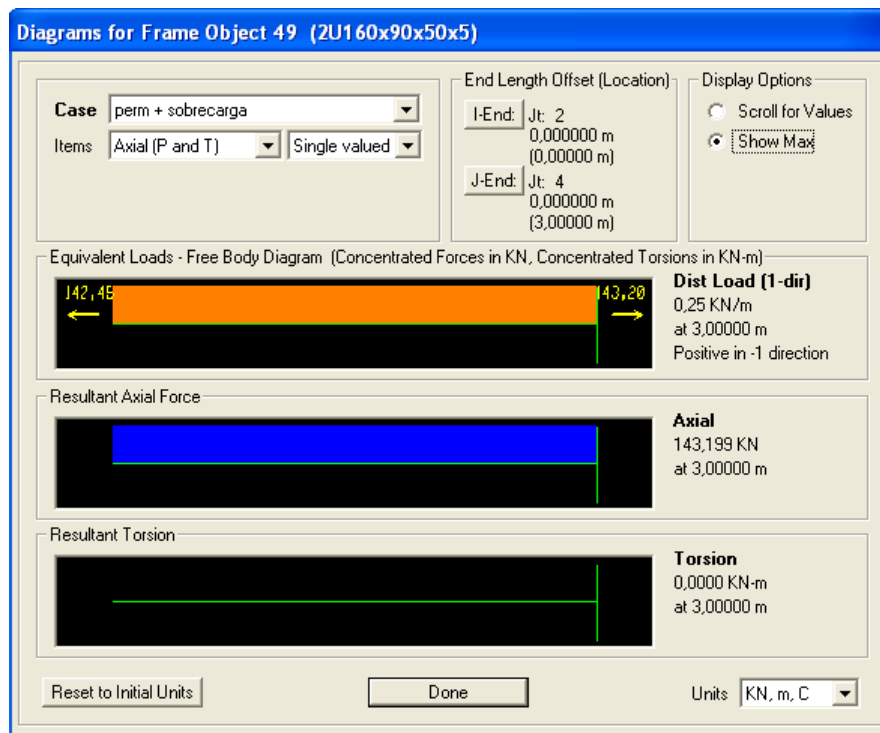


Figura 35 – Máximo esforço normal nos montantes: $N_{Sd} = 143,2 \text{ kN}$

6.4 Dimensionamento dos banzos

Nota-se que os esforços máximos em tração e em compressão são bastante próximos. O dimensionamento será feito para o caso de flexo-compressão, que é determinante.

O perfil escolhido é o U enrijecido U 300 x 100 x 60 x 6,3.

Propriedades geométricas:

$$A = 39,06 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 5363,82 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 684,19 \text{ cm}^4$$

$$J = 5,17 \text{ cm}^4$$

$$x_{cg} = 3,55 \text{ cm}$$

$$y_{cg} = 15 \text{ cm}$$

$$x_s = -5,64 \text{ cm}$$

$$y_s = 15 \text{ cm}$$

$$C_w = 170.799,26 \text{ cm}^6$$

$$W = \frac{I_x}{y} = \frac{5363,82}{15} = 357,6\text{cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{5363,82}{39,06}} = 11,72\text{cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{684,19}{39,06}} = 4,19\text{cm}$$

$$x_0 = x_s - x_{cg} = 3,55 + 5,64 = 9,19\text{cm}$$

$$y_0 = y_s - y_{cg} = 0$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} = \sqrt{11,72^2 + 4,19^2 + 9,19^2 + 0^2} = 15,47\text{cm}$$

6.4.1 Compressão

A força axial resistente de cálculo é calculada conforme o item 9.7 da NBR 14762 [3].

Flambagem global:

A força axial de compressão resistente de cálculo para flambagem global é calculada conforme o item 9.7.2 da NBR 14762 [3].

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(k_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 5363,82}{(1 \cdot 250)^2} = 16.940,4\text{kN}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 684,19}{(1 \cdot 250)^2} = 2.160,9\text{kN}$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = \frac{1}{15,47^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 170.799,26}{(1 \cdot 250)^2} + 7700 \cdot 5,17 \right]$$

$$= 2.420,3 \text{ kN}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right]$$

$$= \frac{16.940,4 + 2.420,3}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{9,19}{15,47} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 16.940,4 \cdot 2.420,3 \cdot \left[1 - \left(\frac{9,19}{15,47} \right)^2 \right]}{(16.940,4 + 2.420,3)^2}} \right]$$

$$= 2.293,6 \text{ kN}$$

Força axial de flambagem global elástica:

$$N_e = \text{mínimo}(N_{ey}, N_{exz}) = 2.160,9 \text{ kN}$$

Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{39,06 \cdot 34,5}{2.160,9}} = 0,790$$

Fator de redução da força axial de compressão resistente associado à flambagem global:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,790^2} = 0,770$$

A força axial de flambagem local elástica é obtida através do programa CUFSM * [11], multiplicando-se o fator de carga apresentado no Apêndice A.3 deste trabalho pela área da seção transversal do perfil.

*CUFSM (Cornell University – Finite Strip Method) é um programa desenvolvido por Ben Schafer que utiliza o Método das Faixas Finitas para a análise da flambagem elástica de perfis de seção aberta e paredes finas submetidas a qualquer distribuição de tensões normais nas extremidades. É importante ressaltar que não deve haver aplicação de carregamentos, variação de seção ou variação de condições de contorno ao longo do comprimento (condições fundamentais do Método das Faixas Finitas).

$$N_1 = 44,6941 \cdot 39,06 = 1.745,8\text{kN}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{N_1}} = \sqrt{\frac{0,770 \cdot 39,06 \cdot 34,5}{1.745,8}} = 0,771 < 0,776$$

$$A_{ef} = A$$

Força axial de compressão resistente para flambagem global:

$$N_{c,Rd1} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,770 \cdot 39,06 \cdot 34,5}{1,2} = 864,7\text{kN}$$

Flambagem distorcional:

A força axial de compressão resistente de cálculo para barras com seção transversal aberta sujeitas à flambagem distorcional é calculada conforme o item 9.7.3 da NBR 14762 [3].

A força axial de flambagem distorcional elástica é obtida através do programa CUFSM [11], multiplicando-se o fator de carga apresentado no Apêndice A.4 pela área da seção transversal do perfil.

$$N_{dist} = 59,8044 \cdot 39,06 = 2.336,0\text{kN}$$

Índice de esbelteza reduzido associado à flambagem distorcional:

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{dist}}} = \sqrt{\frac{39,06 \cdot 34,5}{2.336,0}} = 0,760$$

Fator de redução:

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_{dist}^{1,2}} = \left(1 - \frac{0,25}{0,771^{1,2}}\right) \cdot \frac{1}{0,771^{1,2}} = 0,851$$

Força axial de compressão resistente para flambagem distorcional:

$$N_{c,Rd2} = \frac{\chi_{dist} \cdot A \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,851 \cdot 39,06 \cdot 34,5}{1,2} = 955,7\text{kN}$$

Força axial de compressão resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \text{mínimo}(N_{c,Rd1}, N_{c,Rd2}) = 864,7\text{kN}$$

6.4.2 Flexão

O momento fletor resistente de cálculo é calculado conforme o item 9.8.2 da NBR 14762 [3].

Flambagem global:

Momento fletor de flambagem lateral com torção em regime elástico:

$$M_e = C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ex} \cdot N_{ez}} = 1,0 \cdot 15,47 \cdot \sqrt{16.940,4 \cdot 2.420,3} = 99.057\text{kNcm}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_e}} = \sqrt{\frac{357,6 \cdot 34,5}{99.057}} = 0,353 < 0,6 \quad \rightarrow \quad \chi_{FLT} = 1,0$$

O momento fletor de flambagem local elástica é obtido através do programa CUFSM [11], multiplicando-se o fator de carga apresentado no Apêndice A.6 deste trabalho pelo módulo de resistência elástico à flexão W da seção.

$$M_l = 218,3508 \cdot 357,588 = 78.080\text{kNcm}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi_{FLT} \cdot W \cdot f_y}{M_l}} = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 357,6 \cdot 34,5}{78.080}} = 0,398 < 0,673 \quad \rightarrow \quad W_{ef} = W$$

Momento fletor resistente para flambagem global:

$$M_{Rd1} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{1,0 \cdot 357,6 \cdot 34,5}{1,2} = 10.281\text{kNcm} = 102,8\text{kNm}$$

Flambagem distorcional:

O momento fletor de flambagem distorcional elástica é obtido através do programa CUFSM [11], multiplicando-se o fator de carga apresentado no Apêndice A.7 deste trabalho pelo módulo de resistência elástico à flexão W da seção.

$$M_{\text{dist}} = 146,5873 \cdot 357,588 = 52.418 \text{ kNcm}$$

Índice de esbeltez reduzido referente à flambagem distorcional:

$$\lambda_{\text{dist}} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{\text{dist}}}} = \sqrt{\frac{357,6 \cdot 34,5}{52.418}} = 0,485 < 0,673 \quad \rightarrow \quad \chi_{\text{dist}} = 1,0$$

Momento fletor resistente para flambagem distorcional:

$$M_{\text{Rd2}} = \frac{\chi_{\text{dist}} \cdot W \cdot f_y}{\gamma} = \frac{1,0 \cdot 357,6 \cdot 34,5}{1,2} = 10.281 \text{ kNcm} = 102,8 \text{ kNm}$$

Momento fletor resistente de cálculo:

$$M_{\text{Rd}} = \text{mínimo}(M_{\text{Rd1}}, M_{\text{Rd2}}) = 102,8 \text{ kNm}$$

6.4.3 Combinação dos esforços de força axial e momento fletor

Para a atuação simultânea de força axial de compressão e momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pela expressão de interação do item 9.9 da NBR 14762 [3] mostrada a seguir:

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{N_{\text{Rd}}} + \frac{M_{\text{Sd}}}{M_{\text{Rd}}} \leq 1,0$$

$$\frac{1468,5}{2 \cdot 864,7} + \frac{16,0}{2 \cdot 102,8} = 0,93 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

6.5 Dimensionamento dos montantes e diagonais

Nota-se que o esforço máximo em compressão (407,9 kN) é um pouco maior que o esforço máximo em tração (359,1 kN). Neste item o dimensionamento será feito para o caso de compressão. O dimensionamento à tração é apresentado no item de ligações.

O perfil escolhido é o U enrijecido U200x100x50x6,3.

Propriedades geométricas:

$$A = 31,5\text{cm}^2$$

$$I_x = 2047,5\text{cm}^4$$

$$I_y = 546,0\text{cm}^4$$

$$J = 4,17\text{cm}^4$$

$$x_{cg} = 4,00\text{cm}$$

$$y_{cg} = 10,00\text{cm}$$

$$x_s = -5,90\text{cm}$$

$$y_s = 10,00\text{cm}$$

$$C_w = 70.538,46\text{cm}^6$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{2047,5}{31,5}} = 8,06\text{cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{546,0}{31,5}} = 4,16\text{cm}$$

$$x_0 = x_s - x_{cg} = 5,90 + 4,00 = 9,90\text{cm}$$

$$y_0 = y_s - y_{cg} = 0$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2} = \sqrt{8,06^2 + 4,16^2 + 9,90^2 + 0^2} = 13,43\text{cm}$$

Flambagem global:

A força axial de compressão resistente de cálculo para flambagem global é calculada conforme o item 9.7.2 da NBR 14762 [3].

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(k_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 2047,5}{(1 \cdot 391)^2} = 2643,6\text{kN}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexão em relação ao eixo principal y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 546,0}{(1 \cdot 391)^2} = 705,0\text{kN}$$

Força axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(k_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right] = \frac{1}{13,43^2} \cdot \left[\frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 70.538,46}{(1 \cdot 391)^2} + 7700 \cdot 4,17 \right] \\ = 683,0\text{kN}$$

Força axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \\ = \frac{2643,6 + 683,0}{2 \cdot \left[1 - \left(\frac{9,90}{13,43} \right)^2 \right]} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot 2643,6 \cdot 683,0 \cdot \left[1 - \left(\frac{9,90}{13,43} \right)^2 \right]}{(2643,6 + 683,0)^2}} \right] \\ = 590,7\text{kN}$$

Força axial de flambagem global elástica:

$$N_e = \text{mínimo}(N_{ey}, N_{exz}) = 590,7$$

Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{31,5 \cdot 34,5}{590,7}} = 1,356 < 1,5$$

Fator de redução da força axial de compressão resistente associado à flambagem global:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{1,356^2} = 0,463$$

A força axial de flambagem local elástica é obtida através do programa CUFSM [11], multiplicando-se o fator de carga apresentado no Apêndice B.3 deste trabalho pela área da seção transversal do perfil.

$$N_1 = 95,3565 \cdot 31,5 = 3003,7\text{kN}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{N_1}} = \sqrt{\frac{0,463 \cdot 31,5 \cdot 34,5}{3003,7}} = 0,409 < 0,776 \quad \rightarrow \quad A_{ef} = A = 31,5\text{cm}^2$$

Força axial de compressão resistente para flambagem global:

$$N_{c,Rd1} = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,463 \cdot 31,5 \cdot 34,5}{1,2} = 419,3\text{kN}$$

Flambagem distorcional:

A força axial de compressão resistente de cálculo para barras com seção transversal aberta sujeitas à flambagem distorcional é calculada conforme o item 9.7.3 da NBR 14762 [3].

A força axial de flambagem distorcional elástica é obtida através do programa CUFSM [11], multiplicando-se o fator de carga apresentado no Apêndice B.4 deste trabalho pela área da seção transversal do perfil.

$$N_{\text{dist}} = 92,6244 \cdot 31,5 = 2917,7\text{kN}$$

Índice de esbeltez reduzido referente à flambagem distorcional:

$$\lambda_{\text{dist}} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{\text{dist}}}} = \sqrt{\frac{31,5 \cdot 34,5}{2917,7}} = 0,610 > 0,561$$

Fator de redução:

$$\chi_{\text{dist}} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{\text{dist}}^{1,2}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda_{\text{dist}}^{1,2}} = \left(1 - \frac{0,25}{0,610^{1,2}}\right) \cdot \frac{1}{0,610^{1,2}} = 0,991$$

Força axial de compressão resistente para flambagem distorcional:

$$N_{c,Rd2} = \frac{\chi_{\text{dist}} \cdot A \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,991 \cdot 31,5 \cdot 34,5}{1,2} = 897,5 \text{ kN}$$

Força axial de compressão resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \text{mínimo}(N_{c,Rd1}, N_{c,Rd2}) = 419,3 \text{ kN} > N_{Sd} = 407,9 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

6.6 Dimensionamento das ligações

O dimensionamento da ligação é feito segundo o item 6.3 da NBR 8800 [2], pois a espessura mais fina ultrapassa 4,75mm.

Os montantes e diagonais são conectados à chapa por 6 parafusos de alta resistência $\Phi=22\text{mm}$ ASTM A325 ($f_u=825\text{MPa}$).

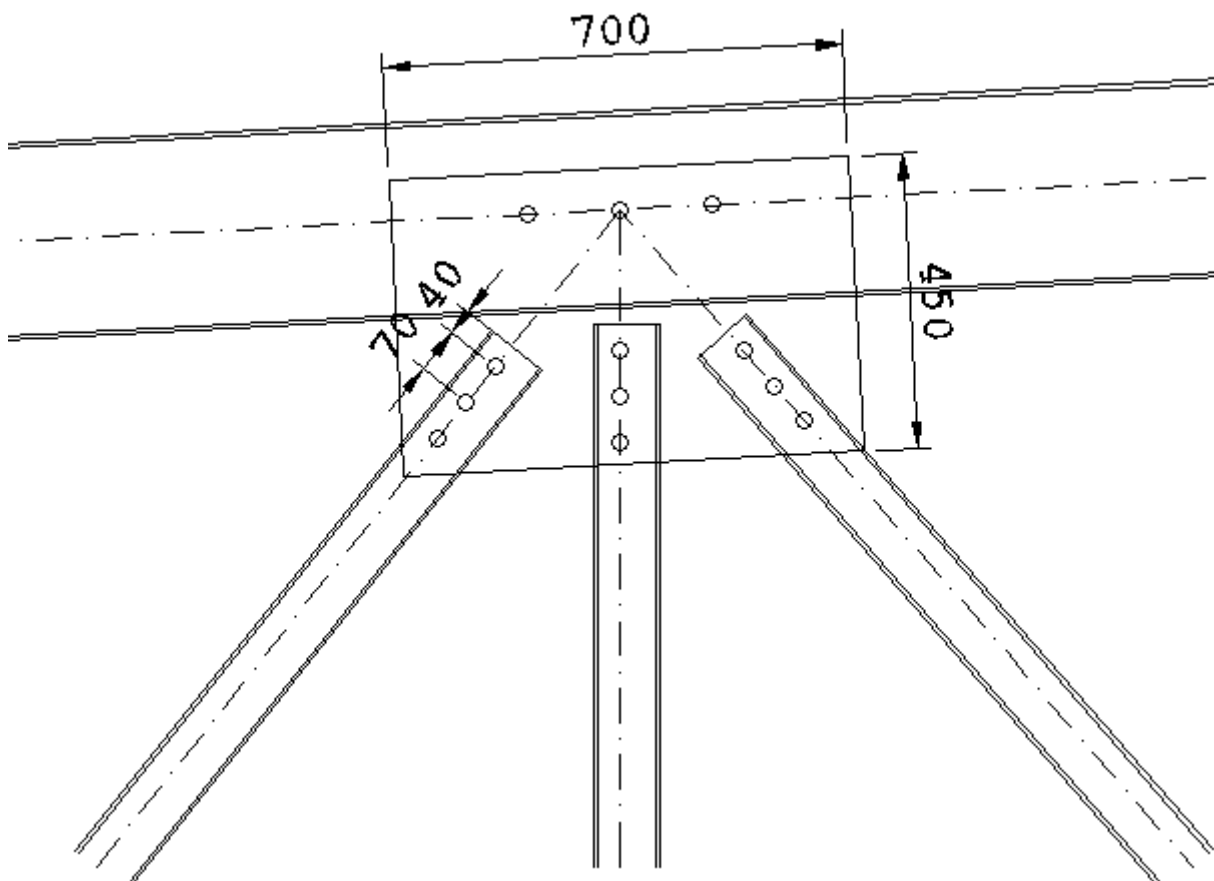


Figura 36 – Nó de ligação

- **Cisalhamento (NBR 8800 – item 6.3.3.2):**

$$R_d = 6 \cdot \frac{0,4 \cdot A_g \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 6 \cdot \frac{0,4 \cdot 3,80 \cdot 82,5}{1,35} = 557,3\text{kN} > N_{sd} = 396,8\text{kN} \quad \text{OK!}$$

- **Rasgamento (NBR 8800 – item 6.3.3.3):**

- Parafusos externos:

$$a = 40 - \frac{22 + 1,5}{2} = 28,3\text{mm} < 2d = 44\text{mm}$$

Neste caso, ocorre rasgamento da chapa.

$$R_d = \frac{1,2 \cdot a \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{1,2 \cdot 2,83 \cdot 0,5 \cdot 45}{1,35} = 56,6\text{kN}$$

- Parafusos internos:

$$a = 70 - (22 + 1,5) = 46,5\text{mm} > 2d = 44\text{mm}$$

Neste caso, ocorre ovalização do furo.

$$R_d = \frac{2,4 \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{2,4 \cdot 2,2 \cdot 0,5 \cdot 45}{1,35} = 88,0\text{kN}$$

- Resistência da ligação

$$R_d = 2 \cdot 56,6 + 4 \cdot 88,0 = 465,2\text{kN} > N_{Sd} = 396,8\text{kN} \quad \text{OK!}$$

- **Tração na diagonal:**

$$A_n = 31,5 - 2 \cdot (2,2 + 0,35) \cdot 0,63 = 28,29\text{cm}^2$$

$$A_{n,ef} = C_t \cdot A_n = 1,0 \cdot 28,29 = 28,29\text{cm}^2$$

$$R_d = \frac{A_{n,ef} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{28,29 \cdot 45}{1,35} = 943,0\text{kN} > N_{Sd} = 396,8\text{kN} \quad \text{OK!}$$

6.7 Verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos

A NBR 8800 [2] estabelece, em seu Anexo C, o deslocamento máximo de vigas de cobertura em $L/250$, onde L é vão entre apoios.

A figura a seguir mostra o máximo deslocamento vertical da estrutura, que ocorre na combinação 7 e vale 13,3 cm.

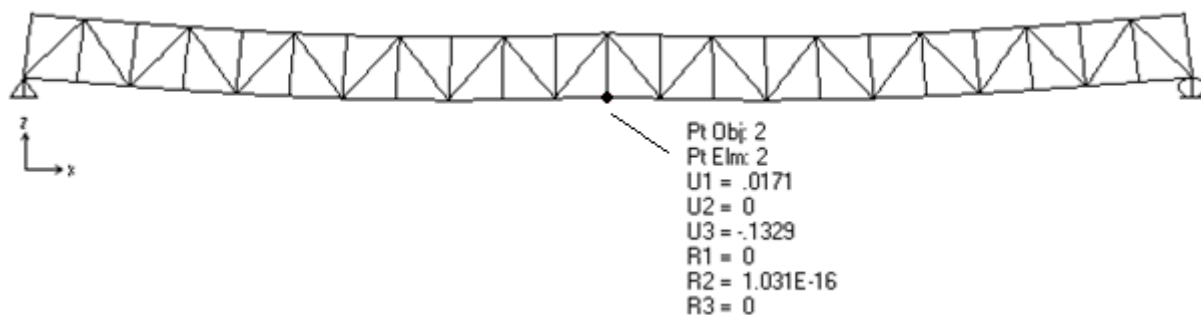


Figura 37 – Estrutura deformada – Combinação 7

$$\delta = 13,3\text{cm} < \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22,0\text{cm} \quad \text{OK!}$$

7. Solução 3: Estrutura em perfis tubulares

7.1 Descrição

Nesta solução, a viga treliçada é composta por perfis tubulares soldados.

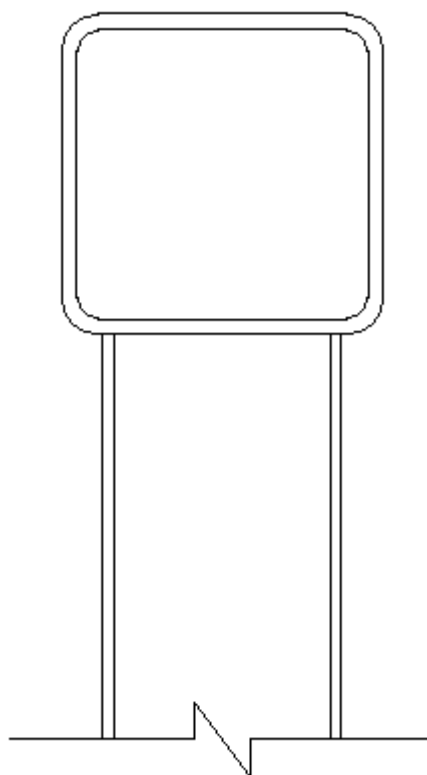
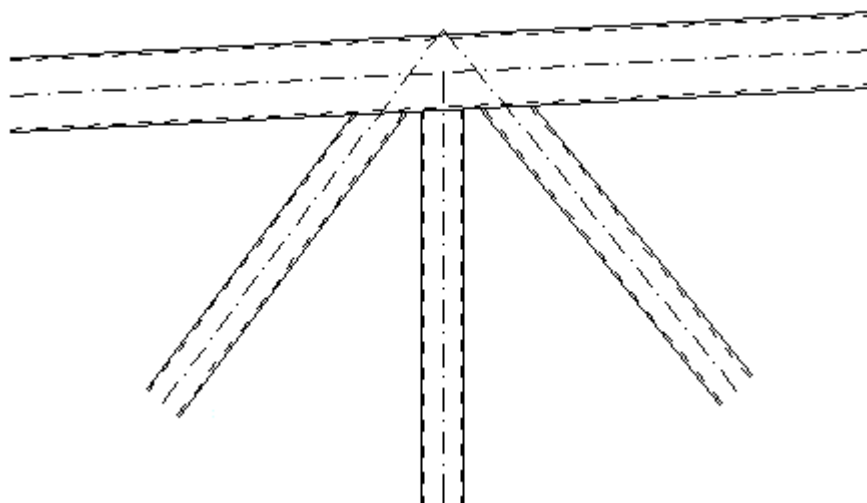


Figura 38 – Nó típico da solução 3

As diagonais foram distanciadas para garantir o afastamento mínimo entre diagonais da ligação do tipo com afastamento previsto no Projeto de Norma [4], gerando uma excentricidade, que foi introduzida no modelo, como mostra a figura abaixo.

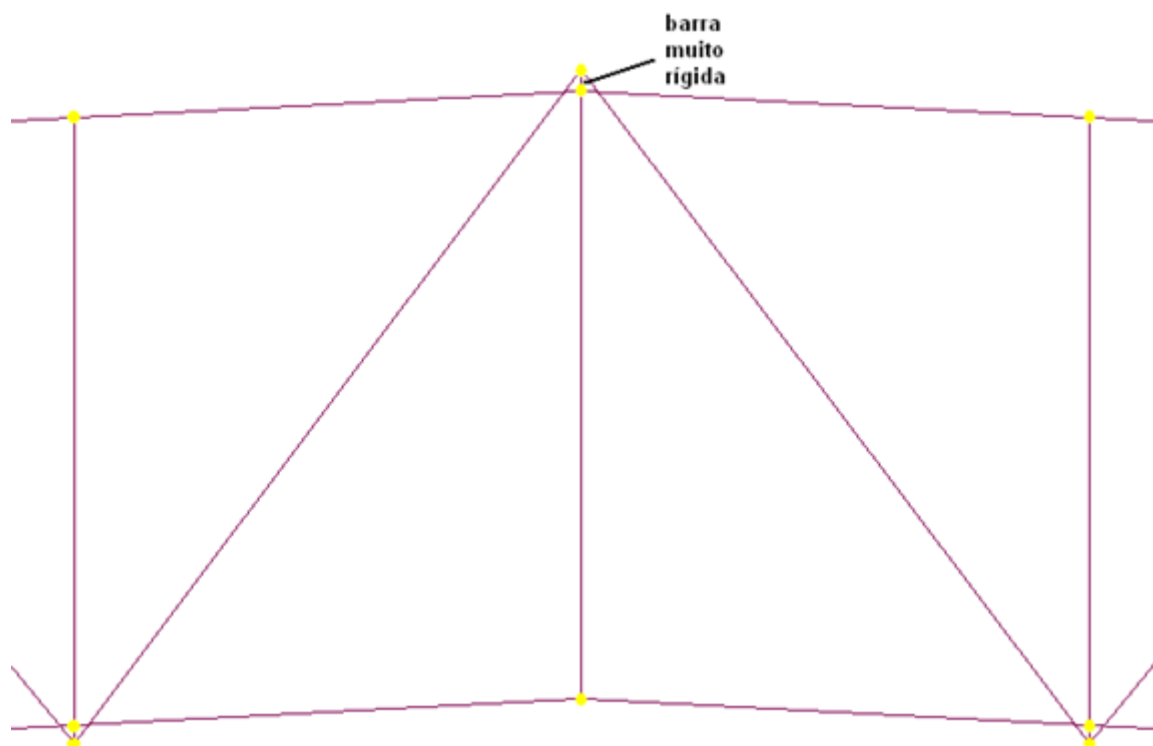


Figura 39 – Configuração dos nós da treliça

7.2 Material

Aço VMB 350

$$E = 200.000\text{MPa}$$

$$G = 77.000\text{MPa}$$

$$f_y = 350\text{MPa}$$

$$f_u = 485\text{MPa}$$

7.3 Análise estrutural

A combinação que fornece os maiores esforços solicitantes é a combinação 1, visto que as ações de sucção de vento presentes nas combinações 2 e 3 não são suficientes para inverter o sinal das tensões.

As figuras a seguir mostram a configuração geral dos diagramas de esforços na estrutura.



Figura 40 – Diagrama de esforços normais – Combinação 1

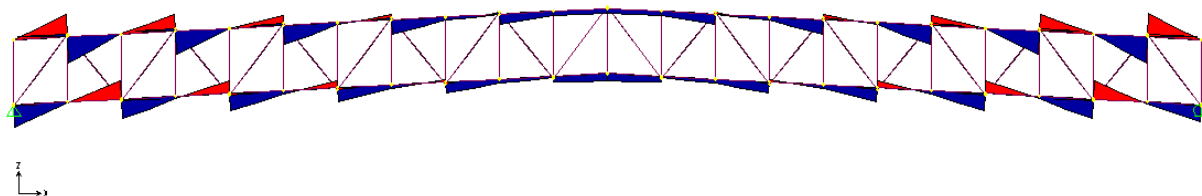


Figura 41 – Diagrama de momentos fletores – Combinação 1

As próximas figuras mostram os valores dos esforços que serão considerados no dimensionamento da estrutura.

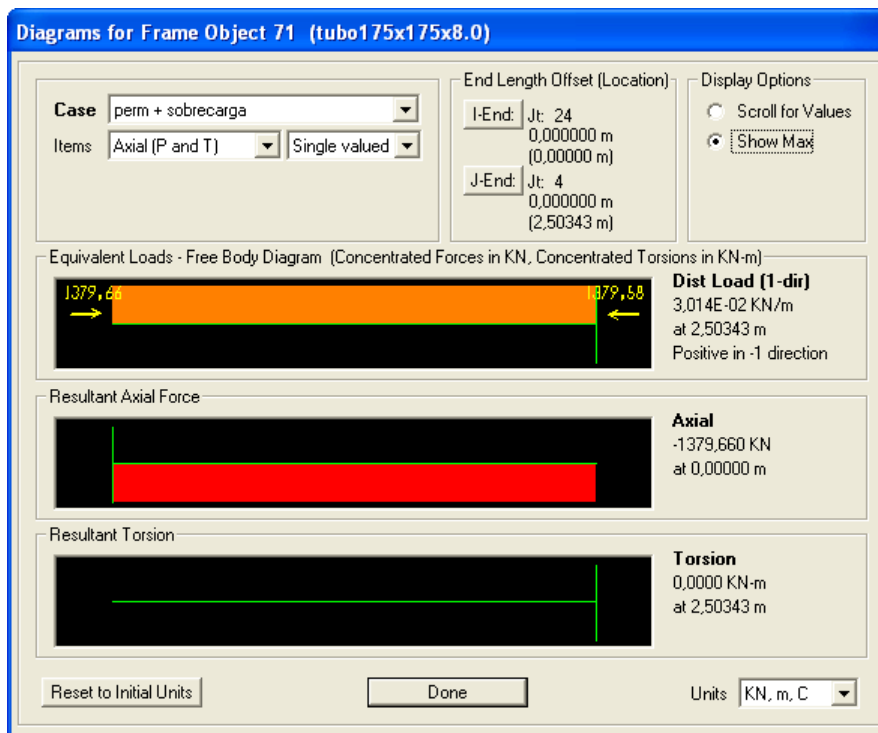


Figura 42 – Máxima compressão no meio do banzo superior: $N_{Sd} = -1379,7$ kN

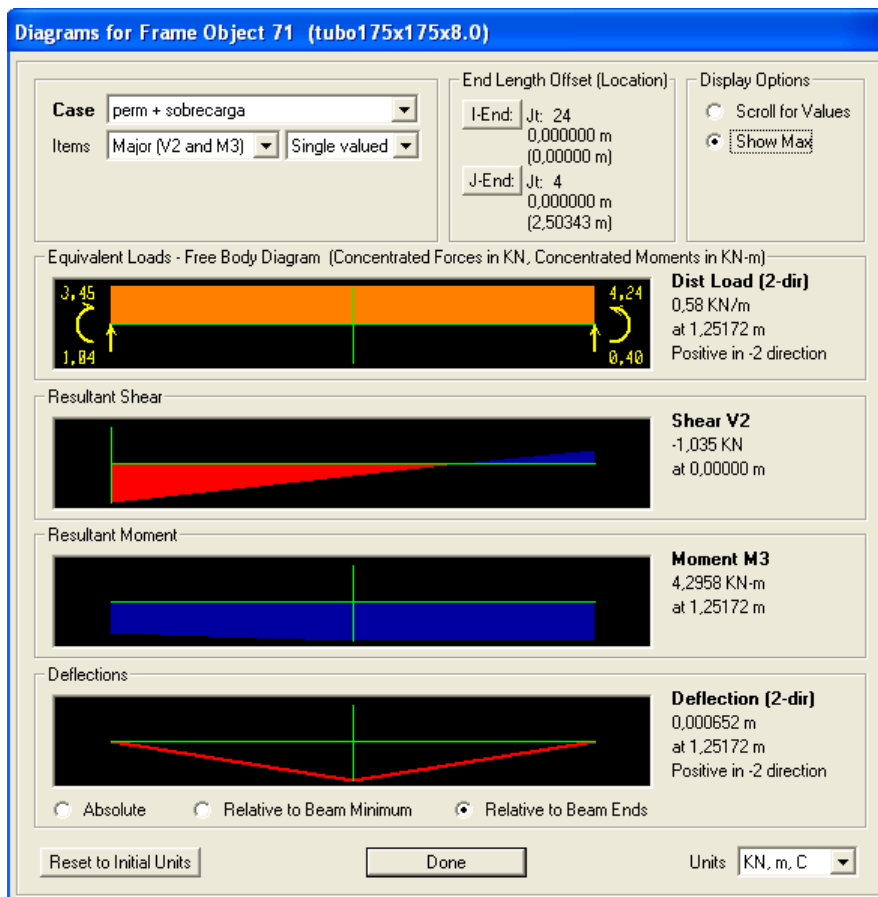


Figura 43 – Momento fletor no meio do banzo superior: $M_{Sd} = 4,30$ kNm

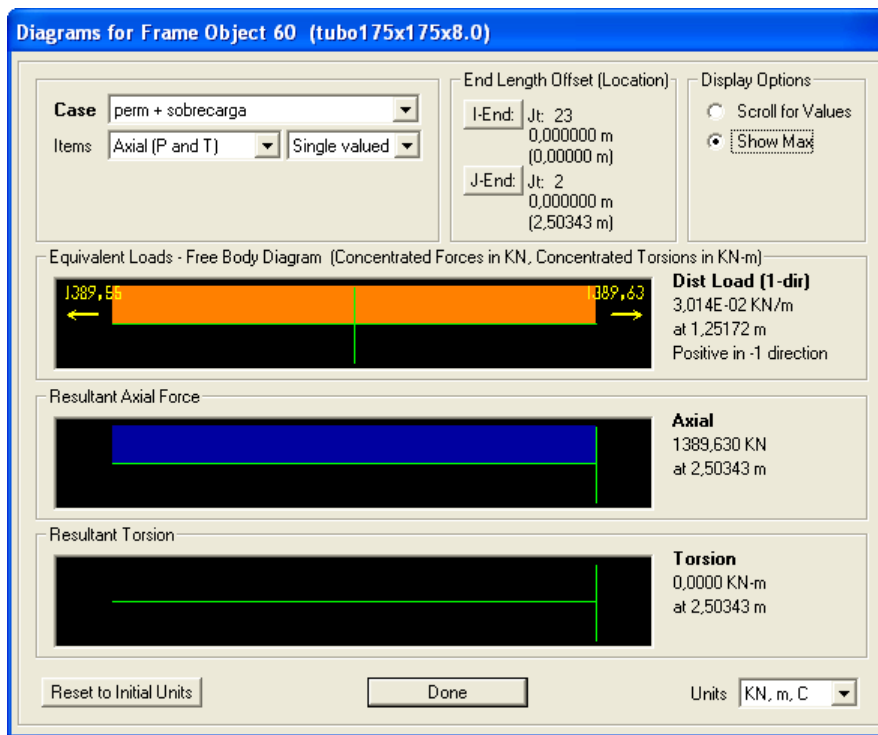


Figura 44 – Máxima tração no meio do banzo inferior: $N_{Sd} = 1389,6 \text{ kN}$

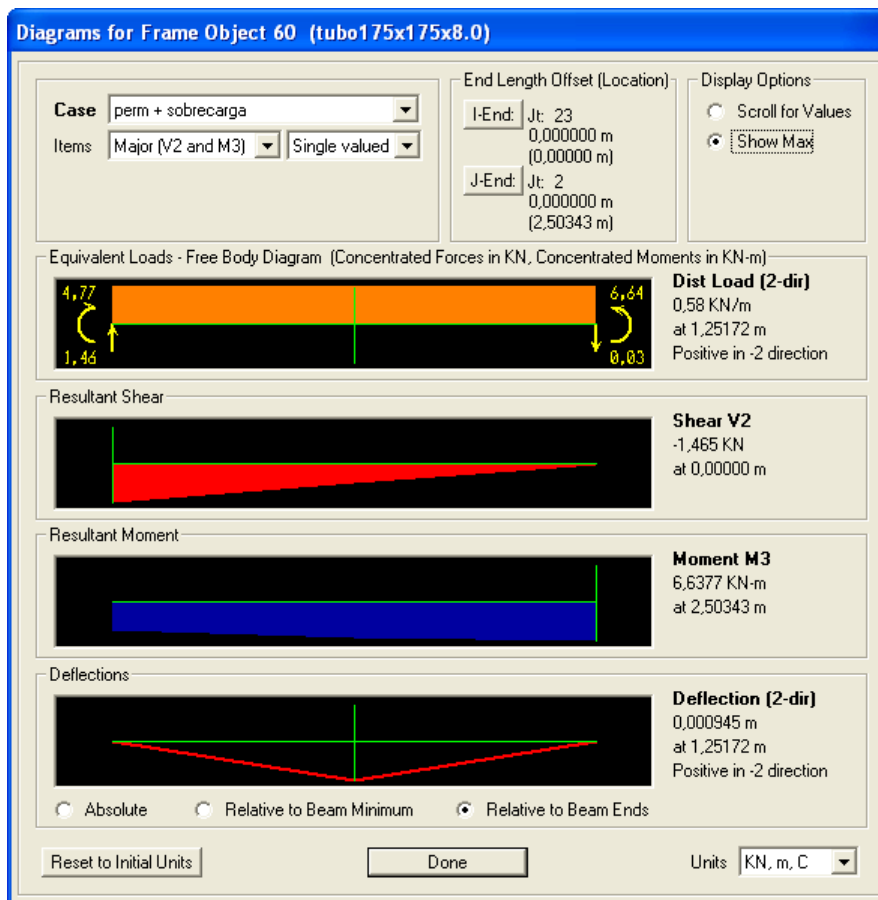


Figura 45 – Momento fletor no meio do banzo inferior: $M_{Sd} = 6,64 \text{ kNm}$

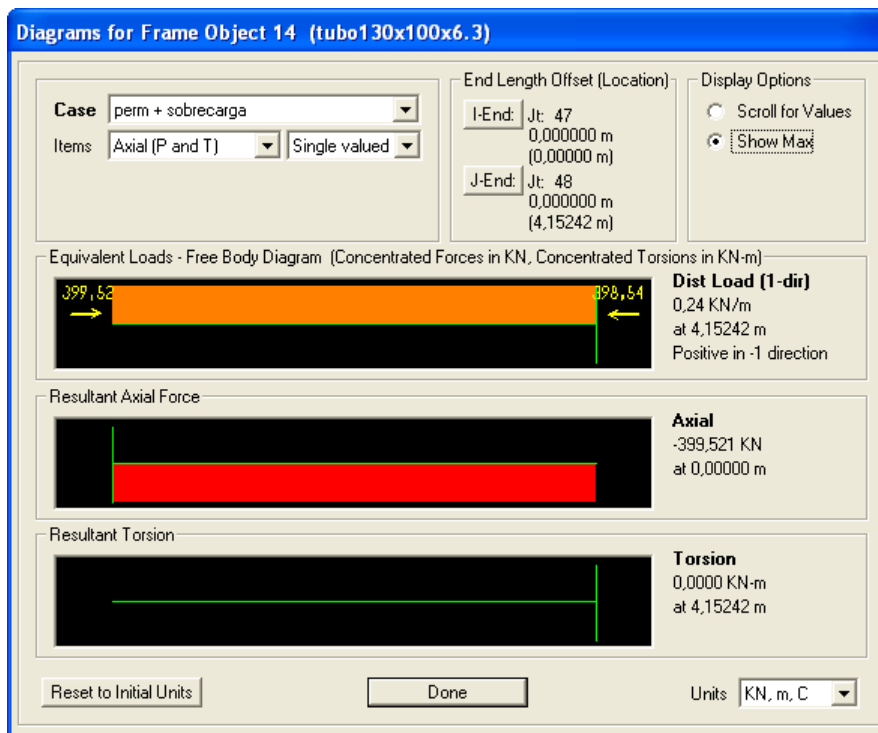


Figura 46 – Máxima compressão nas diagonais: $N_{sd} = -399,5$ kN

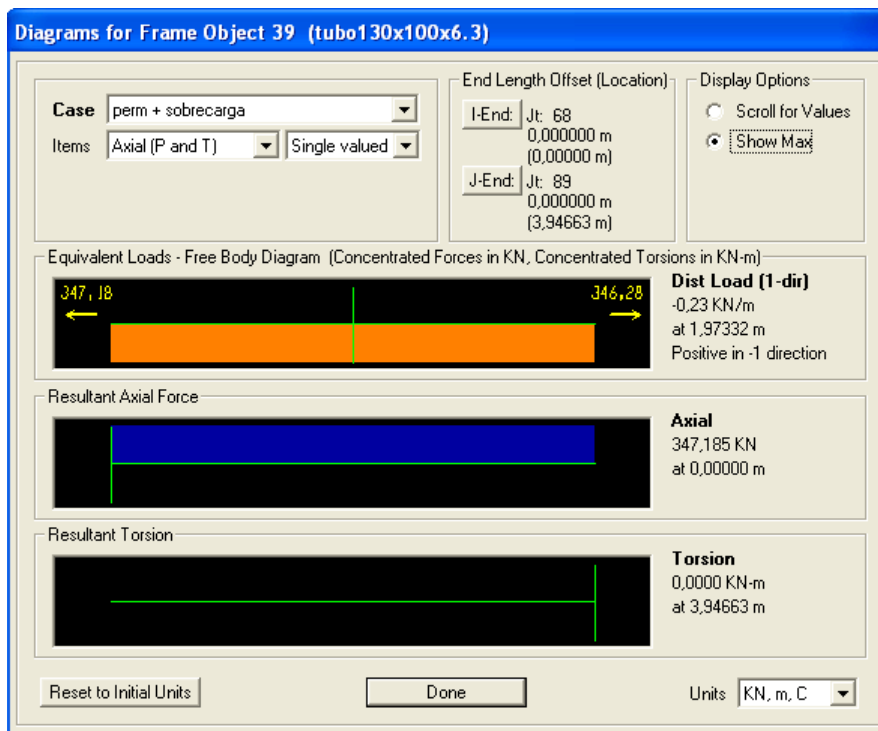


Figura 47 – Máxima tração nas diagonais: $N_{sd} = 347,2$ kN

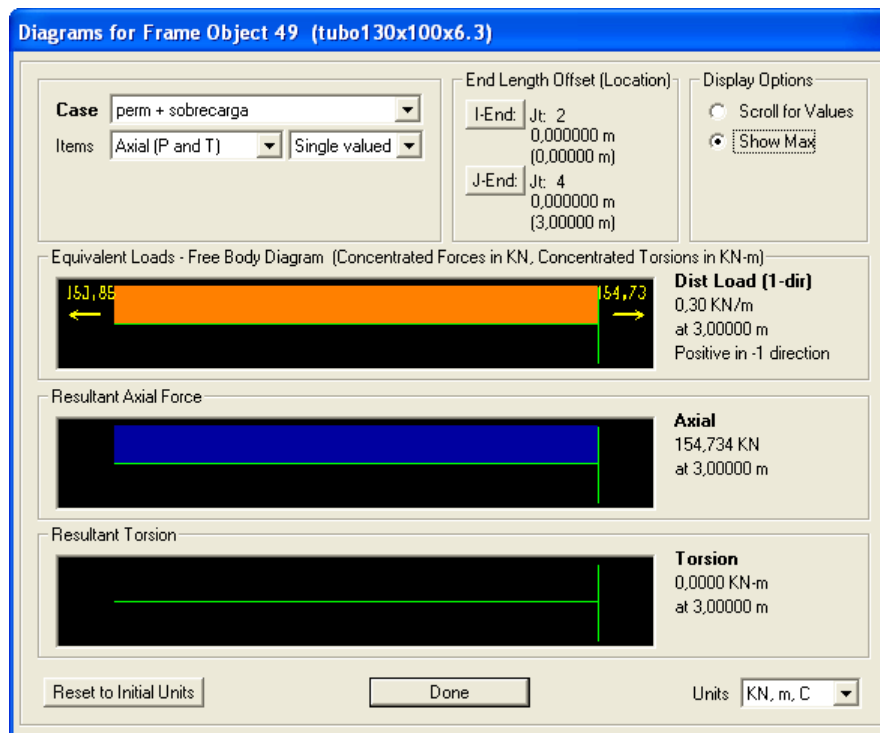


Figura 48 – Máximo esforço normal nos montantes: $N_{Sd} = 154,7 \text{ kN}$

7.4 Dimensionamento dos banzos

Nota-se que os esforços máximos em tração e em compressão são bastante próximos. O dimensionamento será feito para o caso de flexo-compressão, que é determinante.

O perfil escolhido é o tubo de 175 mm x 175 mm x 8,0 mm do catálogo da VM [13], indicado como frequentemente produzido.

Propriedades geométricas:

$$A = 53,1 \text{ cm}^2$$

$$I = 2325 \text{ cm}^4$$

$$W = 266 \text{ cm}^3$$

$$Z = 316 \text{ cm}^3$$

$$J = 3836 \text{ cm}^4$$

$$r = 6,62 \text{ cm}$$

7.4.1 Compressão

A força axial resistente é calculada conforme o item 5.2 do Projeto de Norma [4].

Consideração da flambagem local, conforme Anexo F da NBR 8800 [2]:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 33,5$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{175}{8} = 21,9 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 33,5 \quad \text{OK!}$$

As relações entre largura e espessura dos componentes da seção não superam os valores-limite. Portanto, o fator de redução total é $Q = 1,0$.

Força axial de flambagem elástica (conforme NBR 8800 [2]):

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 2325}{(1 \cdot 250)^2} = 7343,0 \text{ kN}$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 53,1 \cdot 35}{7343,0}} = 0,503$$

Fator de redução:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = \frac{1}{(1 + 0,503^{4,48})^{1/2,24}} = 0,980$$

Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,980 \cdot 1 \cdot 53,1 \cdot 35}{1,1} = 1655,8 \text{ kN}$$

7.4.2 Flexão

O momento fletor resistente é calculado conforme o Anexo G da NBR 8800 [2].

FLM (flambagem local da mesa comprimida):

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{175}{8} = 21,9$$

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 26,8$$

$$\lambda < \lambda_p$$

FLT (flambagem lateral com torção):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{250}{6,62} = 37,8$$

$$\lambda_p = \frac{0,13 \cdot E}{M_{pl}} \sqrt{J \cdot A} = \frac{0,13 \cdot E}{Z \cdot f_y} \sqrt{J \cdot A} = \frac{0,13 \cdot 20.000}{269 \cdot 35} \sqrt{2839 \cdot 43,8} = 97,4$$

$$\lambda < \lambda_p$$

FLA (flambagem local da alma):

$$\lambda_p = 2,42 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 2,42 \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 57,8$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{175}{8} = 21,9$$

$$\lambda < \lambda_p$$

Momento fletor resistente de cálculo:

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{Z \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{316 \cdot 35}{1,1} = 10.055 \text{ kNcm} = 100,6 \text{ kNm}$$

7.4.3 Combinação dos esforços de força axial e momento fletor

Para a atuação simultânea de força axial de compressão e momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pela expressão de interação do item 5.5.1.2 da NBR 8800 [2] mostrada a seguir:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} > 0,2:$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} = \frac{1379,7}{1655,8} = 0,83 > 0,2$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{1379,7}{1655,8} + \frac{8}{9} \cdot \frac{4,24}{100,6} = 0,87 \leq 1,0 \quad \text{OK!}$$

7.5 Dimensionamento dos montantes e diagonais

Nota-se que o esforço máximo em compressão (399,5 kN) é um pouco maior que o esforço máximo em tração (347,2 kN). O dimensionamento será feito para o caso de compressão, que é determinante.

O perfil escolhido é o tubo de 130 mm x 100 mm x 6,3 mm do catálogo da VM [13], indicado como frequentemente produzido.

Propriedades geométricas:

$$A = 26,7\text{cm}^2$$

$$I_x = 596\text{cm}^4$$

$$W_x = 91,7\text{cm}^3$$

$$Z_x = 113\text{cm}^3$$

$$r_x = 4,72\text{cm}$$

$$I_y = 397\text{cm}^4$$

$$W_y = 79,5\text{cm}^3$$

$$Z_y = 94,1\text{cm}^3$$

$$r_y = 3,86\text{cm}$$

$$J = 804\text{cm}^4$$

A força axial resistente é calculada conforme o item 5.2 do Projeto de Norma [4].

Consideração da flambagem local, conforme Anexo F da NBR 8800 [2]:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 33,5$$

$$\left(\frac{b}{t}\right) = \frac{130}{6,3} = 20,6 < \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = 33,5 \quad \text{OK!}$$

As relações entre largura e espessura dos componentes da seção não superam os valores-limite. Portanto, o fator de redução total é $Q = 1,0$.

Força axial de flambagem elástica (conforme NBR 8800 [2]):

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot L)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20.000 \cdot 397}{(1 \cdot 391)^2} = 512,6\text{kN}$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 26,7 \cdot 35}{512,6}} = 1,350$$

Fator de redução:

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_0^{4,48})^{1/2,24}} = \frac{1}{(1 + 1,350^{4,48})^{1/2,24}} = 0,495$$

Força axial resistente de cálculo:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,495 \cdot 1 \cdot 26,7 \cdot 35}{1,1} = 420,5 \text{ kN} > N_{Sd} = 398,5 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

7.6 Dimensionamento das ligações

7.6.1 Verificação dos modos de falha

A ligação do nó típico da treliça é classificada como ligação KT, segundo a figura 6.2 do Projeto de Norma [4].

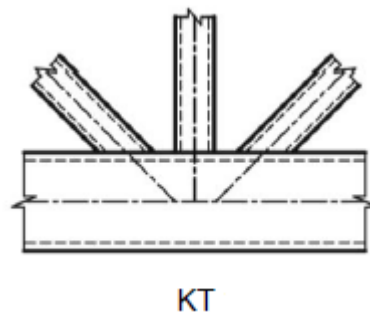


Figura 49 – Figura 6.2 do Projeto de Norma [4]

A verificação dos modos de falha deve ser feita para cada nó da treliça. No entanto, será considerada uma envoltória de esforços, de modo que uma única verificação seja necessária.

A figura abaixo mostra a geometria do nó e os esforços considerados na análise.

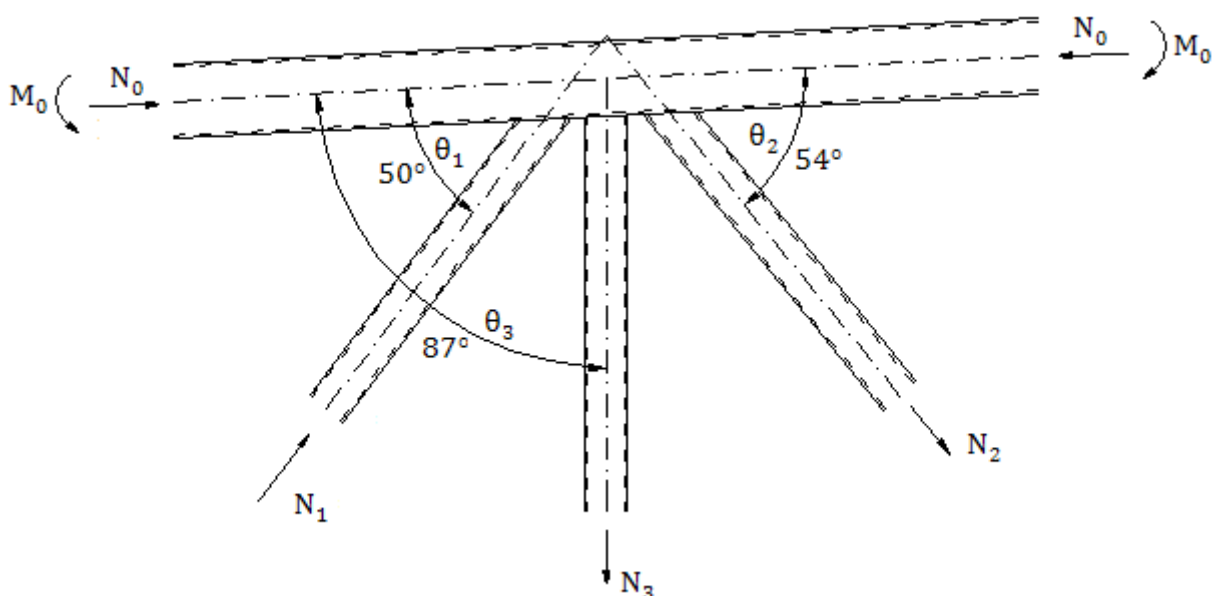


Figura 50 – Configuração do nó

Para que a tensão de compressão no banzo seja máxima, ela será calculada a partir do esforço máximo de compressão no meio do banzo e o momento fletor concomitante:

$$N_{0,sd} = 1379,7\text{kN}$$

$$M_{0,sd} = 4,30\text{kNm} = 430\text{kNcm}$$

$$\sigma_{0,sd} = \frac{N_{0,sd}}{A_0} + \frac{M_{0,sd}}{W_0} = \frac{1379,7}{53,1} + \frac{430}{266} = 27,6\text{kN/cm}^2$$

$$n = \frac{\sigma_{0,sd}}{f_{y0}} = \frac{-27,6}{35} = -0,789$$

$$k_n = 1,3 + \frac{0,4 \cdot n}{\beta} = 1,3 + \frac{0,4 \cdot (-0,789)}{0,657} = 0,820$$

Os parâmetros β e γ calculados a seguir serão utilizados nos cálculos da tensão resistente de cálculo.

$$\beta = \frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6 \cdot b_0} = \frac{3 \cdot 13 + 3 \cdot 10}{6 \cdot 17,5} = 0,657$$

$$\gamma = \frac{b_0}{2 \cdot t_0} = \frac{17,5}{2 \cdot 0,8} = 10,94$$

As condições de validade da tabela 6.6 do Projeto de Norma [4] são verificadas a seguir.

$$\frac{b_i}{b_0} = \frac{10}{17,5} = 0,571 \geq \begin{cases} 0,35 \\ 0,1 + 0,01 \frac{b_0}{t_0} = 0,1 + 0,01 \cdot \frac{17,5}{0,8} = 0,32 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{b_0}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{17,5}{0,8} = 21,9 \leq \begin{cases} 36 \\ 1,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,45 \sqrt{\frac{20.000}{35}} = 34,7 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

$$\frac{g}{b_0} = \frac{3,15}{17,5} = 0,18 \begin{cases} \leq 1,5 \cdot (1 - \beta) = 1,5 \cdot (1 - 0,657) = 0,51 \\ \geq 0,5 \cdot (1 - \beta) = 0,5 \cdot (1 - 0,657) = 0,17 \end{cases} \quad \text{OK!}$$

$$0,5 \leq \frac{h_0}{b_0} = \frac{17,5}{17,5} = 1 \leq 2,0 \quad \text{OK!}$$

A ligação é verificada para os dois critérios de cálculo apresentados na tabela 6.12 do Projeto de Norma [4]. As forças axiais resistentes para cada modo de falha, necessárias para a verificação, são calculadas segundo a tabela 6.10 do Projeto de Norma [4].

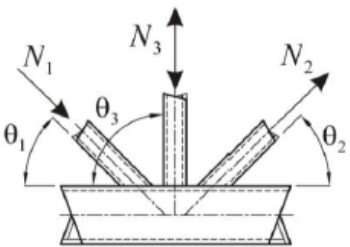
<p>A diagonal 1 é comprimida e a diagonal 2 é tracionada</p> 	<p>(ver observação (a) Figura 6.2)</p> $N_{1,Sd} \text{sen}\theta_1 + N_{3,Sd} \text{sen}\theta_3 \leq N_{1,Rd} \text{sen}\theta_1$ $N_{2,Sd} \text{sen}\theta_2 \leq N_{1,Rd} \text{sen}\theta_1$ <p>onde $N_{1,Rd}$ é o valor de $N_{1,Rd}$ para uma ligação K da Tabela 6.10, mas substituindo-se $\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0}$ por $\frac{b_1 + b_2 + b_3 + h_1 + h_2 + h_3}{6b_0}$</p>
--	--

Figura 51 – Tabela 6.12 do Projeto de Norma [4]

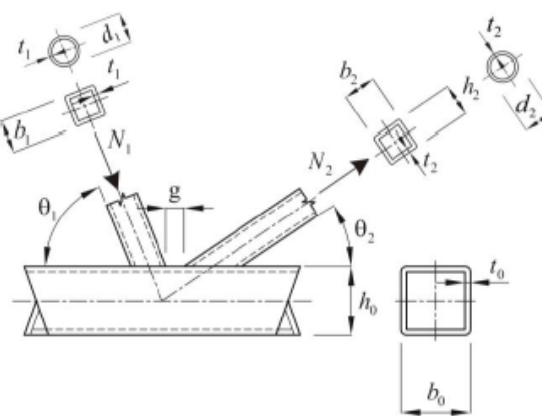
<p>K e N com afastamento</p> 	<p>Modo de falha A (ver observação (a) Figura 6.2)</p> $N_{1,Rd} = \frac{9,79k_n f_{y0} t_0^2 \sqrt{\gamma}}{\text{sen}\theta_1} \left(\frac{b_1 + b_2 + h_1 + h_2}{4b_0} \right) / \gamma_{al}$ $N_{2,Rd} = \frac{\text{sen}\theta_1}{\text{sen}\theta_2} N_{1,Rd}$ <p>Modo de falha C</p> $N_{1,Rd} = \frac{0,66 f_{y0} A_v}{\text{sen}\theta_1} / \gamma_{al} \quad N_{2,Rd} = \frac{\text{sen}\theta_1}{\text{sen}\theta_2} N_{1,Rd}$ $N_{0,Rd} = 1,1 \left[(A_0 - A_v) f_{y0} + A_v f_{y0} \sqrt{1 - (V_{Sd} / V_{pl,Rd})^2} \right] / \gamma_{al}$ <p>Modo de falha E</p> $N_{1,Rd} = 1,1 f_y t_1 (2h_1 - 4t_1 + b_1 + b_{1,ef}) / \gamma_{al}$ $N_{2,Rd} = 1,1 f_y t_2 (2h_2 - 4t_2 + b_2 + b_{2,ef}) / \gamma_{al}$ <p>Modo de falha D $\beta \leq (1 - 1/\gamma)$</p> $N_{1,Rd} = \frac{0,66 f_y t_0}{\text{sen}\theta_1} \left(\frac{2h_1}{\text{sen}\theta_1} + b_1 + b_{1,ep} \right) / \gamma_{al}$ $N_{2,Rd} = \frac{0,66 f_y t_0}{\text{sen}\theta_2} \left(\frac{2h_2}{\text{sen}\theta_2} + b_2 + b_{2,ep} \right) / \gamma_{al}$
---	---

Figura 52 – Tabela 6.10 do Projeto de Norma [4]

Cálculo da força axial resistente de cálculo

Modo de Falha A:

$$N_{1,Rd(A)} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{9,79 \cdot k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2 \cdot \sqrt{\gamma} \cdot \beta}{\text{sen } \theta_1} = \frac{1}{1,1} \cdot \frac{9,79 \cdot 0,820 \cdot 35 \cdot 0,8^2 \cdot \sqrt{10,94} \cdot 0,657}{\text{sen } 50^\circ}$$

$$= 510,1 \text{ kN}$$

Modo de Falha C:

$$\alpha = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot g^2}{3 \cdot t_0^2}}} = \sqrt{\frac{1}{1 + \frac{4 \cdot 3,15^2}{3 \cdot 0,8^2}}} = 0,215$$

$$A_v = (2 \cdot h_0 + \alpha \cdot b_0) \cdot t_0 = (2 \cdot 17,5 + 0,215 \cdot 17,5) \cdot 0,8 = 31,01 \text{ cm}^2$$

$$N_{1,Rd(C)} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{0,66 \cdot f_{y0} \cdot A_v}{\text{sen } \theta_1} = \frac{1}{1,1} \cdot \frac{0,66 \cdot 35 \cdot 31,01}{\text{sen } 50^\circ} = 850,1 \text{ kN}$$

Modo de Falha E:

$$b_{1,ef} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{y1} \cdot t_1} \cdot b_1 = \frac{10}{17,5/0,8} \cdot \frac{35 \cdot 0,8}{35 \cdot 0,63} \cdot 13 = 7,546$$

$$N_{1,Rd(E)} = \frac{1,1 \cdot f_{y1} \cdot t_1 \cdot (2 \cdot h_1 - 4 \cdot t_1 + b_1 + b_{1,ef})}{\gamma_{a1}}$$

$$= \frac{1,1 \cdot 35 \cdot 0,63 \cdot (2 \cdot 10 - 4 \cdot 0,63 + 13 + 7,546)}{1,1} = 838,5 \text{ kN}$$

Modo de Falha D:

$$b_{1,e,p} = \frac{10}{b_0/t_0} \cdot b_1 = \frac{10}{17,5/0,8} \cdot 13 = 5,943$$

$$N_{1,Rd(D)} = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot \frac{0,66 \cdot f_{y0} \cdot t_0}{\text{sen } \theta_1} \cdot \left(\frac{2 \cdot h_1}{\text{sen } \theta_1} + b_1 + b_{1,e,p} \right)$$

$$= \frac{1}{1,1} \cdot \frac{0,66 \cdot 35 \cdot 0,8}{\text{sen } 50^\circ} \cdot \left(\frac{2 \cdot 10}{\text{sen } 50^\circ} + 10 + 5,943 \right) = 922,2 / \text{cm}^2$$

A força axial resistente de cálculo é a menor das forças calculadas:

$$N_{1,Rd} = \min(N_{1,Rd(i)}) = 510,1 \text{ kN}$$

Verificação da ligação

- Critério de cálculo 1:

Esta verificação será feita no nó 6, que conecta a diagonal mais comprimida.

$$N_{1,Sd} \cdot \text{sen } \theta_1 + N_{3,Sd} \cdot \text{sen } \theta_3 \leq N_{1,Rd} \cdot \text{sen } \theta_1$$
$$(-399,5) \cdot \text{sen } 50^\circ + 11,4 \cdot \text{sen } 87^\circ = 294,7\text{kN} \leq 510,1 \cdot \text{sen } 50^\circ = 390,8\text{kN} \quad \text{OK!}$$

- Critério de cálculo 2:

Esta verificação será feita no nó 28, que conecta a diagonal mais tracionada.

$$N_{2,Sd} \cdot \text{sen } \theta_2 \leq N_{1,Rd} \cdot \text{sen } \theta_1$$
$$347,2 \cdot \text{sen } 54^\circ = 280,9\text{kN} \leq 510,1 \cdot \text{sen } 50^\circ = 390,8\text{kN} \quad \text{OK!}$$

7.6.2 Dimensionamento da solda

As diagonais e os montantes serão conectados aos banzos através de soldas em todo o perímetro dos tubos. Utilizam-se solda de filete de 8 mm e eletrodo E70 ($f_w = 485\text{MPa}$).

O comprimento efetivo da solda para perfis tubulares retangulares deve ser calculado conforme a tabela A.3 do Projeto de Norma [4].

$$l_{ef} = \begin{cases} \frac{2 \cdot h}{\text{sen}\theta} + 2 \cdot b & \text{para } \theta \leq 50^\circ \\ \frac{2 \cdot h}{\text{sen}\theta} + b & \text{para } \theta \geq 60^\circ \\ \text{interpolar linearmente} & \text{para } 50^\circ < \theta < 60^\circ \end{cases}$$

Diagonais

$$\theta \leq 54^\circ$$

$$\text{Para } \theta = 50^\circ : l_{ef} = \frac{2 \cdot 10}{\text{sen}50^\circ} + 2 \cdot 13 = 52,1\text{cm}$$

$$\text{Para } \theta = 60^\circ : l_{ef} = \frac{2 \cdot 10}{\text{sen}60^\circ} + 13 = 36,1\text{cm}$$

Interpolando linearmente, obtém-se $l_{ef} = 42,5\text{cm}$ para $\theta = 54^\circ$.

A força resistente de cálculo da solda é calculada conforme a tabela 8 da NBR 8800 [2].

$$F_{w,Rd} = \frac{0,60 \cdot A_w \cdot f_w}{\gamma_{w2}} = \frac{0,60 \cdot (42,5 \cdot 0,7 \cdot 0,8) \cdot 48,5}{1,35} = 513,0\text{kN}$$

$$F_{w,Rd} = 513,0\text{kN} > N_{c,Rd} = 399,5\text{kN} \quad \text{OK!}$$

Montantes

$$\theta \cong 90^\circ$$

$$l_{ef} = \frac{2 \cdot 10}{\text{sen}90^\circ} + 13 = 33,0\text{cm}$$

A força resistente de cálculo da solda é calculada conforme a tabela 8 da NBR 8800 [2].

$$F_{w,Rd} = \frac{0,60 \cdot A_w \cdot f_w}{\gamma_{w2}} = \frac{0,60 \cdot (33,0 \cdot 0,7 \cdot 0,8) \cdot 48,5}{1,35} = 398,3\text{kN}$$

$$F_{w,Rd} = 398,3\text{kN} > N_{c,Rd} = 154,7\text{kN} \quad \text{OK!}$$

7.7 Verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos

A NBR 8800 [2] estabelece, em seu Anexo C, o deslocamento máximo de vigas de cobertura em $L/250$, onde L é vão entre apoios.

A figura a seguir mostra o máximo deslocamento vertical da estrutura, que ocorre na combinação 7 e vale 17,9 cm.

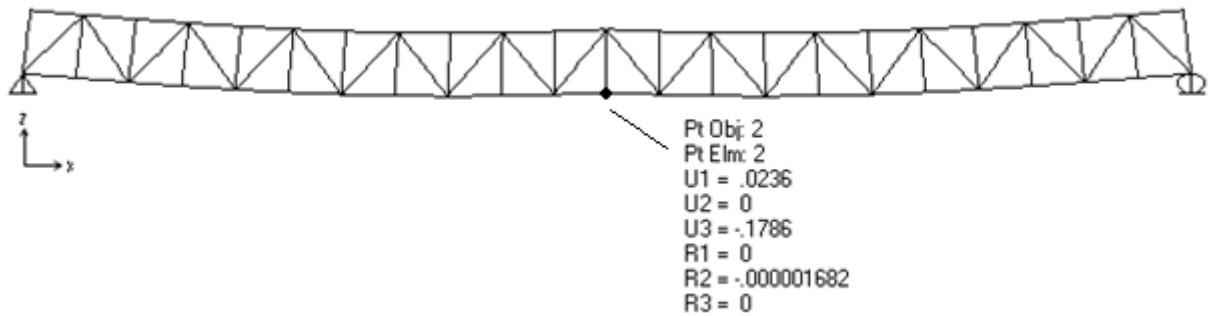


Figura 53 – Estrutura deformada – Combinação 7

$$\delta = 17,9\text{cm} < \frac{L}{250} = \frac{5500}{250} = 22,0\text{cm} \quad \text{OK!}$$

8. Avaliação do peso da estrutura

O peso da estrutura para cada solução é calculado nas tabelas a seguir.

A comparação entre os pesos das soluções é válida, pois o dimensionamento foi feito de modo que os fatores de utilização dos perfis fossem próximos, variando entre 0,87 e 0,95.

	Perfil	Área (cm ²)	Comprimento (m)	Peso total (t)
Banzos	2U305x37.2	94,25	110,16	8,15
Diagonais e montantes	2L152x152x9.5	56,26	155,02	6,85
	Dimensões	Qtde	Volume (cm ³)	Peso total (t)
Chapas	700x450x5	84	1575	1,04
TOTAL				16,04

Tabela 1 – Peso da estrutura – Solução 1 – Perfis laminados a quente

	Perfil	Área (cm ²)	Comprimento (m)	Peso total (t)
Banzos	2U300x100x60x6.3	78,12	110,16	6,76
Diagonais e montantes	U200x100x50	31,5	155,02	3,83
	Dimensões	Qtde	Volume (cm ³)	Peso total (t)
Chapas	700x450x5	84	1575	1,04
TOTAL				11,63

Tabela 2 – Peso da estrutura – Solução 2 – Perfis formados a frio

	Perfil	Área (cm ²)	Comprimento (m)	Peso total (t)
Banzos	tubo175x175x8.0	53,1	110,16	4,59
Diagonais e montantes	tubo130x100x6.3	26,7	155,02	3,25
TOTAL				7,84

Tabela 3 – Peso da estrutura – Solução 3 – Perfis tubulares

O gráfico a seguir mostra o peso da estrutura para as três soluções. Observamos que as estruturas em perfis formados a frio e em perfis tubulares têm, respectivamente, 73% e 49% do peso da estrutura em perfis laminados a quente.

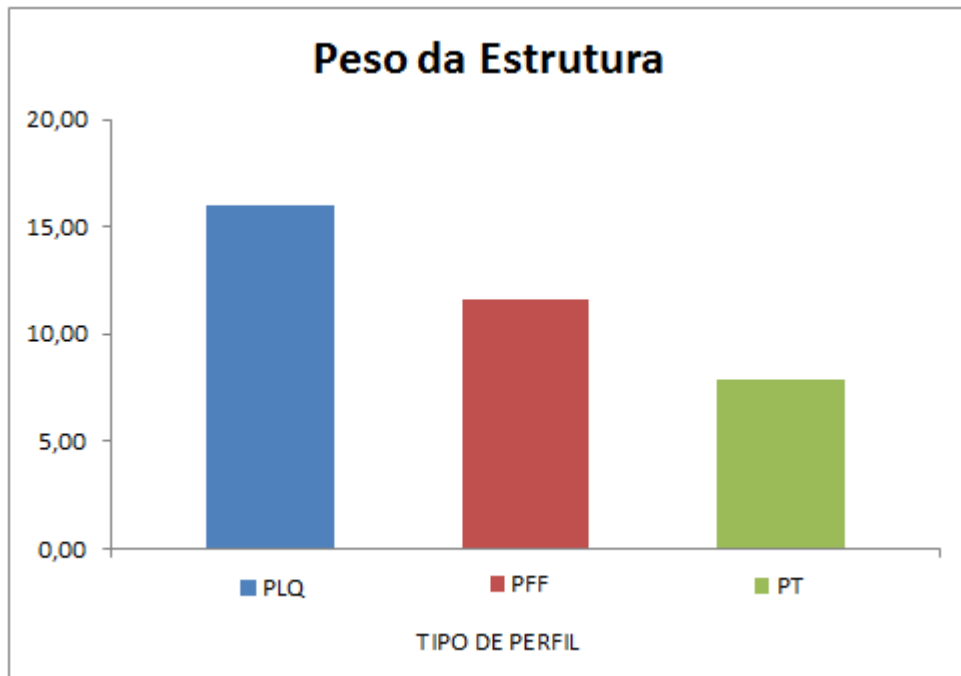


Figura 54 – Gráfico comparativo – Peso da estrutura

9. Estimativa do custo da estrutura

O custo do material será estimado com base em valores de mercado. A tabela a seguir apresenta, para cada solução, o preço dos perfis e o preço total após a fabricação (corte, solda, jateamento e pintura).

	PLQ	PFF	PT
Custo perfil (R\$/kg)	2,85	2,60	4,60
Custo fabricado* (R\$/kg)	10,80	10,20	12,50
Custo total (R\$)	173.180,15	118.598,32	98.012,45

* corte, solda, jateamento e pintura

Tabela 4 – Estimativa de custos

O gráfico a seguir mostra o custo da estrutura para as três soluções. Observamos que as estruturas em perfis formados a frio e em perfis tubulares custam, respectivamente, 69% e 57% do preço da estrutura em perfis laminados a quente.

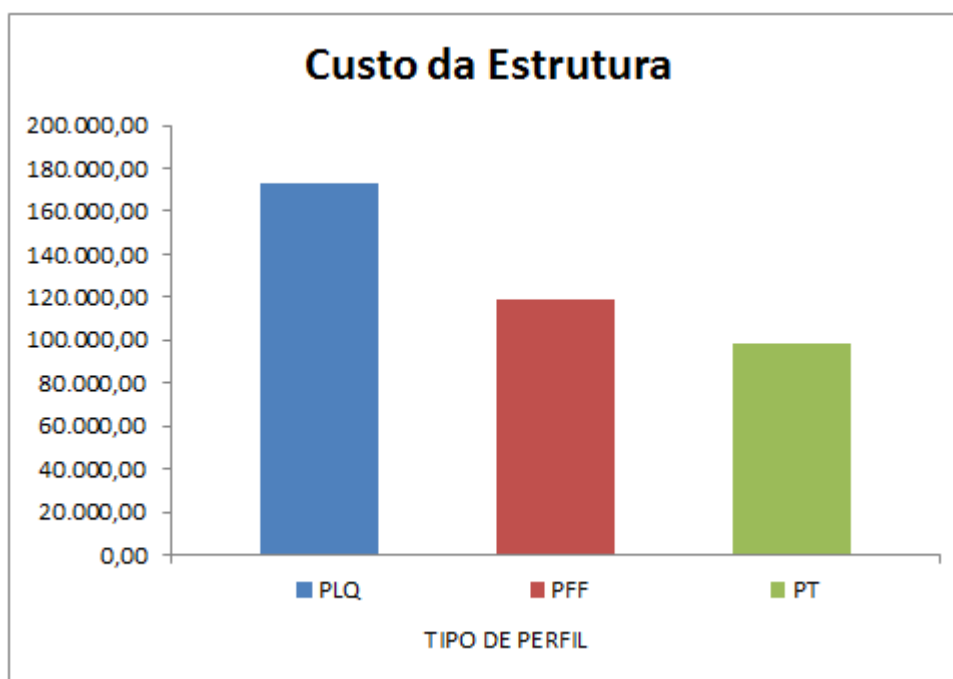


Figura 55 – Gráfico comparativo – Custo da estrutura

10. Conclusão

Este trabalho apresentou o dimensionamento de três soluções para uma cobertura metálica de grande vão. As considerações finais sobre os resultados obtidos e considerações adicionais são apresentadas a seguir.

Solução em perfis tubulares:

O item anterior mostra que o peso desta solução é consideravelmente menor que o peso das outras soluções. Esta foi também a solução que apresentou menor custo total, apesar de o perfil tubular ser mais caro que os perfis laminados e perfis formados a frio.

Uma vantagem considerável deste tipo de estrutura é a ótima aparência. As ligações soldadas, quando de boa qualidade, garantem um ótimo acabamento à estrutura, que deve receber pintura contra a corrosão.

Por ser a solução mais leve, mais barata e de melhor aparência, esta é a solução mais vantajosa.

Solução em perfis formados a frio:

Os perfis formados a frio proporcionam flexibilidade maior para escolha do formato e dimensões mais adequados, o que se reflete no peso total correspondente a 73% do peso da solução em perfis laminados.

O custo final ficou 21% acima do peso da estrutura em perfis tubulares.

Como desvantagem deste tipo de perfil, deve-se destacar a ocorrência da flambagem local, que reduz a resistência das peças.

As ligações são parafusadas.

Para esta solução, também deve ser feita a pintura contra corrosão, pois os perfis são formados a partir da dobragem de chapas grossas, que não são galvanizadas.

Perfis laminados a quente:

A solução em perfis laminados a quente foi a que apresentou maior peso total e custo bastante superior às outras soluções.

Os perfis laminados são fornecidos usualmente em aço ASTM A36, que tem tensão de escoamento menor que os aços escolhidos para as outras soluções.

As ligações são obrigatoriamente soldadas devido à configuração da estrutura, que não permite ligações parafusadas.

A proteção contra a corrosão deve ser feita através de pintura.

Apêndice A: CUFSM – Banzo

A. 1. Dados de entrada (unidades: kN; cm)

CUFSM v3.12 -- Finite Strip Pre-Processor -- General Input

Load Save Input Properties Analyze Post Z R Print Copy Reset ? X

Material Properties ?

mat# | Ex | Ey | vx | vy | Gxy

100 20000.00 20000.00 0.30 0.30 7700.00

Update Plot

Plot Options:

node #

element #

material #

stress mag.

stress dist.

coordinates

constraints

springs

origin

Nodes ?

node# | x | z | xdof | zdof | ydof | qdof | stress

55 8.00 30.00 1 1 1 1 1.00

56 9.00 30.00 1 1 1 1 1.00

57 10.00 30.00 1 1 1 1 1.00

58 10.00 29.00 1 1 1 1 1.00

59 10.00 28.00 1 1 1 1 1.00

60 10.00 27.00 1 1 1 1 1.00

61 10.00 26.00 1 1 1 1 1.00

62 10.00 25.00 1 1 1 1 1.00

63 10.00 24.00 1 1 1 1 1.00

C/Z Template

Double Elem.

Divide Elem.

Delete Elem.

Trans. Node

Elements ?

elem# | nodei | nodej | thickness | mat#

55 55 56 0.630000 100

56 56 57 0.630000 100

57 57 58 0.630000 100

58 58 59 0.630000 100

59 59 60 0.630000 100

60 60 61 0.630000 100

61 61 62 0.630000 100

62 62 63 0.630000 100

Lengths ? .0 262.0 263.0 264.0 265.0 266.0 267.0 268.0 269.0 270.0 271.0 272.0 273.0 274.0 275.0 276.0 277.0 278.0 279.0 280.0 281.0 282.0 283.0 284.0 285.0 286.0 287.0 288.0 289.0 290.0 291.0 292.0 293.0 294.0 295.0 296.0 297.0 298.0 299.0 300.0

Springs ?

node# | DOF(x=1,z=2,y=3,theta=4) | kspring | kflag

0

General Constraints Master-Slave ?

node#e | DOFe | coeff. | node#k | DOFk

0

cFSM Basis for cFSM View ?

On/Off

Natural modes

Axial modes fully orthogonal O modes

Global

Dist.

Local

Other

A. 2. Propriedades da seção e força axial aplicada

CUFSM v3.12 -- Cross-Section Properties and Applied Stress Generator

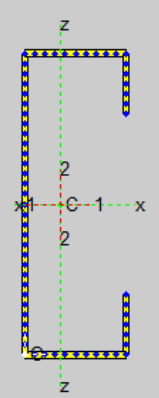
Load Save Input Properties Analyze Post Z R Print Copy Reset ? X

Calculated Section Properties

A = 39.06	J = 5.1676
xcg = 3.5484	zcg = 15
lxx = 5363.82	lzz = 684.1935
lxz = 0	$\theta = 0$
I11 = 5363.82	I22 = 684.1935

Open Section Properties

Xs = -5.6448	Zs = 15
Cw = 170799.26	
$\beta_1 = 0$	Basic Plot ω scale = 1
$\beta_2 = 29.9867$	warping text out



Calculation of Loads and Moments for Generation of Stress on Member

Moments consider: Unsymmetric Restrained Bending

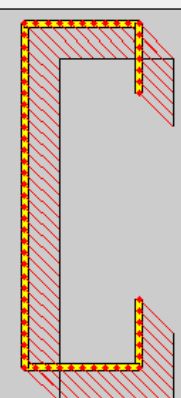
Generate P and M based on max (yield) stress = 1

Bimoment based on T = 0 L = 100 x = 50

Calculate P, M and B ? !

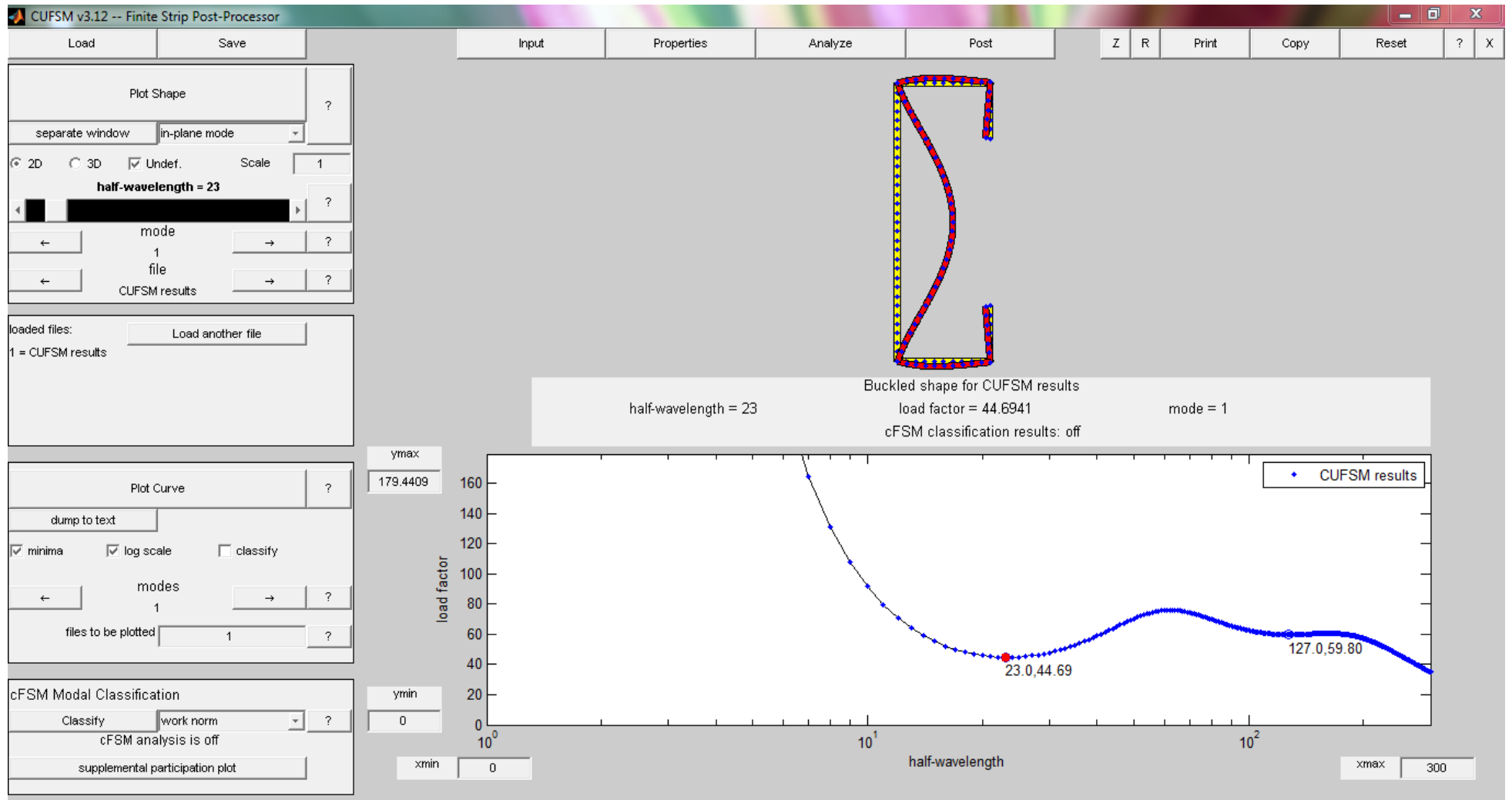
P =	39.06	<input checked="" type="checkbox"/>
Mxx =	357.588	<input type="checkbox"/>
Mzz =	106.05	<input type="checkbox"/>
M11 =	357.588	<input type="checkbox"/>
M22 =	106.05	<input type="checkbox"/>
B =	0	<input type="checkbox"/>

Generate Stress using checked P and M ?

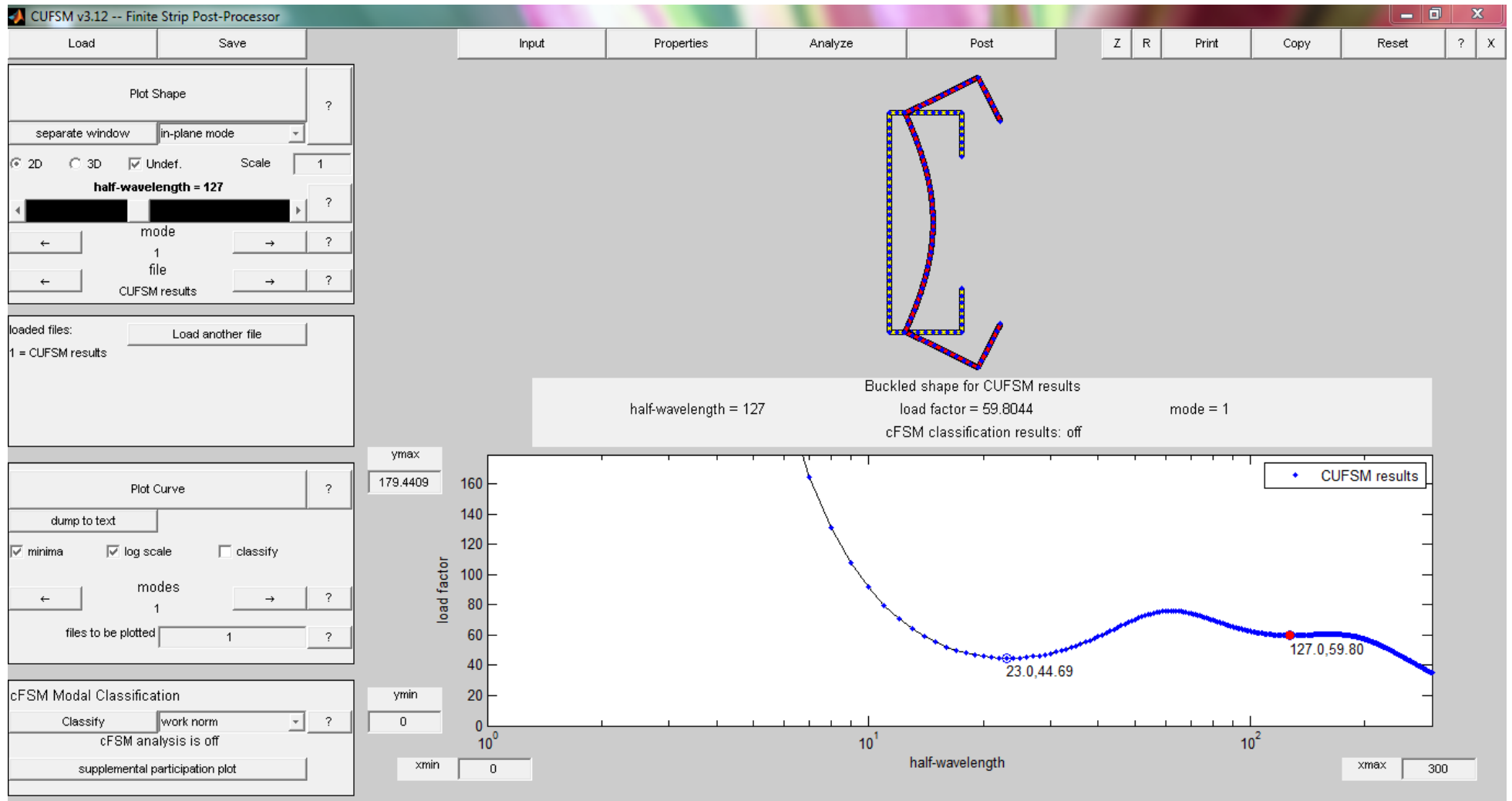


Scale = 1 Max Comp. = 1 Min Tens. = 0

A. 3. Fator de carga correspondente ao modo de flambagem local



A. 4. Fator de carga correspondente ao modo de flambagemdistorcional



A. 5. Propriedades da seção e momento fletor aplicado

CUFSM v3.12 -- Cross-Section Properties and Applied Stress Generator

Load Save Input Properties Analyze Post Z R Print Copy Reset ? X

Calculated Section Properties

A = 39.06	J = 5.1676
xcg = 3.5484	zcg = 15
lxx = 5363.82	lzz = 684.1935
lxz = 0	$\theta = 0$
I11 = 5363.82	I22 = 684.1935

Open Section Properties

Xs = -5.6448	Zs = 15
Cw = 170799.26	
$\beta_1 = 0$	Basic Plot ω scale = 1
$\beta_2 = 29.9867$	warping text out



Calculation of Loads and Moments for Generation of Stress on Member

Moments consider: Unsymmetric Restrained Bending

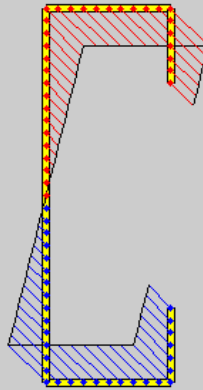
Generate P and M based on max (yield) stress = 1

Bimoment based on T = 0 L = 100 x = 50

Calculate P, M and B ? !

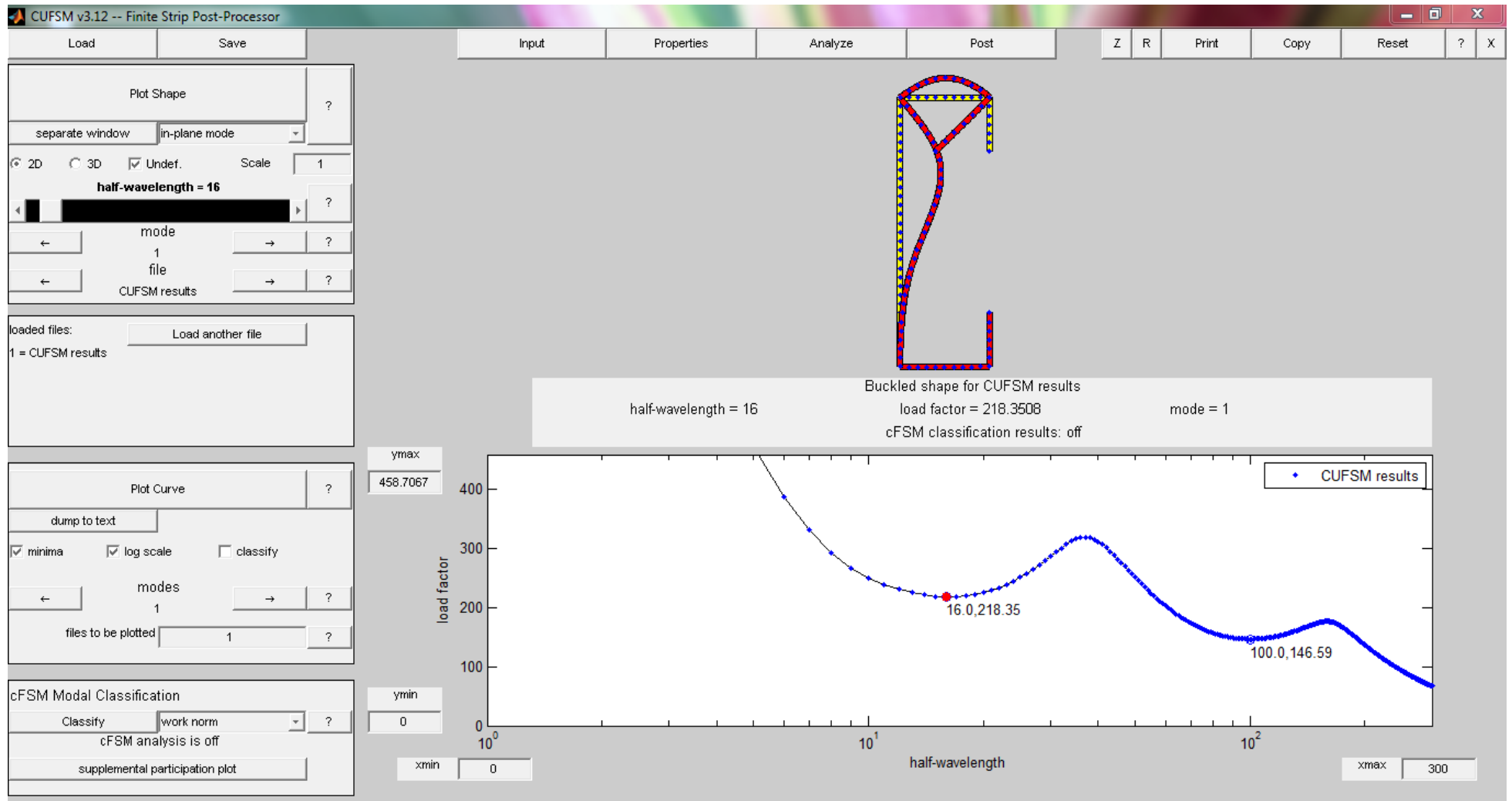
P =	39.06	<input type="checkbox"/>
Mxx =	357.588	<input checked="" type="checkbox"/>
Mzz =	106.05	<input type="checkbox"/>
M11 =	357.588	<input type="checkbox"/>
M22 =	106.05	<input type="checkbox"/>
B =	0	<input type="checkbox"/>

Generate Stress using checked P and M ?

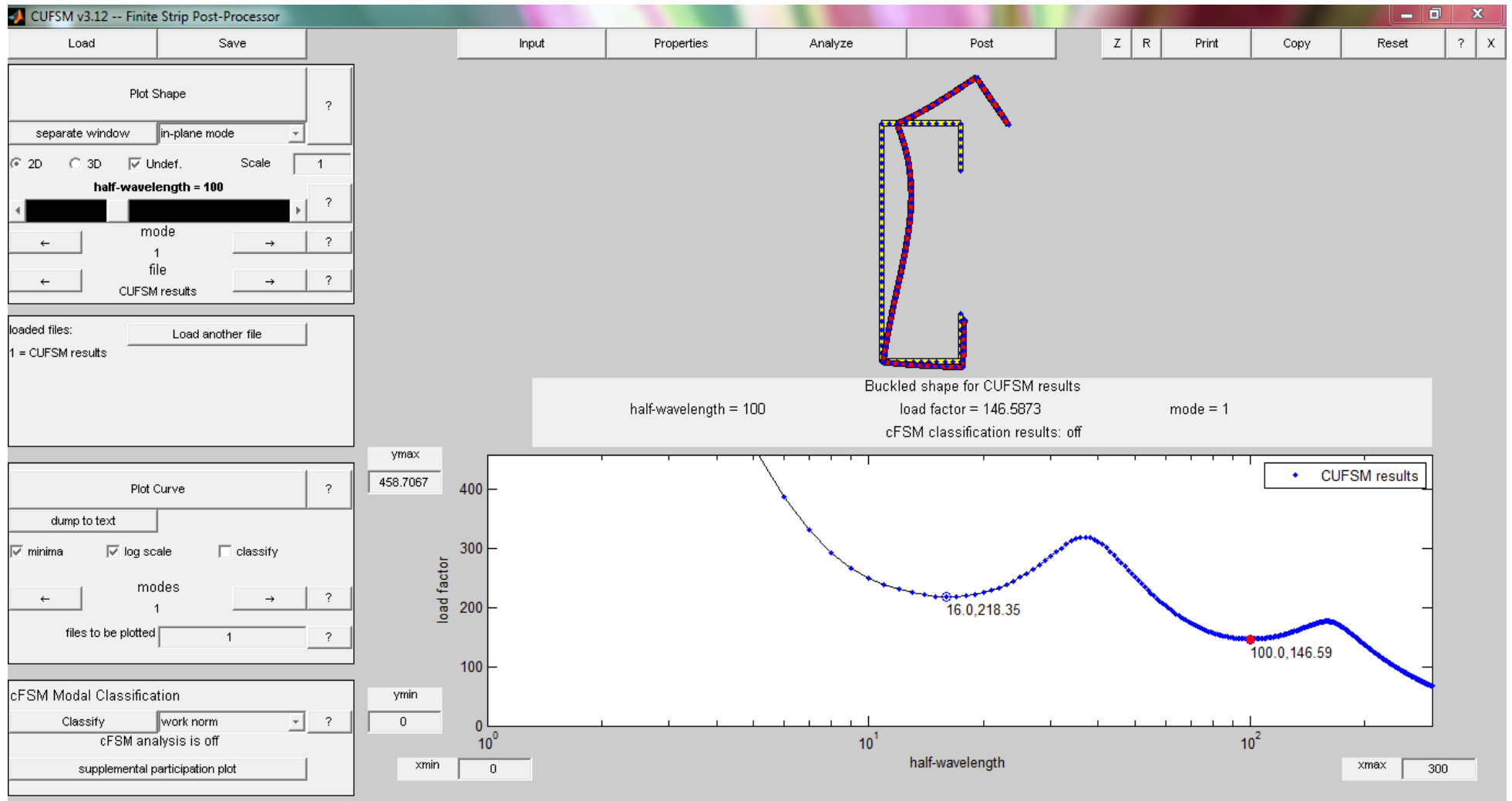


Scale = 1 Max Comp. = 1 Min Tens. = -1

A. 6. Fator de carga correspondente ao modo de flambagem local



A. 7. Fator de carga correspondente ao modo de flambagem distorcional



Apêndice B: CUFSM – Diagonal

B. 1. Dados de entrada (unidades: kN; cm)

CUFSM v3.12 -- Finite Strip Pre-Processor -- General Input

Load Save Input Properties Analyze Post Z R Print Copy Reset ? X

Material Properties ?

mat# | Ex | Ey | vx | vy | Gxy

100 20000.00 20000.00 0.30 0.30 7700.00

Nodes ?

node# | x | z | xdof | zdof | ydof | qdof | stress

73 10.00 20.00 1 1 1 1 1.00
74 10.00 19.38 1 1 1 1 1.00
75 10.00 18.75 1 1 1 1 1.00
76 10.00 18.13 1 1 1 1 1.00
77 10.00 17.50 1 1 1 1 1.00
78 10.00 16.88 1 1 1 1 1.00
79 10.00 16.25 1 1 1 1 1.00
80 10.00 15.63 1 1 1 1 1.00
81 10.00 15.00 1 1 1 1 1.00

Elements ?

elem# | nodei | nodej | thickness | mat#

73 73 74 0.630000 100
74 74 75 0.630000 100
75 75 76 0.630000 100
76 76 77 0.630000 100
77 77 78 0.630000 100
78 78 79 0.630000 100
79 79 80 0.630000 100
80 80 81 0.630000 100

Update Plot

Plot Options:

node #
 element #
 material #
 stress mag.
 stress dist.
 coordinates
 constraints
 springs
 origin

C/Z Template
Double Elem.
Divide Elem.
Delete Elem.
Trans. Node

The diagram shows a finite strip structure with nodes 73 through 81. The nodes are arranged in a grid pattern. The elements are highlighted in yellow, showing a series of rectangular strips. The structure is oriented vertically, with nodes 73-81 on the left and nodes 74-80 on the right. The elements connect nodes 73-74, 74-75, 75-76, 76-77, 77-78, 78-79, 79-80, and 80-81.

Lengths ? | 0.262.0 263.0 264.0 265.0 266.0 267.0 268.0 269.0 270.0 271.0 272.0 273.0 274.0 275.0 276.0 277.0 278.0 279.0 280.0 281.0 282.0 283.0 284.0 285.0 286.0 287.0 288.0 289.0 290.0 291.0 292.0 293.0 294.0 295.0 296.0 297.0 298.0 299.0 300.0

Springs ?

node# | DOF(x=1,z=2,y=3,theta=4) | kspring | kflag

0

General Constraints Master-Slave ?

node#e | DOFe | coeff. | node#k | DOFk

0

cFSM On/Off

Global
 Dist.
 Local
 Other

Basis for cFSM View ?

Natural modes
 Axial modes fully orthogonal O modes

0
0
0
0

B. 2. Propriedades da seção e força axial aplicada

CUFSM v3.12 -- Cross-Section Properties and Applied Stress Generator

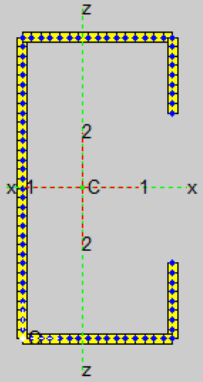
Load Save Input Properties Analyze Post Z R Print Copy Reset ? X

Calculated Section Properties

$A = 31.5$	$J = 4.1674$
$x_{cg} = 4$	$z_{cg} = 10$
$I_{xx} = 2047.5$	$I_{zz} = 546$
$I_{xz} = 0$	$\theta = 0$
$I_{11} = 2047.5$	$I_{22} = 546$

Open Section Properties

$X_s = -5.8974$	$Z_s = 10$
$C_w = 70538.4615$	
$\beta_1 = 0$	Basic Plot ω scale = 1
$\beta_2 = 24.6795$	warping text out



Calculation of Loads and Moments for Generation of Stress on Member

Moments consider: Unsymmetric Restrained Bending

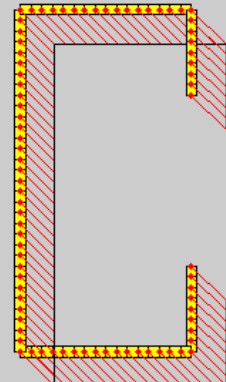
Generate P and M based on max (yield) stress = 1

Bimoment based on T = 0 L = 100 x = 50

Calculate P, M and B ? !

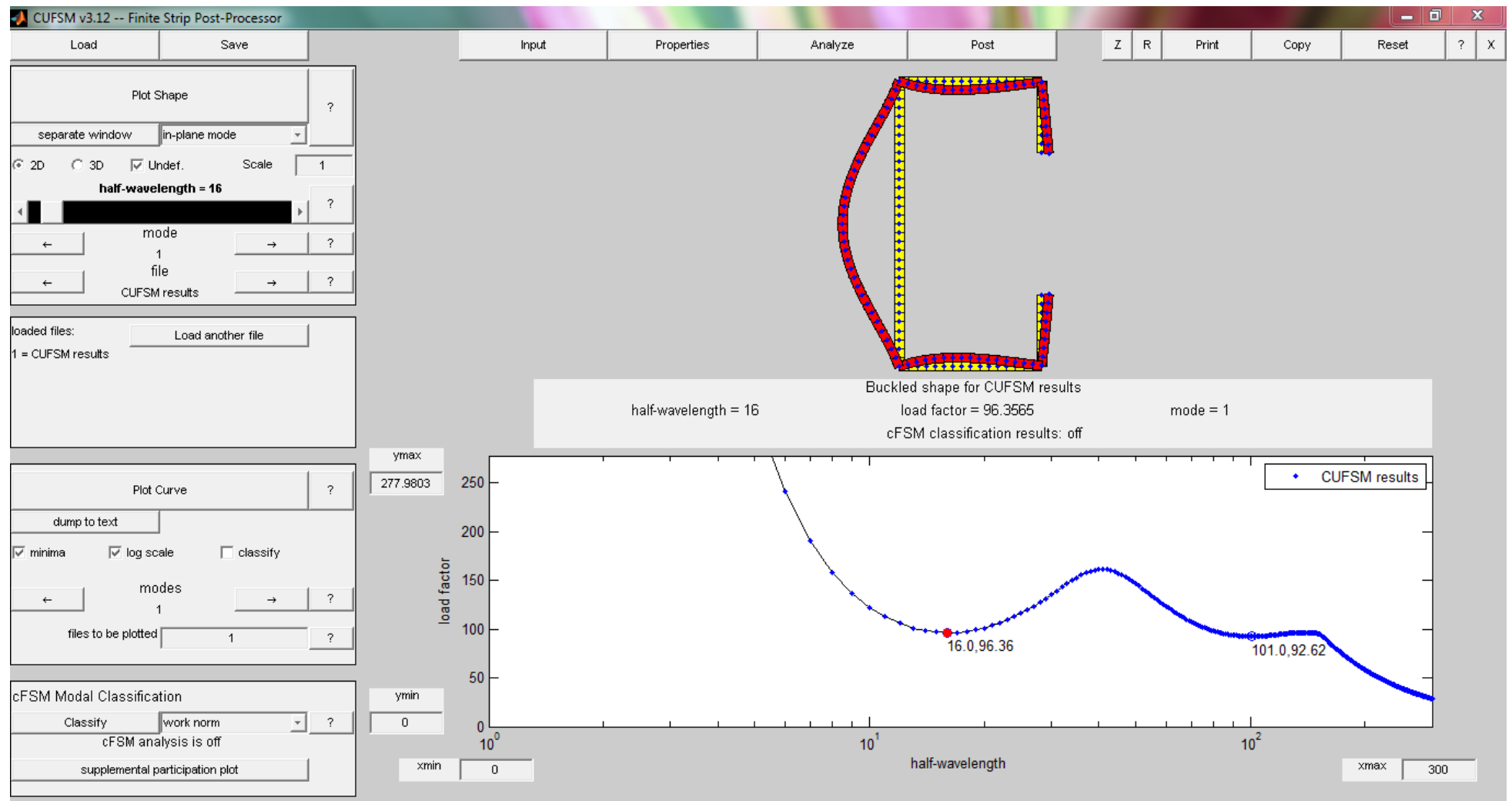
P =	31.5	<input checked="" type="checkbox"/>
Mxx =	204.75	<input type="checkbox"/>
Mzz =	91	<input type="checkbox"/>
M11 =	204.75	<input type="checkbox"/>
M22 =	91	<input type="checkbox"/>
B =	0	<input type="checkbox"/>

Generate Stress using checked P and M ?

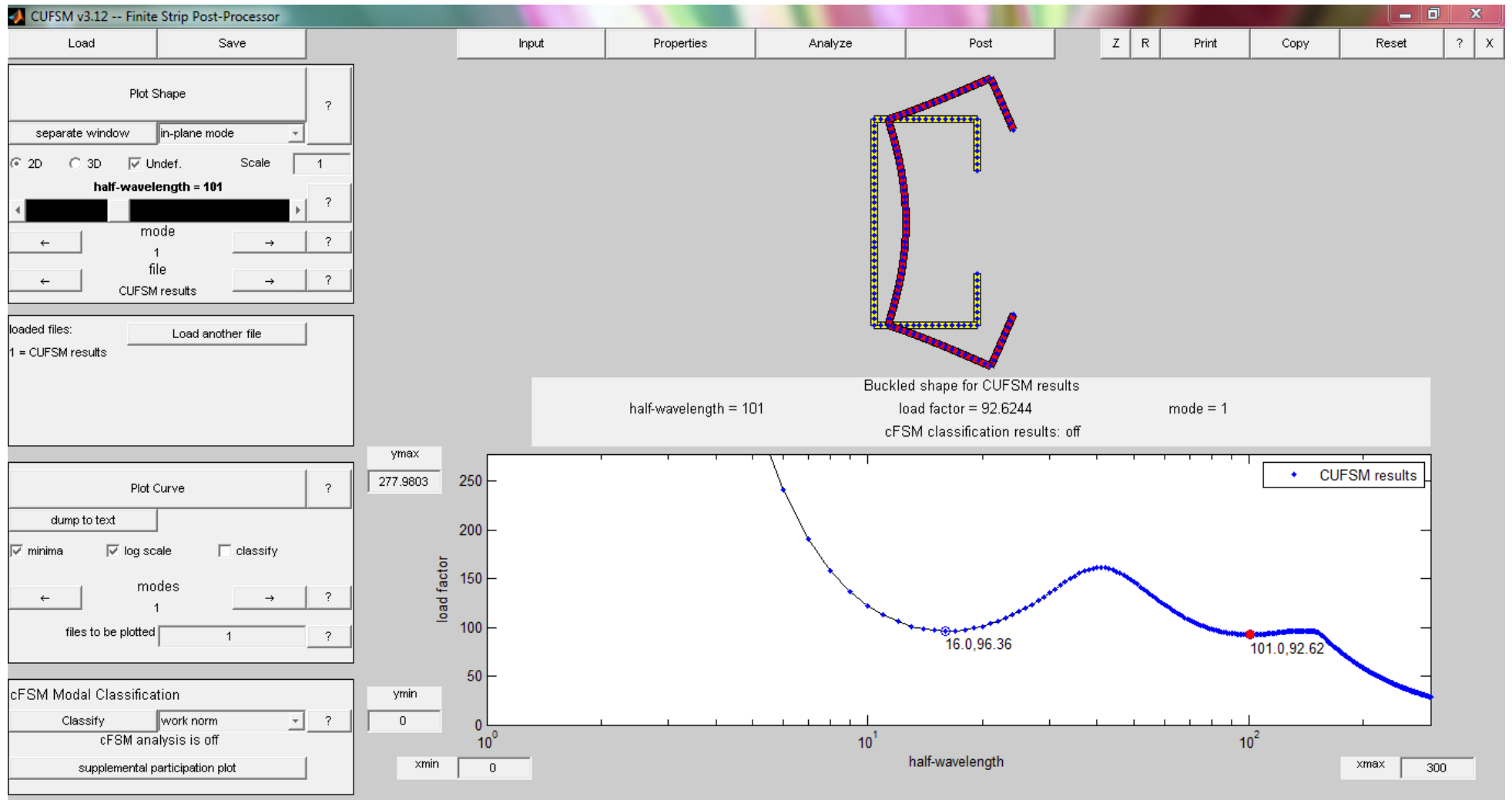


Scale = 1 Max Comp. = 1 Min Tens. = 0

B. 3. Fator de carga correspondente ao modo de flambagem local



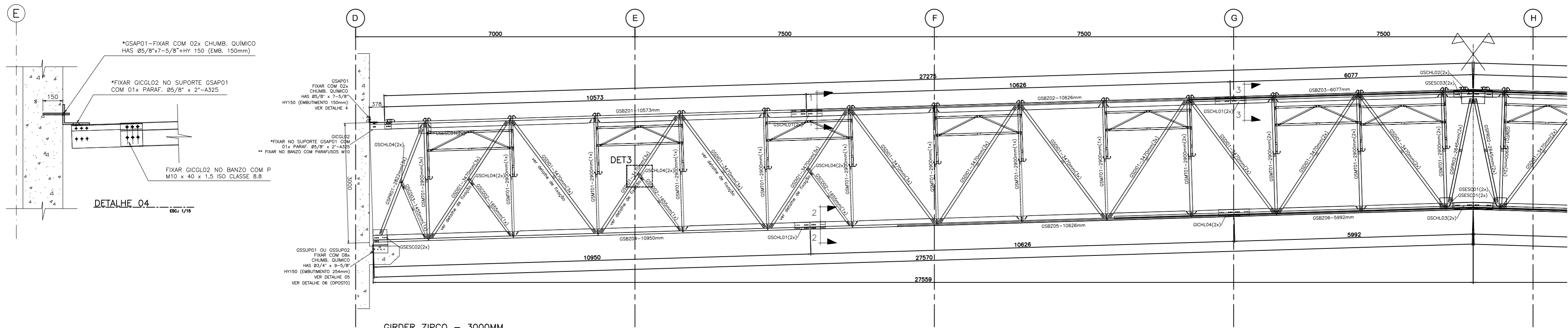
B. 4. Fator de carga correspondente ao modo de flambagem distorcional



Apêndice C: Projeto original

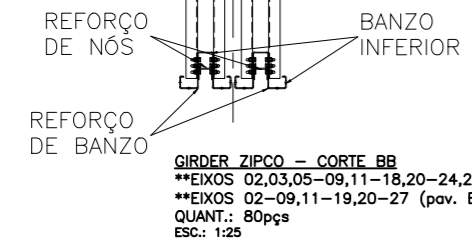
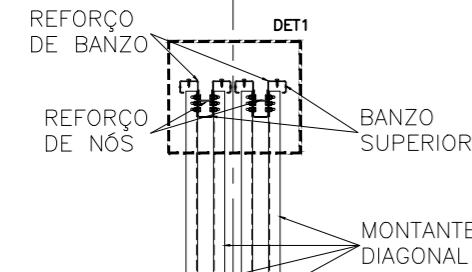
Este apêndice apresenta dois desenhos de montagem do projeto original da cobertura:

- Desenho de uma viga principal treliçada
- Desenho de um joist

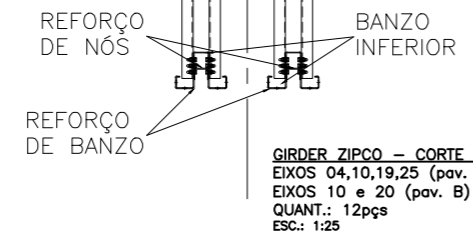
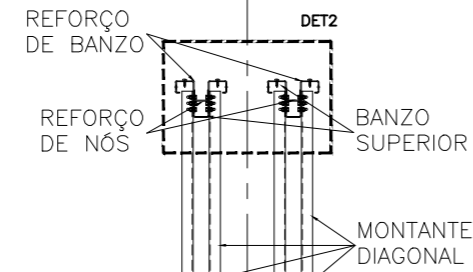


GIRDER ZIPCO – 3000MM
 QUANT.: 108pçs
 ESC.: 1:50

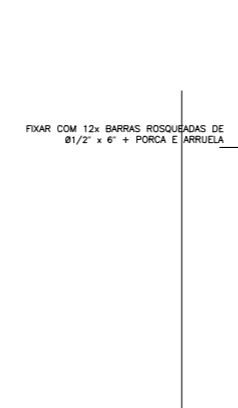
10 20 PARA PAVIMENTO B
 04 10 19 25 PARA PAVIMENTO A



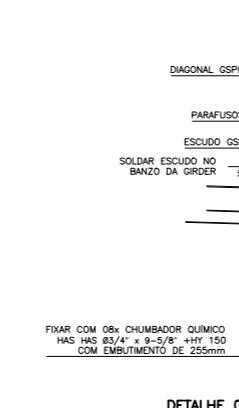
GIRDER ZIPCO – CORTE BB
 **EIXOS 02,03,05-09,11-18,20-24,26-28 (pav. A)
 **EIXOS 02-09,11-19,20-27 (pav. B)
 QUANT.: 80pçs
 ESC.: 1:25



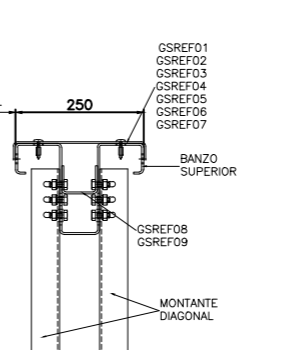
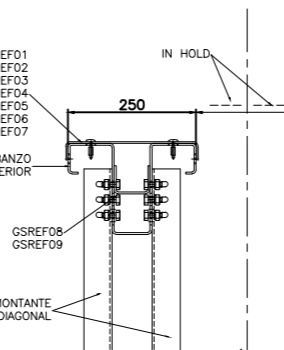
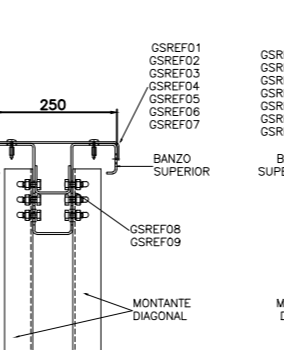
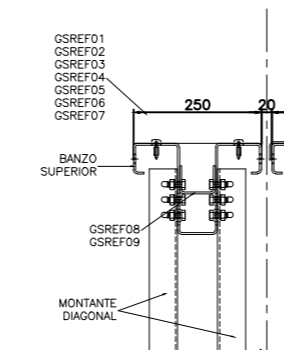
GIRDER ZIPCO – CORTE CC
 EIXOS 04,10,19,25 (pav. A)
 EIXOS 10 e 20 (pav. B)
 QUANT.: 12pçs
 ESC.: 1:25



DETAILHE 1
 ESC.: 1:10

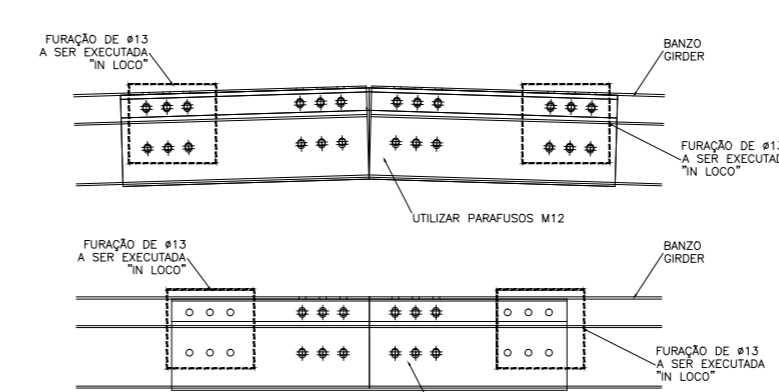


DETAILHE 2
 ESC.: 1:10

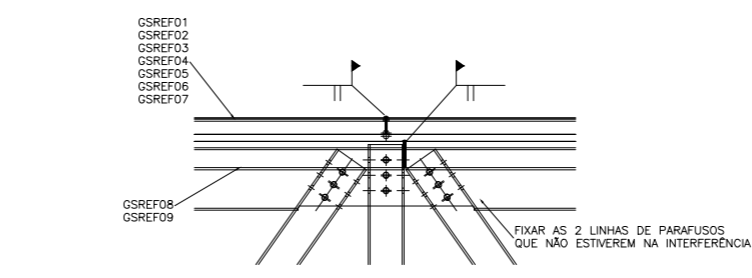


DETAILHE 1
 ESC.: 1:10

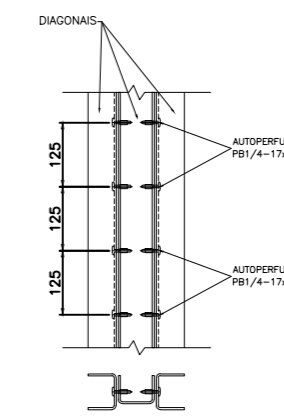
DETAILHE 2
 ESC.: 1:10



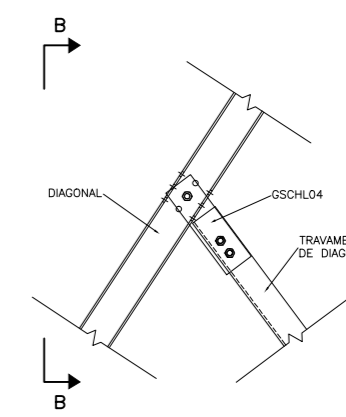
DETAILHE DE FIXAÇÃO DE CHAPAS DE LIGAÇÃO
 ESC.: 1:10



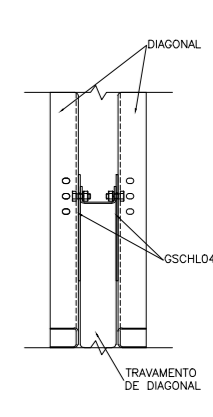
DETAILHE DE EMENDA SOLDADA
 ESC.: 1:10



DETAILHE DE FIXAÇÃO DIAGONAIS TRIPLAS
 PARAFUSOS A CADA 125MM
 ESC.: 1:10



DETAILHE 3
 ESC.: 1:10



VISTA BB
 ESC.: 1:10

- NOTAS GERAIS:
- 1) O PRESENTE DESENHO NÃO PODE SER REPRODUZIDO E/OU ALTERADO, RESPEITADOS NOSSOS DIREITOS AUTORAIS.
 - 2) MEDIDAS ESTÃO INDICADAS EM MILÍMETRO E NÍVEIS EM METRO.
 - 3) O CLIENTE DEVERÁ DEIXAR A ÁREA INTERNA DA OBRA LIVRE E À NOSSA DISPOSIÇÃO PARA COMPOSIÇÃO E MONTAGEM DO JOIST/GIRDER, OU DA ESTRUTURA QUANDO FOR O CASO.
 - 4) AS MEDIDAS DE VÃOS E COTAS DEVERÃO SER RIGOROSAMENTE RESPEITADAS.
 - 5) VERIFICAR MEDIDAS EM OBRA. EM CASO DE DISCREPÂNCIAS SIGNIFICATIVAS, O PROJETISTA DEVE SER COMUNICADO.
 - 6) TODOS OS PARAFUSOS SÃO M10 x 40 x 1,5 ISO CLASSE 8.8, EXCETO ONDE INDICADO.

REV	DATA	DES.	VERIF.	DESCRIÇÃO
05	29/09/10	Augusto	Augusto	REVISÃO REFORÇOS
04	27/09/10	Augusto	Augusto	REVISÃO REFORÇOS
02	23/09/10	Augusto	Augusto	REVISÃO MONTANTES
00	17/09/10	luís	luís	EMISSÃO INICIAL



Av. Domingos Ferreira, 4060, 16º andar, Empresarial Blue Tower
 CEP: 51020-031 Recife/PE. FONE/FAX: (81)3326-5930
 www.zipco.com.br E-mail: zipco@zipco.com.br

TÍTULO: GIRDER ZIPCO - 3000mm			
PAVILHÃO CENTRAL			
OBRA: CENTRO DE CONVENÇÕES - CE			LOCAL: FORTALEZA - CE
CLIENTE: CONSÓRCIO GALVÃO - ANDRADE MENDONÇA			
PROJETADO POR: luís	DESENHADO POR: luís	VERIFICADO POR: luís	
FINALIDADE: EXECUTIVO	DATA: 17/09/2010		REVISÃO: 05
DESENHO N°: ZP447-M096			

TABELA DE PLTAGEM
 PRETO/BRANCO
 EM MILÍMETRO

PLT SCALE: 1:1
 FORMATO: A1

ESPESS.	COR
0.1	RED
0.2	YELLOW
0.3	GREEN
0.4	CYAN
0.5	BLUE
0.6	MAGENTA
0.1	WHITE
0.1	OTHERS

LOCAÇÃO DE REFORÇOS
 QUANT.: 108pçs
 ESC.: 1:50

FIXAÇÃO DE REFORÇOS:
 GSREF08, GSREF09
 AUTOPERFORANTE PB1/4 – 17 X 1" A CADA 125MM
 GSREF01, GSREF02, GSREF03, GSREF04, GSREF05, GSREF06, G
 AUTOPERFORANTE PB1/4 – 17 X 1" A CADA 150MM

LISTA DE MATERIAIS

ITEM	POSIÇÃO	DESCRIÇÃO	QTDE	PESO
1	BANZ02	BANZO JOIST 8.400MM	2	78,96
2	BANZ17	BANZO JOIST 9.548MM	2	89,94
3	D150	DIAGONAL ZIPCO 150	28	54,56
4	PRUMO1513	DIAGONAL ZIPCO 1.513MM	4	7,36
5	TRAV1793	DIAGONAL JOIST 1793MM	8	17,42
6	U-2165	U ZIPCO 2.165MM	4	7,72
7	L-1095	L ZIPCO 1.095MM	4	3,09
8	NI	NÓ MOVEL INFERIOR	4	1,96
9	NS	NÓ MÓVEL SUPERIOR	8	4,08
10	NOTRAV01	NÓ DE TRAVAMENTO EM GIRDER TIPO 1	4	5,00
11	NOTRAV02	NÓ DE TRAVAMENTO EM GIRDER TIPO 2	4	4,72
12	APOIO SUPERIOR	APOIO SUPERIOR DE JOIST ZIPCO	4	5,08
PESO TOTAL POR PAR DE JOIST				279,89

LISTA DE PARAFUSOS

ITEM	DESCRIÇÃO	QTDE
1	PARAFUSO SEXTAVADO COM PORCA M10x1,5x25 ISO 898-8.8	184

NOTAS GERAIS:

- O PRESENTE DESENHO NÃO PODE SER REPRODUZIDO E/OU ALTERADO, RESPEITADOS NOSSOS DIREITOS AUTORAIS.
- MEDIDAS ESTÃO INDICADAS EM MILÍMETRO E NÍVEIS EM METRO.
- O CLIENTE DEVERÁ DEIXAR A ÁREA INTERNA DA OBRA LIVRE E À NOSSA DISPOSIÇÃO PARA COMPOSIÇÃO E MONTAGEM DO JOIST/GIRDER, OU DA ESTRUTURA QUANDO FOR O CASO.
- AS MEDIDAS DE VÃOS E COTAS DEVERÃO SER RIGOROSAMENTE RESPEITADAS.
- VERIFICAR MEDIDAS EM OBRA. EM CASO DE DISCREPÂNCIAS SIGNIFICATIVAS, O PROJETISTA DEVE SER COMUNICADO.
- VER DETALHES NA FOLHA ZP447-M112 E MONTAGEM ZP447-M143.

REV	DATA	DES.	VERIF.	DESCRIÇÃO
00	11/11/10	ENÉAS	AUGUSTO	EMISSÃO INICIAL



Av. Domingos Ferreira, 4060, 16º andar, Empresarial Blue Tower
 CEP: 51020-031 Recife/PE. FONE/FAX: (81)3326-5930
 www.zipco.com.br E-mail: zipco@zipco.com.br

TÍTULO:
JOIST 36 - PAVILHÃO A e B
 PAVILHÃO CENTRAL

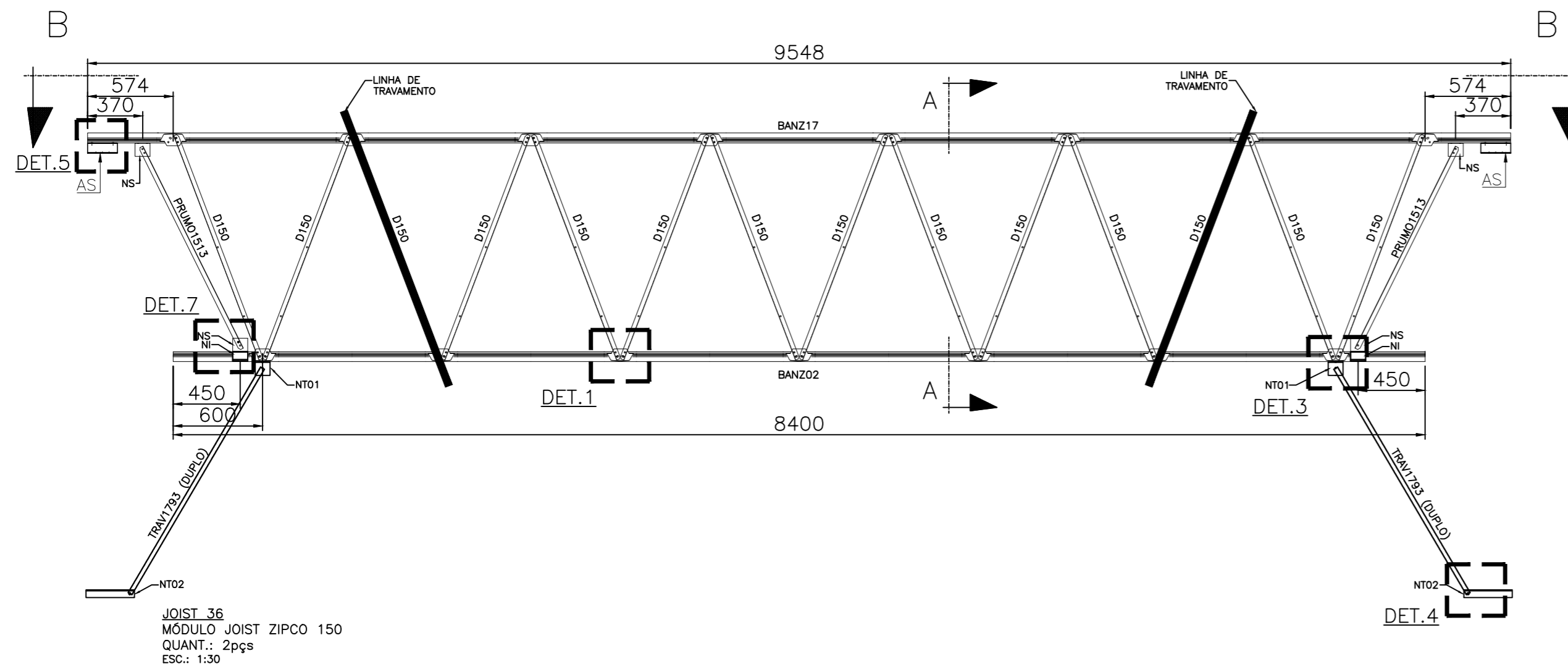
OBRA:
CENTRO DE CONVENÇÕES-CE LOCAL:
 FORTALEZA - CE

CLIENTE:
CONSÓRCIO GALVÃO - ANDRADE MENDONÇA

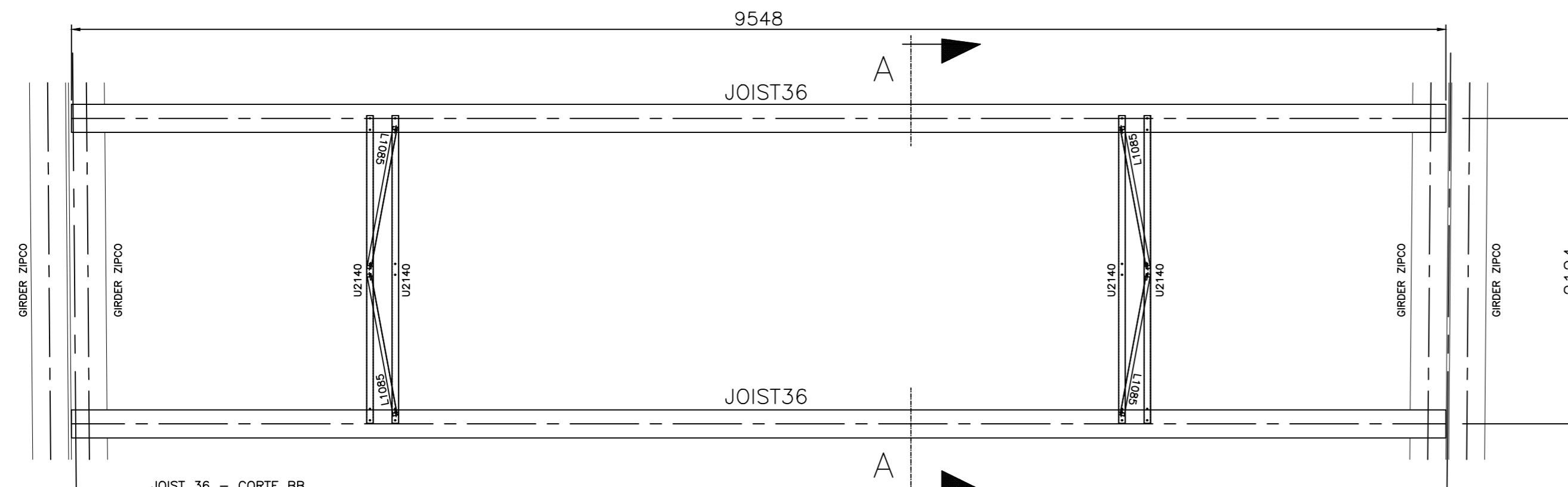
PROJETADO POR:
 ENÉAS DESENHADO POR:
 ENÉAS VERIFICADO POR:
 AUGUSTO

FINALIDADE:
 EXECUTIVO ESCALA:
 INDICADO DATA:
 11/11/2010

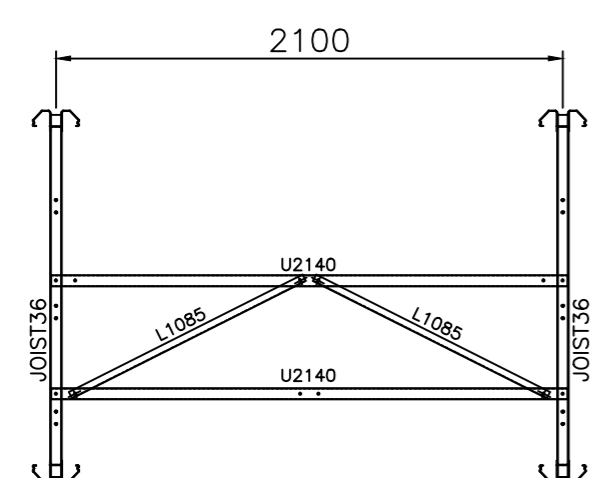
DESENHO N°:
 ZP447-M155 REVISÃO:
 00



JOIST 36
 MÓDULO JOIST ZIPCO 150
 QUANT.: 2pçs
 ESC.: 1:30



JOIST 36 - CORTE BB
 MÓDULO JOIST ZIPCO 150
 ESC.: 1:30



JOIST 36 - CORTE AA
 MÓDULO JOIST ZIPCO 150
 ESC.: 1:30

TABELA DE PLOTAGEM
 PRETO/BRANCO
 EM MILÍMETRO

PLT SCALE: 1:1
 FORMATO: A2

ESPESS.	COR
0.1	RED
0.2	YELLOW
0.3	GREEN
0.4	CYAN
0.5	BLUE
0.6	MAGENTA
0.1	WHITE
0.1	OTHERS

Bibliografia

- [1] ABNT NBR 6123:1988 – *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro.
- [2] ABNT NBR 8800:2008 – *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro.
- [3] ABNT NBR 14762:2010 – *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio*. Rio de Janeiro.
- [4] ABNT, Comissão de Estudo de Estruturas de Aço (CE:02:125.03). *Projeto de Norma: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edificações com Perfis Tubulares*. Rio de Janeiro.
- [5] BELLEI, Ildony Hélio. *Edifícios Industriais em Aço: Projeto e Cálculo*. 5. ed. rev. e ampl. São Paulo: Pini, 2004. Rio de Janeiro.
- [6] Computers & Structures, Inc. Programa Computacional SAP 2000. Disponível em: <<http://www.csiberkeley.com/sap2000>>. Acesso em: 30 set. 2012.
- [7] Instituto Nacional de Meteorologia. Gráficos climatológicos. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/graficosClimaticos>>. Acesso em: 05 set. 2012.
- [8] Perfilor ArcelorMittal. Telha zipada. Disponível em: <http://www.perfilor.com.br/produtos_zipado.php>. Acesso em: 05 set. 2012.
- [9] PFEIL, Walter, PFEIL, Michèle. *Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático*. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC,2012.
- [10] Placo Saint Gobain. Forros Gyptone. Disponível em: <http://www.placo.com.br/produtos-drywall/material-impreso-drywall/arquivos/AF-Folheto_Forro%20Gyptone.pdf>. Acesso em: 05 set. 2012.
- [11] Professor Ben Schafer's Thin-Walled Structures Research Group – Johns Hopkins University. Programa Computacional CUFSM v3.12. Disponível em: <<http://www.ce.jhu.edu/bschafer/cufsm/cufsm312>>. Acesso em: 16 out. 2012.

- [12] Secretaria de Turismo do Governo do Ceará. Foto do Centro de Eventos do Ceará. Disponível em: <<http://www.setur.ce.gov.br/CentrodeEventos/images/fotos/6.jpg>>. Acesso em: 15 mar. 2013.
- [13] Vallourec & Mannesmann Tubes. Catálogo de Tubos Estruturais. Disponível em: <[http://www.vmtubes.com.br/vmbinternet/filesmng.nsf/2F0D885B9F9AC58983257A790050CFB2/\\$File/Catalogo%20de%20Tubos%20Estruturais%202012-2.pdf](http://www.vmtubes.com.br/vmbinternet/filesmng.nsf/2F0D885B9F9AC58983257A790050CFB2/$File/Catalogo%20de%20Tubos%20Estruturais%202012-2.pdf)>. Acesso em: 25 nov. 2012.
- [14] Zipco Sistema de Coberturas Metálicas. Projeto Executivo do Pavilhão Central do Centro de Eventos do Ceará, 2010.