



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JOÃO VICTOR CORDEIRO BARROS

**PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO EM AÇO COMPOSTO POR
PÓRTICOS FORMADOS POR PERFIS LAMINADOS**

Caruaru

2023

JOÃO VICTOR CORDEIRO BARROS

**PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO EM AÇO COMPOSTO POR
PÓRTICOS FORMADOS POR PERFIS LAMINADOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Civil do
Campus Agreste da Universidade Federal de
Pernambuco – UFPE, na modalidade de artigo
científico, como requisito parcial para obtenção
do grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador(a): Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima

Caruaru

2023

Projeto estrutural de um galpão em aço composto por pórticos formados por perfis laminados

Structural design of a steel shed composed of frames formed by laminated profiles

João Victor Cordeiro Barros¹

RESUMO

No Brasil, é cada vez mais frequente a utilização do aço como elemento estrutural nos mais diversos seguimentos da construção civil, especialmente na área industrial, em que se observa um expressivo emprego deste material, sobretudo na construção de galpões. Não obstante, ainda neste segmento, quando se analisa a fabricação de galpões com pórticos estruturados em perfis laminados, nota-se que sua adoção é relativamente reduzida, ao passo que, em outros países, onde há uma maior consolidação da cultura do aço, a utilização dessa solução é amplamente difundida, sobretudo devido sua maior rapidez e praticidade na execução de projetos. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo desenvolver o projeto estrutural de um galpão compostos por pórticos laminados, a ser executado no município de Belo Jardim, no agreste de Pernambuco, de modo a proporcionar uma maior possibilidade de soluções para esse segmento na região. Para tanto, inicialmente será efetuado o dimensionamento dos elementos estruturais, em forma unitária, através de cálculos manuais, e, posteriormente, será realizado sua modelagem e análise estrutural por meio do *software SCIA Engineer 22.0* (versão estudantil), de acordo com as normas vigentes. Por fim, serão apresentados os resultados do dimensionamento, bem como a análise do quantitativo necessário para a execução da obra e o detalhamento do projeto.

Palavras-chave: galpão; estrutura de aço; perfis laminados; dimensionamento estrutural.

¹Graduando em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Pernambuco. E-mail: joao.cordeirobarros@ufpe.br

ABSTRACT

In Brazil, the use of steel as a structural element is increasingly common in the most diverse segments of civil construction, especially in the industrial area, where there is an expressive use of this material, especially in the construction of sheds. However, even in this segment, when analyzing the manufacture of sheds with gantries structured um laminated profiles, it is notable that its adoption is relatively low, while in other countries, where there is a greater consolidation of the steel culture, the use of this solutions is widespread, mainly due to its greater speed and practicality in the execution of projects. In this way, the present work aims to develop the structural project of a shed composed of laminated frames, to be executed in the municipality of Belo Jardim, in the countryside of Pernambuco, in order to provide a greater possibility of solutions for this segment in the region. Therefore, initially, the design of the structural elements will be carried out, in unitary form, through manual calculations, and later, their modeling and structural analysis will be carried out through the *SCIA Engineer 22.0 software*, according to the current standards. Finally, the results of dimensioning will be presented, as well as the analysis of the amount of steel necessary for the execution of the work and the detailing of the project.

Keywords: shed; steel structure; laminated profiles; structural dimensioning.

DATA DE APROVAÇÃO: 08 de maio de 2023.

1 INTRODUÇÃO

Apesar do predomínio das estruturas em concreto armado no Brasil, torna-se cada vez mais notável o emprego de estruturas de aço nas construções atuais, indo desde pequenas edificações residenciais até grandes obras como pontes e arranha-céus. Em seu emprego como elemento estruturante, o aço apresenta uma série de características que, relativamente a outros materiais de construção convencionais, constituem-se em vantagens cada vez mais aproveitadas. Dentre elas, de acordo com Fakury (2016), pode-se citar: elevada resistência, resultando em elementos com menores dimensões transversais; elevada ductilidade, apresentando alta resistência a impactos; alto grau de confiança, por ser um material isotrópico e homogêneo; assim como facilidade de reforço e ampliação, possibilitando uma maior flexibilidade nas construções.

Por consistir em um material com elevada relação resistência/peso próprio, o aço proporciona a concepção de estruturas cada vez mais leves e, conseqüentemente, possibilita a execução de vãos cada vez maiores. Dessa forma, favorece a execução de obras com uma grande área coberta e um amplo espaço interno, como os galpões, que são construções geralmente constituídas em aço ou em elementos pré-moldados de concreto armado, geralmente de um único pavimento, utilizadas para diversos fins em que essas características se tornam essenciais, como industriais, comerciais, esportivas etc.

De acordo com Silva (2021), os galpões são estruturas altamente competitivas na região do agreste pernambucano, onde, em se tratando da tipologia em aço, observa-se uma maior utilização dos treliçados constituídos por perfis formados a frio (chapas dobradas), o que está diretamente relacionado ao seu menor peso e, portanto, ao menor custo na obtenção do aço, relativamente à tipologia constituída por perfis laminados. Entretanto, em construções em que o fator tempo torna-se preponderante, como nos casos de centrais de distribuições e hospitais, por exemplo, a tipologia constituída por perfis laminados apresenta vantagem considerável. Isso porque apresenta como principal característica a rapidez na execução de montagem, além de proporcionar facilidade e um menor tempo de fabricação e transporte, assim como um menor custo de manutenção contra a oxidação dos elementos com pinturas, por exemplo, devido sua menor superfície de contato com o ambiente e menor quantidade de detalhes construtivos, ligações sobretudo, suscetíveis à corrosão.

Dessa forma, a justificativa do presente trabalho consiste exatamente em fornecer ao mercado de trabalho os resultados do projeto estrutural de um galpão composto por pórticos laminados, dimensionado de acordo com as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR

14762:2010, tendo como objetivo favorecer sua maior participação nas construções atuais e proporcionar um maior leque de possibilidades de soluções estruturais para galpões na região.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo principal do presente trabalho consiste em desenvolver o procedimento adequado para o projeto estrutural de um galpão geminado com telhados duplos em duas águas, constituído em aço formado por perfis laminados.

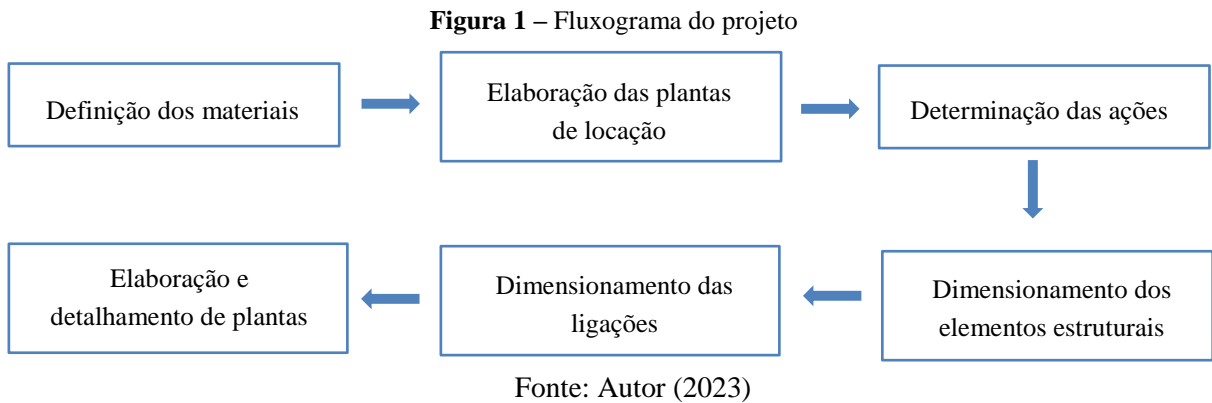
1.1.2 Objetivos Específicos

- Realizar a concepção estrutural de um galpão;
- Definir as ações atuantes com base nas normas vigentes;
- Definir e dimensionar os seguintes elementos de fechamento: telhas, placas de fechamento vertical e calhas;
- Executar o pré-dimensionamento, bem como efetuar a seleção e verificação dos elementos de alma cheia das vigas e dos pilares, das terças, dos pilares e travessas de fechamento e das correntes ou agulhas (barras de travamento lateral das terças), utilizando os *softwares Mathcad Prime 7.0 e Ftool*;
- Realizar a modelagem, análise e dimensionamento da estrutura utilizando o *software SCIA Engineer 22.0*;
- Efetuar a seleção e verificação dos elementos utilizados nas ligações: soldas, parafusos, chumbadores (meios de ligação), chapas de ligação, suporte para a fixação das terças, placas de base etc. (elementos de ligação);
- Realizar o detalhamento do projeto, contendo o quantitativo de material utilizado.

2 METODOLOGIA

Na presente seção, será apresentada a caracterização inicial do projeto, com informações como a descrição da edificação, os materiais utilizados, o lançamento da estrutura, a determinação das ações atuantes e as combinações relativas aos estados limites analisados. Na

Figura 1 é mostrado um fluxograma das etapas a serem seguidas na elaboração do projeto.



2.1 Descrição da edificação

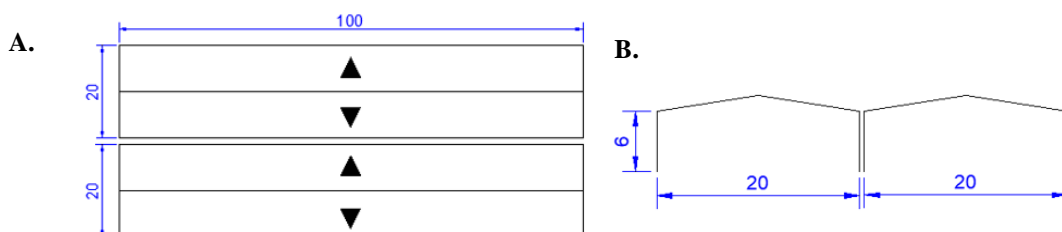
A edificação consiste em um galpão industrial idealizado para ser construído às margens da BR-232, no município de Belo Jardim, no agreste de Pernambuco, conforme a marcação na Figura 2. Quanto às suas características, trata-se de um galpão geminado com telhados duplos em duas águas, possuindo um comprimento de 100 m, largura de 40 m e altura de pé-direito de 6 m, conforme é mostrado nas Figuras 3A e B.

Figura 2 – Imagem de satélite do local do galpão a ser construído



Fonte: Google Earth (2023)

Figura 3 – A. Vista superior do galpão. B. Vista frontal do galpão (dimensões em m)



Fonte: Autor (2023)

2.2 Materiais utilizados

Para a cobertura e o fechamento lateral do galpão, serão utilizadas telhas termoacústicas ISOTELHA® ALUMÍNIO TRAPEZOIDAL PIR AP com 30 mm de espessura do material isolante, conforme o catálogo da KINGSPAN ISOESTE (2022). Com relação a cobertura, de acordo com o fabricante, sua inclinação mínima recomendada é de 6% para comprimentos de água de no máximo 20 m, conforme o presente caso, de modo que será adotada uma inclinação de 10%. Quanto aos materiais dos demais elementos, estão especificados na Tabela 1.

Tabela 1 – Materiais e suas especificações

MATERIAIS	ESPECIFICAÇÃO	UTILIZAÇÃO
Perfis laminados	ASTM A572 Gr. 50	Vigas, Pilares e Contraventamentos
Perfis formados a frio	CF 26	Terças e Contraventamentos
Chapas de ligação	MR 250	Ligações
Parafusos e porcas	ASTM A325	Ligações
Eletrodo	AWS E-7018	Ligações
Concreto e graute	C-25	Fundação

Fonte: Autor (2023)

2.3 Ações

Na análise estrutural, é necessário a definição das ações que atuarão na estrutura, de modo a se considerar suas influências na produção de efeitos significativos nos elementos estruturais, tendo como base os estados-limites últimos e de serviço. Dessa forma, são apresentadas, a seguir, as ações consideradas na análise e dimensionamento estrutural do galpão.

2.3.1 Ações permanentes

São as ações que ocorrem com intensidades praticamente constantes ao longo de toda vida útil da estrutura. São constituídas pelo peso próprio dos elementos estruturais, cujos valores estão disponíveis nos catálogos dos fabricantes, telhas de cobertura, paredes de alvenaria para fechamento lateral, assim como por equipamentos fixos vinculados à estrutura.

2.3.2 Ações variáveis

Consistem nas ações que apresentam significativas variações em seus valores durante a vida útil da construção. No presente trabalho, serão consideradas as seguintes ações variáveis para o dimensionamento da estrutura do galpão:

I – Sobrecarga na cobertura

De acordo com a ABNT NBR 8800:2008, em seu ANEXO B, mais especificamente no item B.5, nas coberturas comuns, quando da ausência de especificações mais rigorosas, deve ser prevista uma sobrecarga característica com valor mínimo de $0,25 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$, em projeção horizontal. Esse valor mínimo para a sobrecarga engloba as cargas decorrentes instalações elétricas e hidráulicas, de isolamento térmico e acústico, assim como pequenas peças que eventualmente são fixadas na estrutura, de modo que apresentem um valor até, no máximo, $0,05 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$. Nos casos especiais, a sobrecarga na cobertura deve ser definida em função de sua finalidade, atendendo, no entanto, o valor mínimo de $0,25 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-2}$, como já descrito.

II – Forças devido ao vento

Os esforços devido a ação do vento nas edificações devem ser determinados tendo-se como base a ABNT NBR 6123:1988. Segundo seu item 4, tais esforços devem ser determinados separadamente para elementos de vedação e suas fixações, como telhas e esquadrias; partes da estrutura, como telhados e paredes; assim como para a estrutura como um todo.

Em sua determinação, ainda segundo seu item 4, devem ser considerados os seguintes parâmetros:

- ✓ Velocidade característica do vento, V_k , obtida com base nos parâmetros apresentados a seguir:
 - Velocidade básica do vento, V_0 , adequada ao local de instalação da estrutura, sendo obtida através do gráfico de isopletras de velocidades, disponível no item 5 da referida norma;
 - Fator topográfico, S_1 , que leva em consideração as variações do relevo do terreno;
 - S_2 , que considera o efeito combinado: da rugosidade do terreno, classificada de

acordo com as categorias I à V, conforme o item 5.3.1; das dimensões da edificação, com as classes A, B e C, a depender da maior dimensão vertical ou horizontal da edificação; da altura sobre o terreno, que considera uma altura da edificação acima do nível do terreno. Assim, com base nesses parâmetros, S_2 é determinado através do item 5 da ABNT NBR 6123:1988. No entanto, de acordo com o item 5.3.2, para edificações na qual a maior dimensão vertical ou horizontal for maior que 80 m, conforme é o presente caso, S_2 deve ser determinado de acordo com as indicações do ANEXO A da referida norma;

- Fator estatístico, S_3 , que leva em consideração o grau de segurança e a vida útil requeridos pela edificação, tendo como base um período de recorrência de 50 anos.

Dessa forma, a velocidade característica é determinada por meio da Equação 1, com unidade em $m \cdot s^{-1}$.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

- ✓ Pressão dinâmica, q , obtida em função da velocidade característica do vento, por meio da Equação 2, tendo como unidade $N \cdot m^{-2}$.

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (2)$$

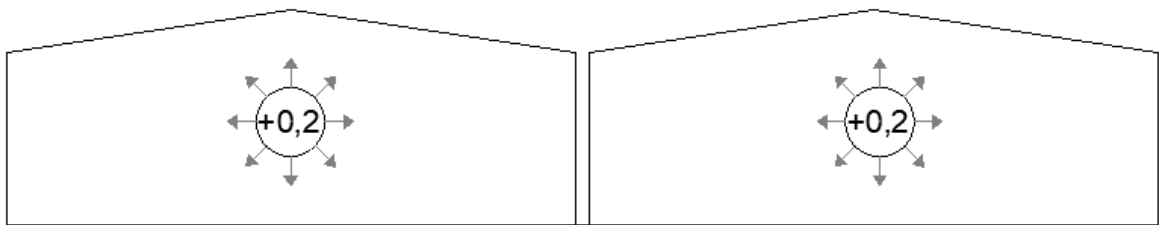
Além dos parâmetros citados, deve-se determinar também os coeficientes aerodinâmicos para a edificação, composto pelos coeficientes de pressão externo, c_{pe} , e de forma externo, C_e , assim como pelos coeficientes de pressão interna, c_{pi} , cujos procedimentos estão descritos no item 6 e nos ANEXOS E e F da ABNT NBR 6123:1988.

Com relação aos coeficientes de pressão e forma externos para a cobertura, são obtidos através da Tabela 7 da respectiva norma, que trata dos coeficientes de pressão e de forma externos, em telhados múltiplos, simétricos e de tramos iguais, conforme é o caso do presente galpão. Já em relação aos coeficientes de pressão e de forma externos para as paredes, é utilizada a Tabela 4 da referida norma, em que, para o presente projeto, tem-se que as relações a/b e h/b são iguais a 2,5 e 0,16, respectivamente.

Para os coeficientes de pressão interna, de acordo com o item 6.2.5 da ABNT NBR 6123:1988, em edificações com paredes internas impermeáveis, a pressão interna pode ser

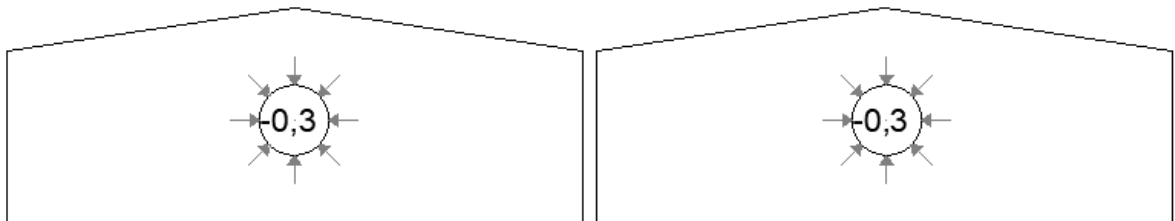
considerada constante. Assim, seu item 6.2.2 define como sendo impermeável os elementos construtivos e de vedações compostos por lajes e cortinas de concreto armado ou protendido, paredes de alvenaria, de pedra, de tijolos, de bloco de concreto e afins, nos quais não há existência de portas, janelas, ou outros tipos de aberturas. Assim, conforme o presente caso, em que são adotadas duas faces opostas igualmente permeáveis, com aberturas nas faces frontal e posterior, e as outras impermeáveis, com fechamento lateral com alvenaria de vedação de bloco de concreto, de modo que os coeficientes de pressão interna, c_{pi} , resultam como sendo +0,2 e -0,3, para ventos atuantes perpendicularmente a uma face permeável e uma face impermeável, respectivamente, conforme as Figuras 4 e 5.

Figura 4 - c_{pi} para vento perpendicular a uma face permeável



Fonte: Autor (2023)

Figura 5 - c_{pi} para vento perpendicular a uma face impermeável



Fonte: Autor (2023)

Dessa forma, de posse dos valores dos coeficientes de pressão interna e externa, prossegue-se com as combinações utilizando as ações de vento. Para o dimensionamento das telhas, terças e ancoragens, utilizam-se os coeficientes de pressão externa médio, $c_{pe,médio}$, para as paredes e o telhado, adotando-se a situação mais desfavorável entre as situações de ventos incidentes a 0° e 90° . Já para os elementos dos pórticos, efetua-se as combinações entre os coeficientes de pressão externa, c_{pe} , relativos aos ventos incidentes a 0° e 90° , e os coeficientes de pressão interna, c_{pi} , conforme as Equações 3A, B, C e D, de forma a se obter a situação mais desfavorável para cada uma das situações de incidência do vento.

$$C_1 = c_{pe}(0^\circ) + 0,2 \quad (3A)$$

$$C_2 = c_{pe}(0^\circ) + (-0,3) \quad (3B)$$

$$C_3 = c_{pe}(90^\circ) + 0,2 \quad (3C)$$

$$C_4 = c_{pe}(90^\circ) + (-0,3) \quad (3D)$$

2.4 Combinação das ações

Conforme a ABNT NBR 8800:2008, que dispõe sobre estruturas de aço, no processo de dimensionamento estrutural, deve-se realizar a verificação da estrutura em relação aos seus estados-limites últimos e de serviço. Em seu item 4.7.7, a referida norma define o carregamento como sendo a combinação das ações que tem a probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente, conforme as já citadas, de modo que tais combinações devem ser feitas de forma a ser ter os efeitos mais desfavoráveis nas seções críticas da estrutura, sendo os estados-limites últimos e de serviços são analisados através das combinações últimas e de serviço, respectivamente.

Com relação aos coeficientes de ponderação das ações, de acordo com as normas ABNT NBR 8800:2008 e ABNT NBR 14762:2010, devem ser considerados fatores de combinação e de redução a serem aplicados às ações permanentes e variáveis no cálculo das combinações relativas aos respectivos estados-limites, cujos valores podem ser consultados nas referidas normas.

2.4.1 Combinações para o estado-limite último

Na Tabela 2, estão as combinações normais das ações utilizadas para as verificações relativas aos estados-limites últimos, nas quais: G_{per} corresponde as ações permanentes, Q_{sc} , à sobrecarga na cobertura, e V_{90° e V_{0° , aos ventos incidentes perpendicularmente às faces de maior e menor dimensão horizontal, respectivamente.

Deve-se observar que, nas combinações em que ocorrem duas ações variáveis simultaneamente, deve-se efetuar a verificação de forma a saber qual delas será a ação principal. Além disso, com relação à ação de vento, deve-se verificar para qual dos coeficientes de pressão interno resultam maiores solicitações, as quais devem ser adotadas.

Tabela 2 – Combinação para o estado-limite último

COMBINAÇÃO	TIPO	AÇÕES PONDERADAS
1	Normal	$1,25G_{per} + 1,50Q_{sc}$
2	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
3	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
4	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot 0,60 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
5	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot 0,60 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
6	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
7	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
8	Normal	$1,0 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
9	Normal	$1,0 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)

Fonte: Autor (2023)

2.4.2 Combinações para o estado-limite de serviço

As combinações das ações utilizadas para as verificações relativas ao estado-limite de serviço estão apresentadas na Tabela 3. Para a tipologia da edificação aqui analisada, deve-se realizar a verificação de deslocamentos excessivos, em que é utilizada a combinação quase permanente, assim como, de acordo com o ANEXO A da ABNT NBR 14762:2010, é necessário considerar combinações raras de serviços nos casos de empoçamento ou danos permanentes a elementos não estruturais sujeitos à fissuração devido à deslocamentos excessivos na estrutura.

Tabela 3 – Combinações para estado-limite de serviço

COMBINAÇÃO	TIPO	AÇÕES PONDERADAS
10	Quase permanente	$1,0 \cdot G_{per} + 0,4 \cdot Q_{sc}$
11	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 1,0 \cdot Q_{sc} + 0,3 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
12	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 1,0 \cdot Q_{sc} + 0,3 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
13	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 0,6 \cdot Q_{sc} + 1,0 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
14	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 0,6 \cdot Q_{sc} + 1,0 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
15	Rara	$1,0 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
16	Rara	$1,0 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)

Fonte: Autor (2023)

sendo o significado da nomenclatura adotada o mesmo já explicado no item 2.4.1.

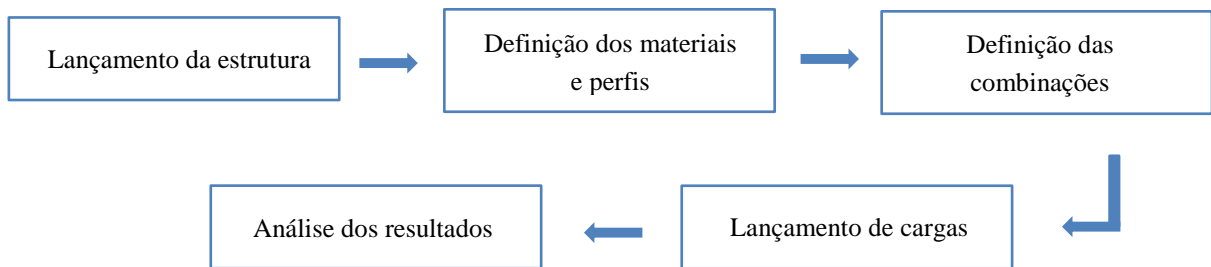
2.5 Softwares utilizados

Para o pré-dimensionamento da estrutura, primeiramente foram utilizados os softwares *MathCad Prime 7.0*, para o desenvolvimento matemático das ações atuantes nos elementos e das verificações, e o *Ftool*, com o objetivo de realizar a análise estrutural dos principais

elementos do galpão de forma isolada, tendo em vista sua maior facilidade no lançamento das ações e visualização esforços internos e deflexões correspondentes.

Para a modelagem e análise da estrutura integral, foi utilizado o *software SCIA Engineer 22.0*, que consiste em um programa de elementos finitos, desenvolvido de forma a proporcionar, de maneira integrada, a modelagem, a análise e o dimensionamento para todo tipo de estrutura. Na Figura 6 são mostrados os passos a serem seguidos na sua utilização.

Figura 6 – Etapas para análise estrutural no *SCIA Engineer*



Fonte: Autor (2023)

2.6 Lançamento da estrutura

De acordo com Cunha e Xerez Neto (2020), quanto ao lançamento da estrutura de um galpão com cobertura em água planas, quando será estabelecido o adequado posicionamento dos elementos estruturais, deve-se atentar para o atendimento das seguintes considerações:

I – A distância entre as terças é função do vão admissível das telhas utilizadas, estabelecido conforme as recomendações do fabricante. No presente caso, o vão máximo entre os apoios das telhas é de 2200 mm, de modo que a distância entre as terças fica definida entre 1772 mm e 1950 mm;

II – Para terças constituídas com perfis formados a frio, é recomendável um vão máximo de 7 m. No presente caso, o vão é de 5 m, correspondente à distância entre os pórticos principais;

III - Tendo em vista a inclinação do plano da cobertura, as terças são elementos que trabalham a flexão oblíqua, além de esforço axial devido a ação do vento na edificação, resultando em flexão oblíqua composta. Assim, devido sua reduzida rigidez na direção do eixo de menor inércia, foram posicionadas correntes a cada terço das terças, a fim de diminuir seu comprimento destravado nesta direção;

IV – Para os planos de fechamento vertical, necessita-se de travessas de fechamento para a

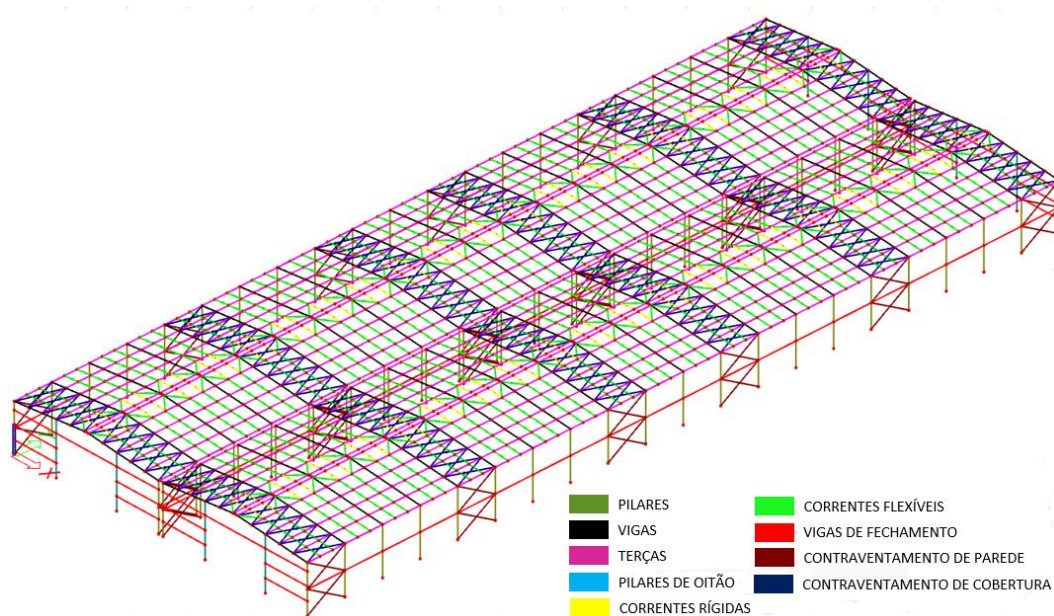
fixação das telhas, com o espaçamento conforme as recomendações do fabricante. Para os casos de pequenos vãos, normalmente utiliza-se perfis formados a frio, PFF, de modo que, do contrário, utiliza-se perfil I laminados;

V – O contraventamento do plano da cobertura é disposto em X, que deve ser pensado de forma a garantir o travamento dos elementos comprimidos, assim como garantir a transmissão dos esforços horizontais aos apoios da estrutura. Recomenda-se que a distância entre os planos de contraventamento não ultrapasse 20 m, e devem ser previstos nas bordas da estrutura, para a transmissão das forças do vento;

VI – O contraventamento vertical é disposto em X e é utilizado de modo a garantir estabilidade global da estrutura, e, usualmente, são dispostos a cada três pórticos principais.

Dessa forma, tendo em vista o atendimento aos critérios citados, foi realizado o lançamento da estrutura, como mostrado na Figura 7. Conforme estão apresentados nos itens subsequentes, as vigas e os pilares são identificados através do sistema alfanumérico da planta de locação, conforme é apresentado no APÊNDICE A.

Figura 7 – Vista 3D do galpão



Fonte: Autor (2023)

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na presente seção estão apresentados os esforços solicitantes internos e as verificações dos elementos estruturais do galpão. Além disso, estão apresentadas as ligações entre os elementos que compõem a estrutura e as ligações com a fundação, assim como o levantamento do quantitativo de materiais. Os planos de fabricação e montagem e mais detalhes de ligações encontram-se no APÊNDICE A.

3.1 Terças

Foi utilizado o modelo estrutural biapoiado, sendo adotado o perfil do tipo U enrijecido (Ue 100x50x17x3,0). As verificações seguiram as recomendações da ABNT NBR 14762:2010, sendo avaliados os mecanismos de flambagem local, início de escoamento e flambagem global por flexão, torção, flexotorção e distorcional, sendo utilizado os métodos da seção efetiva (MSE) e da largura efetiva (MLE), para os eixos x e y, respectivamente.

As análises de esforços combinados levaram em consideração da atuação simultânea da flexão e da força cortante, assim como da flexão e do esforço normal. Na Tabela 4 encontram-se as solicitações de cálculo para a terça mais solicitada, obtendo-se um aproveitamento de 90%.

Tabela 4 – Esforços solicitantes de cálculo na terça

Elemento	N_d (kN)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)	V_{dx} (kN.m)	V_{dy} (kN.m)	Rendimento (%)
Terça	-1,13	3,79	0,00	0,05	2,87	90,00

Fonte: Autor (2023)

As verificações de estado-limite de serviço devem seguir as recomendações do Anexo A da ABNT NBR 14762:2010, relativas aos deslocamentos verticais máximos. Para terças de coberturas, o deslocamento vertical é limitado a $L/180$ para combinações raras de serviço com cargas variáveis no mesmo sentido da carga permanente, e $L/120$ para ações variáveis de sentido oposta da carga permanente, em que L é o comprimento da terça.

Assim, sendo terças de 5 m, os valores limitantes são 27,77 mm e 41,67 mm, sendo os maiores deslocamentos, obtidos no *SCIA Engineer 22.0*, de 17,2 mm e 20,5 mm, respectivamente.

3.2 Vigas do pórtico

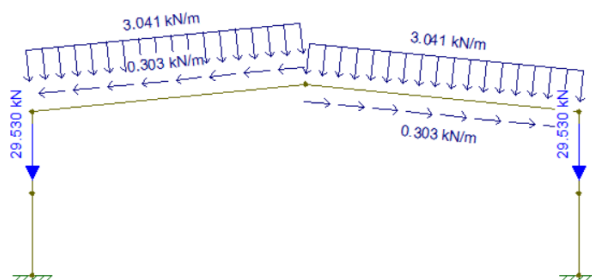
Na Figura 8 é apresentado o carregamento atuante em um pórtico típico modelado no *Ftool*, proveniente da combinação normal 1, sendo o caso mais desfavorável dentre as nove combinações apresentadas na Tabela 2.

Devido sua inclinação, que acompanha o plano do telhado, as vigas dos pórticos são elementos que trabalham à flexão composta reta (normal), conforme é mostrado na Figura 9A, B e C, em que são apresentados os diagramas dos esforços internos mais solicitantes de um mesmo pórtico típico obtidos através da análise no *Ftool* e no *SCIA Engineer 22.0*. Nota-se que, apesar da diferença entre os valores obtidos para os esforços nos dois softwares, sobretudo devido às simplificações adotadas nas análises no *Ftool*, principalmente com relação à transferência de carga entre os elementos, os resultados apresentaram-se satisfatórios, sendo observado resultados bem próximos também nas análises dos demais elementos do galpão.

Para as vigas dos pórticos, foi utilizado perfil I (W360x32,9) que, além de proporcionar uma elevada rigidez no plano dos maiores esforços solicitantes, ou seja, no plano do pórtico, apresenta um baixo peso linear, obtendo-se um máximo aproveitamento do elemento com o menor peso possível.

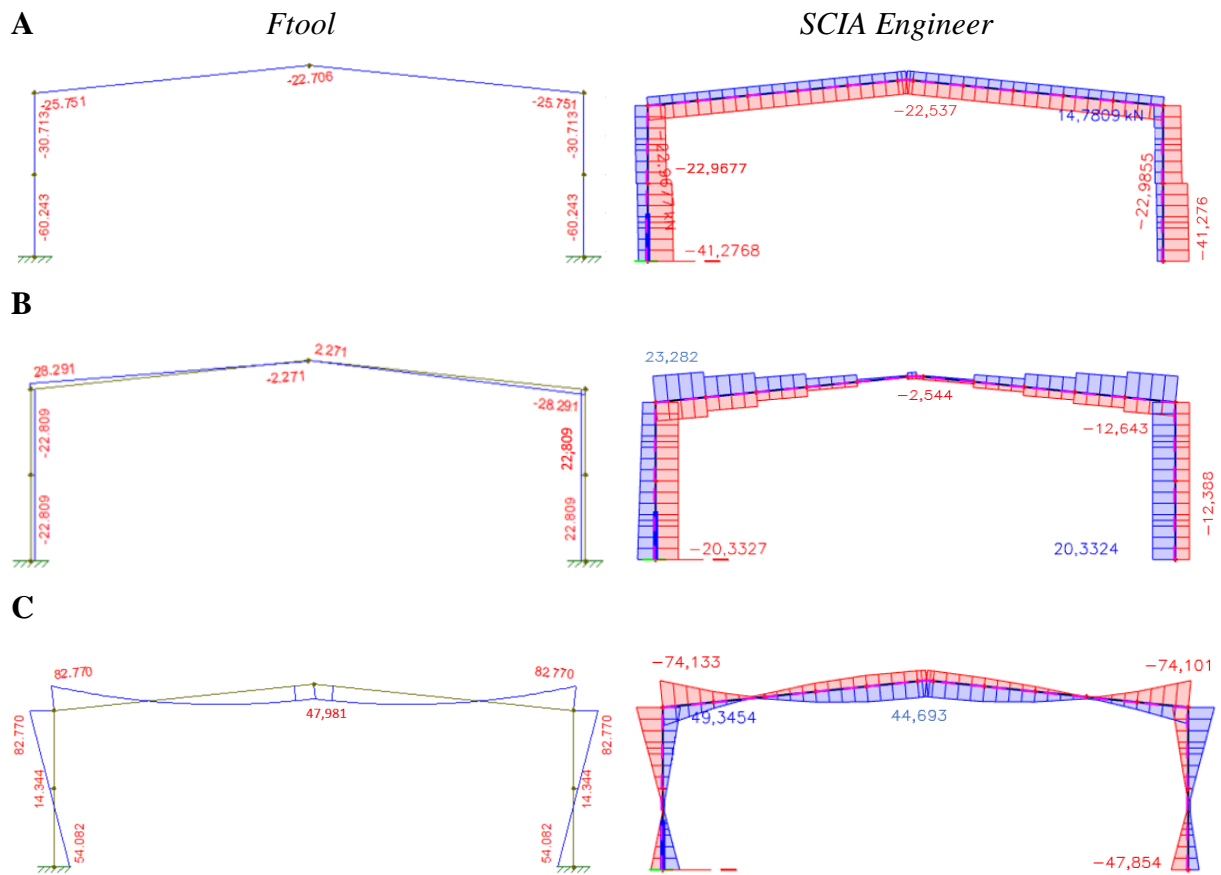
As verificações de estado-limite último devem seguir as recomendações da ANBT NBR 8800:2008. Foram avaliados os mecanismos de flambagem local da alma (FLA) e da mesa comprimida (FLM), assim como flambagem lateral com torção (FLT), obtendo-se momentos fletores resistentes de cálculo de 137,74 kN.m e 21,57 kN.m para os eixos x e y do perfil, respectivamente, assim como flambagem global por flexão, resultando em um esforço normal resistente de 811 kN. As análises dos esforços combinados foram avaliadas com a atuação simultânea do esforço normal e da flexão.

Figura 8 – Carregamento atuante em um pórtico típico



Fonte: Autor (2023)

Figura 9 – A. Esforço normal (kN). B. Esforço cortante (kN). C. Momento fletor (kN.m)



Fonte: Autor (2023)

Já as verificações de estado-limite de serviço devem seguir as recomendações do Anexo C da referida norma que, para vigas de cobertura, limita o deslocamento vertical a $L/250$, sendo L seu vão. Sendo o vão livre de 20 m, o máximo deslocamento vertical é de 80 mm. Destaca-se que este foi o perfil mais leve a atender os requisitos de deslocamentos verticais.

Os esforços solicitantes internos de cálculo e os deslocamentos verticais das vigas dos pórticos encontram-se na Tabela 5. Tendo em vista a simetria dos galpões, serão apresentados os resultados relativos a apenas um deles, já que os resultados são similares. Destaca-se que, devido aos baixos valores dos esforços de torção em alguns elementos, estes não foram considerados nas verificações das vigas, sendo tal consideração aplicada também na análise dos demais elementos estruturais, como as vigas de fechamento e os pilares.

Tabela 5 – Verificação das vigas dos pórticos

Elemento	N_d (kN)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)	T_d (kN.m)	Rendimento (ELU) (%)	δ (mm)	Rendimento (ELS) (%)
V _{A1}	16,80	10,23	0,6800	0,38	3,50	0,0098	11,00	2,90	3,62
V _{A2}	-22,80	62,73	0,1700	0,11	21,40	0,0045	48,00	59,70	74,62
V _{A3}	-23,00	74,20	0,0000	0,00	23,30	0,0026	45,00	73,40	91,75
V _{A4}	-23,00	74,04	0,0016	0,01	23,30	0,0000	45,00	73,20	91,50
V _{A5}	-23,00	73,18	0,0392	0,02	23,30	0,0000	55,00	72,90	91,12
V _{A6}	-23,00	74,56	0,0241	0,01	23,60	0,0000	56,00	74,70	93,37
V _{A7}	-23,00	74,07	0,0043	0,01	23,30	0,0000	45,00	73,20	91,50
V _{A8}	-22,90	73,76	0,0049	0,01	23,20	0,0000	44,00	72,90	91,12
V _{A9}	-23,10	73,70	0,0016	0,01	23,40	0,0000	55,00	73,60	92,00
V _{A10}	-23,20	74,01	0,0090	0,01	23,50	0,0000	55,00	74,00	92,50
V _{A11}	-23,00	74,06	0,0067	0,01	23,30	0,0000	45,00	73,20	91,50
V _{A12}	-23,10	74,01	0,0071	0,01	23,50	0,0000	55,00	73,90	92,37
V _{A13}	-23,10	73,70	0,0014	0,01	23,40	0,0000	55,00	73,60	92,00
V _{A14}	-22,90	73,76	0,0014	0,01	23,20	0,0000	44,00	72,90	91,12
V _{A15}	-23,00	74,04	0,0055	0,01	23,30	0,0000	45,00	73,20	91,50
V _{A16}	-23,30	74,56	0,0207	0,01	23,60	0,0000	56,00	74,60	93,25
V _{A17}	-23,00	73,19	0,0364	0,01	23,30	0,0000	55,00	72,90	91,12
V _{A18}	-23,00	74,04	0,0083	0,00	23,30	0,0000	45,00	73,20	91,50
V _{A19}	-23,00	74,20	0,0099	0,00	23,30	0,0028	45,00	73,40	91,75
V _{A20}	-22,80	62,73	0,168	0,11	21,40	0,0043	48,00	59,70	74,62
V _{A21}	16,70	10,23	0,6800	0,38	3,50	0,0098	11,00	2,90	3,62

Fonte: Autor (2023)

3.3 Pilares

Responsáveis pela transferência dos carregamentos às fundações, os pilares são elementos solicitados tanto no plano do pórtico quanto fora dele, devido ao carregamento de vento frontal na edificação, assim, ficam submetidos à flexão oblíqua composta. Desse modo, foi utilizado o perfil tipo H, sendo W250x62 (HP) para os pórticos principais, localizados nas laterais dos galpões, e W200x35,9 (H) para os pilares de oitão, localizados nas faces frontal e posterior, sendo ambos engastados na base e com ligação rígida e flexível no topo, respectivamente.

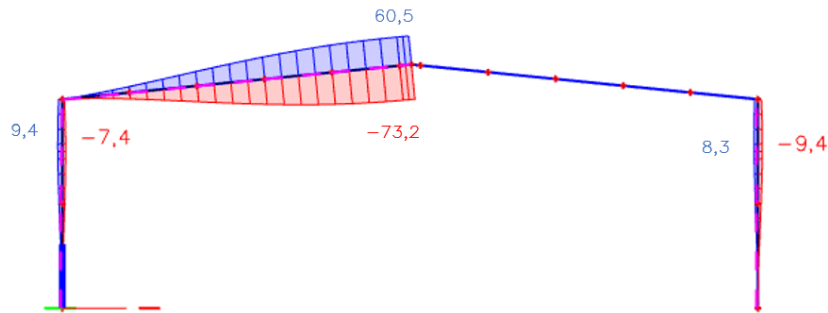
Na Tabela 6, encontram-se os esforços solicitantes internos de cálculo. As verificações dos pilares também seguiram as recomendações da ABNT NBR 8800:2008, sendo realizada a avaliação dos mesmos mecanismos mencionados no item 3.2. Com relação aos pilares dos pórticos, as verificações resultaram em um esforço normal resistente de cálculo de 1849 kN, e momentos fletores resistentes de 221,53 kN.m e 94,77 kN.m, com relação aos eixos x e y do perfil, respectivamente.

Tabela 6 – Verificação dos pilares dos pórticos

Elemento	N_d (kN)	M_{dx} (kN.m)	M_{dy} (kN.m)	V_{dx} (kN)	V_{dy} (kN)	T_d (kN.m)	Rendimento (%)
PILARES DOS PÓRTICO							
P ₁	-31,50	8,81	1,85	1,48	4,08	0,0027	7,00
P ₂	-27,40	69,40	0,0363	0,06	18,80	0,0154	32,00
P ₃	-28,20	76,22	0,0386	0,06	20,60	0,0055	35,00
P ₄	-28,00	74,97	0,0219	0,01	23,30	0,0034	35,00
P ₅	-29,90	75,35	0,0167	0,14	20,40	0,0013	35,00
P ₆	-28,70	75,86	0,0027	0,15	20,60	0,0000	35,00
P ₇	-28,00	74,92	0,0017	0,15	20,30	0,0000	35,00
P ₈	-28,00	74,84	0,0067	0,16	20,30	0,0000	35,00
P ₉	-29,00	75,62	0,0057	0,16	20,50	0,0014	35,00
P ₁₀	-28,60	75,62	0,0131	0,16	20,50	0,0019	35,00
P ₁₁	-28,00	75,00	0,0125	0,16	20,30	0,002	35,00
P ₁₂	-28,70	75,62	0,0124	0,16	20,50	0,0022	35,00
P ₁₃	-28,60	75,63	0,0177	0,16	20,50	0,0027	35,00
P ₁₄	-28,00	74,84	0,0188	0,16	20,30	0,0031	35,00
P ₁₅	-28,00	74,92	0,0242	0,17	20,30	0,0036	35,00
P ₁₆	-28,70	75,86	0,0263	0,17	20,60	0,0044	35,00
P ₁₇	-29,10	75,35	0,0412	0,18	20,40	0,0058	35,00
P ₁₈	-28,00	74,97	0,051	0,22	20,30	0,0079	35,00
P ₁₉	-28,20	76,22	0,0686	0,26	20,60	0,0101	35,00
P ₂₀	-27,40	69,41	0,0069	0,26	18,80	0,0199	32,00
P ₂₁	16,60	0,665	7,82	3,90	2,53	0,0020	9,00
PILARES DE OITÃO							
P ₂₂	-8,71	20,18	0,0428	0,07	12,70	0,0000	18,00
P ₂₄	-11,60	20,67	0,062	0,02	13,00	0,0000	18,00
P ₆₈	-15,90	14,26	0,717	0,25	8,91	0,0000	15,00
P ₇₀	-13,40	14,15	0,769	0,30	8,85	0,0000	14,00
P ₂₃	-8,72	17,77	0,0419	0,07	13,40	0,0000	16,00
P ₂₅	-11,70	18,26	0,061	0,01	13,70	0,0000	16,00
P ₆₉	-11,70	18,34	0,0632	0,02	13,70	0,0000	16,00
P ₇₁	-8,60	17,85	0,0437	0,07	13,50	0,0000	16,00

Fonte: Autor (2023)

Com relação ao estado-limite de serviço dos pilares, o ANEXO C da ABNT NBR 8800:2008 recomenda que o deslocamento lateral dos pilares em relação à base é limitado à $H/300$, em que H é a altura do pilar. No presente caso, os pilares dos pórticos possuem uma altura de 6 m, resultando em um deslocamento horizontal máximo de 20 mm. Na Figura 10 é apresentado a deflexão de um pórtico típico, tendo-se um deslocamento de 9,4 mm para os pilares, obtendo-se um aproveitamento de 47%. Na Figura 10, destaca-se que as deflexões das vigas são similares, sendo omitida na segunda viga a fim de melhorar a visualização.

Figura 10 – Deflexão de um pórtico típico (mm)

Fonte: Autor (2023)

No caso dos pilares do pórtico, apesar de seu aproveitamento com relação a capacidade resistente está a apenas 35%, este foi o perfil mais leve e disponível no mercado a atender aos requisitos de deslocamento do pórtico como um todo, conforme é mostrado na Figura 10. Já com relação aos pilares de oitão, apesar da folga no seu aproveitamento, sua escolha esteve condicionada principalmente às ligações, priorizando ter dimensões da seção transversal compatíveis com as das vigas de fechamento.

3.4 Vigas do fechamento

As vigas de fechamento trabalham à flexão composta oblíqua, devido aos carregamentos de parede e de vento, assim como à esforços axiais em virtude do vento frontal no galpão. Foram utilizados perfis do tipo H, sendo o W200x46,1 para a viga sobre o portão de acesso, e o W200x35,9, nas demais vigas de fechamento.

Na Tabela 7, encontram-se os esforços solicitantes, obtidos com base na ANBT NBR 8800:2008, em que foram avaliados os mesmos mecanismos apresentados no item 3.2. Destaca-se que, apesar da folga, estes foram os perfil mais leves e com maior disponibilidade no mercado a atender ao requisito de esbeltez à compressão em relação ao eixo de menor inércia.

Ainda na Tabela 7 são apresentados os resultados da análise de estado-limite de serviço, também verificados com base no ANEXO C da ANBT NBR 8800:2008. Para vigas que suportam paredes de alvenaria, como é o caso do fechamento lateral, o deslocamento vertical não deve ser maior que 15 mm. Nos demais casos, o deslocamento é limitado a $L/250$. Sendo L igual a 5,82 m e 8,36 m para os fechamentos frontal e posterior e a viga sobre o portão, respectivamente, seus deslocamentos estão limitados a 23,28 mm e 33,44 mm, nesta ordem.

Tabela 7 – Verificação das vigas de fechamento

Elemento	N _d (kN)	M _{dx} (kN.m)	M _{dy} (kN.m)	V _{dx} (kN)	V _{dy} (kN)	T _d (kN.m)	Rendimento (ELU) (%)	δ (mm)	Rendimento (ELS) (%)
FECHAMENTO LATERAL									
V _{A(1-2)}	-3,71	14,42	0,267	0,06	18,10	0,0027	15,00	4,20	28,00
V _{A(2-3)}	-6,91	14,35	0,0461	0,06	18,00	0,0000	15,00	4,20	28,00
V _{A(3-4)}	-5,25	14,30	0,00	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(4-5)}	-3,60	14,29	0,0181	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(5-6)}	-2,44	14,27	0,0215	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(6-7)}	-3,23	14,22	0,0017	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(7-8)}	-1,63	14,22	0,0122	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(8-9)}	1,07	14,20	0,0082	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(9-10)}	0,55	14,23	0,0861	0,02	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(10-11)}	-1,64	14,18	0,0111	0,01	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(11-12)}	-0,11	14,20	0,0762	0,01	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(12-13)}	-0,72	14,22	0,0239	0,02	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(13-14)}	-2,95	14,14	0,013	0,01	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(14-15)}	-1,48	14,14	0,0032	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(15-16)}	-0,03	14,18	0,0183	0,00	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(16-17)}	-1,17	14,19	0,0154	0,01	18,30	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(17-18)}	-1,24	14,14	0,0236	0,01	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(18-19)}	-2,24	14,07	0,0432	0,01	18,00	0,0000	14,00	4,20	28,00
V _{A(19-20)}	1,86	14,14	0,335	0,07	18,00	0,0000	15,00	4,20	28,00
V _{A(20-21)}	2,04	14,34	0,0057	0,02	18,00	0,0012	14,00	4,20	28,00
FECHAMENTO FRONTAL/POSTERIOR									
V _{(A-B)1.1}	0,00	2,44	5,33	0,35	0,22	0,0042	16,00	1,30	5,58
V _{(A-B)1.2}	-0,27	2,22	3,39	0,29	0,22	0,0017	11,00	1,20	5,15
V _{(A-B)1.3}	-3,74	23,10	41,80	0,35	0,22	0,0029	14,00	1,30	5,58
V _{(B-C)1}	-4,82	7,10	19,22	1,18	0,37	0,0000	38,00	5,80	17,34
V _{(A-B)21.1}	-0,15	1,71	0,00	0,00	0,37	0,0000	3,00	1,00	4,29
V _{(A-B)21.2}	0,46	1,71	0,00	0,00	0,37	0,0000	3,00	1,00	4,29
V _{(A-B)21.3}	-3,83	1,26	0,00	0,00	0,73	0,0031	3,00	1,10	4,72
V _{(B-C)21}	-4,92	4,48	0,00	0,00	0,71	0,0000	7,00	4,10	12,26

Fonte: Autor (2023)

3.5 Contraventamentos verticais e de cobertura

Os elementos de contraventamento atuam tanto nos planos da cobertura quanto nos planos verticais laterais, sendo espaçados a cada 15 m nas extremidades, e 10 m no centro.

Foram utilizados perfis do tipo BR ½” para o contraventamento de cobertura, e cantoneira de abas iguais L 100x4,25, para o contraventamento lateral, verificados conforme o item 5.2 da ANBT NBR 8800:2008 e o item 9.6 da ABNT NBR 14762:2010, respectivamente, sendo

avaliado o mecanismo de esforço axial de tração.

O esforço axial mais solicitante para os contraventamentos vertical e de cobertura foi de 12,70 kN e 19,50 kN, nesta ordem, obtidos através do *SCIA Engineer* por meio de uma análise não-linear, importante para que trabalhem apenas à tração.

3.6 Correntes

Conforme mencionado no item 2.6, a fim de diminuir o comprimento destravado na direção de menor inércia das terças, realizou-se a fixação de correntes a cada terço de seu vão. Foram utilizados perfis do tipo BR 1/2”, atuando apenas à tração, sendo denominadas correntes flexíveis, assim como cantoneira de abas iguais L 50,8x3,18 de forma a conter a última terça da cumeeira, chamadas de correntes rígidas, trabalhando à compressão.

O esforço axial solicitante máximo para o sistema de correntes rígida e flexível foi de -0,05 kN e 0,37 kN, respectivamente, também obtidos através de uma análise não-linear no *SCIA Engineer*. Destaca-se que o dimensionamento da corrente rígida teve como critério determinante o índice de esbeltez à compressão, sendo este o perfil mais leve a atender este critério.

3.7 Ligações

Na presente seção estão apresentadas as ligações dos elementos estruturais, calculadas conforme as recomendações do item 6 da ANBT NBR 8800:2008 para perfis laminados, assim como do item 10 da ABNT NBR 14762:2010, relativo a perfis formados a frio.

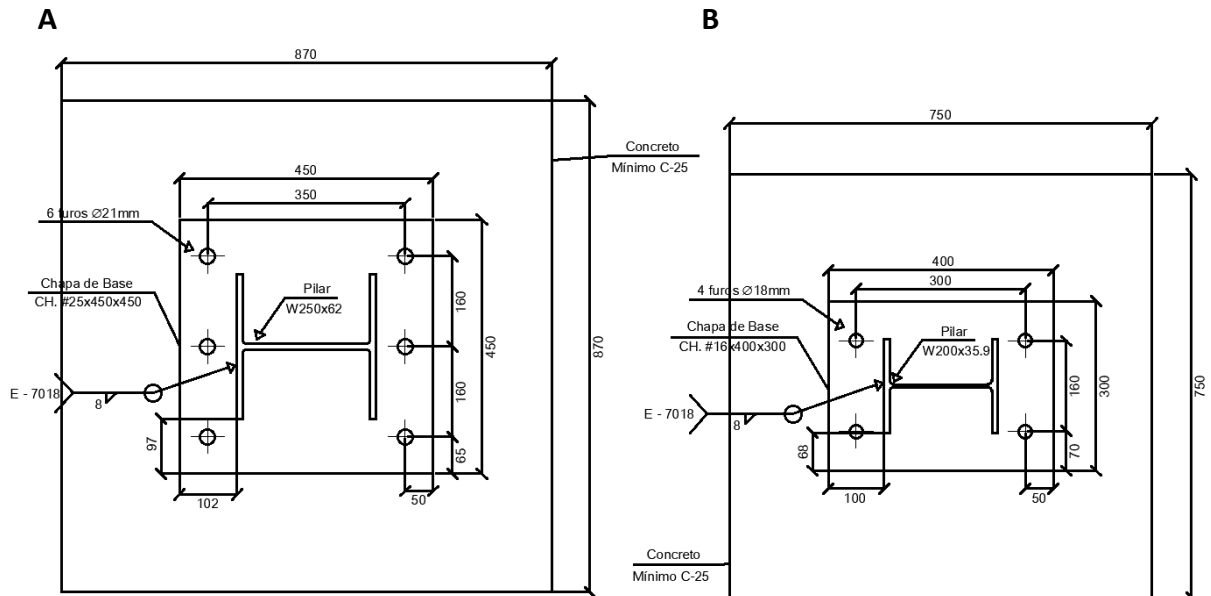
3.7.1 Ligação pilar-fundação

As ligações das bases dos pilares foram consideradas como engastadas, realizados através de chumbadores dimensionados de acordo com o método AISC (FISHER; KLAIBER, 2006), tendo os estados limites como critério de análise.

Foram dimensionados dois tipos de base engastada, conforme é mostrado na Figura 11A e B: uma para os pilares dos pórticos e outra para os pilares de oitão, ambas submetidas à momento fletor e compressão. No dimensionamento, foram avaliados os mecanismos de esmagamento da chapa, tração e cisalhamento nos chumbadores, assim como a resistência à

compressão do concreto e o comprimento de ancoragem dos chumbadores.

Figura 11 – Ligações das bases dos pilares. A. Principais. B. De oitão (dimensões em mm)



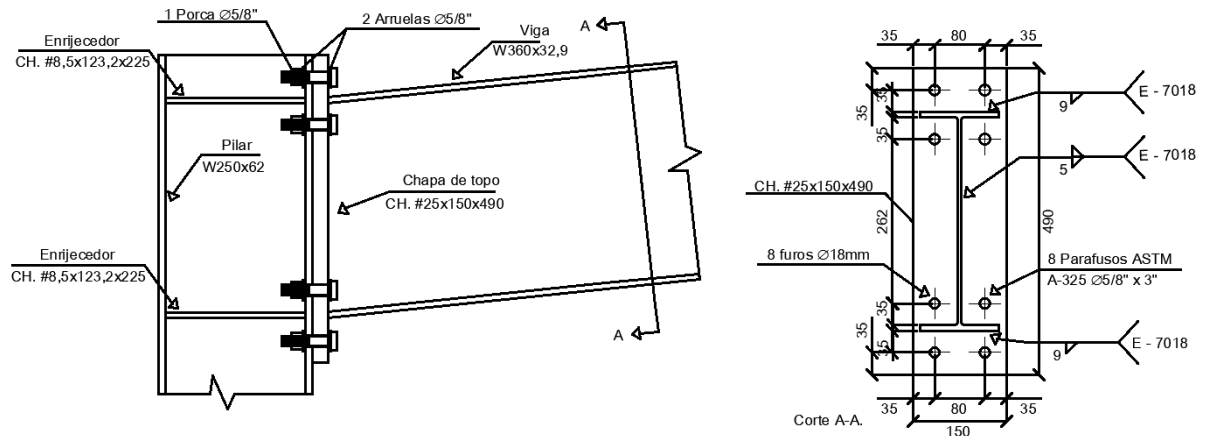
Fonte: Autor (2023)

3.7.2 Ligação viga-pilar

As ligações entre viga e pilar dos pórticos foram consideradas rígidas, de forma permitir a transmissão “integral” dos esforços entre estes elementos. Foram realizadas através de chapa de cabeça, ou de topo, sendo soldada na viga e parafusada na mesa do pilar, conforme é mostrado na Figura 12. O dimensionamento levou em consideração os critérios de ruptura da solda nas mesas e na alma, tração nos parafusos, esmagamento e resistência à flexão da chapa de topo. Além disso, foi realizada a verificação das seções tracionada e comprimida na mesa do pilar, sendo utilizados enrijecedores de 8,5 mm de espessura. Com relação aos enrijecedores, destaca-se que na definição de suas dimensões devem ser descontados os espaços necessários para o encaixe no pilar para serem posteriormente soldados.

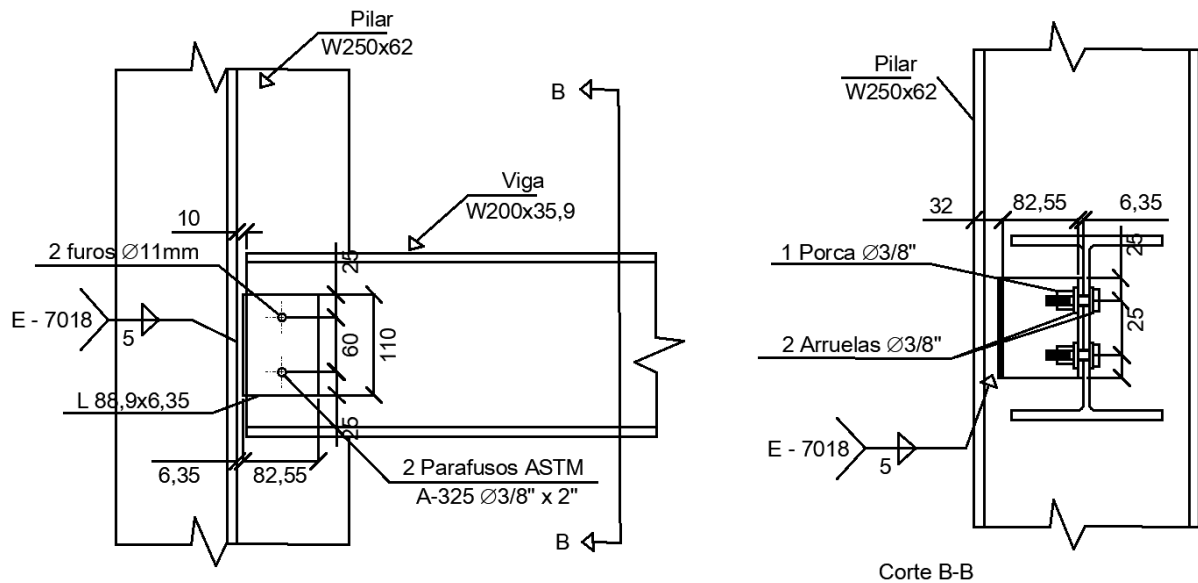
Já as ligações entre viga de fechamento e pilar foram consideradas flexíveis, trabalhando essencialmente a força cortante. Foram realizadas através de cantoneira L 88,9x6,35, de alma soldada no pilar e parafusada na alma da viga, como mostrado na Figura 13. Seu dimensionamento teve como critérios a pressão de contato, o colapso por rasgamento e o cisalhamento, tanto na cantoneira quanto na alma da viga, assim como a ruptura da solda e o cisalhamento dos parafusos.

Figura 12 – Ligação viga-pilar dos pórticos principais (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2023)

Figura 13 – Ligação pilar-viga de fechamento (dimensões em mm)



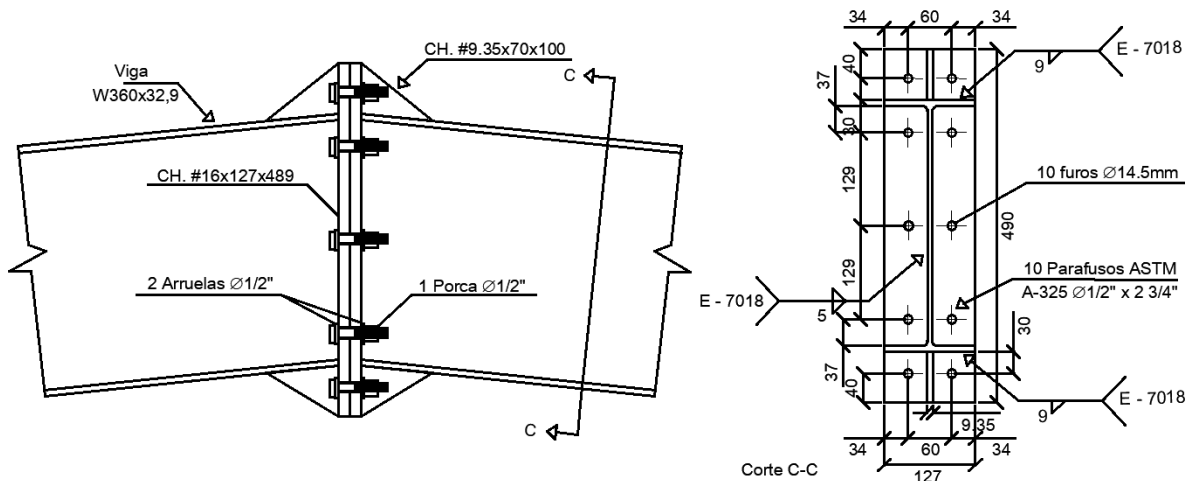
Fonte: Autor (2023)

3.7.3 Ligação viga-viga (cumeeira)

Assim como as ligações viga-pilar dos pórticos, as ligações entre vigas na cumeeira foram consideradas rígidas, realizadas através de chapa de topo, soldada na viga e parafusadas entre si. Como observado na Figura 8, na cumeeira, os esforços são preponderantemente axiais, de modo que tal forma de ligação permite que os parafusos trabalhem essencialmente à tração, aproveitamento ao máximo umas das principais características do aço, que é sua resistência a esse esforço.

Na Figura 14, encontra-se o esquema da ligação da cumeeira. A fim de diminuir o peso da estrutura relativo às chapas de topo, foram consideradas chapas de ligação com enrijecedores centralizados nas mesas da viga (CH. #9,35x70x100), obtendo-se uma redução de 34,56% do peso da ligação.

Figura 14 – Ligação viga-viga na cumeeira (dimensões em mm)



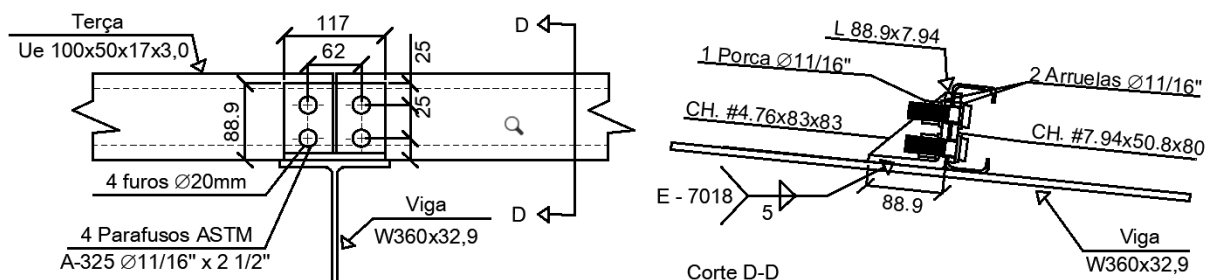
Fonte: Autor (2023)

3.7.4 Ligação terça-viga

As ligações entre as terças e as vigas foram consideradas rígidas, realizadas através de cantoneira L 88,9x7,94 de alma soldada na viga e parafusada na terça, contendo ainda um enrijecedor central (CH. #4,76x83x83), conforme é mostrado na Figura 15.

Devido a transmissão do momento fletor das terças para o suporte, os parafusos da ligação trabalham essencialmente à esforço cortante. Assim, foi necessário a consideração de chapa de reforço (CH. #7,94x50,8x80), a fim de evitar o esmagamento da terça junto ao furo do parafuso.

Figura 15 – Ligação viga-terça (dimensões em mm)



Fonte: Autor (2023)

3.8 Quantitativo de materiais

Nas Tabelas 8 e 9 encontram-se os quantitativos de aço e os quantitativos de parafusos, porcas, arruelas e chumbadores, respectivamente.

Tabela 8 – Quantitativo de aço

AÇO ASTM A572 Gr. 50			
PERFIL	MASSA UNITÁRIA (kg/m)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA TOTAL (kg)
W360x32,9	32,9	847,56	27884,72
W250x62	62	504,00	31248,00
W200x35,9	35,9	592,92	21285,83
W200x46,1	46,1	33,43	1541,22
L 50,8x3,18	2,46	312	767,52
L 88,0x6,35	8,56	41,36	354,04
L 88,0x7,94	10,59	58,97	624,47
BR 1/2"	0,99	2946,80	2917,33
MASSA TOTAL (kg)			86623,13
AÇO CF-26			
PERFIL	MASSA UNITÁRIA (kg/m)	COMPRIMENTO TOTAL (m)	MASSA TOTAL (kg)
Ue 100x50x17x3,0	5,05	2400	12120,00
L 100x4,25	6,44	559,78	3604,96
MASSA TOTAL (kg)			15724,96
AÇO MR 250			
CHAPA	MASSA UNITÁRIA (kg/m)	QUANTIDADE (un)	MASSA TOTAL (kg)
#25x150x489	14,39	84	1209,17
#8,5x123,3x225	1,85	336	621,98
#16x127x490	7,80	84	655,21
#9,35x70x100	0,51	84	43,16
#4,76x83x83	0,26	504	129,74
#25x450x450	39,74	84	3338,21
#16x300x400	15,10	8	120,58
#4,76x181x153	1,03	192	198,68
#2,50x51x51	0,05	320	16,33
MASSA TOTAL (kg)			6333,06

Fonte: Autor (2023)

Tabela 9 – Quantitativo de parafusos, porcas, arruelas e chumbadores

PARAFUSOS (ASTM A325)		
DIÂMETRO (pol)	COMPRIMENTO (pol)	QUANTIDADE (un)
1/2"	1 ¾"	320
1/2"	2"	384
1/2"	2 ¾"	420
3/8"	2"	432
5/8"	3"	672
11/16"	2 ½"	1920

PORCAS (ASTM A325)			
DIÂMETRO (pol)		QUANTIDADE (un)	
1/2"		1124	
3/8"		432	
5/8"		768	
3/4"		1512	
11/16"		1920	
ARRUELAS			
LISA		DE PRESSÃO	
DIÂMETRO (pol)	QUANTIDADE (un)	DIÂMETRO (pol)	QUANTIDADE (un)
1/2"	2248	-	-
3/8"	864	-	-
5/8"	1440	5/8"	64
3/4"	1512	3/4"	1008
11/16"	3840	-	-
CHUMBADORES (ASTM A325)			
DIÂMETRO (pol)	COMPRIMENTO (mm)	COMPRIMENTO TOTAL (mm)	
5/8"	342	10944	
3/4"	374	188496	

Fonte: Autor (2023)

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O dimensionamento da estrutura mostrou-se complexo e exigiu extrema cautela na escolha dos elementos estruturais. Isso porque, tão importante quanto serem atendidas as recomendações constantes nas normas e manuais mencionados, que dispõem sobre estruturas de aço, são as questões de ordem econômica, sendo consideradas através do menor consumo de aço na estrutura.

Através da comparação das verificações dos principais elementos do galpão realizadas através do *Mathcad Prime* e do *Ftool* com aquelas provenientes do *SCIA Engineer*, observou-se que, apesar das simplificações adotadas, os resultados apresentaram-se muito próximos, conforme foi observado na Figura 9 para o caso de um pórtico típico, sendo esta convergência de resultados de extrema importância para a validação das abordagens utilizadas no dimensionamento estrutural.

No entanto, uma das limitações no desenvolvimento do projeto consistiu na análise dos contraventamentos verticais no *SCIA Engineer 22.0*. Isso porque, apesar da consideração de uma análise não linear, a fim de atuarem apenas à tração, o software apresentou erro de estabilidade global da estrutura, sendo calculado como elemento padrão e tendo como resultados de sua análise esforços axiais de compressão e momentos fletores, resultando na

escolha de um perfil mais robusto. Assim, trabalhos futuros de galpões desenvolvidos no *SCIA Engineer 22.0*, assim como em outras versões, poderão verificar a presença ou não tal inconsistência, e, caso seja observado, analisar soluções, a fim de otimizar o dimensionamento.

Como sugestões para trabalhos futuros, tem-se o desenvolvimento de projetos estruturais do mesmo galpão, com pórticos com perfis de alma cheia, com outros softwares, a fim de se estabelecer uma análise comparativa com os resultados obtidos neste trabalho. Bem como o dimensionamento do mesmo galpão com a tipologia treliçada (constituído por perfis formados a frio) tendo como objetivo o desenvolvimento de uma análise de custo comparativa e, assim, uma análise de viabilidade econômica entre as tipologias treliçada e com perfis de alma cheia.

REFERÊNCIAS

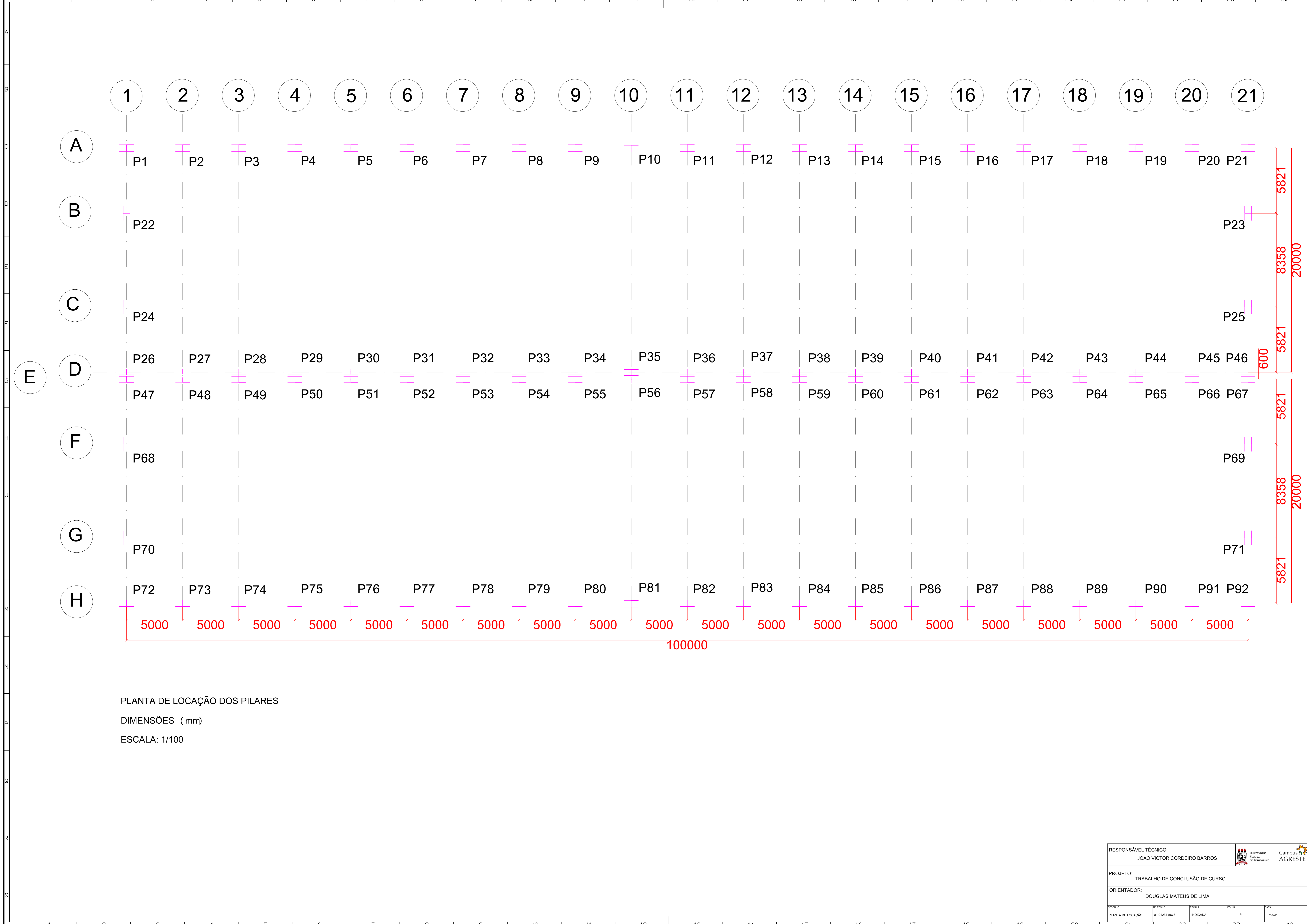
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **NBR 6120**: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: [s.n.], 2019. 60 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro: [s.n.], 1998. 66 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **NBR 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização. Rio de Janeiro: [s.n.], 2012. 36 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: [s.n.], 2008. 237 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **NBR 8186**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: [s.n.], 2003. 15 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NORMA BRASILEIRA. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: [s.n.], 2010. 87 p.
- DREHMER, G. A.; JÚNIOR, E. M.; PRAVIA, Z. M. C. Galpões para usos gerais. 4. ed. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2010. 74 p. 1. Reimpressão.
- FAKURY, R. H.; SILVA, A. L. R. C.; CALDAS, R. B. **Dimensionamento de elementos estruturais de aço e misto de aço e concreto**. São Paulo: Person Education do Brasil, 2016.
- FISHER, J. M.; KLAYBER, L. A. **Base plate and anchor rod desing**. Steel Desing Guide 1. 2. ed. American Institute of Steel Construction. Chicago, 2006.
- GERDAU. **Coletânea do uso do aço: galpões em pórticos com perfis estruturais laminados**. Disponível em: <https://www2.gerdau.com.br/blog-do-aco/publication-category/manuais/?> Acesso em: 24 agosto 2022.
- GERDAU. **Ligações para estruturas de aço: guia prático para estruturas com perfis laminados**. Disponível em: < <https://www2.gerdau.com.br/> >. Acesso em: 24 agosto 2022.
- GERDAU. **Perfis GERDAU – Construção metálica: tabela de bitolas**. Tabela de bitolas. Disponível em: < <https://www2.gerdau.com.br/> >. Acesso em: 24 agosto 2022.
- GNECCO, C.; MARIANO, R.; FERNANDES, F. **Tratamento de superfície e pintura**. 2 ed. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2006. 100p.
- KINGSPAN ISOESTE. **Catálogo de produtos**. 2022. Disponível em: <https://kingspan-isoeste.com.br/catalogos/>. Acesso em: 24 agosto 2022.

PINHO, M. O. **Transporte e montagem**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2005. 144p.



SILVA, L. G. P.; LIMA, D. M. de; MEDEIROS, I. da S.; LÓPEZ-YÁNEZ, P. A. Solução de galpão de aço estrutural. **Research, Society and Development**, [S. l.], v. 10, n. 8, p. e54810817765, 2021. ISSN 2525-3409.

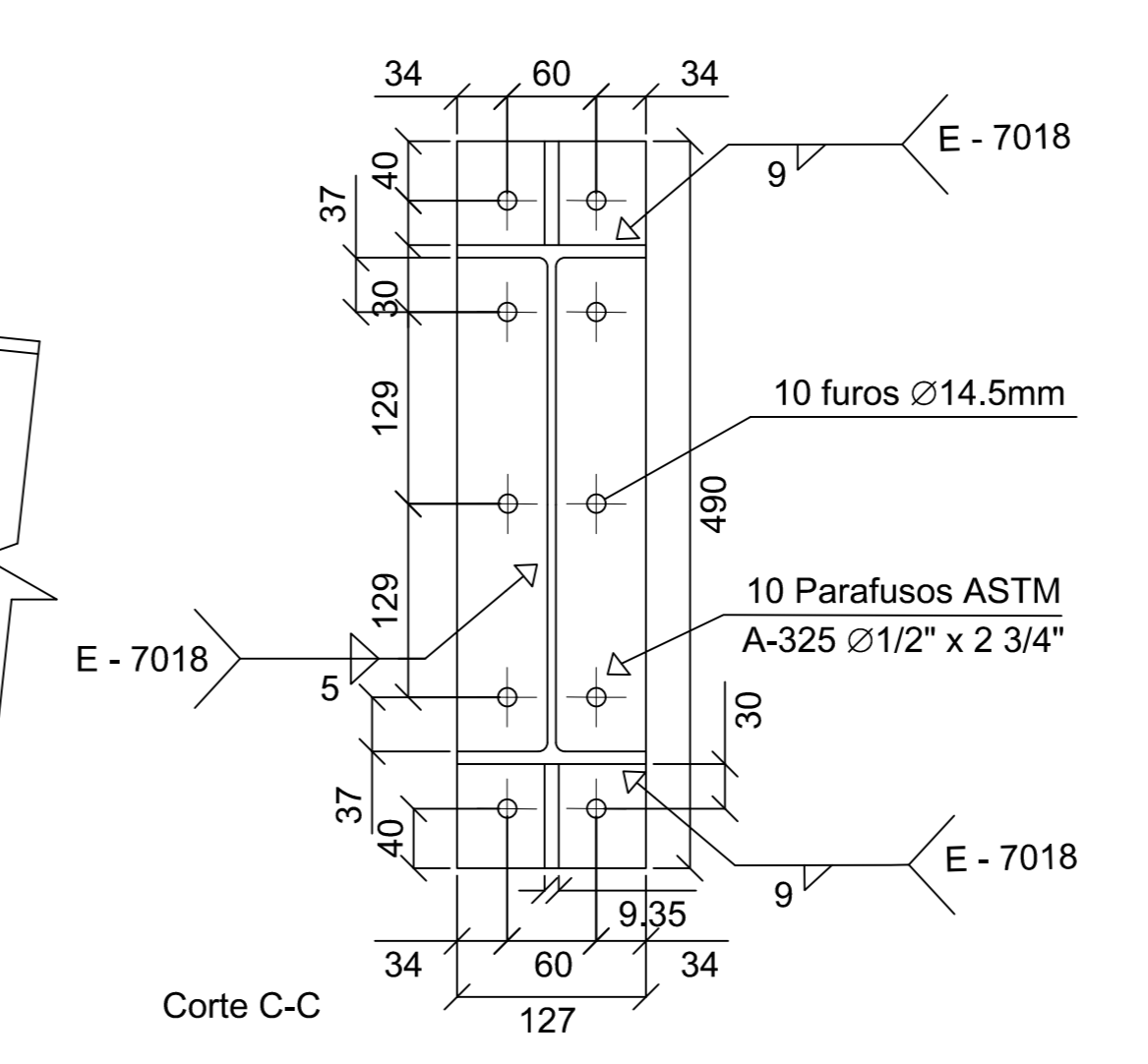
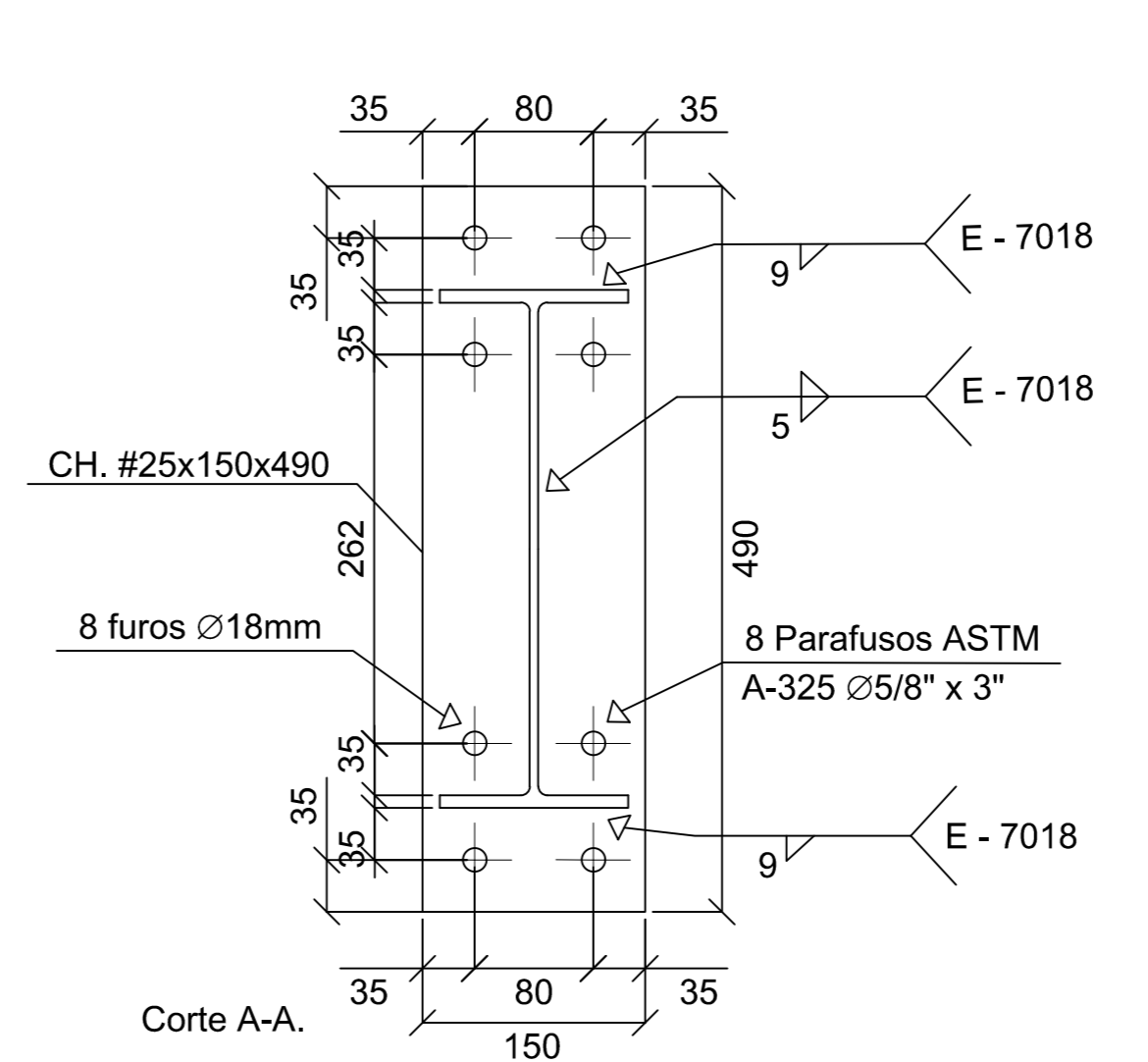
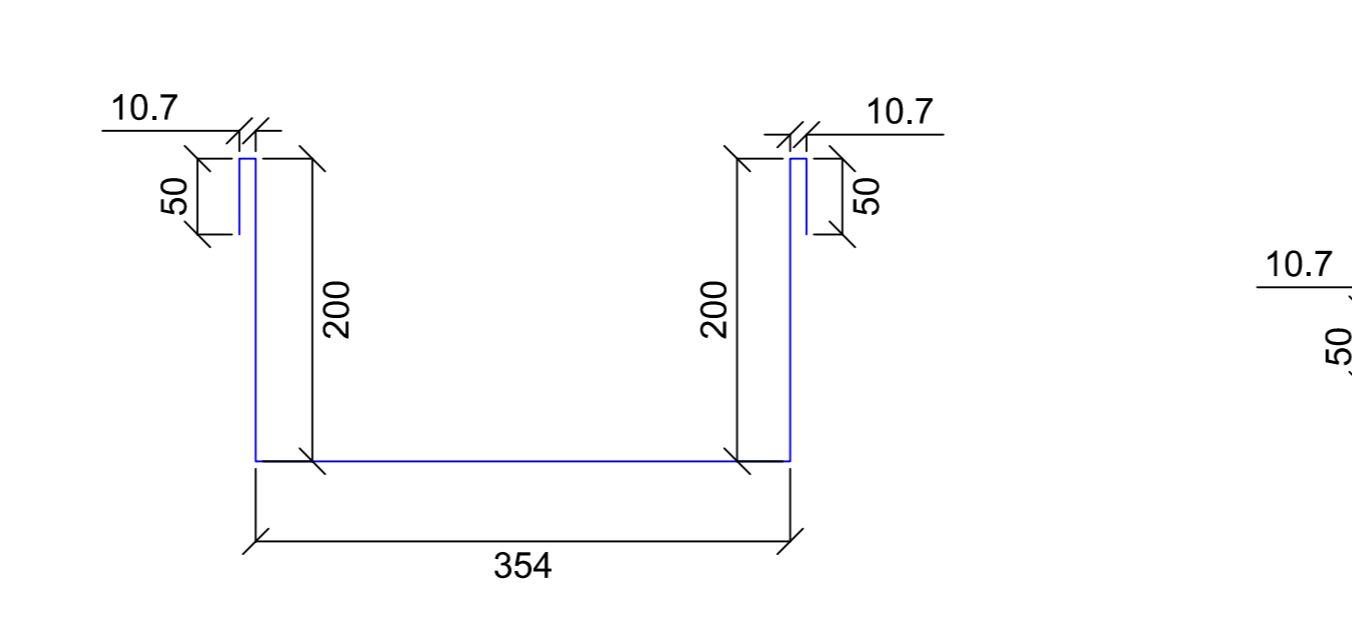
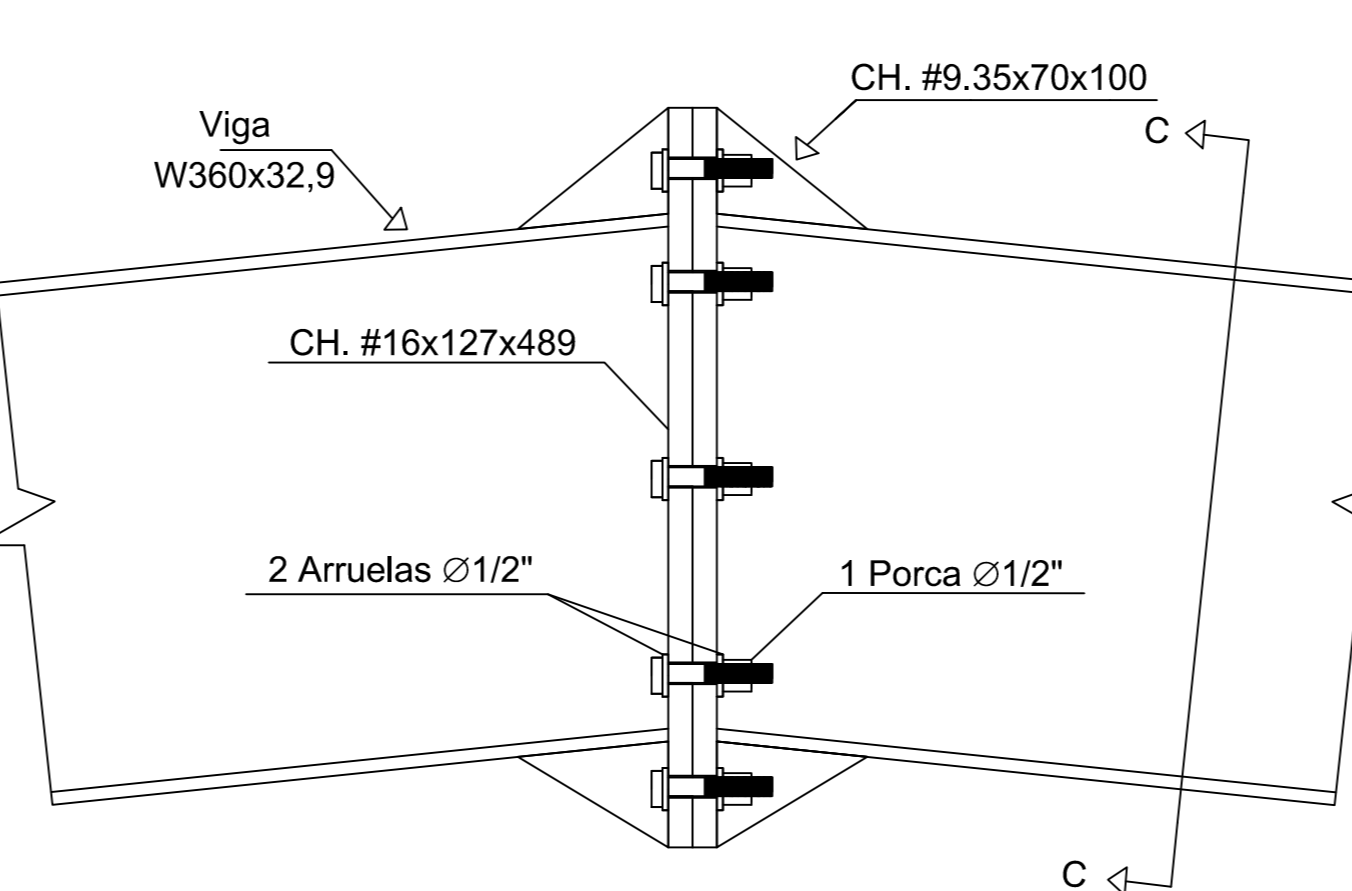
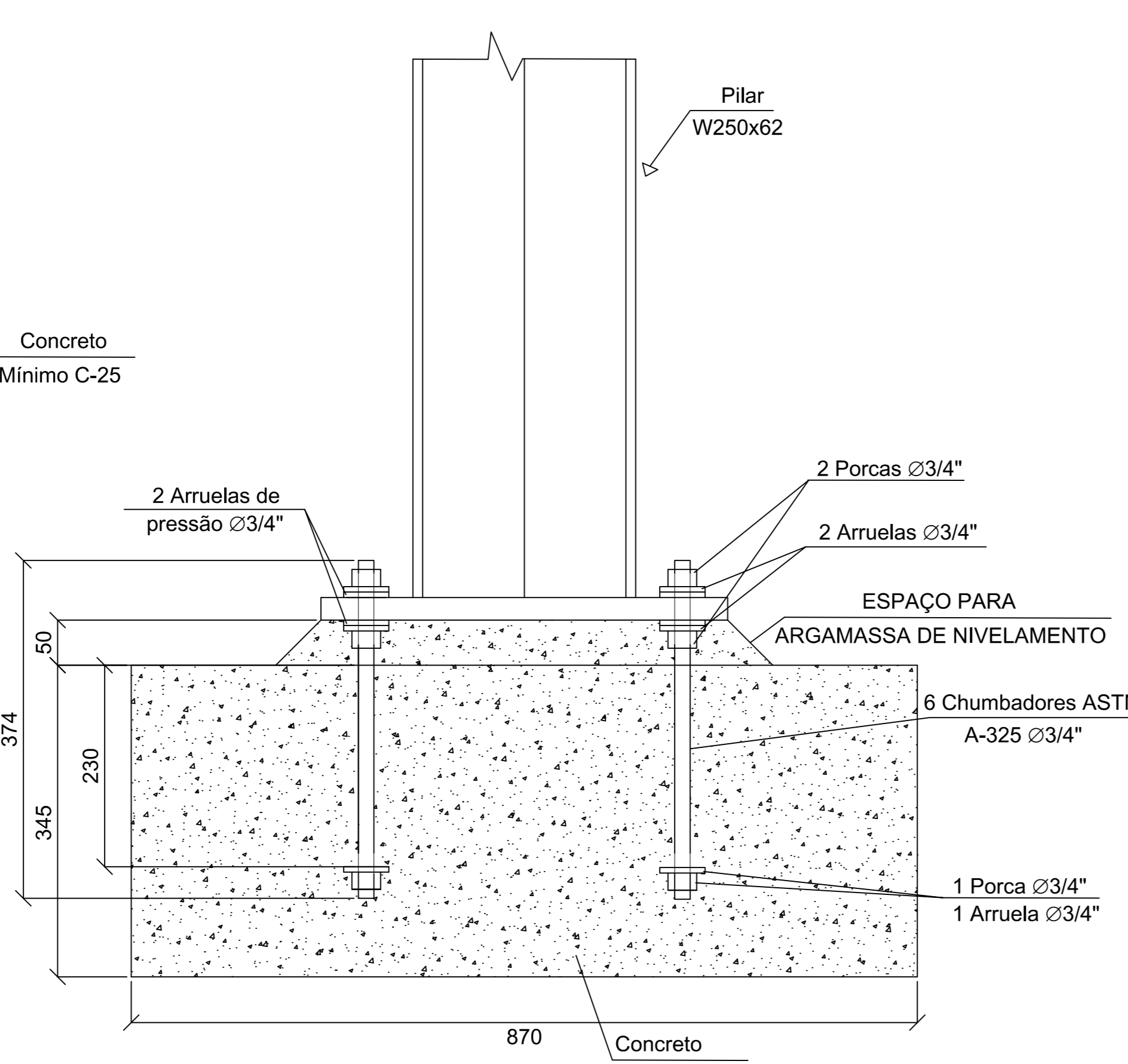
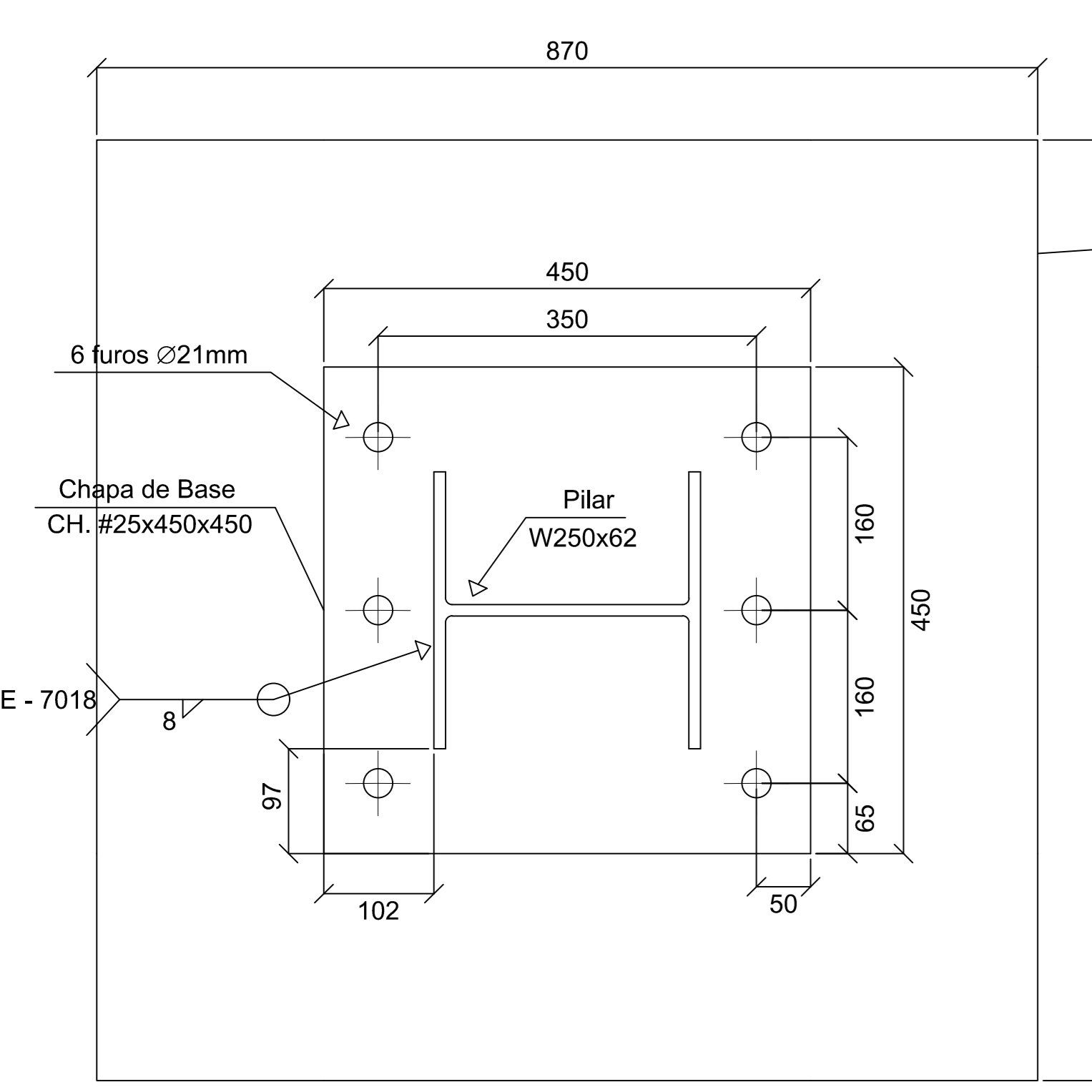
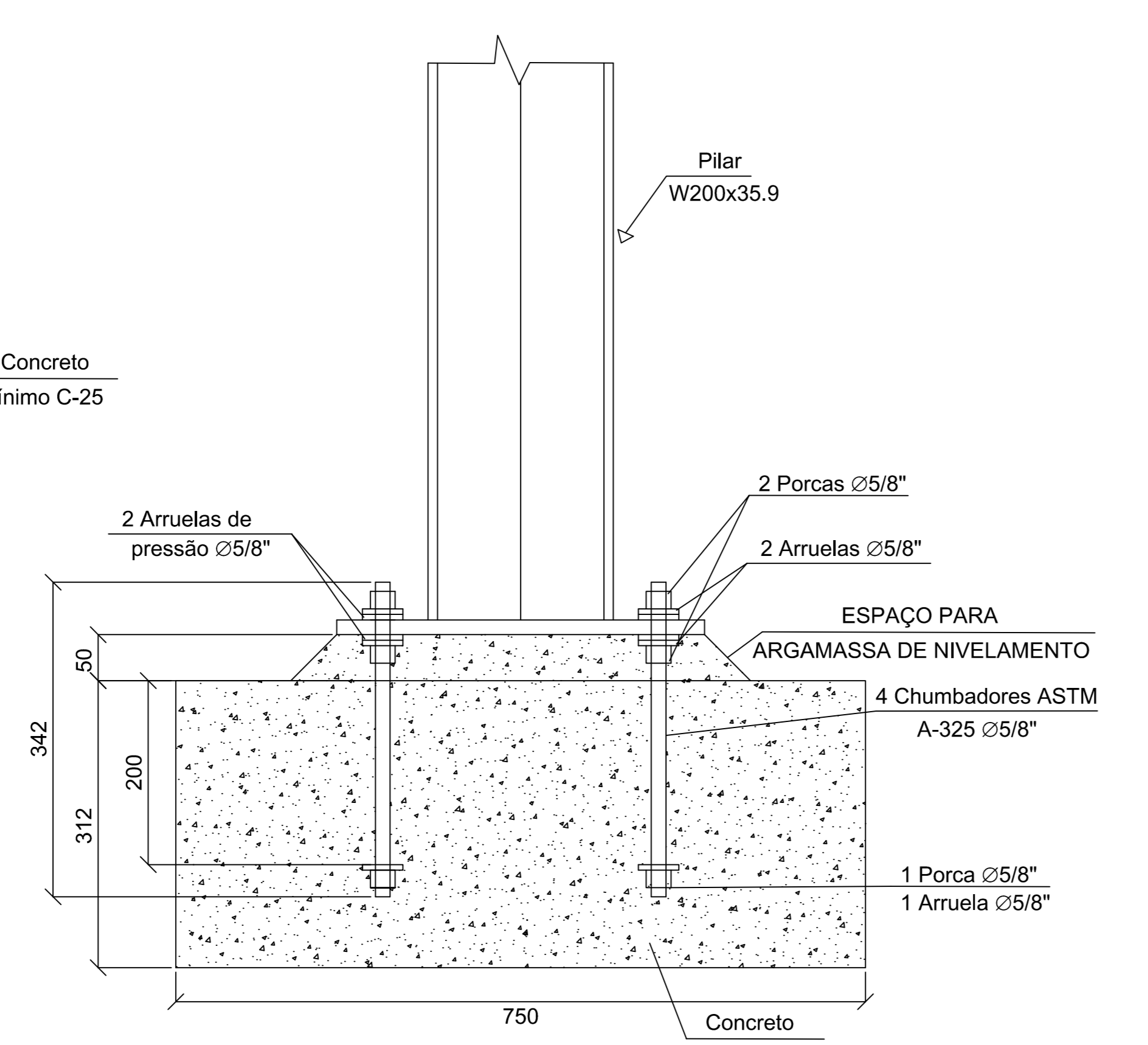
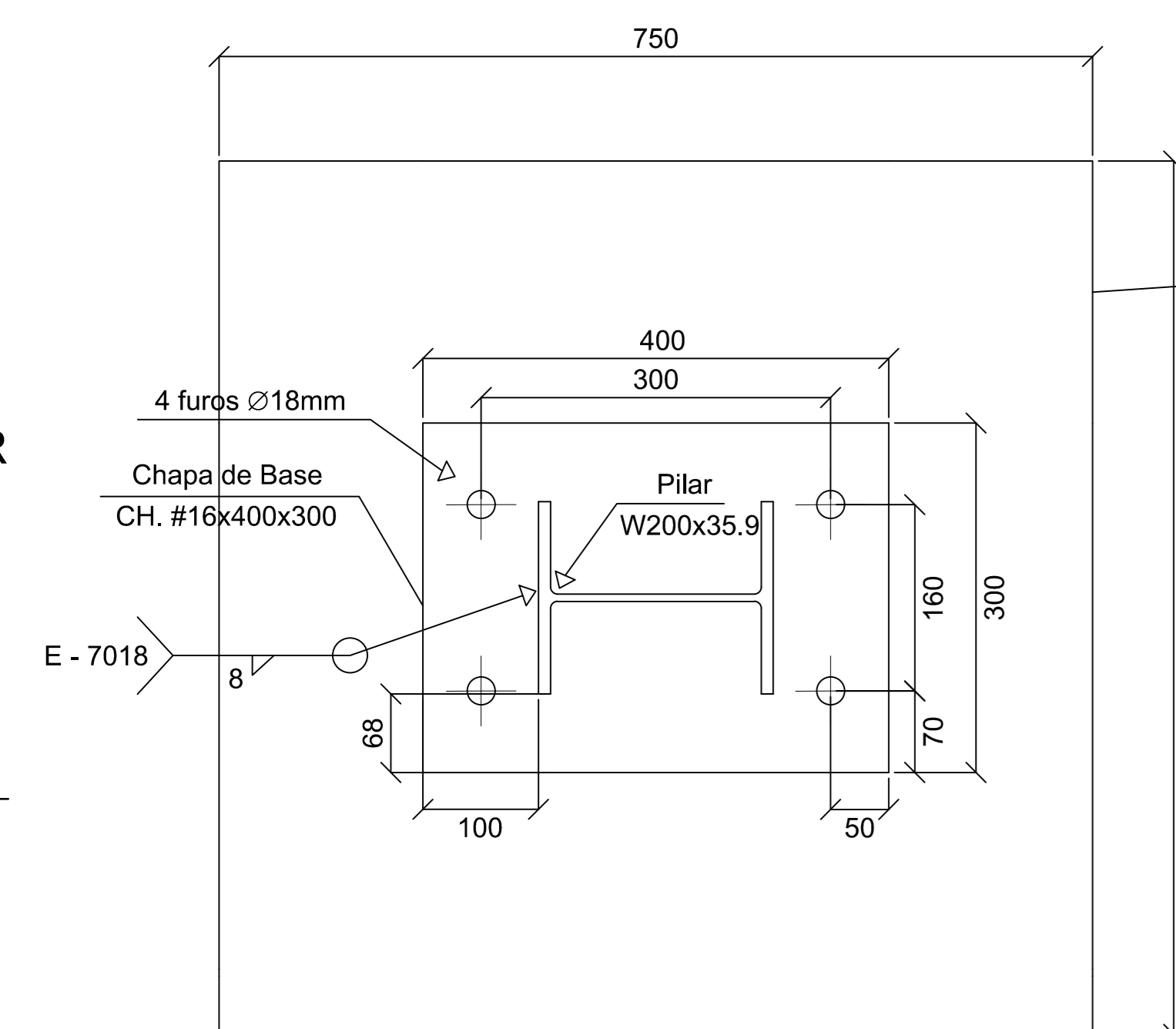
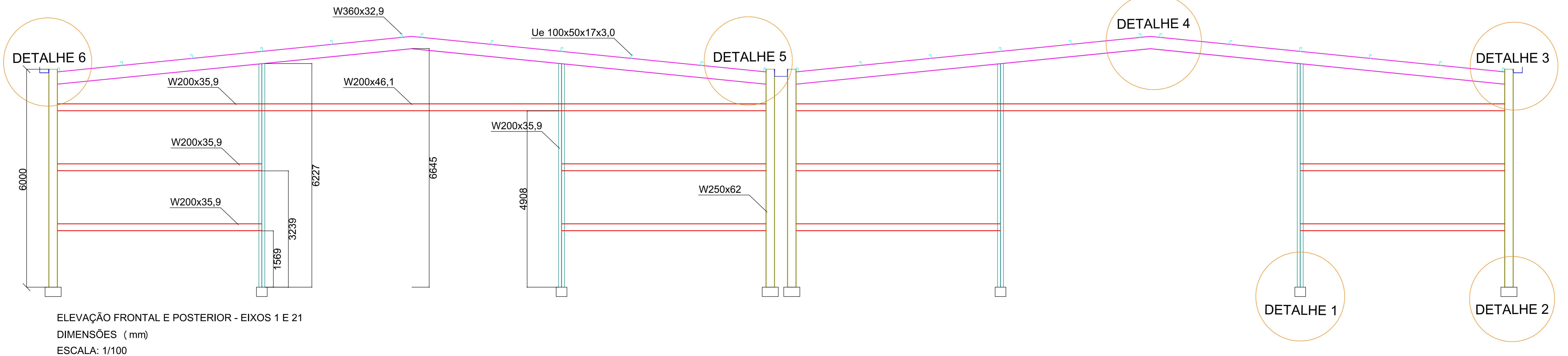
XEREZ NETO, J.; CUNHA, A. S. **Estruturas metálicas**: manual prático para projetos, dimensionamento e laudos técnicos. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2020. 448 p.

APÊNDICE A – PLANTAS E DETALHAMENTOS



PLANTA DE LOCAÇÃO DOS PILARES
 DIMENSÕES (mm)
 ESCALA: 1/100

RESPONSÁVEL TÉCNICO: JOÃO VICTOR CORDEIRO BARROS		 	
PROJETO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO			
ORIENTADOR: DOUGLAS MATEUS DE LIMA			
DESENHO: PLANTA DE LOCAÇÃO	TELEFONE: 81 91234-0678	ESCALA: INDICADA	DATA: 14/06/2023

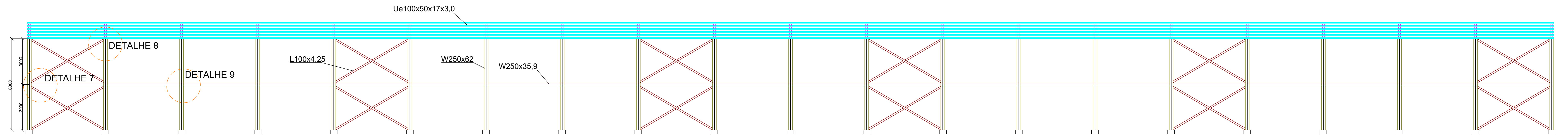


NOTAS GERAIS

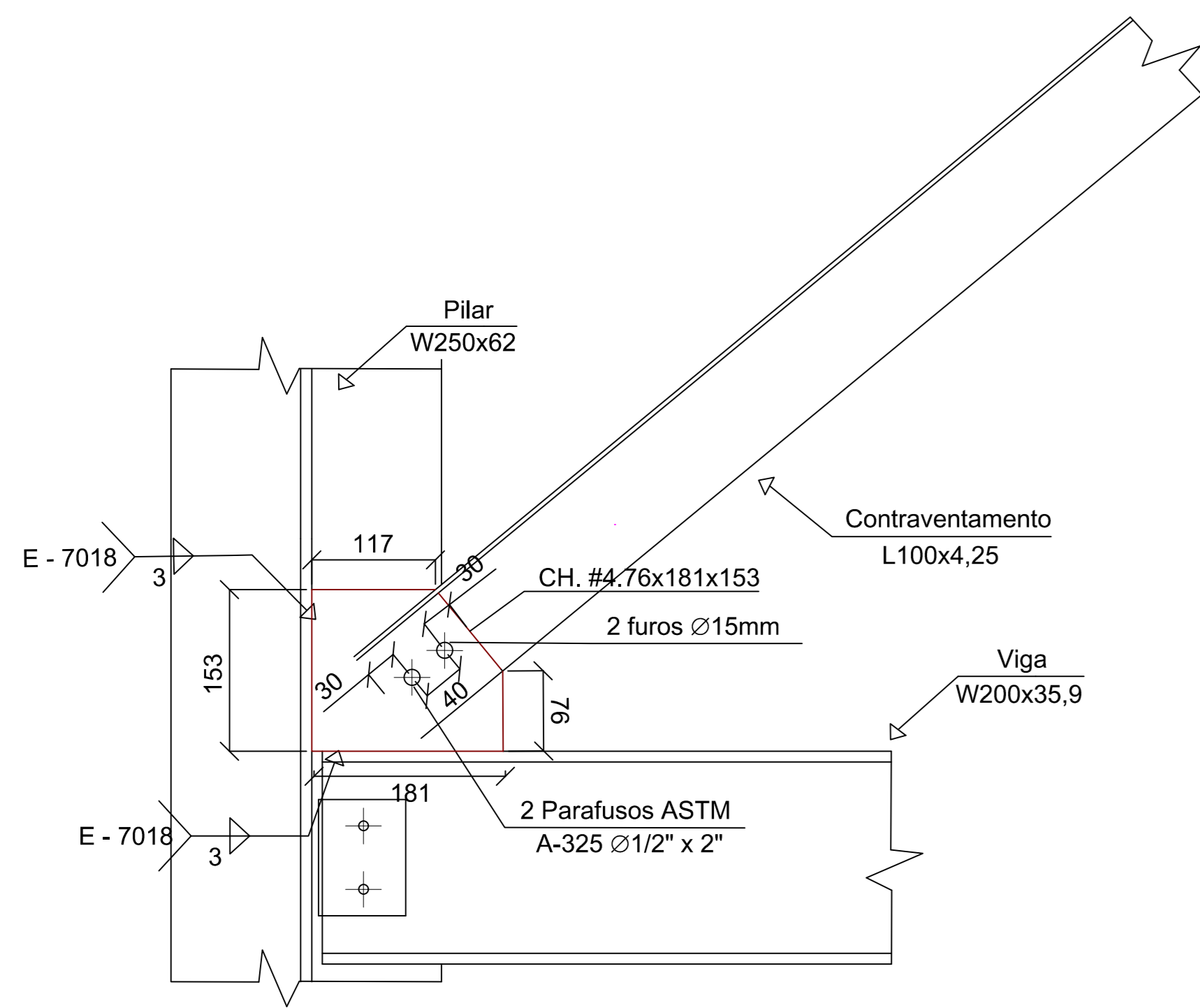
1. ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS:

- A. AÇOS:**
 PERFIS LAMINADOS.....ASTM A572 Gr. 50
 PERFIS FORMADOS A FRIO.....CF-26
 CHUMBADORES.....ASTM A-325
 CHAPAS.....MR-250
- B. ELETRODOS.....AWS E-7018
 (QUANDO NÃO ESPECIFICADO)**
- C. PARAFUSOS E PORCAS.....ASTM A-325**
- D. PINTURA:**
 ESPESSURA DE CADA DEMÃO....30 A 35 MICROMETRO
 (PELÍCULA SECA)
 1 (UMA) DEMÃO DE PRIMER ANTI-CORROSIVO
 (ALQUÍDICO MARRON OU PRIMÁRIA DE ZARCÃO)
 2 (DUAS) DEMÃOS DE ESMALTE SINTÉTICO
- 2. CONFERIR MEDIDAS NA OBRA.**
- 3. TAMANHO MÁXIMO DAS PEÇAS INDIVIDUAIS: 12 m.**
- 4. O COMPRIMENTO INDIVIDUAL DA CALHA É DE 10 m.
 (INCLINAÇÃO DE 0.5%)**
- 5. DUTO DE QUEDA DE Ø200 mm, INSTALADO A CADA 10 m.**

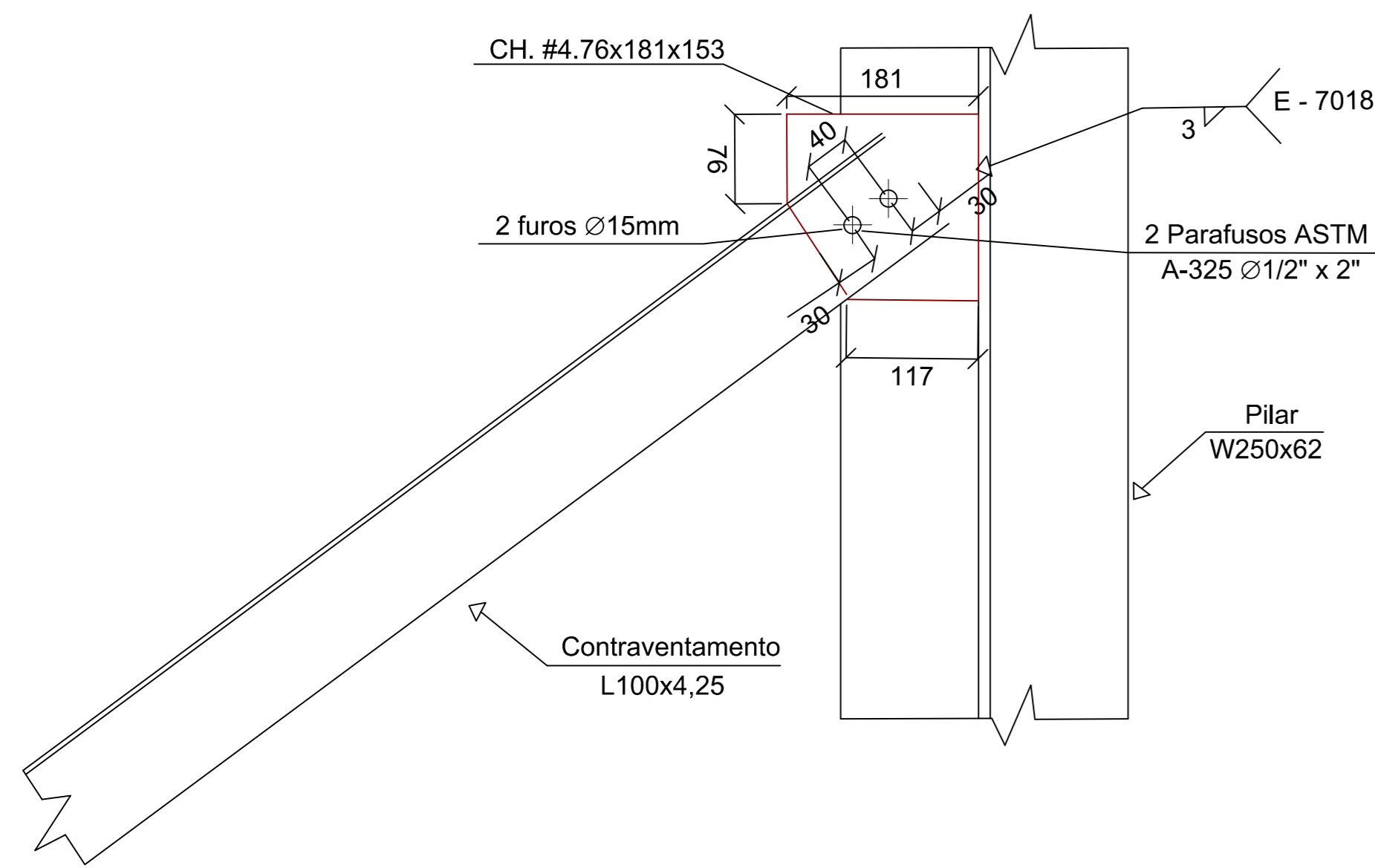
RESPONSÁVEL TÉCNICO: JOÃO VICTOR CORDEIRO BARROS		UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO		Campus de AGRESTE	
PROJETO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO					
ORIENTADOR: DOUGLAS MATEUS DE LIMA					
REVISÃO:	ELEVAÇÃO FRONTAL E POSTERIOR - DETALHES DE LIGAÇÕES	TELEFONE:	81 91234-6678	ESCALA:	INDICADA
FOLHA:	2/4	DATA:	16/03/23		



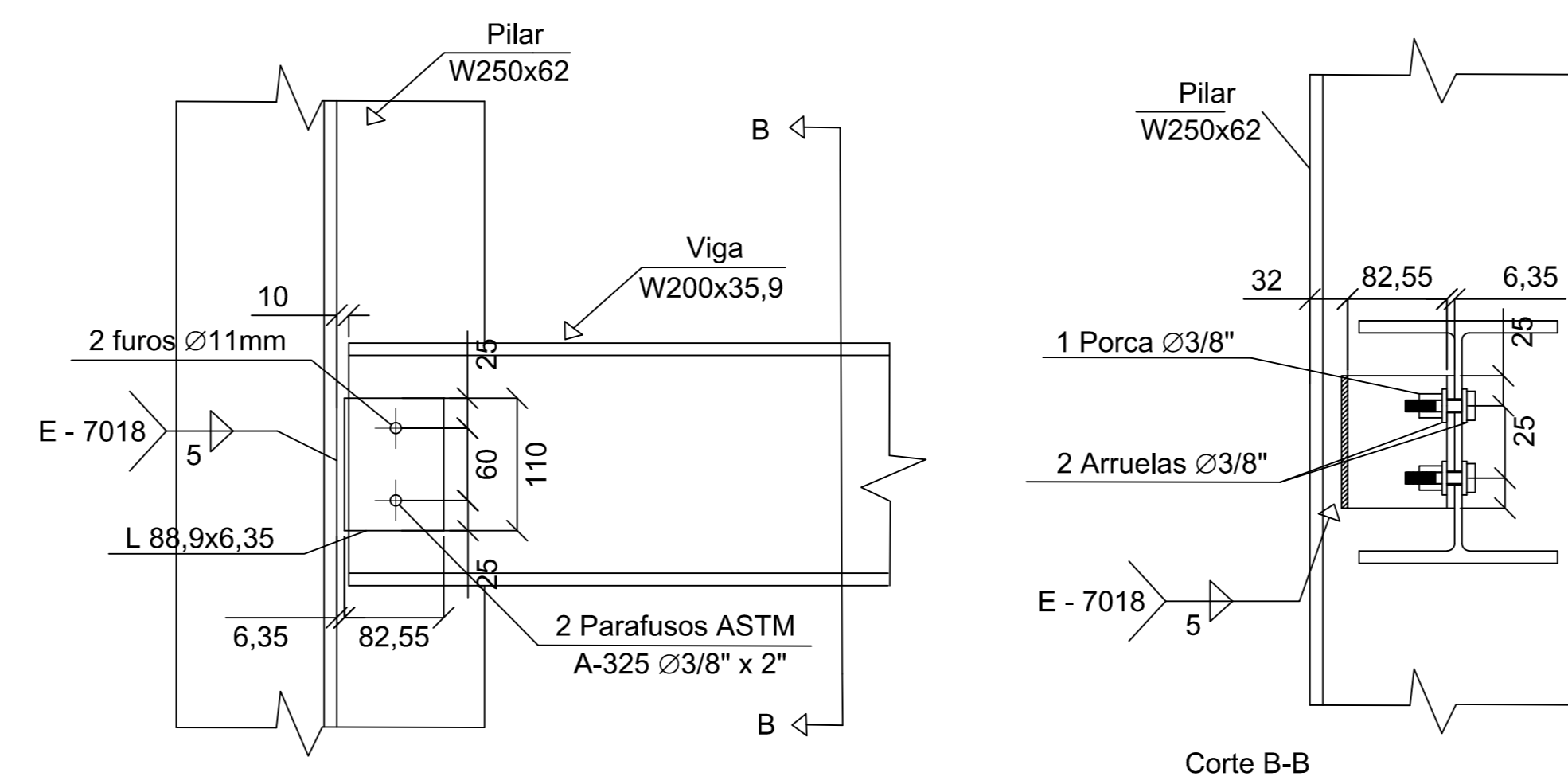
ELEVACÃO LATERAL - EIXOS A e H
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/100



DETALHE 7: LIGAÇÃO ENTRE CONTRAVENTAMENTO E PILAR
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/5



DETALHE 8: LIGAÇÃO ENTRE CONTRAVENTAMENTO E PILAR
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/5



DETALHE 9: LIGAÇÃO ENTRE VIGA DE FECHAMENTO E PILAR
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/5

NOTAS GERAIS

1. ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS:

A. AÇOS:

PERFIS LAMINADOS.....ASTM A572 Gr. 50
PERFIS FORMADOS A FRIO.....CF-26
CHUMBADORES.....ASTM A-325
CHAPAS.....MR-250

B. ELETRODOS.....AWS E-7018 (QUANDO NÃO ESPECIFICADO)

C. PARAFUSOS E PORCAS.....ASTM A-325

D. PINTURA:

ESPESSURA DE CADA DEMÃO.....30 A 35 MICROMETRO
(PELÍCULA SECA)

1 (UMA) DEMÃO DE PRIMER ANTI-CORROSIVO
(ALQUÍDICO MARROM OU PRIMÁRIA DE ZARCÃO)

2 (DUAS) DEMÃOS DE ESMALTE SINTÉTICO

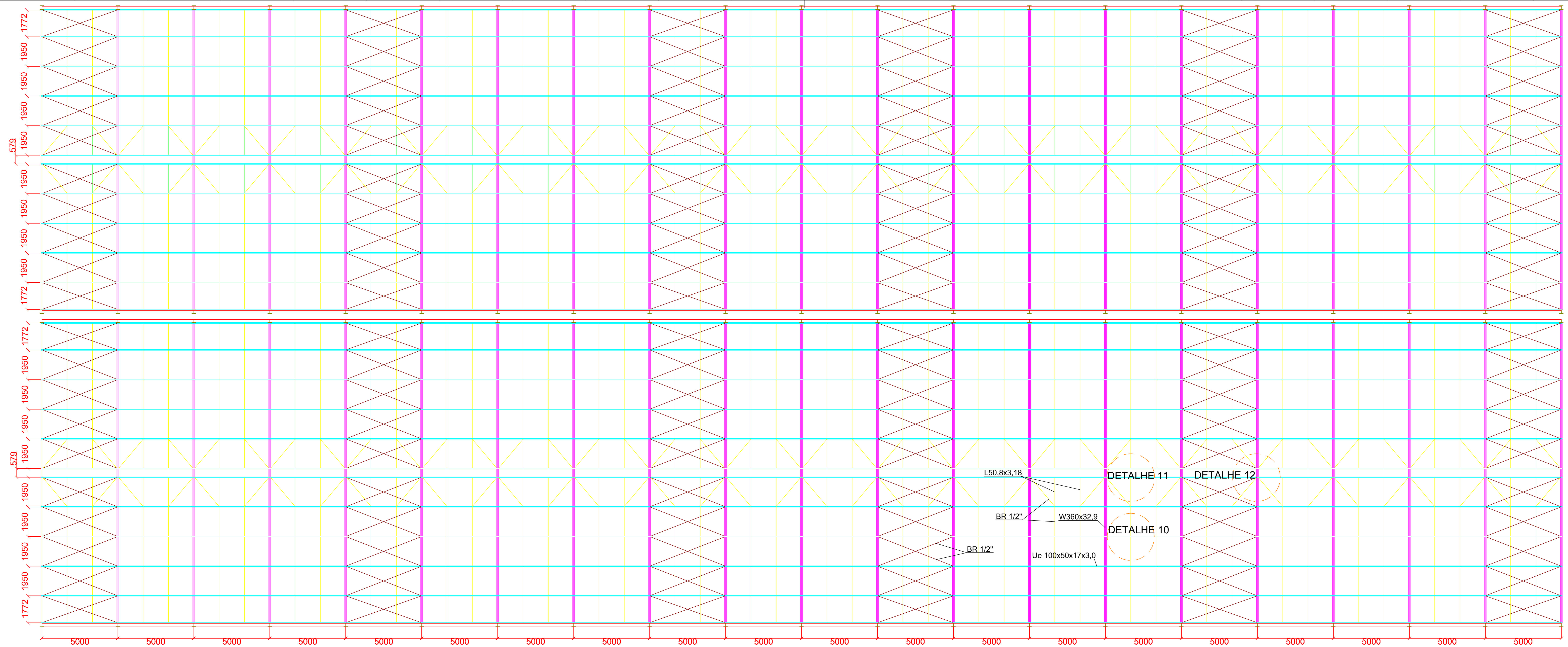
2. CONFERIR MEDIDAS NA OBRA.

3. TAMANHO MÁXIMO DAS PEÇAS INDIVIDUAIS: 12 m.

4. O COMPRIMENTO INDIVIDUAL DA CALHA É DE 10 m. (INCLINAÇÃO DE 0.5%)

5. DUTO DE QUEDA DE Ø200 mm, INSTALADO A CADA 10 m.

RESPONSÁVEL TÉCNICO: JOÃO VICTOR CORDEIRO BARROS		UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO		Campus AGRESTE	
PROJETO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO					
ORIENTADOR: DOUGLAS MATEUS DE LIMA					
FECHA: ELEVACÃO LATERAL: DETALHE DE LIGAÇÕES:	TELEFONE: 81 91234-0678	ESCALA: INDICADA	FOLHA: 3/4	DATA: 06/05/23	A0



PLANTA DE COBERTURA
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/100

NOTAS GERAIS

1. ESPECIFICAÇÕES DOS MATERIAIS:

A. AÇOS:

- PERFIS LAMINADOS.....ASTM A572 Gr. 50
- PERFIS FORMADOS A FRIO.....CF-26
- CHUMBADORES.....ASTM A-325
- CHAPAS.....MR-250

**B. ELETRODOS.....AWS E-7018
(QUANDO NÃO ESPECIFICADO)**

C. PARAFUSOS E PORCAS.....ASTM A-325

D. PINTURA:

ESPESSURA DE CADA DEMÃO....30 A 35 MICROMETRO
(PELÍCULA SECA)

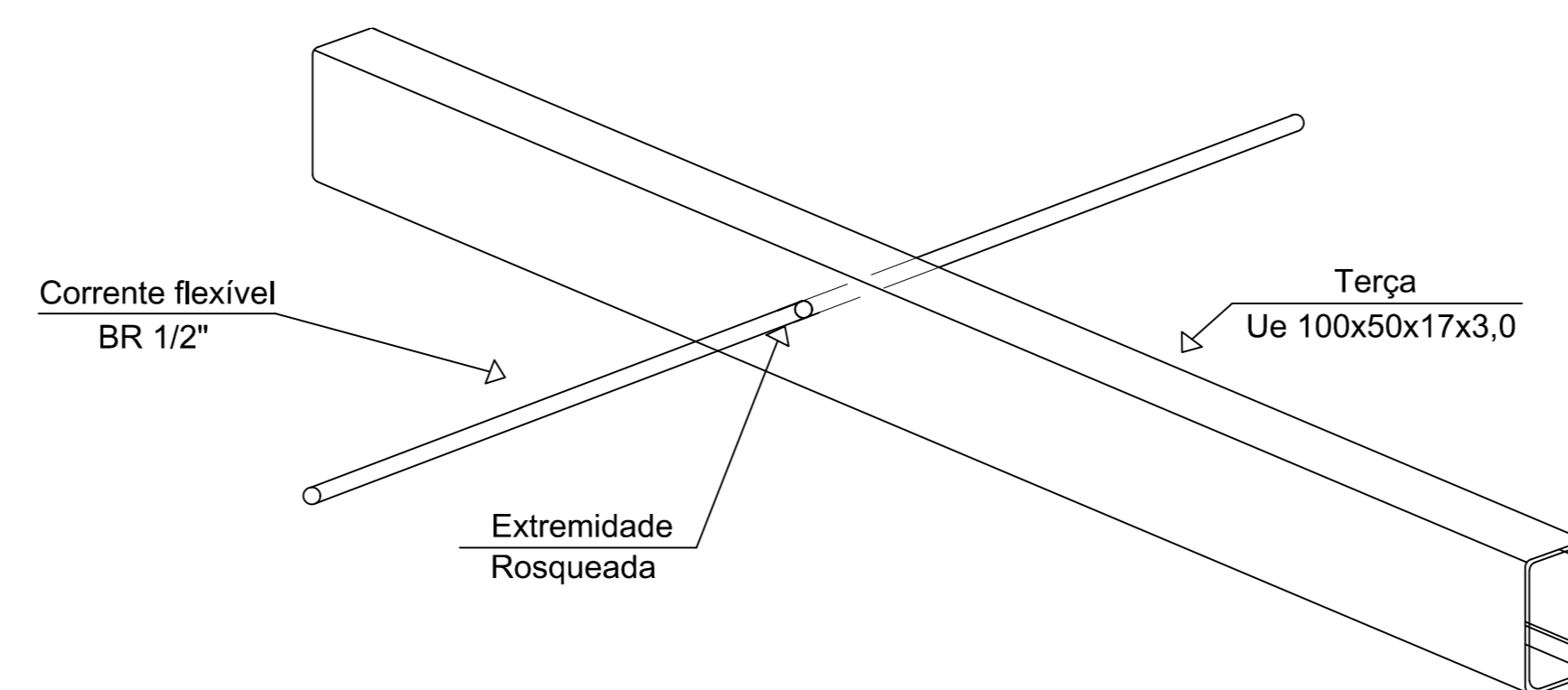
- 1 (UMA) DEMÃO DE PRIMER ANTI-CORROSIVO
(ALQUÍDICO MARROM OU PRIMÁRIA DE ZARCÃO)
- 2 (DUAS) DEMÃOS DE ESMALTE SINTÉTICO

2. CONFERIR MEDIDAS NA OBRA.

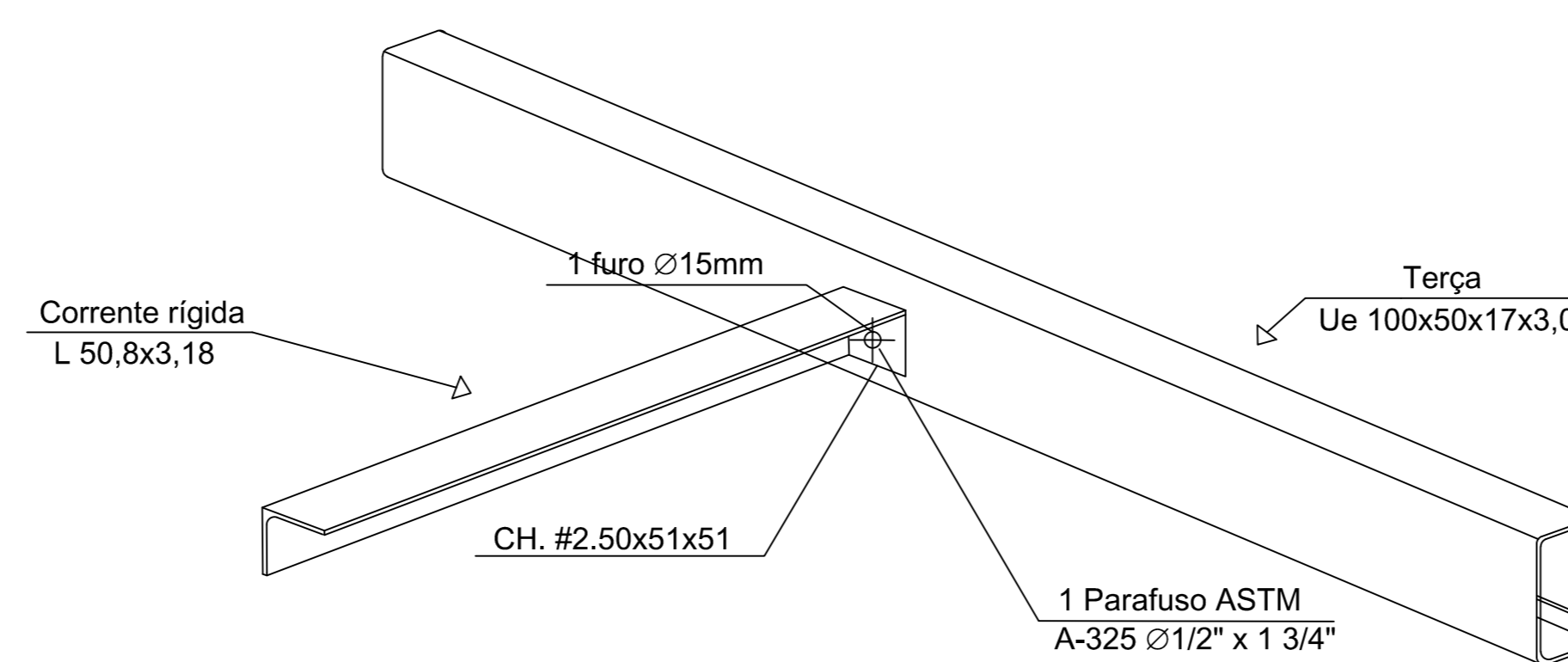
3. TAMANHO MÁXIMO DAS PEÇAS INDIVIDUAIS: 12 m.

**4. O COMPRIMENTO INDIVIDUAL DA CALHA É DE 10 m.
(INCLINAÇÃO DE 0.5%)**

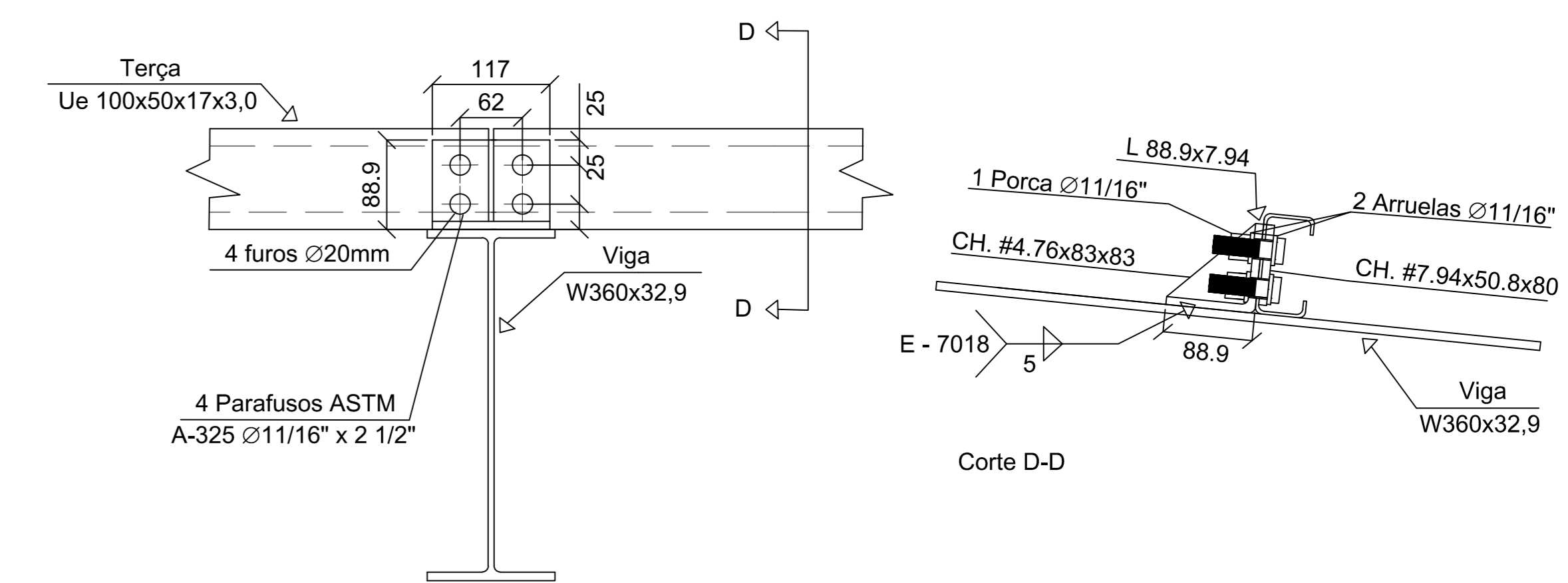
5. DUTO DE QUEDA DE Ø200 mm, INSTALADO A CADA 10 m.



DETALHE 10: LIGAÇÃO ENTRE CORRENTE FLEXÍVEL E TERÇA
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/5



DETALHE 11: LIGAÇÃO ENTRE CORRENTE RÍGIDA E TERÇA
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/5



DETALHE 12: SUPORTE DA TERÇA NA VIGA
DIMENSÕES (mm)
ESCALA: 1/5

RESPONSÁVEL TÉCNICO: JOÃO VICTOR CORDEIRO BARROS		UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO		Campus AGRESTE	
PROJETO: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO					
ORIENTADOR: DOUGLAS MATEUS DE LIMA					
REVISÃO: PLANTA DE COBERTURA DETALHE DE LIGAÇÕES	TELEFONO: 81 91234-0678	ESCALA: INDICADA	FOLHA: 4/4	DATA: 06/03	A0

**APÊNDICE B – MEMORIAL DE CÁLCULO DESENVOLVIDO NO
MATHCAD PRIME**

1 Introdução

O presente memorial de cálculo apresenta o dimensionamento manual, com o auxílio do ftool, dos principais elementos do sistema estrutural do galpão, sendo eles: pilar, viga, terças, barras de contraventamento vertical e horizontal e travessas de fechamento, assim como as fundações e as ligações entre os elementos estruturais. Além disso, os resultados foram comparados com os apresentados pelo software SCIA Engineer, dispostos em anexo, tendo como objetivo a validação dos dois métodos utilizados no dimensionamento do presente galpão.

1.1 Normas utilizadas

Na elaboração do presente projeto, foram adotadas as seguintes normas:

- NBR 8800 (ABNT, 2008) - Projetos de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios;
- NBR 14762 (ABNT, 2010) - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio;
- NBR 6120 (ABNT, 2019) - Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 6123 (ABNT, 1988) - Forças devidas ao vento em edificações.

1.2 Softwares utilizados

- Software SCIA Engineer 22.0 (versão estudante);
- PTC Mathcad Prime 7.0;
- Ftool 2017.

1.3 Dados do projeto

- Vãos: 20 m;
- Comprimento: 100 m;
- Pé direito: 6 m;
- Área coberta: 4500 m²;
- Distanciamento padrão entre pórticos típicos: 5 m;
- Fechamento da cobertura em telhas termoacústicas com espessura de 30 mm;
- Fechamentos laterais com alvenaria de vedação de concreto, com espessura de 9 cm;
- Fechamentos frontais em telhas termoacústicas com espessura de 30 mm;
- Inclinação: 10% - 5.7°

1.4 Carregamentos

Ações permanentes:

- Peso próprio dos elementos: determinado pelo software;
- Peso próprio do telhado: 0.0436 KN/m²;
- Peso próprio da parede: 4.5 KN/m.

Ações variáveis:

- Sobrecarga na cobertura: $0,25 \text{ kN/m}^2$.

Ações devido ao vento:

- Vento 0° ;
- Vento 90° .

2 Determinação da carga de vento (NBR 6123:1988).

2.1 Velocidade básica do vento (V_0)

$$V_0 := 30 \frac{m}{s}$$

2.2 Fator topográfico (S_1)

$$S_1 := 1.0$$

Terreno plano ou fracamente acidentado.

2.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2)

- Rugosidade do terreno: categoria IV (cidades pequenas e seus arredores).
- Altura sobre o terreno: $h := 6.2 \text{ m}$
- Dimensões da edificação: tendo em vista que a presente edificação apresenta dimensão horizontal superior a 80 m, o valor de S_2 será determinado com base nas indicações do Anexo A da NBR 6123:1988:

Passo 1:

Adota-se inicialmente: $V=V_0$ e $t=t'$

Sendo: $L := 100 \text{ m}$

Então:
$$t' := 7.5 \cdot \frac{L}{V_0} = 25 \text{ s}$$

Passo 2:

Obtém-se o valor de S_2 em função da altura, $S_2(h)$, a partir da Tabela 22 da NBR 6123:1988.

/continuação

Cat.	z (m)	Valores de S_2 para t (s) =											
		3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
IV	≤5	0,79	0,76	0,73	0,70	0,67	0,64	0,60	0,57	0,51	0,45	0,42	0,37
	10	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71	0,67	0,65	0,59	0,53	0,49	0,44
	15	0,90	0,88	0,84	0,82	0,79	0,76	0,72	0,70	0,63	0,57	0,54	0,49
	20	0,93	0,91	0,88	0,85	0,83	0,80	0,76	0,73	0,67	0,61	0,57	0,53
	30	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,81	0,79	0,73	0,67	0,63	0,58
	40	1,01	0,99	0,96	0,94	0,92	0,89	0,85	0,83	0,77	0,71	0,67	0,62
	50	1,04	1,02	0,99	0,97	0,95	0,92	0,88	0,86	0,80	0,74	0,71	0,66
	60	1,07	1,04	1,02	1,00	0,98	0,95	0,91	0,89	0,83	0,77	0,74	0,69
	80	1,10	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,96	0,93	0,86	0,82	0,79	0,74
	100	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,03	0,99	0,97	0,92	0,86	0,83	0,78

Sendo $h = 6,2$ m, por conveniência, foi adotado $z = h = 10$ m.

Assim: $S2_{10} := 0.74$

Passo 3: $V_{t'} := S2_{10} \cdot V_0 = 22.2 \frac{m}{s}$

Passo 4: $t'' := 7.5 \cdot \frac{L}{V_{t'}} = 33.8 \text{ s}$

Passo 5: $|t'' - t'| = 8.8 \text{ s}$ Sendo: $8.8 > 1.5$, repete-se os passos 2 e 3.

Passo 2: Obtém-se o valor de $S2$ em função da altura, $S2(h)$, a partir da Tabela 22 da NBR 6123:1988.

/continuação

Cat.	z (m)	Valores de S_2 para t (s) =											
		3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
IV	≤5	0,79	0,76	0,73	0,70	0,67	0,64	0,60	0,57	0,51	0,45	0,42	0,37
	10	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71	0,67	0,65	0,59	0,53	0,49	0,44
	15	0,90	0,88	0,84	0,82	0,79	0,76	0,72	0,70	0,63	0,57	0,54	0,49
	20	0,93	0,91	0,88	0,85	0,83	0,80	0,76	0,73	0,67	0,61	0,57	0,53
	30	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,81	0,79	0,73	0,67	0,63	0,58
	40	1,01	0,99	0,96	0,94	0,92	0,89	0,85	0,83	0,77	0,71	0,67	0,62
	50	1,04	1,02	0,99	0,97	0,95	0,92	0,88	0,86	0,80	0,74	0,71	0,66
	60	1,07	1,04	1,02	1,00	0,98	0,95	0,91	0,89	0,83	0,77	0,74	0,69
	80	1,10	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,96	0,93	0,88	0,82	0,79	0,74
	100	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,03	0,99	0,97	0,92	0,86	0,83	0,78

Assim: $S2_{10'} := 0.71$

Passo 3: $V_{t''} := S2_{10'} \cdot V_0 = 21.3 \frac{m}{s}$

Passo 4: $t''' := 7.5 \cdot \frac{L}{V_{t''}} = 35.2 \text{ s}$

Passo 5: $|t''' - t''| = 1.4 \text{ s}$ Sendo: $1.4 < 1.5$, OK!.

Assim: $S2 := S2_{10'} = 0.71$

2.4 Fator estatístico (S3)

$S3 := 1.0$

Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.

2.5 Velocidade característica do vento (V_k)

$$V_k := V_0 \cdot S1 \cdot S2 \cdot S3 = 21.3 \frac{m}{s}$$

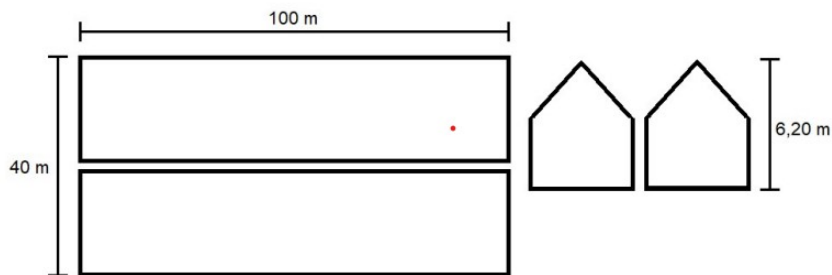
2.6 Pressão dinâmica (q)

$$q := 0.613 \cdot V_k^2 = 0.28 \frac{m^3}{kg} \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q := 0.28 \frac{kN}{m^2}$$

Para a determinação dos coeficientes de pressão e de forma externos, foi considerado o galpão com telhados múltiplos, simétrico e de tramos iguais, conforme a Tabela 7 da NBR 6123:1988.


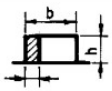
2.7 Coeficientes de pressão (C_{pe}) e de forma (C_e) externos (NBR 6123:1988)



2.7.1 Paredes

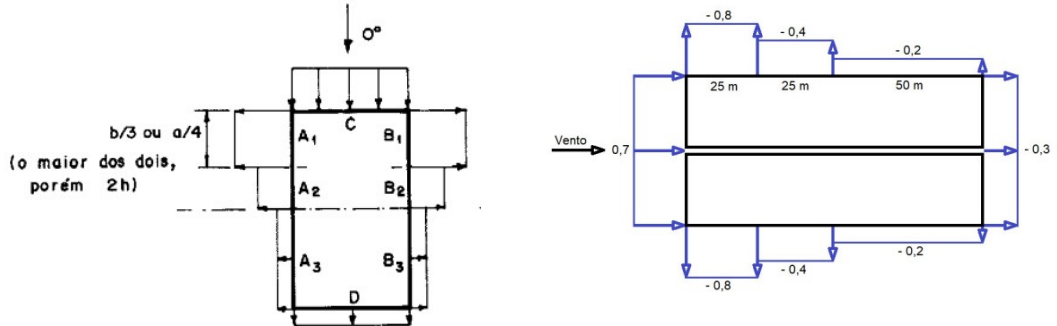
$$a := 100 \text{ m} \quad b := 40 \text{ m} \quad h := 6.2 \text{ m} \quad \frac{h}{b} = 0.16 \quad \frac{a}{b} = 2.5$$

Conforme a Tabela 4 da NBR 6123:1988.

Altura relativa		Valores de C_s para								c_{ps} médio 
		$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$				
		A_1 e B_1	A_2 e B_2	C	D	A	B	C_1 e D_1	C_2 e D_2	
 $1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$0,2b$ ou h (o menor dos dois) $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5

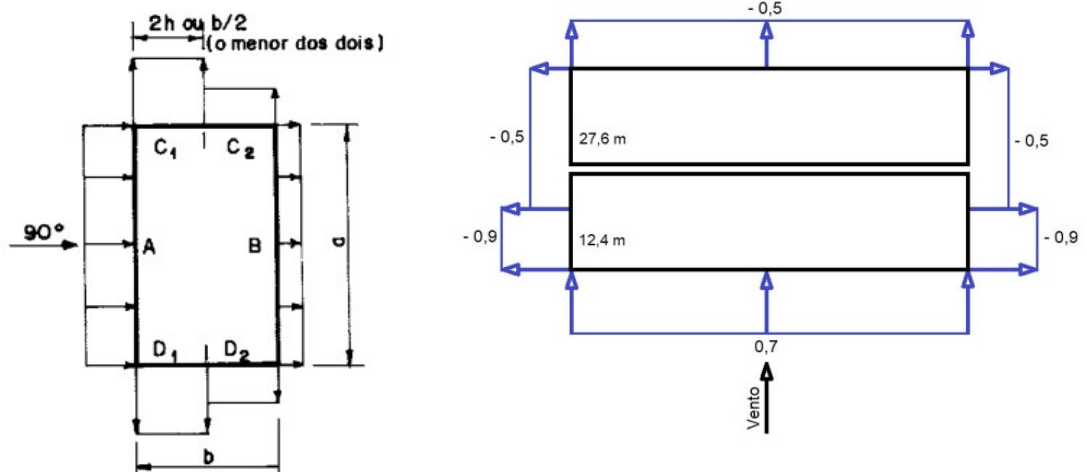
2.7.1.1 Vento a 0°

Adota-se o maior: $\frac{b}{3} = 13.3 \text{ m}$ $\frac{a}{4} = 25 \text{ m}$



2.7.1.2 Vento a 90°

Adota-se o menor: $\frac{b}{2} = 20 \text{ m}$ $2 \cdot h = 12.4 \text{ m}$



2.7.2 Cobertura

$a' := 20 \text{ m}$ $b := 100 \text{ m}$ $h := 6.2 \text{ m}$

Adota-se o menor: $0.1 \cdot b = 10 \text{ m}$ Assim: $y := 6.2 \text{ m}$
 $h := 6.2 \text{ m}$

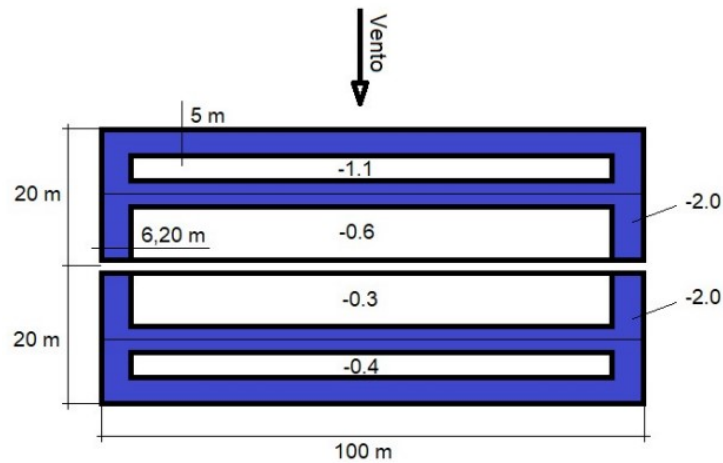
Adota-se o menor: $0.1 \cdot b = 10 \text{ m}$ Assim: $y' := 5 \text{ m}$
 $h := 6.2 \text{ m}$
 $0.25 \cdot a' = 5 \text{ m}$

$b1 := h = 6.2 \text{ m}$ $b2 := b1 = 6.2 \text{ m}$

2.7.2.1 Vento a 0°

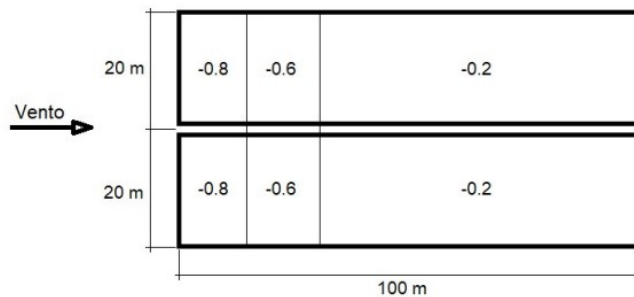
Sendo adotada uma inclinação de 10° para o telhado, de acordo com a Tabela 7 da NBR 6123:1988.

Inclinação do telhado θ	Ângulo de incidência do vento α	C_e								c_{pe} médio	
		Primeiro tramo		Primeiro tramo intermediário		Demais tramos intermediários		Último tramo			
		a^*	b^*	c^*	d^*	m^*	n^*	x^*	z^*		
5°		-0,9	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-2,0	-1,5
10°		-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4		
20°	0°	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5		
30°		-0,2	-0,6	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,5		
45°		+0,3	-0,6	-0,4	-0,4	-0,2	-0,4	-0,2	-0,5		



2.7.2.2 Vento a 90°

Inclinação do telhado θ	Ângulo de incidência do vento α	C_e na distância		
		b_1	b_2	b_3
< 45°	90°	-0,8	-0,6	-0,2

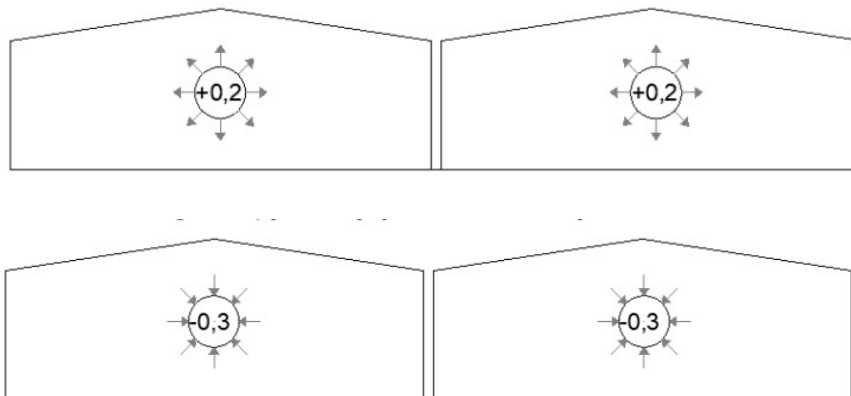


2.8 Determinação dos coeficientes de pressão interna (C_{pi}) (NBR 6123:1988)

Conforme a referida norma, para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme. Neste caso, devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna C_{pi} :

a) Duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras faces impermeáveis:

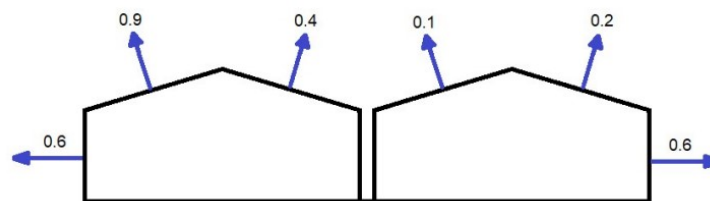
- Vento perpendicular a uma face permeável: $C_{pi} = + 0.2$;
- Vento perpendicular a uma face impermeável: $C_{pi} = - 0.3$.



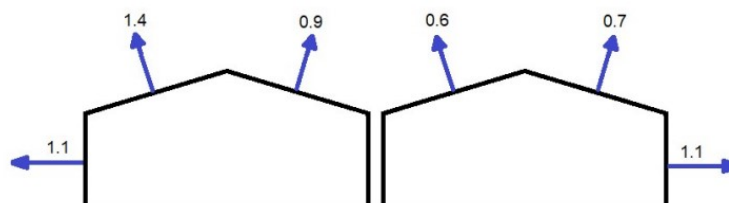
2.9 Valores resultantes

2.9.1 Combinações

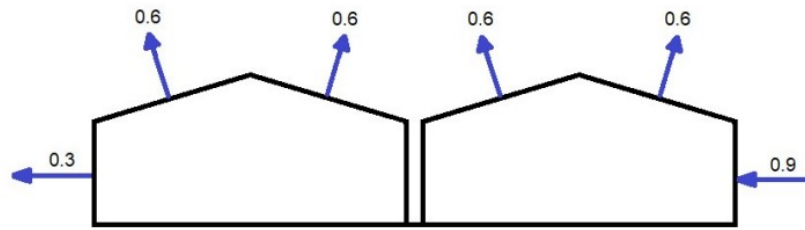
a) C_e (vento a 0°) + C_{pi} (+0.2):



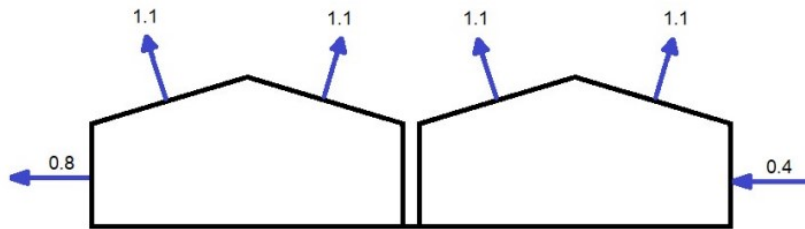
b) C_e (vento a 0°) + C_{pi} (-0.3):



c) C_e (vento a 90°) + C_{pi} (+0.2):



d) C_e (vento a 90°) + C_{pi} (-0.3):



2.9.2 Carregamento devido ao vento

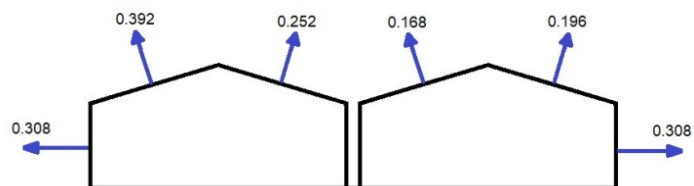
Considera-se os casos de vento mais desfavoráveis nas direções de 0° e 90° . Assim, adota-se os casos dos itens b e d.

O carregamento devido ao vento é calculado por meio de uma das seguintes equações:

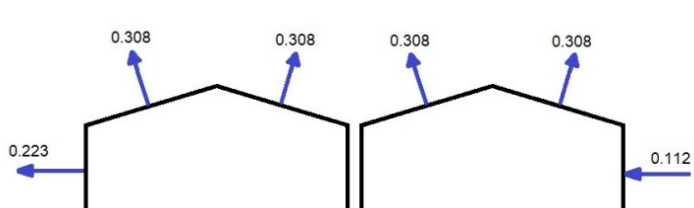
$$\text{Carga} = q \times (C_e + C_{pi}) \left(\frac{kN}{m^2} \right) \quad \text{Carga} = q \times (C_e + C_{pi}) \times \text{área de influência} \left(\frac{kN}{m} \right)$$

Em que, no software SCIA Engineer, a aplicação das ações de vento é realizada desconsiderando-se a área de influência, já que a mesma é aplicada em áreas de influência do próprio software.

i) Caso b (vento a 0°): $\left(\frac{kN}{m^2} \right)$



ii) Caso d (vento a 90°): $\left(\frac{kN}{m^2} \right)$



3 Combinação das ações (NBR 8800:2008 e NBR 14762:2010)

3.1 Combinações estado-limite último - ELU

COMBINAÇÃO	TIPO	AÇÕES PONDERADAS
1	Normal	$1,25G_{per} + 1,50Q_{sc}$
2	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
3	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
4	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot 0,60 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
5	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot 0,60 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
6	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
7	Normal	$1,25 \cdot G_{per} + 1,50 \cdot 0,70 \cdot Q_{sc} + 1,40 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
8	Normal	$1,0 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
9	Normal	$1,0 \cdot G_{per} + 1,40 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)

3.1 Combinações estado-limite de serviço - ELS

COMBINAÇÃO	TIPO	AÇÕES PONDERADAS
10	Quase permanente	$1,0 \cdot G_{per} + 0,4 \cdot Q_{sc}$
11	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 1,0 \cdot Q_{sc} + 0,3 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
12	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 1,0 \cdot Q_{sc} + 0,3 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
13	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 0,6 \cdot Q_{sc} + 1,0 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
14	Rara	$1,0 \cdot G_{per} + 0,6 \cdot Q_{sc} + 1,0 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
15	Rara	$1,0 \cdot V_{0^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)
16	Rara	$1,0 \cdot V_{90^\circ}$ ($c_{pi} = +0,2$ ou $-0,3$)

4 Dimensionamento do grupo de elementos mais solicitados

4.1 Dimensionamento das terças (NBR 14762:2010) - B6640

4.1.1 Carga permanente (peso próprio e telhas)

- Dados relativos às telhas: Isotelha trapezoidal PIR AP - Kingspan-Isoeste.

Nº de apoios	Espessura Isolante (mm)	Peso próprio (kg/m²)			U Coef. global de trans. calor (w/m².k)	Comprimento máximo (m)			Vão máximo entre apoios (mm)		
		Aço/Aço	Aço/Filme	Alumínio		Aço/Aço	Aço/Filme	Alumínio	Aço/Aço	Aço/Filme	Alumínio
▲▲	20	9,29	5,65	-	1,10	8	7	-	2300	1600	-
	30	9,69	6,05	4,36	0,73	12	7	7	2600	1800	2200
	50	10,49	6,85	5,00	0,44	12	7	7	3000	1800	2500
▲▲▲	20	9,29	5,65	-	1,10	8	7	-	2300	1600	-
	30	9,69	6,05	4,36	0,73	12	7	7	2600	1800	2200
	50	10,49	6,85	5,00	0,44	12	7	7	3300	1800	2500
	70	11,29	-	-	0,31	12	-	-	3700	-	-
	100	12,49	-	-	0,22	12	-	-	4500	-	-

Tamanho mínimo das peças - 2,5 metros / Transpasse padrão para montagem: 250 mm / Limites fabric de transpasse: mínimo de 50 mm e máximo de 300 mm
 *A indicação mínima recomendada é de 8% para cobertura com componentes da água de no máximo 20m. Demais sob consulta.
 Carga admisiv: 80kg/m² para 3 ou mais apoios / Cobertura: Rescho de U180 / Fechamento: Rescho de U120 | 1 kcal/h.m².C° | 1,63W/m².K ou 11W/m².K ou 1 kcal/h.m².C°
 Peso a vácuo característico isotermado do revestimento: estercó: 40,50 mm / 40,43 mm (Aço/Aço) / 40,50 mm / 40,54 mm (Aço/Filme) e 40,50 mm / 40,50 mm (Alumínio).

Fonte: <https://downloads.kingspan-isoeste.com.br/catalogos/Kingspan-Isoeste-Cat%C3%A1logo-de-Produtos-PT-BR.pdf>

$$\text{Peso próprio: } P_{tel} := 0.0436 \frac{kN}{m^2}$$

Distância máxima entre apoios: 2.20 m

$$\text{Vão adotado: } V_{tel} := 1.95 \text{ m}$$

Comprimento de influência na terça na situação mais desfavorável:

$$L_{inf.terça} := 1.95 \text{ m}$$

$$G_{per.tel} := P_{tel} \cdot L_{inf.terça} = 0.085 \frac{kN}{m}$$

- Dados relativos ao peso próprio:

O peso próprio corresponde ao peso das terças (como ainda não se sabe qual terça irá utilizar, será adotado):

$$P_{ próp.} := 0.07 \frac{kN}{m}$$

- Carga permanente na terça:

$$G_{per} := (P_{ próp.} + G_{per.tel}) = 0.155 \frac{kN}{m}$$

4.1.2 Carga variável

- Sobrecarga na cobertura: $0,25 \text{ kN/m}^2$. $Q_{sc.c} := 0.25 \frac{kN}{m^2}$

$$Q_{sc} := Q_{sc.c} \cdot L_{inf.terça} = 0.488 \frac{kN}{m}$$

4.1.3 Carregamento devido ao vento

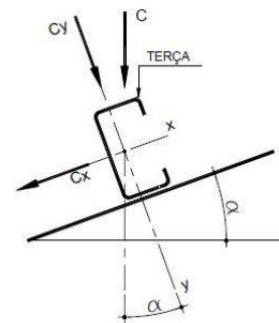
Adotando os casos mais desfavorável, relativa aos casos i (v0) e ii (v90), tem-se que:

$$Q_{sc.w.0'} := -0.392 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{sc.w.0} := Q_{sc.w.0'} \cdot L_{inf.terça} = -0.764 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90'} := -0.308 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{sc.w.90} := Q_{sc.w.90'} \cdot L_{inf.terça} = -0.601 \frac{kN}{m}$$

4.1.4 Combinações de cargas

Como as cargas permanente e acidental atuam no sentido vertical, acabam atuando nos dois planos dos eixos da terça, devido à inclinação do telhado. Com isso tem-se flexão composta, tornando necessário decompor as cargas para que os cálculos sejam feitos para cada eixo. A carga do vento é considerada como atuando perpendicularmente com o plano das telhas.



$$\alpha := 5.7^\circ$$

Eixo y:

$$G_{per.y} := G_{per} \cdot \cos(\alpha) = 0.154 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.y} := Q_{sc.w.0} = -0.764 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.y} := Q_{sc} \cdot \cos(\alpha) = 0.485 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90.y} := Q_{sc.w.90} = -0.601 \frac{kN}{m}$$

Eixo x:

$$G_{per.x} := G_{per} \cdot \sin(\alpha) = 0.015 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.x} := Q_{sc} \cdot \sin(\alpha) = 0.048 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 1 - ELUN**

$$F_{d.1.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} = 0.92 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.1.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot Q_{sc.x} = 0.092 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.1.y}^2 + F_{d.1.x}^2} = 0.925 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 2 - ELUN**

$$F_{d.2.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.y} = -0.877 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.2.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.x} = 0.019 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.2.y}^2 + F_{d.2.x}^2} = 0.878 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 3 - ELUN**

$$F_{d.3.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.y} = -0.648 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.3.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.x} = 0.019 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.3.y}^2 + F_{d.3.x}^2} = 0.648 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 4 - ELUN**

$$F_{d.4.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.y} = 0.278 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.4.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.x} = 0.747 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.4.y}^2 + F_{d.4.x}^2} = 0.797 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 5 - ELUN**

$$F_{d.5.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.90.y} = 0.416 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.5.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.90.x} = 0.747 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.5.y}^2 + F_{d.5.x}^2} = 0.855 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 6 - ELUN**

$$F_{d.6.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.y} = -0.368 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.6.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.x} = 0.529 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.6.y}^2 + F_{d.6.x}^2} = 0.644 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 7 - ELUN**

$$F_{d.7.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.y} = -0.139 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.7.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.x} = 0.529 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.7.y}^2 + F_{d.7.x}^2} = 0.546 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 8 - ELUN**

$$F_{d.8.y} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.y} = -0.916 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.8.x} := 1 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.x} = 0.015 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.8.y}^2 + F_{d.8.x}^2} = 0.916 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 9 - ELUN**

$$F_{d.9.y} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.y} = -0.687 \frac{kN}{m}$$

$$F_{d.9.x} := 1 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.x} = 0.015 \frac{kN}{m}$$

$$F := \sqrt{F_{d.9.y}^2 + F_{d.9.x}^2} = 0.687 \frac{kN}{m}$$

Carregamento máximo através da combinação 1:

$$F_{d.y} := F_{d.1.y} = 0.92 \frac{kN}{m} \quad F_{d.x} := F_{d.1.x} = 0.092 \frac{kN}{m}$$

Para a flecha máxima:

$$F_{d.10.y} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.y} = 0.639 \frac{kN}{m} \quad L_{terça} := 500 \text{ cm} \quad E := 20000 \frac{kN}{cm^2}$$

$$f_{máx} := \frac{L_{terça}}{180} = 2.778 \text{ cm} \quad I_x := \frac{5 \cdot F_{d.10.y} \cdot L_{terça}^4}{384 \cdot E \cdot f_{máx}} = 93.654 \text{ cm}^4 \quad (\text{Inércia necessária}).$$

Perfil adotado: Ue 100x50x17x3.0

4.1.5 Esforços solicitantes

$$M_{d.x} := \frac{F_{d.y} \cdot L_{terça}^2}{8} = 287.641 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{d.y} := \frac{F_{d.x} \cdot L_{terça}^2}{8} = 28.71 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V_{d.y} := \frac{F_{d.y} \cdot L_{terça}}{2} = 2.301 \text{ kN}$$

$$V_{d.x} := \frac{F_{d.x} \cdot L_{terça}}{2} = 0.23 \text{ kN}$$

$$N_d := 2.9 \text{ kN} \quad (\text{Compressão}).$$

Obs.: obtido conforme o procedimento de cálculo dos contraventamentos horizontais (Item 456).

4.1.6 Propriedades: Perfil Ue 100x50x17x3.00 - Aço CF26

$$\begin{array}{llll}
 h := 10 \text{ cm} & I_x := 99.30 \text{ cm}^4 & I_y := 21.66 \text{ cm}^4 & C_w := 521.0 \text{ cm}^6 \\
 b := 5 \text{ cm} & W_x := 19.86 \text{ cm}^3 & W_y := 6.72 \text{ cm}^3 & r_0 := 5.94 \text{ cm} \\
 e := 0.3 \text{ cm} & r_x := 3.93 \text{ cm} & r_y := 1.84 \text{ cm} & J_t := 0.19 \text{ cm}^4 \\
 A := 6.43 \text{ cm}^2 & X_g := 1.78 \text{ cm} & X_0 := 4.06 \text{ cm} & D := 17 \text{ mm} \\
 f_y := 26 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} & E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} & f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} & G := 7692 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}
 \end{array}$$

4.1.7 Verificação quanto ao esforço normal: compressão

a) Esbeltez ($\lambda \leq 200$)

$$\begin{array}{lll}
 L_x := 5 \text{ m} & L_y := 1.67 \text{ m} & L_z := 1.67 \text{ m} \\
 K_x := 1.0 & K_y := 1 & K_z := 1 \\
 r_x := \sqrt{\frac{I_x}{A}} = 3.93 \text{ cm} & r_y := \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 1.84 \text{ cm} & \\
 \lambda_x := \frac{K_x \cdot L_x}{r_x} = 127.23 & \lambda_y := \frac{K_y \cdot L_y}{r_y} = 90.99 & \text{OK!}
 \end{array}$$

b) Força axial de flambagem global elástica

Força crítica axial de flambagem elástica global em relação aos eixos x e y:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = 78.4 \text{ kN} \qquad N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 153.3 \text{ kN}$$

Força crítica axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J_t \right) = 145.932 \text{ kN}$$

Força crítica axial de flambagem global elástica por flexo-torção:

$$N_{exz} := \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \cdot \left(1 - \left(\frac{X_0}{r_0} \right)^2 \right)} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{ez} \cdot \left(1 - \left(\frac{X_0}{r_0} \right)^2 \right)}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right) = 59.38 \text{ kN}$$

Força axial de flambagem global elástica:

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}, N_{exz}) = 59.38 \text{ kN}$$

c) Índice de esbeltez reduzido

Associado à flambagem global: $\lambda_0 := \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 1.68$

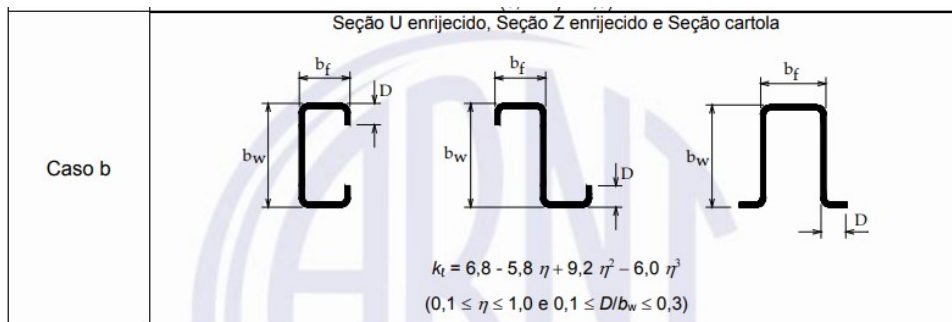
d) Fator X

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

Sendo $\lambda_0 > 1.5$: $X := \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0.311$

e) Área efetiva da seção (Método da seção efetiva - MSE)

Sendo a presente seção uma seção U enrijecida, através do caso b da Tabela 9 da NBR 14762:2010, obtém-se o coeficiente de flambagem local em barras sob compressão centrada, k_l :



$$\eta := \frac{b}{h} = 0.5 \quad \frac{D}{h} = 0.17 \quad \text{OK!}$$

$$k_l := 6.8 - 5.8 \cdot \eta + 9.2 \cdot \eta^2 - 6 \cdot \eta^3 = 5.45 \quad \nu := 0.3$$

Força axial de flambagem local elástica:

$$N_l := \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{h}{e}\right)^2} \cdot A \cdot k_l = 570.11 \text{ kN}$$

Índice de esbeltez reduzido da seção completa:

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{X \cdot A \cdot f_y}{N_l}} = 0.302$$

Sendo: $\lambda_p \leq 0.776$

Então: $A_{ef} := A = 6.43 \text{ cm}^2$

f) Força axial de compressão resistente

Coeficiente de ponderação das ações: $\gamma := 1.2$

Força de compressão resistente de cálculo:

$$N_{c.Rd} := \frac{X \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 43.39 \text{ kN}$$

g) Verificação

$$i_a := \frac{N_d}{N_{c.Rd}} = 0.067$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 93.317$$

4.1.8 Flambagem distorcional

Conforme o item 9.7.3 da NBR 14762:2010, para barras com seção U enrijecido e seção Z enrijecido, se a relação D/h for igual ou superior aos valores indicados na Tabela 11 da referida norma, a verificação da flambagem distorcional pode ser dispensada.

Sendo: $\frac{D}{h} = 0.17$ $\frac{h}{e} = 33.333$ $\frac{b}{h} = 0.5$

maiores que os tabelados, a verificação da flambagem distorcional será dispensada.

4.1.8 Verificação quanto a flexão (Eixo X - Método da Seção Efetiva - MSE)

4.1.8.1 Início de escoamento da seção efetiva

a) Módulo de resistência elástica da seção efetiva (Método da Seção Efetiva - MSE)

Conforme o item 9.8.2.1 da NBR 14762:2010, através da Tabela 12, para o caso b, conforme é o presente caso, obtém-se o coeficiente de flambagem local, k_l , para a seção completa em barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia.

Seção U enrijecido e Seção Z enrijecido	
Caso b	
	<p>As expressões a seguir são válidas para $0,2 \leq \eta \leq 1,0$ e para os valores de μ indicados</p> $k_l = a - b(\mu - 0,2)$ $a = 81 - 730\eta + 4\,261\eta^2 - 12\,304\eta^3 + 17\,919\eta^4 - 12\,796\eta^5 + 3\,574\eta^6$ $b = 0 \quad \text{para } 0,1 \leq \mu \leq 0,2 \text{ e } 0,2 \leq \eta \leq 1,0$ $b = 0 \quad \text{para } 0,2 < \mu \leq 0,3 \text{ e } 0,6 < \eta \leq 1,0$ $b = 320 - 2\,788\eta + 13\,458\eta^2 - 27\,667\eta^3 + 19\,167\eta^4 \quad \text{para } 0,2 < \mu \leq 0,3 \text{ e } 0,2 \leq \eta \leq 0,6$

Em que: $\mu := \frac{D}{h} = 0.17$ $\eta := \frac{b}{h} = 0.5$ OK! $b_1 := 0$ $\nu := 0.3$

Sendo:

$$a := 81 - 730 \cdot \eta + 4261 \cdot \eta^2 - 12304 \cdot \eta^3 + 17919 \cdot \eta^4 - 12796 \cdot \eta^5 + 3574 \cdot \eta^6 = 19.156$$

$$k_l := a - b_1 \cdot (\mu - 0.2) = 19.156$$

E sendo o módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema comprimida, W_c :

$$W_c := W_x = 19.86 \text{ cm}^3 \quad (\text{Eixo } x)$$

Obtém-se o momento fletor de flambagem local elástica, M_l :

$$M_l := \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(\frac{h}{e}\right)^2} \cdot W_c \cdot k_l = 61.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

E o índice de esbeltez reduzido da seção completa:

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_l}} = 0.289$$

Sendo: $\lambda_p \leq 0.673$

Então: $W_{ef} := W_c = 19.86 \text{ cm}^3$

Em que W_{ef} é o módulo de resistência elástico da seção efetiva em relação à fibra extrema que atinge o escoamento.

b) Momento fletor resistente

Coeficiente de ponderação das ações: $\gamma := 1.10$

Momento fletor resistente de cálculo associado ao início do escoamento da seção efetiva:

$$M_{Rd1} := \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = 469.418 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

4.1.8.2 Flambagem lateral com torção

a) Fator de redução do momento fletor resistente

Conforme o item 9.8.2.2 da NBR 14762:2010:

- Obtenção do fator de modificação para momento fletor não uniforme, C_b :

Sendo: $M_{m\acute{a}x} := M_{d.x} = 287.641 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ $M_A := 215.625 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

$M_B := M_{m\acute{a}x} = 287.641 \text{ kN} \cdot \text{cm}$ $M_C := 215.625 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

Ent\~{a}o:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 1.14 \quad C_b \leq 3$$

Momento fletor de flambagem lateral com tor\~{c}o, M_e , em que, para barras com se\~{c}o duplamente sim\~{e}trica ou monossim\~{e}trica, sujeitas \~{a} flex\~{a}o em torno do eixo de simetria (eixo x), conforme \~{e} o caso, e dado por:

$$M_e := C_b \cdot r_0 \cdot \sqrt{N_{ey} \cdot N_{ez}} = 1009.819 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Sendo: $W_c := W_x = 19.86 \text{ cm}^3$ (Eixo x)

Ent\~{a}o:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 0.715 \quad \text{Sendo: } 0.6 < \lambda_0 < 1.336$$

Obt\~{e}m-se o fator de redu\~{c}o do momento fletor resistente, associado \~{a} flambagem lateral com tor\~{c}o:

$$X_{LFT} := 1.11 \cdot (1 - 0.278 \cdot \lambda_0^2) = 0.952$$

b) M\~{o}dulo de resist\~{e}ncia el\~{a}stica da se\~{c}o efetiva em rela\~{c}o \~{a} fibra externa comprimida, $W_{c.ef}$

Sendo:

$$\lambda_p := \sqrt{\frac{X_{LFT} \cdot W_c \cdot f_y}{M_t}} = 0.282$$

Para $\lambda_p \leq 0.673$ Tem-se que: $W_{c.ef} := W_c = 19.86 \text{ cm}^3$

c) Momento fletor resistente

Sendo o coeficiente de pondera\~{c}o das a\~{c}oes: $\gamma := 1.10$

$$M_{Rd2} := \frac{X_{LFT} \cdot W_{c.ef} \cdot f_y}{\gamma} = 446.985 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

4.1.8.3 Flambagem distorcional

Sendo: $\frac{D}{h} = 0.17$ $\frac{h}{e} = 33.333$ $\frac{b}{h} = 0.5$

a) Momento fletor resistente

Conforme dados de Pierin, Silva e La Rovere (2013), tem-se que:

$$M_{dist} := 1845 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Índice de esbelteza reduzido

Conforme o item 9.8.2.3 da NBR 14762:2010, sendo o índice de esbelteza reduzido referente à flambagem distorcional:

$$\lambda_{dist} := \sqrt{\frac{W_x \cdot f_y}{M_{dist}}} = 0.529$$

Em que, para: $\lambda_{dist} \leq 0.673$

Obtém-se fator de redução do esforço resistente, associado à flambagem distorcional:

$$X_{dist} := 1$$

c) Momento fletor resistente

Sendo o coeficiente de ponderação das ações: $\gamma := 1.10$

$$M_{Rd3} := \frac{X_{dist} \cdot W_x \cdot f_y}{\gamma} = 469.418 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

4.1.8.4 Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{Rd.x} := \min(M_{Rd1}, M_{Rd2}, M_{Rd3}) = 446.985 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d.x}}{M_{Rd.x}} = 0.644$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 35.649$$

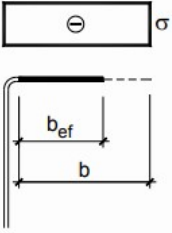
4.1.9 Verificação quanto a flexão (Eixo Y - Método da Largura Efetiva - MLE)

Tendo em vista que os dados disponibilizados pela NBR 14762:2010 referentes ao Método das Seções Efetivas (MSE) serem apenas para barras sob flexão simples em torno do eixo de maior inércia, ou seja, no presente caso, o eixo x, será usado o Método das Larguras Efetivas (MLE) para análise em relação ao eixo y, ou seja, de menor inércia.

4.1.9.1 Início de escoamento da seção efetiva

a) Enrijecedor

De acordo com o item 9.2.2.2 da NBR 14762:2010, através da Tabela 6 da referida norma, obtém-se a largura efetiva e o coeficiente de flambagem local para elementos com borda livre (AL). Observa-se que, para o escoamento da seção, analisa-se o caso a, com o elemento sob tensão de escoamento em todo seu comprimento.

Caso a		$k = 0,43$
--------	---	------------

$$k_{AL} := 0.43$$

Como a seção está no início de escoamento, então a tensão atuante corresponde a tensão de escoamento, f_y :

$$\sigma_{AL} := f_y = 26 \frac{kN}{cm^2}$$

Obtém-se, assim, o índice de esbeltez reduzido de início de escoamento do elemento com borda livre (AL):

$$\lambda_{pAL} := \frac{D - 2 \cdot e}{e} \cdot \frac{1}{0.95 \cdot \left(k_{AL} \cdot \frac{E}{\sigma_{AL}} \right)^{0.5}} = 0.212$$

Como: $\lambda_{pAL} \leq 0.673$ A largura efetiva dos enrijecedores é sua própria largura.

b) Mesa

No caso das mesas, trata-se de um elemento com bordas vinculadas (AA), sua análise será realizada a partir da Tabela 5 da NBR 14762:2010.

Sendo:

$$\sigma_1 := \frac{-f_y}{(b - X_g)} \cdot (b - X_g - 2 \cdot e) = -211.553 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 := \frac{f_y}{(b - X_g)} \cdot (X_g - 2 \cdot e) = 95.28 \text{ MPa}$$

e sendo: $\psi := \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -0.45 \quad -0.236 < \psi < 0$

Analisa-se o caso c da Tabela 5.

Caso c		$-0,236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$
	<p>A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	

em que:

$$k_{AA} := 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3 = 13.003$$

Obtém-se, assim, o índice de esbeltez reduzido de início de escoamento das mesas (AA):

$$\lambda_{pAA} := \frac{b - 2 \cdot e}{e} \cdot \frac{1}{0.95 \cdot \left(k_{AA} \cdot \frac{E}{|\sigma_1|} \right)^{0.5}} = 0.139$$

Como: $\lambda_{pAA} \leq 0.673$ A largura efetiva dos mesas é sua própria largura.

c) Módulo de resistência elástica

Como: $\lambda_p = 0.282$ $\lambda_p \leq 0.673$

Tem-se que: $W_{ef,y} := W_y = 6.72 \text{ cm}^3$ (Eixo y)

d) Momento fletor resistente

Sendo o coeficiente de ponderação das ações: $\gamma := 1.10$

$$M_{Rd,y1} := \frac{W_{ef,y} \cdot f_y}{\gamma} = 158.836 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

4.1.9.2 Flambagem lateral com torção

De acordo com o Anexo E da NBR 14762:2010, que trata do momento fletor de flambagem lateral com torção, em regime elástico, para barras com seção monossimétrica, sujeitas à flexão em torno do eixo perpendicular ao eixo de simetria, tem-se os seguintes parâmetros:

Larguras referentes à linha média da seção:

$$a_m := h - e = 97 \text{ mm} \quad b_m := b - e = 47 \text{ mm} \quad c_m := D - \frac{e}{2} = 15.5 \text{ mm}$$

a) Distância do centróide em relação à linha média da alma, na direção do eixo x

Conforme o item b) do item E.2.1.2 da NBR 14762:2010:

$$x_m := \frac{b_m \cdot (b_m + 2 \cdot c_m)}{a_m + 2 \cdot b_m + 2 \cdot c_m} = 16.514 \text{ mm}$$

b) Distância do centro de torção ao centróide, na direção do eixo x

Conforme o item b) do item E.2.1.2 da NBR 14762:2010:

$$x_0 := b_m \cdot \left(\frac{3 \cdot a_m^2 \cdot b_m + c_m \cdot (6 \cdot a_m^2 - 8 \cdot c_m^2)}{a_m^3 + 6 \cdot a_m^2 \cdot b_m + c_m \cdot (8 \cdot c_m^2 - 12 \cdot a_m \cdot c_m + 6 \cdot a_m^2)} \right) = 24.356 \text{ mm}$$

c) Parâmetro da seção referente ao enrijecedor de borda

$$\beta_l := 2 \cdot c_m \cdot e \cdot (b_m - x_m)^3 + \frac{2}{3} \cdot e \cdot (b_m - x_m) \cdot \left(\left(\frac{a_m}{2} \right)^3 - \left(\frac{a_m}{2} - c_m \right)^3 \right) = 74 \text{ cm}^5$$

d) Parâmetro da seção referente à alma

Conforme o item E.2.1.1 da NBR 14762:2010:

$$\beta_w := - \left(\frac{e \cdot x_m \cdot a_m^3}{12} + e \cdot x_m^3 \cdot a_m \right) = -50.78 \text{ cm}^5$$

e) Parâmetro da seção referente à mesa

$$\beta_f := \frac{e}{2} \cdot \left((b_m - x_m)^4 - x_m^4 \right) + \frac{e \cdot a_m^2}{4} \cdot \left((b_m - x_m)^2 - x_m^2 \right) = 58.19 \text{ cm}^5$$

f) Parâmetro j (parâmetro da seção transversal)

Conforme o item E.2.1 da NBR 14762:2010:

$$j := \frac{1}{2 \cdot I_y} \cdot (\beta_w + \beta_f + \beta_l) + x_0 = 4.31 \text{ cm}$$

g) Momento fletor de Flambagem Lateral com Torção (FLT)

Sendo o parâmetro C_s , em que, se o momento causar tração na parte da seção com coordenada x negativa, ou seja, do mesmo lado que o centro de torção;

$$C_s := -1$$

E sendo:
$$C_m = 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2}$$

E que, M_1 é o menor e M_2 o maior dos dois momentos fletores solicitantes de cálculo nas extremidades do trecho sem travamento lateral. Se o momento fletor em qualquer seção intermediária for superior a M_2 , conforme é o caso, deve ser adotado C_m igual a 1,0.

Assim:
$$C_m := 1$$

$$M_{e,y} := \frac{C_s \cdot N_{ex}}{C_m} \cdot \left(j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_0^2 \cdot \frac{N_{ez}}{N_{ex}}} \right) = 381.53 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Sendo o índice de esbeltez reduzido global referente à flambagem lateral com torção:

$$\lambda_{0,y} := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{e,y}}} = 0.677$$

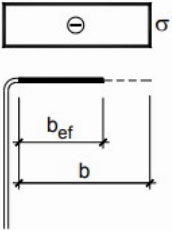
Conforme o item 9.8.2.2 da NBR 14762:2010: Como: $0.6 < \lambda_{0,y} < 1.336$

Tem-se que o fator de redução do momento fletor resistente, associado à flambagem lateral com torção, é calculado por:

$$X_{FLT,y} := 1.11 \cdot \left(1 - 0.278 \cdot \lambda_{0,y}^2 \right) = 0.969$$

h) Enrijecedor

Analisando a tensão atuante no enrijecedor, conforme o caso a da Tabela 6 da NBR 14762:2010, levando em consideração o fator de redução:

Caso a		$k = 0,43$
--------	---	------------

$$k_{AL} := 0.43$$

$$\sigma_{AL} := X_{FLT,y} \cdot f_y = 25.19 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Obtém-se, assim, o índice de esbeltez reduzido da seção completa do enrijecedor referente à flambagem lateral com torção:

$$\lambda_{pAL} := \frac{\frac{D - 2 \cdot e}{e}}{0.95 \cdot \left(k_{AL} \cdot \frac{E}{\sigma_{AL}} \right)^{0.5}} = 0.209$$

Como: $\lambda_{pAL} \leq 0.673$ A largura efetiva dos enrijecedores é sua própria largura.

i) Mesas

De forma semelhante para as mesas, levando em consideração o fator de redução:

Sendo: $\sigma_1 := \frac{-(X_{FLT.y} \cdot f_y)}{(b - X_g)} \cdot (b - X_g - 2 \cdot e) = -204.929 \text{ MPa}$

$$\sigma_2 := \frac{X_{FLT.y} \cdot f_y}{(b - X_g)} \cdot (X_g - 2 \cdot e) = 92.296 \text{ MPa}$$

e sendo: $\psi := \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = -0.45 \quad -0.236 < \psi < 0$

Analisa-se o caso c da Tabela 5.

Caso c		$-0.236 < \psi = \sigma_2 / \sigma_1 < 0$ $b_{ef,1} = b_{ef} / (3 - \psi)$ $b_{ef,2} = b_{ef} - b_{ef,1}$ $k = 4 + 2(1 - \psi) + 2(1 - \psi)^3$
	<p>A parte tracionada deve ser considerada totalmente efetiva.</p>	

em que:

$$k_{AA} := 4 + 2 \cdot (1 - \psi) + 2 \cdot (1 - \psi)^3 = 13$$

Obtém-se, assim, o índice de esbeltez reduzido da seção completa das mesas referente à flambagem lateral com torção:

$$\lambda_{pAA} := \frac{\frac{b - 2 \cdot e}{e}}{0.95 \cdot \left(k_{AA} \cdot \frac{E}{|\sigma_1|} \right)^{0.5}} = 0.137$$

Como: $\lambda_{pAA} \leq 0.673$ A largura efetiva dos mesas é sua própria largura.

j) Módulo de resistência elástica

Como: $\lambda_p \leq 0.673$

Tem-se que: $W_{ef.y} := W_y = 6.72 \text{ cm}^3$ (Eixo y)

l) Momento fletor resistente

Obtém-se, assim, o momento fletor resistente associado à flambagem lateral com torção:

Sendo o coeficiente de ponderação das ações: $\gamma := 1.10$

$$M_{Rd.y2} := \frac{X_{FLT.y} \cdot W_{ef.y} \cdot f_y}{\gamma} = 153.86 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

4.1.9.3 Momento fletor resistente

Obtém-se através do menor dos momentos fletores associados ao início de escoamento da seção efetiva e à flambagem lateral com torção:

$$M_{Rd.y} := \min(M_{Rd.y1}, M_{Rd.y2}) = 153.86 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d.y}}{M_{Rd.y}} = 0.187$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 81.34$$

4.1.10 Verificação quanto a força cortante

4.1.10.1 Eixo y

a) Força cortante resistente de cálculo

Conforme o item 9.8.3 da NBR 14762:2010:

Sendo o coeficiente de flambagem local por cisalhamento, K_v , em que, para alma sem enrijecedores transversais, conforme é o presente caso:

$$K_v := 5.0$$

Definindo λ_{p1} , λ_{p2} , λ_{p3} :

$$\lambda_{p1} := 1.08 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 66.98$$

$$\lambda_{p2} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 86.82$$

$$\lambda_{p3} := \frac{h - 4 \cdot e}{e} = 29.333$$

Sendo: $\lambda_{p3} < \lambda_{p1}$

Obtém-se a força cortante resistente de cálculo da direção y através da seguinte equação:

Sendo o coeficiente de ponderação das ações: $\gamma := 1.10$

$$V_{Rd.y} := \frac{0.6 \cdot f_y \cdot (h - 2 \cdot e) \cdot e}{\gamma} = 39.99 \text{ kN}$$

b) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d.y}}{V_{Rd.y}} = 0.058$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 94.246$$

4.1.10.2 Eixo x

a) Força cortante resistente de cálculo

$$K_v := 5.0$$

Definindo λ_{p1} , λ_{p2} , λ_{p3} :

$$\lambda_{p1} := 1.08 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 66.98$$

$$\lambda_{p2} := 1.4 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot K_v}{f_y}} = 86.82$$

$$\lambda_{p3} := \frac{b - 2 \cdot e}{e} = 14.667$$

Sendo: $\lambda_{p3} < \lambda_{p1}$

Obtém-se a força cortante resistente de cálculo da direção x através da seguinte equação:

Sendo o coeficiente de ponderação das ações: $\gamma := 1.10$

$$V_{Rd.x} := \frac{0.6 \cdot f_y \cdot (b - 2 \cdot e) \cdot e}{\gamma} = 18.72 \text{ kN}$$

b) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d.x}}{V_{Rd.x}} = 0.012$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 98.773$$

4.1.11 Verificação quanto a flexão e força cortante combinados

De acordo com o item 9.8.4 da NBR 14762:2010, Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo na mesma seção, devem satisfazer à seguinte expressão de interação:

$$\left(\frac{M_{d.x}}{M_{Rd.x}}\right)^2 + \left(\frac{M_{d.y}}{M_{Rd.y}}\right)^2 + \left(\frac{V_{d.x}}{V_{Rd.x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{d.y}}{V_{Rd.y}}\right)^2 = 0.452$$

Sendo:

$$0.452 \leq 1$$

OK!

4.1.12 Verificação quanto a flexão e compressão combinados

$$\frac{N_d}{N_{c.Rd}} + \frac{M_{d.x}}{M_{Rd.x}} + \frac{M_{d.y}}{M_{Rd.y}} = 0.897$$

Sendo:

$$0.897 \leq 1$$

OK!

4.1.13 Verificação quanto aos estados limites de serviço

4.1.13.1 Flecha

Conforme o Anexo A da NBR 14762:2010, em sua Tabela A.1, o deslocamento máximo de terças de cobertura é de $L/180$, para combinações raras com ações variáveis no mesmo sentido que da ação permanente, e $L/120$ para combinações em que se considera apenas ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente.

a) Combinações

Eixo y:

$$G_{per.y} := G_{per} \cdot \cos(\alpha) = 0.154 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.y} := Q_{sc.w.0} = -0.764 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.y} := Q_{sc} \cdot \cos(\alpha) = 0.485 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90.y} := Q_{sc.w.90} = -0.601 \frac{kN}{m}$$

- Combinação 1 - ELS - Rara

$$F_{d.1.y} := 1 \cdot G_{per.y} + 1 \cdot Q_{sc.y} = 0.639 \frac{kN}{m}$$

- **Combinação 2 - ELS - Rara**

$$F_{d.2.y} := 1 \cdot Q_{sc.w.0.y} = -0.764 \frac{kN}{m}$$

- **Combinação 4 - ELS - Rara**

$$F_{d.3.y} := 1 \cdot Q_{sc.w.90.y} = -0.601 \frac{kN}{m}$$

Assim, para L/120, obtém-se o máximo carregamento, proveniente da combinação 2:

$$F_{d.1} := |F_{d.2.y}| = 0.764 \frac{kN}{m} \quad F_{d.1} := |F_{d.2.y}| = 0.008 \frac{kN}{cm}$$

E para L/180, obtém-se o máximo carregamento, proveniente da combinação 1:

$$F_{d.2} := |F_{d.1.y}| = 0.639 \frac{kN}{m} \quad F_{d.2} := |F_{d.1.y}| = 0.006 \frac{kN}{cm}$$

Assim, obtém-se o deslocamento máximo no centro do vão, na direção de y, para um carregamento linearmente distribuído:

$$L_{terça} := 500 \text{ cm} \quad I_x := 151.52 \text{ cm}^4 \quad E := 20000 \frac{kN}{cm^2}$$

Sendo:

$$\delta_1 := \frac{5 \cdot F_{d.1} \cdot L_{terça}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 2.053 \text{ cm} \quad \delta_{máx.1} := \frac{L_{terça}}{120} = 4.167 \text{ cm} \quad \delta_1 \leq \delta_{máx.1}$$

OK!

$$\delta_2 := \frac{5 \cdot F_{d.2} \cdot L_{terça}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 1.717 \text{ cm} \quad \delta_{máx.2} := \frac{L_{terça}}{180} = 2.778 \text{ cm} \quad \delta_2 \leq \delta_{máx.2}$$

OK!

4.2 Dimensionamento da viga de cobertura (NBR 8800:2008) - B6700

4.2.1 Carga permanente

$$L_{terça} := 5 \text{ m} \quad L_{inf} := 1.95 \text{ m} \quad L_{cont} := 5.37 \text{ m}$$

$$\text{Terças: } P_{terças} := 0.07 \frac{kN}{m} \quad P_{terça} := P_{terças} \cdot L_{terça} = 0.35 \text{ kN} \quad P_{terça} := \frac{P_{terça}}{L_{inf}} = 0.179 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Contraventamentos: } P_{contr} := 0.01 \frac{kN}{m} \qquad P_{contr} := \frac{2 \cdot P_{contr} \cdot L_{cont}}{L_{inf}} = 0.055 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Correntes rígidas: } P_{cor.rig} := 0.03 \frac{kN}{m} \qquad P_{cor.rig} := \frac{2 \cdot P_{cor.rig} \cdot L_{inf}}{L_{inf}} = 0.06 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Correntes flexíveis: } P_{cor.flex} := 0.01 \frac{kN}{m} \qquad P_{cor.flex} := \frac{2 \cdot 2 \cdot P_{cor.flex} \cdot L_{inf}}{L_{inf}} = 0.04 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Telhas: } P_{tel} := 0.0436 \frac{kN}{m^2} \qquad P_{tel} := P_{tel} \cdot L_{terça} = 0.218 \frac{kN}{m}$$

Para o peso próprio das vigas e colunas, inicialmente será adotado o perfil W360x32,9 para o pórtico, de forma que obtém-se seu peso próprio:

$$P_{próp} := 0.392 \frac{kN}{m}$$

Carga permanente total no pórtico:

$$G_{per} := P_{terça} + P_{contr} + P_{cor.rig} + P_{cor.flex} + P_{tel} + P_{próp} = 0.945 \frac{kN}{m}$$

4.2.2 Carga variável

Sobrecarga na cobertura: 0,25 kN/m².

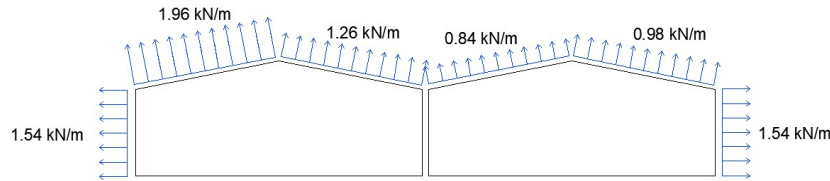
$$Q_{sc.c} := 0.25 \frac{kN}{m^2} \qquad Q_{sc} := Q_{sc.c} \cdot L_{terça} = 1.25 \frac{kN}{m}$$

4.2.3 Carregamento devido o vento

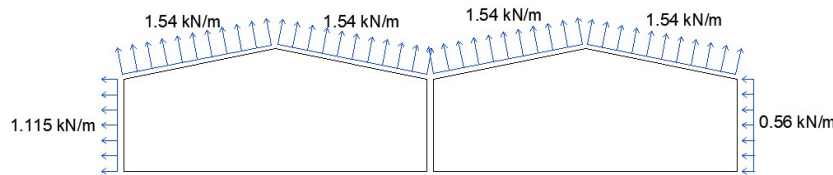
Adotando os casos mais desfavorável, relativa aos casos i (v0) e ii) (sucção), tem-se o carregamento devido o vento atuando no pórtico devido seu comprimento de influência de 5 m:

F = d (m) x Carga (kN/m ²)	
Caso i) (kN/m)	Caso ii) (kN/m)
5 x 0.308 = 1.54	5 x 0.223 = 1.115
5 x 0.392 = 1.96	5 x 0.308 = 1.54
5 x 0.252 = 1.26	5 x 0.308 = 1.54
5 x 0.168 = 0.84	5 x 0.308 = 1.54
5 x 0.196 = 0.98	5 x 0.308 = 1.54
5 x 0.308 = 1.54	5 x 0.112 = 0.56

Carregamento linear para o caso i):



Carregamento linear para o caso ii):



$$Q_{sc.w.0.i.1} := -1.54 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.0.i.2} := -0.98 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.0.i.3} := -0.84 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.i.4} := -1.26 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.0.i.5} := -1.96 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90.i.1} := 0.56 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.90.i.2} := -1.54 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.90.i.3} := -1.115 \frac{kN}{m}$$

Perfis adotados:

Viga: W360x32.9

Pilar: W250x62

4.2.4 Combinações de cargas

$$\alpha := 5.7^\circ$$

Eixo y (local):

$$G_{per.y} := G_{per} \cdot \cos(\alpha) = 0.94 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.y} := Q_{sc} \cdot \cos(\alpha) = 1.244 \frac{kN}{m}$$

Caso i):

$$Q_{sc.w.0.1.y} := Q_{sc.w.0.i.1} = -1.54 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.0.3.y} := Q_{sc.w.0.i.3} = -0.84 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.2.y} := Q_{sc.w.0.i.2} = -0.98 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.0.4.y} := Q_{sc.w.0.i.4} = -1.26 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.5.y} := Q_{sc.w.0.i.5} = -1.96 \frac{kN}{m}$$

Caso ii)

$$Q_{sc.w.90.1.y} := Q_{sc.w.90.i.1} = 0.56 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.w.90.2.y} := Q_{sc.w.90.i.2} = -1.54 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90.3.y} := Q_{sc.w.90.i.3} = -1.115 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local):

$$G_{per.x} := G_{per} \cdot \sin(\alpha) = 0.094 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc.x} := Q_{sc} \cdot \sin(\alpha) = 0.124 \frac{kN}{m}$$

Caso i):

$$Q_{sc.w.0.1.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.3.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.2.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.0.4.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

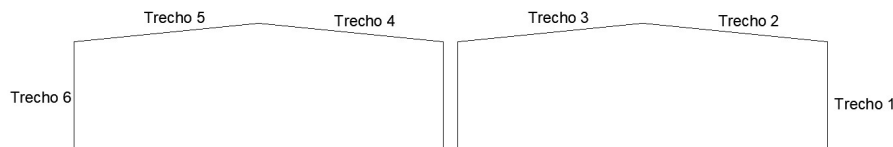
$$Q_{sc.w.0.5.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

Caso ii)

$$Q_{sc.w.90.1.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90.2.x} := 0 \frac{kN}{m}$$

$$Q_{sc.w.90.3.x} := 0 \frac{kN}{m}$$



Análise ELS:

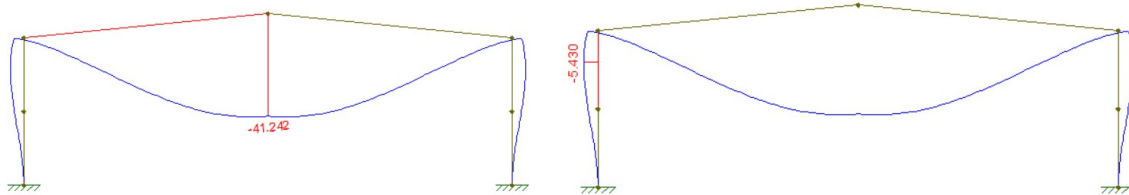
• **Combinação 10 - ELS - Quase**

Eixo y (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.10.y} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 0.4 \cdot Q_{sc.y} = 1.437 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.10.x} := 1.0 \cdot G_{per.x} + 0.4 \cdot Q_{sc.x} = 0.143 \frac{kN}{m} \quad F := \sqrt{F_{d.10.y}^2 + F_{d.10.x}^2} = 1.445 \frac{kN}{m}$$



Viga:

$$L_{viga} := 20000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{250} = 80 \text{ mm}$$

$$f := 41.24 \leq 80 \quad \text{OK!}$$

Pilar:

$$L_{pilar} := 6000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{pilar}}{300} = 20 \text{ mm}$$

OK!

$$f := 5.43 \leq 20$$

• **Combinação 11 - ELS - Rara**

Eixo y (local):

Caso i), trecho 2 $F_{d.11.y.2} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.y} + 0.3 \cdot Q_{sc.w.0.2.y} = 1.89 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 3 $F_{d.11.y.3} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.y} + 0.3 \cdot Q_{sc.w.0.3.y} = 1.932 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 4 $F_{d.11.y.4} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.y} + 0.3 \cdot Q_{sc.w.0.4.y} = 1.806 \frac{kN}{m}$

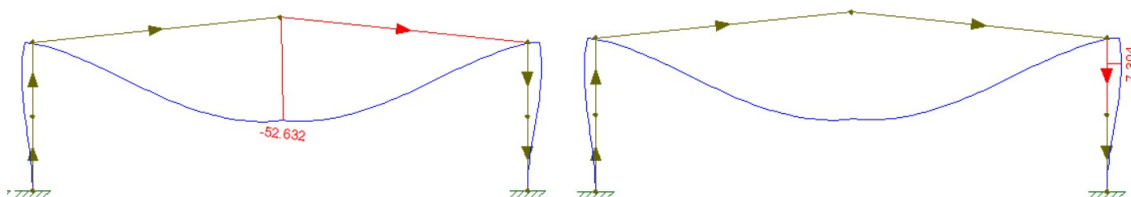
Caso i), trecho 5 $F_{d.11.y.5} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.y} + 0.3 \cdot Q_{sc.w.0.5.y} = 1.596 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 1 $F_{d.11.y.1} := 1.0 \cdot 0 + 1.0 \cdot 0 + 0.3 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -0.462 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 6 $F_{d.11.y.6} := 1.0 \cdot 0 + 1.0 \cdot 0 + 0.3 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -0.462 \frac{kN}{m}$

Eixo x (local):

Caso i), trechos 2, 3, 4 e 5: $F_{d.11.x} := 1.0 \cdot G_{per.x} + 1.0 \cdot Q_{sc.x} + 0.3 \cdot 0 = 0.218 \frac{kN}{m}$



Viga:

$$L_{viga} := 20000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{250} = 80 \text{ mm}$$

$$f := 52.63 \leq 80 \quad \text{OK!}$$

Pilar:

$$L_{pilar} := 6000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{pilar}}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$f := 7.31 \leq 20 \quad \text{OK!}$$

• **Combinação 12- ELS - Rara**

Eixo y (local):

Caso ii), trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.12.y} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.y} + 0.3 \cdot Q_{sc.w.90.2.y} = 1.722 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso ii), trecho 1:

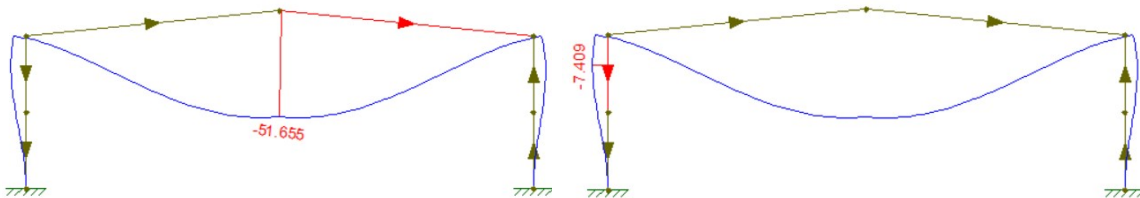
$$F_{d.12.y} := 1.0 \cdot 0 + 1.0 \cdot 0 + 0.3 \cdot Q_{sc.w.90.1.y} = 0.168 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso ii), trecho 6:

$$F_{d.5.y} := 1.0 \cdot 0 + 1.0 \cdot 0 + 0.3 \cdot Q_{sc.w.90.3.y} = -0.335 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.12.x} := 1.0 \cdot G_{per.x} + 1.0 \cdot Q_{sc.x} + 0.3 \cdot 0 = 0.218 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Viga:

$$L_{viga} := 20000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{250} = 80 \text{ mm}$$

$$f := 51.65 \leq 80 \quad \text{OK!}$$

Pilar:

$$L_{pilar} := 6000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{pilar}}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$f := 7.41 \leq 20 \quad \text{OK!}$$

• **Combinação 13 - ELS - Rara**

Eixo y (local):

Caso i), trecho 2

$$F_{d.13.y.2} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 0.6 \cdot Q_{sc.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.2.y} = 0.706 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso i), trecho 3 $F_{d.13.y.3} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 0.6 \cdot Q_{sc.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.3.y} = 0.846 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 4 $F_{d.13.y.4} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 0.6 \cdot Q_{sc.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.4.y} = 0.426 \frac{kN}{m}$

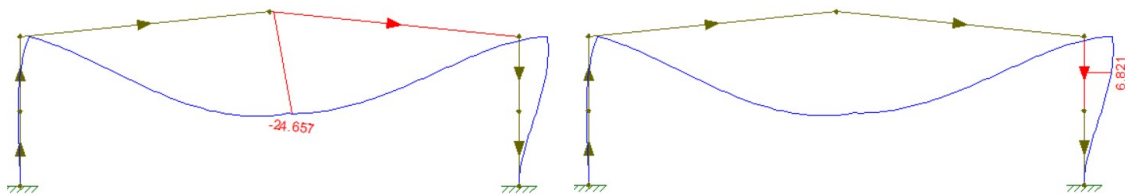
Caso i), trecho 5 $F_{d.13.y.5} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 0.6 \cdot Q_{sc.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.5.y} = -0.274 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 1 $F_{d.13.y.1} := 1.0 \cdot 0 + 0.6 \cdot 0 + 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -1.54 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 6 $F_{d.13.y.6} := 1.0 \cdot 0 + 0.6 \cdot 0 + 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -1.54 \frac{kN}{m}$

Eixo x (local):

Caso i), trechos 2, 3, 4 e 5: $F_{d.13.x} := 1.0 \cdot G_{per.x} + 0.6 \cdot Q_{sc.x} + 1.0 \cdot 0 = 0.168 \frac{kN}{m}$



Viga: $L_{viga} := 20000 \text{ mm}$
 $f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{250} = 80 \text{ mm}$
 $f := 24.66 \leq 80 \quad \text{OK!}$

Pilar: $L_{pilar} := 6000 \text{ mm}$
 $f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{pilar}}{300} = 20 \text{ mm}$
 $f := 6.82 \leq 20 \quad \text{OK!}$

• **Combinação 14 - ELS - Rara**

Eixo y (local):

Caso ii), trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.14.y.2} := 1.0 \cdot G_{per.y} + 0.6 \cdot Q_{sc.y} + 1.0 \cdot Q_{sc.w.90.2.y} = 0.146 \frac{kN}{m}$$

Caso ii), trecho 1:

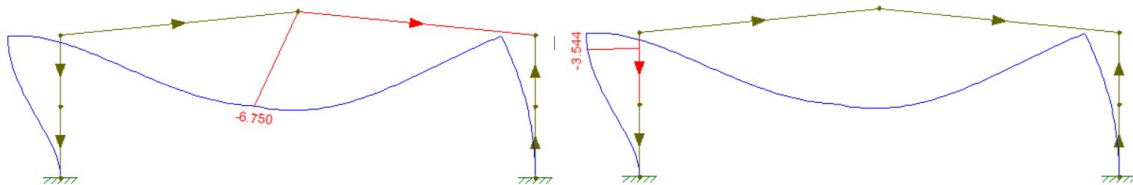
$$F_{d.14.y.1} := 1.0 \cdot 0 + 0.6 \cdot 0 + 1.0 \cdot Q_{sc.w.90.1.y} = 0.56 \frac{kN}{m}$$

Caso ii), trecho 6:

$$F_{d.14.y.6} := 1.0 \cdot 0 + 0.6 \cdot 0 + 1.0 \cdot Q_{sc.w.90.3.y} = -1.115 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.14.x} := 1.0 \cdot G_{per.x} + 0.6 \cdot Q_{sc.x} + 1.0 \cdot 0 = 0.168 \frac{kN}{m}$$



Viga:

$$L_{viga} := 20000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{250} = 80 \text{ mm}$$

$$f := 6.75 \leq 80 \quad \text{OK!}$$

Pilar:

$$L_{pilar} := 6000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{pilar}}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$f := 3.54 \leq 20 \quad \text{OK}$$

• Combinação 15 - ELS - Rara

Eixo y (local):

Caso i), trecho 2

$$F_{d.15.y.2} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.2.y} = -0.98 \frac{kN}{m}$$

Caso i), trecho 3

$$F_{d.15.y.3} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.3.y} = -0.84 \frac{kN}{m}$$

Caso i), trecho 4

$$F_{d.15.y.4} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.4.y} = -1.26 \frac{kN}{m}$$

Caso i), trecho 5

$$F_{d.15.y.5} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.5.y} = -1.96 \frac{kN}{m}$$

Caso i), trecho 1

$$F_{d.15.y.1} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -1.54 \frac{kN}{m}$$

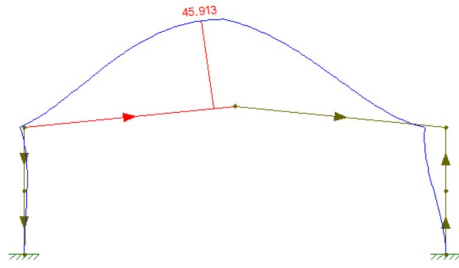
Caso i), trecho 6

$$F_{d.15.y.6} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -1.54 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local):

Caso i), trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.11.x} := 1.0 \cdot 0 = 0$$

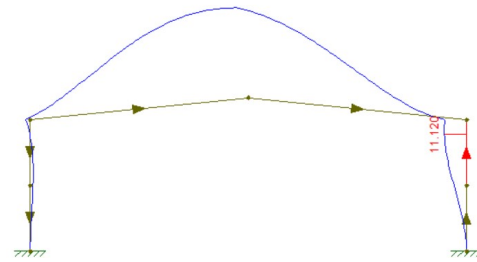


Viga:

$$L_{viga} := 20000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{250} = 80 \text{ mm}$$

$$f := 45.93 \leq 80 \quad \text{OK!}$$



Pilar:

$$L_{pilar} := 6000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{pilar}}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$f := 11.12 \leq 20 \quad \text{OK!}$$

• **Combinação 16 - ELS - Rara**

Eixo y (local):

Caso ii), trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.16.y.2} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.90.2.y} = -1.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso ii), trecho 1:

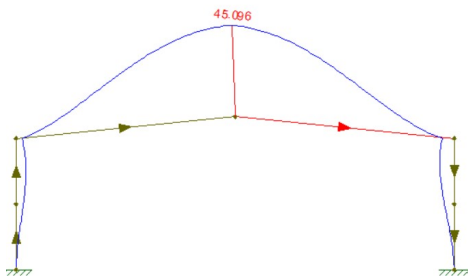
$$F_{d.16.y.1} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.90.1.y} = 0.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Caso ii), trecho 6:

$$F_{d.16.y.6} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.90.3.y} = -1.115 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.14.x} := 1.0 \cdot 0 = 0$$

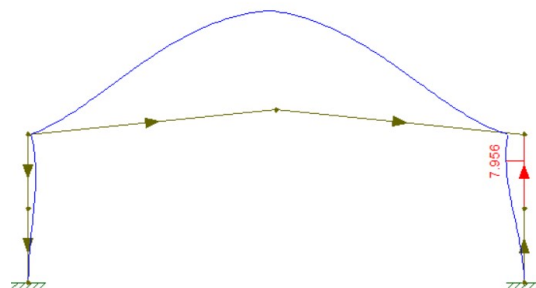


Viga:

$$L_{viga} := 20000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{250} = 80 \text{ mm}$$

$$f := 45.1 \leq 80 \quad \text{OK!}$$



Pilar:

$$L_{pilar} := 6000 \text{ mm}$$

$$f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{pilar}}{300} = 20 \text{ mm}$$

$$f := 7.96 \leq 20 \quad \text{OK!}$$

Assim, os perfis adotados atendem aos requisitos dos ELS.

Análise ELU:

• Combinação 1 - ELUN

Eixo y (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.1.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} = 3.041 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.1.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot Q_{sc.x} = 0.303 \frac{kN}{m} \quad F := \sqrt{F_{d.1.y}^2 + F_{d.1.x}^2} = 3.056 \frac{kN}{m}$$

• Combinação 2 - ELUN

Eixo y (local):

$$\text{Caso i), trecho 2} \quad F_{d.2.y.2} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.2.y} = -0.197 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Caso i), trecho 3} \quad F_{d.2.y.3} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.3.y} = -0.001 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Caso i), trecho 4} \quad F_{d.2.y.4} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.4.y} = -0.589 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Caso i), trecho 5} \quad F_{d.2.y.5} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.5.y} = -1.569 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Caso i), trecho 1} \quad F_{d.2.y.1} := 1.25 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -2.156 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Caso i), trecho 6} \quad F_{d.2.y.6} := 1.25 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -2.156 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.2.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot 0 = 0.117 \frac{kN}{m}$$

• Combinação 3 - ELUN

Eixo y (local):

$$\text{Caso ii), trechos 2, 3, 4 e 5:} \quad F_{d.3.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.2.y} = -0.981 \frac{kN}{m}$$

Caso ii), trecho 1: $F_{d.3.y} := 1.25 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.1.y} = 0.784 \frac{kN}{m}$

Caso ii), trecho 6: $F_{d.3.y} := 1.25 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.3.y} = -1.561 \frac{kN}{m}$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.3.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot 0 = 0.117 \frac{kN}{m}$$

• **Combinação 4 - ELUN**

Eixo y (local):

Caso i), trecho 2 $F_{d.4.y.2} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.2.y} = 2.217 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 3 $F_{d.4.y.3} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.3.y} = 2.335 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 4 $F_{d.4.y.4} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.4.y} = 1.982 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 5 $F_{d.4.y.5} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.5.y} = 1.394 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 1 $F_{d.4.y.1} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0 + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -1.294 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 6 $F_{d.4.y.6} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0 + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -1.294 \frac{kN}{m}$

Eixo x (local):

Caso i), trechos 2, 3, 4 e 5: $F_{d.4.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot Q_{sc.x} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot 0 = 0.303 \frac{kN}{m}$

• **Combinação 5 - ELUN**

Eixo y (local):

Caso ii), trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.5.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.90.2.y} = 1.747 \frac{kN}{m}$$

Caso ii), trecho 1:

$$F_{d.5.y} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0 + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.90.1.y} = 0.47 \frac{kN}{m}$$

Caso ii), trecho 6:

$$F_{d.5.y} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0 + 1.4 \cdot 0.6 \cdot Q_{sc.w.90.3.y} = -0.937 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.5.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot 0 = 0.117 \frac{kN}{m}$$

• Combinação 6 - ELUN

Eixo y (local):

Caso i), trecho 2 $F_{d.6.y.2} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.2.y} = 1.109 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 3 $F_{d.6.y.3} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.3.y} = 1.305 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 4 $F_{d.6.y.4} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.4.y} = 0.717 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 5 $F_{d.6.y.5} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.5.y} = -0.263 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 1 $F_{d.6.y.1} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -2.156 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 6 $F_{d.6.y.6} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -2.156 \frac{kN}{m}$

Eixo x (local):

Caso i), trechos 2, 3, 4 e 5: $F_{d.6.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.x} + 1.4 \cdot 0 = 0.248 \frac{kN}{m}$

• Combinação 7 - ELUN

Eixo y (local):

Caso ii), trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.7.y.2} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot 0.7 \cdot Q_{sc.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.2.y} = 0.325 \frac{kN}{m}$$

Caso ii), trecho 1:

$$F_{d.7.y.1} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.1.y} = 0.784 \frac{kN}{m}$$

Caso ii), trecho 6:

$$F_{d.7.y.6} := 1.25 \cdot 0 + 1.5 \cdot 0.7 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.3.y} = -1.561 \frac{kN}{m}$$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

$$F_{d.7.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot 0 = 0.117 \frac{kN}{m}$$

• Combinação 8 - ELUN

Eixo y (local):

Caso i), trecho 2 $F_{d.8.y.2} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.2.y} = -0.432 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 3 $F_{d.8.y.3} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.3.y} = -0.236 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 4 $F_{d.8.y.4} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.4.y} = -0.824 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 5 $F_{d.8.y.5} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.5.y} = -1.804 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 1 $F_{d.8.y.1} := 1 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -2.156 \frac{kN}{m}$

Caso i), trecho 6 $F_{d.8.y.6} := 1 \cdot 0 + 1.4 \cdot Q_{sc.w.0.1.y} = -2.156 \frac{kN}{m}$

Eixo x (local):

Caso i), trechos 2, 3, 4 e 5: $F_{d.8.x} := 1 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot 0 = 0.094 \frac{kN}{m}$

• Combinação 9 - ELUN

Eixo y (local):

Caso ii), trechos 2, 3, 4 e 5: $F_{d.9.y} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.2.y} = -1.216 \frac{kN}{m}$

Caso ii), trecho 1: $F_{d.9.y.1} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.1.y} = 1.724 \frac{kN}{m}$

Caso ii), trecho 6: $F_{d.9.y.6} := 1 \cdot G_{per.y} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.90.3.y} = -0.621 \frac{kN}{m}$

Eixo x (local) - trechos 2, 3, 4 e 5:

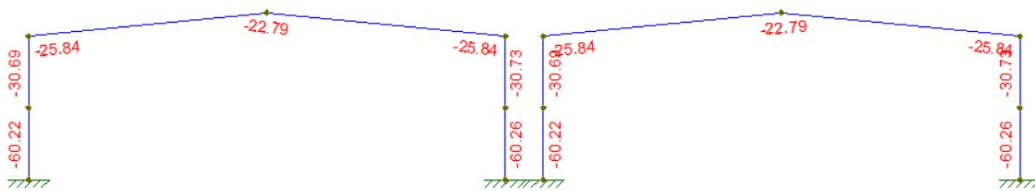
$$F_{d.7.x} := 1 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot 0 = 0.094 \frac{kN}{m}$$

Tem-se ainda forças localizadas nas colunas devido às reações de apoio devido às vigas de fechamento, aplicadas na região central da coluna:

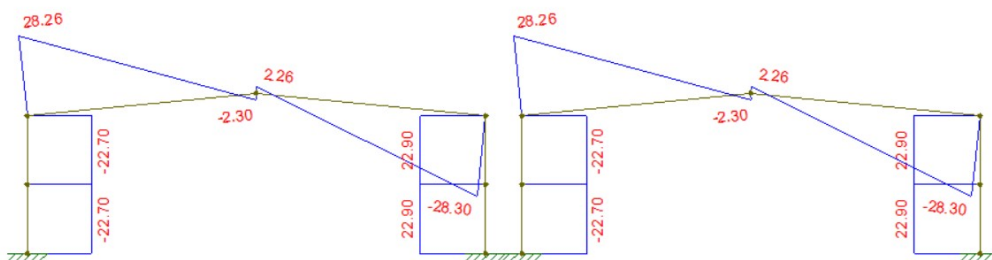
$$F_{vig.lat} := 2 \cdot 29.54 \text{ kN} = 59.08 \text{ kN}$$

Analisando os diagramas dos esforços internos para cada uma dessas nove combinações, observa-se que o pior caso corresponde a combinação 1, com os seguintes esforços:

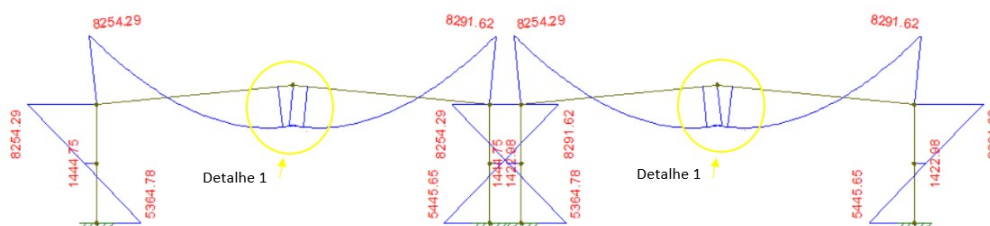
DEN (kN):



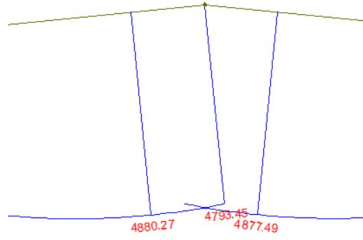
DEC (kN):



DMF (kN x cm):



Detalhe 1 :
DMF (kN x cm):



4.2.5 Esforços solicitantes de cálculo

$$N_d := 25.84 \text{ kN} \quad \text{Compressão.}$$

$$V_{d,y} := 28.30 \text{ kN}$$

$$M_{d,x} := 8291.62 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

4.2.6 Propriedades: Perfil W360x32.9 - Aço ASTM A572 Gr. 50

$$d := 34.9 \text{ cm}$$

$$A := 42.1 \text{ cm}^2$$

$$I_y := 291 \text{ cm}^4$$

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$b_f := 12.7 \text{ cm}$$

$$r_x := 14.09 \text{ cm}$$

$$I_x := 8358 \text{ cm}^4$$

$$t_w := 0.58 \text{ cm}$$

$$r_y := 2.63 \text{ cm}$$

$$Z_x := 547.6 \text{ cm}^3$$

$$E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$t_f := 0.85 \text{ cm}$$

$$W_x := 479 \text{ cm}^3$$

$$Z_y := 72 \text{ cm}^3$$

$$h := 33.2 \text{ cm}$$

$$W_y := 45.9 \text{ cm}^3$$

$$L_b := 1000 \text{ cm}$$

$$d' := 30.8 \text{ cm}$$

$$C_w := 84111 \text{ cm}^6$$

$$L_{b,t} := 1000 \text{ cm}$$

$$G := 7692 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$r_0 := 3.20 \text{ cm}$$

$$J_t := 9.15 \text{ cm}^4$$

4.2.7 Verificação quanto ao momento fletor (Eixo x)

a) Flambagem local da alma (FLA)

Sendo o índice de esbeltez da alma:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 53.1$$

Conforme a Tabela G.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p .

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fiadas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_t)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_t)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta!

Conforme o item G.2.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, sendo o momento de plastificação:

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 18892.2 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 17174.727 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7.47$

Obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta!

Assim:

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 18892.2 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLM} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 17174.727 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Sendo o índice de esbeltez: $\lambda := \frac{L_{b.t}}{r_y} = 380.23$

O limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38$$

Como: $\lambda > \lambda_p$ Seção semicompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sendo a constante de torção da seção transversal, J:

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 7.359 \text{ cm}^4$$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = 0.079 \frac{1}{\text{cm}}$$

Obtém-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 118.852$$

Como: $\lambda > \lambda_r$ Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item c) do item G.2.1.

Sendo:

$$M_{m\acute{a}x} := M_{d,x} = 8291.62 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_B := 2141.24 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_A := 2113.11 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_C := 4427.34 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Calcula-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_b) analisado:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 2.12 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor de flambagem elástica, M_r , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{b,t}^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0.039 \cdot \frac{J \cdot L_{b,t}^2}{C_w} \right)} = 4346.393 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item c) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd,FLT} := \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} = 3951.267 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd,FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 17174.727 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad \text{NÃO OK!}$$

$$M_{rd,FLT} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 17174.727 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd} := \min(M_{rd,FLA}, M_{rd,FLM}, M_{rd,FLT}) = 17174.727 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d,x}}{M_{rd}} = 0.483$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 51.722$$

4.2.8 Verificação quanto a força cortante

Conforme o item 5.4.3.1 da NBR 8800:2008, para peças fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia):

Parâmetro K_v : para almas sem enrijecedores transversais: $K_v := 5.0$

Sendo:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 53.1 \quad \lambda_p := 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 59.22$$

Como: $\lambda \leq \lambda_p$

Calcula-se a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento:

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (d \cdot t_w) \cdot f_y = 419.009 \text{ kN}$$

E obtém-se a força cortante resistente de cálculo: $\gamma_{a1} := 1.10$

$$V_{Rd} := \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 380.92 \text{ kN}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d.y}}{V_{Rd}} = 0.074$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 92.571$$

4.2.9 Verificação quanto ao esforço normal: compressão

a) Índice de esbeltez :

Sendo: $L_{bx} := 1000 \text{ cm}$ $L_{by} := 195 \text{ cm}$ $K_{x.y} := 1.0$

$$L_z := 1000 \text{ cm} \quad K_z := 1$$

Conforme o item 5.3.4.1 da NBR 8800:2008, para barras comprimidas: $(\lambda \leq 200)$

Sendo: $\lambda_x := \frac{L_{bx} \cdot K_{x.y}}{r_x} = 70.97$ $\lambda_y := \frac{L_{by} \cdot K_{x.y}}{r_y} = 74.14$ OK!

b) Força crítica por flambagem global por flexão

Para seções duplamente simétricas, obtém-se a força crítica axial de flambagem global elástica em relação aos eixos x e y, conforme o Anexo E da NBR 8800:2008:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_{x.y} \cdot L_{bx})^2} = 1649.8 \text{ kN} \quad N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_{x.y} \cdot L_{by})^2} = 1510.61 \text{ kN}$$

E a força crítica axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J_t \right) = 8494.594 \text{ kN}$$

Assim, obtém-se a força crítica axial de flambagem como sendo o menor dos dois valores:

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1510.614 \text{ kN}$$

c) Fator de redução total associado à flambagem local: Q

Elemento AL (Qs):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.2, para elementos comprimido AL, referentes ao grupo 4 da Tabela F.1:

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 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	--	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,48$ $\lambda_{sup} := 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24,8$

E sendo: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 7,47$ $\lambda < \lambda_{inf}$

Então, tem-se que: $Q_s := 1$

Elemento AA (Qa):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.3, para elementos comprimido AA, referentes ao grupo 2 da Tabela F.1:

2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U — Mesas ou almas de seção-caixão — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	---	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,87$ $\lambda := \frac{d'}{t_w} = 53,1$

Como: $\lambda > \lambda_{inf}$

Tem-se que, adotando: $Q := 1$

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 0,981 \quad \lambda_0 \leq 1,5 \quad X := 0,658^{\lambda_0^2} = 0,669$$

Assim: $\sigma := X \cdot f_y = 23,07 \frac{kN}{cm^2}$

Conforme o item F.3.2 da NBR 8800:2008:

$$c_a := 0.34$$

$$b_{ef} := 1.92 \cdot t_w \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \cdot \left(1 - \frac{c_a}{\frac{d'}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right) = 26.607 \text{ cm}$$

$$d' = 30.8 \text{ cm} \quad b_{ef} \leq d' \quad \text{OK!}$$

Obtém-se, assim, a área efetiva:

$$A_{ef} := A - (d' - b_{ef}) \cdot t_w = 39.668 \text{ cm}^2$$

E assim, conforme o item F.3.1 da NBR 8800:2008, obtém-se o fator de redução Q_a :

$$Q_a := \frac{A_{ef}}{A} = 0.942$$

Assim, obtém-se o fator de redução associado à flambagem local:

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 0.942$$

d) Índice de esbeltez reduzido

Conforme o item 5.3.3.2 da NBR 8800:2008, sendo:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 0.952$$

e) Fator de redução associado à resistência global à compressão: X

De acordo com o item 5.3.3.1 da NBR 8800:2008, sendo: $\lambda_0 \leq 1.5$

Obtém-se o fator X através da seguinte equação:

$$X := 0.658^{\lambda_0^2} = 0.684$$

f) Força axial resistente de cálculo

Assim, obtém-se a força axial resistente de cálculo:

$$\gamma_{a1} := 1.10 \quad N_{c.Rd} := \frac{X \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 851.51 \text{ kN}$$

g) Verificação:

Folga (%):

$$i_a := \frac{N_d}{N_{c.Rd}} = 0.03$$

OK!

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 96.965$$

4.2.10 Verificação quanto aos esforços combinados

Conforme o item 5.5 da NBR 8800:2008, para barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes, sendo:

$$\frac{N_d}{N_{c.Rd}} < 0.2$$

Tem-se que:

$$\frac{N_d}{2 \cdot N_{c.Rd}} + \frac{M_{d.x}}{M_{rd}} = 0.498$$

$$0.498 \leq 1$$

OK!

4.3 Dimensionamento do pilar do pórtico (NBR 8800:2008) - B214

Perfil adotado: W250x62 (HP)

4.3.1 Análise ELS

Conforme observado no dimensionamento da viga, o perfil adotado atende aos requisitos de ELS.

4.3.2 Análise ELU

Conforme observado no dimensionamento da viga, os maiores esforços no pórtico foram obtidos através da combinação 1 - ELUN, sendo os seguintes esforços no pilar mais solicitado:

4.3.2.1 Esforços solicitantes

$$M_{dx} := 8291.62 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad V_{dz} := 22.90 \text{ kN} \quad N_d := 60.26 \text{ kN} \quad \text{Compressão.}$$

4.3.2.2. Propriedades: Perfil W250x62 - Aço ASTM A572 Gr. 50 (HP)

$d := 24.6 \text{ cm}$	$A := 79.6 \text{ cm}^2$	$I_x := 8728 \text{ cm}^4$	$E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
$b_f := 25.6 \text{ cm}$	$r_x := 10.47 \text{ cm}$	$I_y := 2995 \text{ cm}^4$	
$t_w := 1.05 \text{ cm}$	$r_y := 6.13 \text{ cm}$	$Z_x := 790.5 \text{ cm}^3$	$G := 7692 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
$t_f := 1.07 \text{ cm}$	$W_x := 709.6 \text{ cm}^3$	$Z_y := 357.8 \text{ cm}^3$	
$h := 22.5 \text{ cm}$	$W_y := 234 \text{ cm}^3$	$L_b := 600 \text{ cm}$	
$d' := 20.1 \text{ cm}$	$C_w := 414130 \text{ cm}^6$	$L_{b,t} := 300 \text{ cm}$	
$r_0 := 5.64 \text{ cm}$	$J_t := 33.46 \text{ cm}^4$		$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

4.3.2.3 Verificação quanto ao momento fletor

a) Flambagem local da alma (FLA)

Sendo o índice de esbeltez da alma e o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, conforme a Tabela G.1 do Anexo G da NBR 8800:2008:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 19.14$$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta!

Conforme o item G.2.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, sendo o momento de plastificação:

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 27272.25 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 24792.955 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa:

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 11.96$$

E o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p :

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$$

Como: $\lambda > \lambda_p$ Calcula-se λ_r :

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Assim:

$$\lambda_r := 0.83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23.886$$

Como: $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

Conforme o item G.2.2, caso b), NBR 8800:2008:

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_x = 17136.84 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLM} := \frac{1}{\gamma_{a1}} \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) = 23033.904 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Sendo o índice de esbeltez: $\lambda := \frac{L_{b.t}}{r_y} = 48.94$

O limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38$$

Como: $\lambda > \lambda_p$ Seção semicomcompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semicomcompactas, λ_r .

Sendo a constante de torção da seção transversal, J: $J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 29.59 \text{ cm}^4$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = 0.029 \frac{1}{\text{cm}}$$

Obtém-se o limite de esbeltez para seções semicomcompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 136.2$$

Como: $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1.

Sendo:

$$M_{m\acute{a}x} := M_{dx} = 8291.62 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_B := 1422.98 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_A := 2011.33 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_C := 4857.30 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Calcula-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_b) analisado:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 2.2 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor correspondente ao início do escoamento, M_r , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_x = 17136.84 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) = 53221.976 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd.FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{NÃO OK!}$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 24792.955 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd} := \min(M_{rd.FLA}, M_{rd.FLM}, M_{rd.FLT}) = 23033.904 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{dx}}{M_{rd}} = 0.36$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 64.003$$

4.3.2.4 Verificação quanto ao esforço cortante

Conforme o item 5.4.3.1 da NBR 8800:2008, para peças fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia):

Parâmetro K_v : para almas sem enrijecedores transversais:

$$K_v := 5.0$$

Sendo:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 19.14$$

$$\lambda_p := 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 59.22$$

Como: $\lambda \leq \lambda_p$

Sendo a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento:

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (d \cdot t_w) \cdot f_y = 534.681 \text{ kN}$$

Obtém-se a força cortante resistente de cálculo:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$V_{Rd} := \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 486.07 \text{ kN}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{V_{dz}}{V_{Rd}} = 0.047$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 95.289$$

4.3.2.5 Verificação quanto ao esforço normal: compressão

a) Índice de esbeltez :

Sendo: $L_{bx} := 600 \text{ cm}$ $L_{by} := 300 \text{ cm}$ $K_{x,y} := 1.0$

$L_z := 300 \text{ cm}$ $K_z := 1$

Conforme o item 5.3.4.1 da NBR 8800:2008, para barras comprimidas: ($\lambda \leq 200$)

Sendo: $\lambda_x := \frac{L_{bx} \cdot K_{x,y}}{r_x} = 57.31$ $\lambda_y := \frac{L_{by} \cdot K_{x,y}}{r_y} = 48.94$ OK!

b) Força crítica por flambagem global por flexão

Para seções duplamente simétricas, obtém-se a força crítica axial de flambagem global elástica em relação aos eixos x e y, conforme o Anexo E da NBR 8800:2008:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_{x,y} \cdot L_{bx})^2} = 4785.66 \text{ kN} \quad N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_{x,y} \cdot L_{by})^2} = 6568.77 \text{ kN}$$

E a força crítica axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J_t \right) = 36645.008 \text{ kN}$$

Assim, obtém-se a força crítica axial de flambagem como sendo o menor dos dois valores:

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 4785.662 \text{ kN}$$

c) Fator de redução total associado à flambagem local: Q

Elemento AL (Qs):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.2, para elementos comprimido AL, referentes ao grupo 4 da Tabela F.1:

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 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	--	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,48$ $\lambda_{sup} := 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24,8$

E sendo: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 11,96$ $\lambda < \lambda_{inf}$

Então, de acordo com o item b) do item F.2 da NBR 8800:2008: $Q_s := 1$

Elemento AA (Qa):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.3, para elementos comprimido AA, referentes ao grupo 2 da Tabela F.1:

2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U — Mesas ou almas de seção-caixão — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	---	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,87$ $\lambda := \frac{d'}{t_w} = 19,14$

Como: $\lambda \leq \lambda_{inf}$

Então, de acordo com o item b) do item F.1.2 da NBR 8800:2008: $Q_a := 1,0$

Assim, obtém-se o fator de redução associado à flambagem local:

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 1$$

d) Índice de esbeltez reduzido

Conforme o item 5.3.3.2 da NBR 8800:2008:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 0.758$$

e) Fator de redução associado à resistência global à compressão: X

De acordo com o item 5.3.3.1 da NBR 8800:2008, sendo: $\lambda_0 \leq 1.5$

Obtém-se o fator X através da seguinte equação: $X := 0.658^{\lambda_0^2} = 0.786$

f) Força axial resistente de cálculo

Assim, obtém-se a força axial resistente de cálculo:

Sendo o coeficiente de ponderação relativo ao escoamento da seção bruta, para combinações normais:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$N_{c.Rd} := \frac{X \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 1963.498 \text{ kN}$$

g) Verificação:

$$i_a := \frac{N_d}{N_{c.Rd}} = 0.031$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 96.931$$

4.3.2.6 Verificação quanto aos esforços combinados

Conforme o item 5.5 da NBR 8800:2008, para barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes, sendo:

$$\frac{N_d}{N_{c.Rd}} < 0.2$$

Tem-se que:

$$\frac{N_d}{2 \cdot N_{c.Rd}} + \frac{M_{dx}}{M_{rd.FLT}} = 0.35$$

$$0.35 \leq 1$$

OK!

4.4 Dimensionamento da viga de fechamento lateral (NBR 8800:2008) - B2071

4.4.1 Carregamento

4.4.1.1 Carga permanente

Será adotado o perfil W150x22.5:

$$\text{Peso próprio da viga: } P_{próp} := 0.225 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Peso próprio da parede: } P_{par} := 4.5 \frac{kN}{m}$$

$$G_{per} := P_{próp} + P_{par} = 4.725 \frac{kN}{m}$$

4.4.1.2 Carga variável

Eixo y (local):

Com relação a sobrecarga, esta não obedece a nenhuma recomendação normativa específica, de forma que será considerada nula:

$$Q_{sc.c} := 0 \frac{kN}{m^2} \quad L_{viga} := 5 \text{ m}$$
$$Q_{sc} := Q_{sc.c} \cdot L_{viga} = 0 \frac{kN}{m}$$

4.4.1.3 Carregamento devido o vento

Eixo x (local):

Adotando os casos mais desfavorável, relativa ao vento atuando a 90°:

$$L_{inf.viga} := 3 \text{ m}$$
$$Q_{sc.w.90} := (0.7 + 0.3) \cdot q = 0.28 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{sc.w.90'} := Q_{sc.w.90} \cdot L_{inf.viga} = 0.84 \frac{kN}{m}$$

Eixo z (local): esforço normal de compressão na viga.

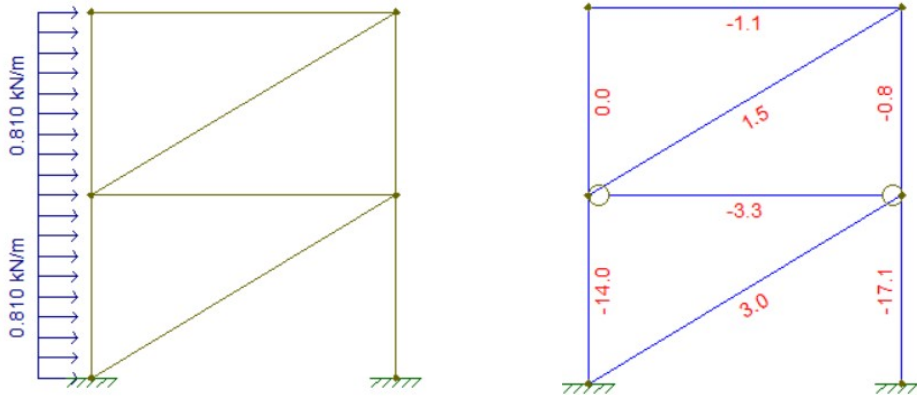
O esforço normal será determinado através da força atuante no nó de ligação da viga de fechamento-pilar, sendo esta força proveniente do vento a 0° atuando na estrutura.

Sendo o comprimento de influência para cada pilar: $L_{inf.pilar} := 2.91 \text{ m}$

Obtém-se o esforço atuante em cada pilar:

$$F_d := (0.7 + 0.3) \cdot q \cdot L_{inf.pilar} = 0.815 \frac{kN}{m}$$

Analisando o pilar como uma viga contínua, obtém-se o esforço normal na viga mais solicitada:



$$F_N := 3.3 \text{ kN} \quad (\text{Compressão}).$$

4.4.2 Verificação quanto aos ELS

4.4.2.1 Flecha

Conforme o Anexo C da NBR 8800:2008, em sua Tabela C.1, o deslocamento vertical máximo em vigas que suportam paredes de alvenaria é de $L/350$, não podendo ser maior que 15 mm.

a) Combinações

Eixo y:

$$G_{per} = 4.725 \frac{kN}{m} \quad Q_{sc} = 0 \frac{kN}{m}$$

• Combinação 10 - ELSR

$$F_{d.10} := 1 \cdot G_{per} + 0.4 \cdot Q_{sc} = 4.725 \frac{kN}{m}$$

Assim:

$$F_{d.1} := F_{d.10} = 4.725 \frac{kN}{m} \quad F_{d.1} := 0.0475 \frac{kN}{cm}$$

Deslocamento máximo no centro do vão para um carregamento linearmente distribuído:

$$L_{viga} := 500 \text{ cm} \quad I_x := 3437 \text{ cm}^4 \quad E := 20000 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\delta := \frac{5 \cdot F_{d.1} \cdot L_{viga}^4}{384 \cdot E \cdot I_x} = 5.623 \text{ mm}$$

E sendo:

$$\delta_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{350} = 14.286 \text{ mm} \quad \delta \leq \delta_{m\acute{a}x} \quad \text{OK!}$$

4.4.3 Verificação quanto aos ELU

4.4.3.1 Combinações de cargas

Eixo y:

$$G_{per.y} := G_{per} = 4.725 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Q_{sc.y} := Q_{sc} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Combinação 1 - ELUN**

$$F_{d.1.y} := 1.25 \cdot G_{per.y} + 1.5 \cdot Q_{sc.y} = 5.906 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad F_{d.y} := F_{d.1.y} = 5.906 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eixo x:

$$G_{per.x} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Q_{sc.x} := Q_{sc} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad Q_{sc.w.x} := Q_{sc.w.90'} = 0.84 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- **Combinação 3 - ELUN**

$$F_{d.3.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.4 \cdot Q_{sc.w.x} = 1.176 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad F_{d.x} := F_{d.3.x} = 1.176 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

4.4.3.2 Esforços solicitantes

$$N_d := 1.4 \cdot F_N = 4.62 \text{ kN} \quad (\text{Compressão}). \quad L_{viga} := 5 \text{ m}$$

$$M_{d.x} := \frac{F_{d.y} \cdot L_{viga}^2}{8} = 1845.703 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_{d.y} := \frac{F_{d.x} \cdot L_{viga}^2}{8} = 367.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V_{d.y} := \frac{F_{d.y} \cdot L_{viga}}{2} = 14.766 \text{ kN} \quad V_{d.x} := \frac{F_{d.x} \cdot L_{viga}}{2} = 2.94 \text{ kN}$$

4.4.3.3 Propriedades: Perfil W200x35.9 - Aço ASTM A572 Gr. 50

$$\begin{array}{llll}
d := 20.1 \text{ cm} & A := 45.7 \text{ cm}^2 & I_y := 764 \text{ cm}^4 & f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\
b_f := 16.5 \text{ cm} & r_x := 8.67 \text{ cm} & I_x := 3437 \text{ cm}^4 & \\
t_w := 0.62 \text{ cm} & r_y := 4.1 \text{ cm} & Z_x := 379 \text{ cm}^3 & \\
t_f := 1.02 \text{ cm} & W_x := 342 \text{ cm}^3 & Z_y := 141 \text{ cm}^3 & E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \\
h := 18.1 \text{ cm} & W_y := 93 \text{ cm}^3 & L_{b,x} := 660.0 \text{ cm} & \\
d' := 16.1 \text{ cm} & C_w := 69502 \text{ cm}^6 & L_{b,t} := 167.0 \text{ cm} & \\
r_0 := 4.5 \text{ cm} & J_t := 14.51 \text{ cm}^4 & K_{x,y} := 1.0 & G := 7692 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}
\end{array}$$

4.4.3.4 Verificação quanto ao momento fletor (Eixo x)

a) Flambagem local da alma (FLA)

Sendo o índice de esbeltez da alma: $\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97$

Conforme a Tabela G.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p .

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_t)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_y}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_t)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta!

Conforme o item G.2.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, sendo o momento de plastificação:

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 13075.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd,FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$

Obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Compacta.

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 13075.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLM} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Sendo o índice de esbeltez: $\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 146.34$

O limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38$$

Como: $\lambda > \lambda_p$ Seção semicomcompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semicomcompactas, λ_r .

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sendo a constante de torção da seção transversal, J: $J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 13.111 \text{ cm}^4$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008: $\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = 0.031 \frac{1}{\text{cm}}$

Obtém-se o limite de esbelteza para seções semicompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 137.805$$

Como: $\lambda < \lambda_r$

Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1.

Sendo:

$$M_{máx} := M_{d.x} = 1845.703 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_B := M_{d.x} = 1845.703 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_A := 1384.22 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_C := 1384.22 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Calcula-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_b) analisado:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{máx}}{2.5 \cdot M_{máx} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 1.14 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor correspondente ao início do escoamento, M_r , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_x = 8259.3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) = 8087.406 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd.FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{OK!}$$

$$M_{rd.FLT} = 8087.406 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd.x} := \min(M_{rd.FLA}, M_{rd.FLM}, M_{rd.FLT}) = 8087.406 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d.x}}{M_{rd.x}} = 0.228$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 77.178$$

4.4.3.5 Verificação quanto ao momento fletor (Eixo y)

a) Flambagem local da alma (FLA)

$$M_{pl} := Z_y \cdot f_y = 4864.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$

Obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Compacta.

$$M_{pl} := Z_y \cdot f_y = 4864.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLM:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLM} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Sendo o índice de esbeltez: $\lambda := \frac{L_b}{r_x} = 69.2$

O limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38$$

$$L_{b.p.y} := \lambda_p \cdot r_x = 367.398 \text{ cm}$$

Como: $L_{b.p.y} < L_{b.y}$ Seção semicomcompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semicomcompactas, λ_r .

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sendo a constante de torção da seção transversal, J:

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 13.111 \text{ cm}^4$$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_y}{E \cdot J} = 0.009 \frac{1}{\text{cm}}$$

Obtém-se o limite de esbeltez para seções semicomcompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_x \cdot J}}{r_x \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_x}}} = 427.62$$

$$L_{b.r.y} := \lambda_r \cdot r_x = 3707.468 \text{ cm}$$

Como: $L_{b.y} < L_{b.r.y}$ Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1.

Sendo:

$$M_{máx} := M_{d.y} = 367.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_B := M_{d.y} = 367.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_A := 275.62 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_C := 275.62 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Calcula-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (Cb), para o comprimento destravado (Lb) analisado:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 1.14 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor correspondente ao início do escoamento, M_r , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_y = 2245.95 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10 \quad M_{rd.FLT} := \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) = 4836.962 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd.FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{N\~{A}O OK!}$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd.y} := \min(M_{rd.FLA}, M_{rd.FLM}, M_{rd.FLT}) = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d.y}}{M_{rd.y}} = 0.083$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 91.69$$

4.4.3.6 Verificação quanto a força cortante

Conforme o item 5.4.3.1 da NBR 8800:2008, para peças fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia):

Parâmetro K_v : para almas sem enrijecedores transversais: $K_v := 5.0$

Sendo:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97 \quad \lambda_p := 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 59.22$$

Como: $\lambda \leq \lambda_p$

Calcula-se a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento:

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (d \cdot t_w) \cdot f_y = 257.963 \text{ kN}$$

E obtém-se a força cortante resistente de cálculo:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$V_{Rd} := \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 234.51 \text{ kN}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d.y}}{V_{Rd}} = 0.063$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 93.704$$

4.4.3.7 Verificação quanto ao esforço normal: compressão

a) Índice de esbeltez :

$$\text{Sendo: } L_{bx} := 500 \text{ cm} \quad L_{by} := 500 \text{ cm} \quad K_{x.y} := 1.0$$

$$L_z := 500 \text{ cm} \quad K_z := 1$$

Conforme o item 5.3.4.1 da NBR 8800:2008, para barras comprimidas: ($\lambda \leq 200$)

$$\text{Sendo: } \lambda_x := \frac{L_{bx} \cdot K_{x.y}}{r_x} = 57.67 \quad \lambda_y := \frac{L_{by} \cdot K_{x.y}}{r_y} = 121.95 \quad \text{OK!}$$

b) Força crítica por flambagem global por flexão

Para seções duplamente simétricas, obtém-se a força crítica axial de flambagem global elástica em relação aos eixos x e y, conforme o Anexo E da NBR 8800:2008:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_{x.y} \cdot L_{bx})^2} = 2713.75 \text{ kN} \quad N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_{x.y} \cdot L_{by})^2} = 603.23 \text{ kN}$$

E a força crítica axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J_t \right) = 8221.605 \text{ kN}$$

Assim, obtém-se a força crítica axial de flambagem como sendo o menor dos dois valores:

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 603.23 \text{ kN}$$

c) Fator de redução total associado à flambagem local: Q

Elemento AL (Qs):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.2, para elementos comprimido AL, referentes ao grupo 4 da Tabela F.1:

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 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	--	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.48$ $\lambda_{sup} := 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24.8$

E sendo: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$ $\lambda < \lambda_{inf}$

Tem-se que: $Q_s := 1$

Elemento AA (Qa):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.3, para elementos comprimido AA, referentes ao grupo 2 da Tabela F.1:

2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U — Mesas ou almas de seção-caixão — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	---	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.87$ $\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97$

Como: $\lambda \leq \lambda_{inf}$

Então, de acordo com o item b) do item F.1.2 da NBR 8800:2008: $Q_a := 1.0$

Assim, obtém-se o fator de redução associado à flambagem local:

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 1$$

d) Índice de esbeltez reduzido

Conforme o item 5.3.3.2 da NBR 8800:2008, sendo:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 1.617$$

e) Fator de redução associado à resistência global à compressão: X

De acordo com o item 5.3.3.1 da NBR 8800:2008, sendo: $\lambda_0 > 1.5$

Obtém-se o fator X através da seguinte equação:

$$X := \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0.336$$

f) Força axial resistente de cálculo

Assim, obtém-se a força axial resistente de cálculo:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$N_{c.Rd} := \frac{X \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 480.939 \text{ kN}$$

g) Verificação:

Folga (%):

$$i_a := \frac{N_d}{N_{c.Rd}} = 0.01$$

OK!

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.039$$

4.4.3.8 Verificação quanto aos esforços combinados

Conforme o item 5.5 da NBR 8800:2008, para barras prismáticas submetidas à combinação simultânea de esforços axiais e momentos fletores, sendo:

$$\frac{N_d}{N_{c.Rd}} < 0.2$$

Tem-se que:

$$\frac{N_d}{2 \cdot N_{c.Rd}} + \frac{M_{d.y}}{M_{rd.y}} + \frac{M_{d.x}}{M_{rd.x}} = 0.316 \quad 0.316 \leq 1 \quad \text{OK!}$$

4.5 Dimensionamento da viga de fechamentos frontal (NBR 8800:2008) - B3544

4.5.1 Carga permanente (peso próprio e telhas)

Dados relativos às telhas:

Peso próprio: $P_{tel} := 0.0436 \frac{kN}{m^2}$

Distância máxima entre apoios: 2.20 m Vão adotado: $V_{tel} := 1.67 \text{ m}$

Comprimento de influência da viga: $L_{inf.viga} := 1.67 \text{ m}$

$$G_{per.tel} := P_{tel} \cdot L_{inf.viga} = 0.073 \frac{kN}{m}$$

Dados relativos ao peso próprio:

O peso próprio: serão utilizadas as mesmas vigas do fechamento lateral, W150 x 22.5.

$$P_{ próp.} := 0.225 \frac{kN}{m}$$

Carga permanente na terça:

$$G_{per} := G_{per.tel} + P_{ próp.} = 0.298 \frac{kN}{m}$$

4.5.2 Carga variável

A sobrecarga em telhas de tapamento lateral não obedece a nenhuma recomendação normativa específica e será considerada nula.

$$Q_{sc.l} := 0 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{sc} := Q_{sc.l} \cdot L_{inf.terça} = 0 \frac{kN}{m}$$

4.5.3 Carregamento devido o vento

Adotando o caso mais desfavorável, relativo ao vento atuando a 90°:

$$Q_{sc.w.0} := (0.9 + 0.2) \cdot q = 0.308 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{sc.w.0'} := Q_{sc.w.0} \cdot L_{inf.viga} = 0.514 \frac{kN}{m}$$

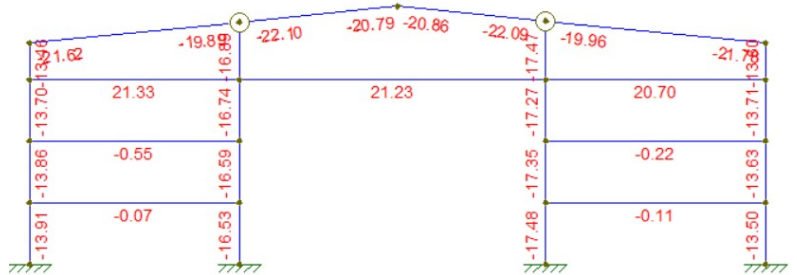
Com relação aos esforços normais, será obtido através do esforço paralelo aos plano frontal do galpão, devido o vento a 90°, atuando no fechamento lateral:

$$L_{inf.pilar} := \frac{5 \text{ m}}{2} = 2.5 \text{ m}$$

$$Q_{sc.w.90} := (0.7 + 0.3) \cdot q = 0.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{sc.w.90'} := Q_{sc.w.90} \cdot L_{inf.pilar} = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{d.90} := 0.22 \text{ kN} \quad (\text{Compressão}).$$



4.5.4 Análise ELS

4.5.4.1 Combinações

Na direção y (local), atua apenas o carregamento permanente, e na direção x (local), apenas o carregamento de vento a 0°, e na direção z (local), o carregamento de vento a 90°:

- Combinação 10 - ELS - eixo y (local)

$$F_{d.10.y} := 1.0 \cdot G_{per} + 0.4 \cdot Q_{sc} = 0.298 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Combinação 16 - ELS - eixo Z (local)

$$F_{d.16.z} := 1.0 \cdot N_{d.90} = 0.22 \text{ kN}$$

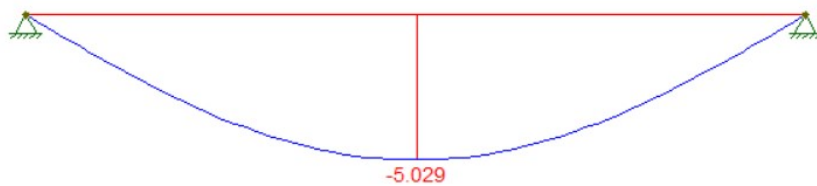
- Combinação 16 - ELS - eixo x (local)

$$F_{d.16.x} := 1.0 \cdot Q_{sc.w.0'} = 0.514 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$L_{viga} := 5821 \text{ mm}$$



$$\text{Eixo y: } f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{180} = 32.339 \text{ mm} \quad f := 0.646 \quad \text{OK!}$$



$$\text{Eixo x: } f_{m\acute{a}x} := \frac{L_{viga}}{180} = 32.339 \text{ mm} \quad f := 5.03 \quad \text{OK!}$$

4.5.5 Análise ELU

4.5.5.1 Combinações

Na direção y (local), atua apenas o carregamento permanente, e na direção x (local), apenas o carregamento de vento a 0°, e na direção z (local), o carregamento de vento a 90°:

- **Combinação 1- ELUN - eixo y (local)**
- **Combinação 8 - ELUN - eixo x (local)**

$$F_{d.1.y} := 1.25 \cdot G_{per} + 1.5 \cdot Q_{sc} = 0.372 \frac{kN}{m} \quad F_{d.8.x} := 1.4 \cdot Q_{sc.w.0'} = 0.72 \frac{kN}{m}$$

- **Combinação 5 - ELUN - eixo z (local)**

$$F_{d.5.z} := 1.4 \cdot N_{d.90} = 0.308 \text{ kN}$$

4.5.5.2 Esforços solicitantes

As vigas são consideradas biapoiadas com 5,821 m de comprimento.

$$N_d := F_{d.5.z} = 0.308 \text{ kN} \quad L_{viga} := 5.821 \text{ m}$$

$$M_{d.x} := \frac{F_{d.1.y} \cdot L_{viga}^2}{8} = 157.673 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_{d.y} := \frac{F_{d.8.x} \cdot L_{viga}^2}{8} = 305 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$V_{d.y} := \frac{F_{d.1.y} \cdot L_{viga}}{2} = 1.083 \text{ kN} \quad V_{d.x} := \frac{F_{d.8.x} \cdot L_{viga}}{2} = 2.096 \text{ kN}$$

4.5.5.3 Propriedades: Perfil W200x35.9 - Aço ASTM A572 Gr. 50

$d := 20.1 \text{ cm}$	$A := 45.7 \text{ cm}^2$	$I_y := 764 \text{ cm}^4$	$f_y := 34.5 \frac{kN}{cm^2}$
$b_f := 16.5 \text{ cm}$	$r_x := 8.67 \text{ cm}$	$I_x := 3437 \text{ cm}^4$	
$t_w := 0.62 \text{ cm}$	$r_y := 4.1 \text{ cm}$	$Z_x := 379 \text{ cm}^3$	
$t_f := 1.02 \text{ cm}$	$W_x := 342 \text{ cm}^3$	$Z_y := 141 \text{ cm}^3$	$E := 20000 \frac{kN}{cm^2}$
$h := 18.1 \text{ cm}$	$W_y := 93 \text{ cm}^3$	$L_b := 582 \text{ cm}$	
$d' := 16.1 \text{ cm}$	$C_w := 69502 \text{ cm}^6$	$L_{b,t} := 582 \text{ cm}$	
$r_0 := 4.5 \text{ cm}$	$J_t := 14.51 \text{ cm}^4$	$K_{x,y} := 1.0$	$G := 7692 \frac{kN}{cm^2}$

4.5.5.4 Verificação quanto ao momento fletor (Eixo x)

a) Flambagem local da alma (FLA)

Sendo o índice de esbeltez da alma:
$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97$$

Conforme a Tabela G.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p .

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver Nota 5	Ver Nota 6	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 8}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver Nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

$$\lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta!

Conforme o item G.2.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, sendo o momento de plastificação:

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 13075.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa:
$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$$

Obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Compacta.

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 13075.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLM} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Sendo o índice de esbeltez:

$$\lambda := \frac{L_b}{r_y} = 141.95$$

O limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38$$

$$L_{b.p.x} := \lambda_p \cdot r_y = 173.741 \text{ cm}$$

Como: $L_{b.p.x} < L_{b.x}$ Seção semicompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sendo a constante de torção da seção transversal, J:

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 13.111 \text{ cm}^4$$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = 0.031 \frac{1}{\text{cm}}$$

Obtém-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 137.805$$

$$L_{b,r,x} := \lambda_r \cdot r_y = 565.001 \text{ cm}$$

Como: $L_{b,x} > L_{b,r,x}$ Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item c) do item G.2.1.

Sendo:

$$M_{m\acute{a}x} := M_{d,x} = 157.673 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_B := M_{d,x} = 157.673 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_A := 118.16 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_C := 118.16 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Calcula-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_b) analisado:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 1.14 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor correspondente ao início do escoamento, M_r , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0.039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)} = 9020.46 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd,FLT} := \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} = 8200.418 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd,FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad \text{OK!}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd,x} := \min(M_{rd,FLA}, M_{rd,FLM}, M_{rd,FLT}) = 8200.418 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d.x}}{M_{rd.x}} = 0.019$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 98.077$$

4.5.5.5 Verificação quanto ao momento fletor (Eixo y)

a) Flambagem local da alma (FLA)

$$M_{pl} := Z_y \cdot f_y = 4864.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$

Obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Calcula-se λ_r :

$$M_{pl} := Z_y \cdot f_y = 4864.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLM} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Sendo o índice de esbeltez: $\lambda := \frac{L_b}{r_x} = 67.13$

O limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38 \qquad L_{b,p,y} := \lambda_p \cdot r_x = 367.398 \text{ cm}$$

Como: $L_{b,p,y} < L_{b,y}$ Seção semcompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semcompactas, λ_r .

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sendo a constante de torção da seção transversal, J:

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 13.111 \text{ cm}^4$$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = 0.031 \frac{1}{\text{cm}}$$

Obtém-se o limite de esbeltez para seções semcompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_x \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 65.167$$

$$L_{b,r,y} := \lambda_r \cdot r_x = 565.001 \text{ cm}$$

Como: $L_{b,y} > L_{b,r,y}$ Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item c) do item G.2.1.

Sendo:

$$M_{m\acute{a}x} := M_{d,y} = 305 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_B := M_{d,y} = 305 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_A := 228.69 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_C := 228.69 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Calcula-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_b) analisado:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 1.14 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor de flambagem elástica, M_{cr} , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_x}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_x} \left(1 + 0.039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)} = 19128.293 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} = 17389.358 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd.FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad \text{N\~{A}O OK!}$$

$$M_{rd.FLT} := 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd,y} := \min(M_{rd.FLA}, M_{rd.FLM}, M_{rd.FLT}) = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d,y}}{M_{rd,y}} = 0.069 \quad \text{OK!}$$

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 93.103$$

4.5.5.6 Verificação quanto a força cortante (Eixo y)

Conforme o item 5.4.3.1.1 da NBR 8800:2008, para peças fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia):

Parâmetro K_v : para almas sem enrijecedores transversais: $K_v := 5.0$

Sendo:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97 \quad \lambda_p := 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 59.22$$

Como: $\lambda \leq \lambda_p$

Calcula-se a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento:

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (d \cdot t_w) \cdot f_y = 257.963 \text{ kN}$$

E obtém-se a força cortante resistente de cálculo:

$\gamma_{a1} := 1.10$

$$V_{Rd} := \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 234.51 \text{ kN}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d,y}}{V_{Rd}} = 0.005$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.538$$

4.5.5.7 Verificação quanto a força cortante (Eixo x)

Conforme o item 5.4.3.5 da NBR 8800:2008, para peças fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas (eixo de menor momento de inércia):

Parâmetro K_v : Conforme o item 5.4.3.5 da NBR 8800:2008: $K_v := 1.2$

Sendo:

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09 \quad \lambda_p := 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 29.01$$

Como: $\lambda \leq \lambda_p$

Calcula-se a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento:

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot f_y = 696.762 \text{ kN}$$

E obtém-se a força cortante resistente de cálculo:

$\gamma_{a1} := 1.10$

$$V_{Rd} := \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 633.42 \text{ kN}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d.x}}{V_{Rd}} = 0.003$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.669$$

4.5.5.8 Verificação quanto ao esforço normal: compressão

a) Índice de esbeltez :

Sendo: $L_{b.x} := L_b = 582 \text{ cm}$ $L_{b.y} := L_b = 582 \text{ cm}$ $K_{x.y} := 1.0$

$$L_z := L_b = 582 \text{ cm} \quad K_z := 1$$

Conforme o item 5.3.4.1 da NBR 8800:2008, para barras comprimidas: $(\lambda \leq 200)$

Sendo: $\lambda_x := \frac{L_{b.x} \cdot K_{x.y}}{r_x} = 67.13$ $\lambda_y := \frac{L_{b.y} \cdot K_{x.y}}{r_y} = 141.95$ OK!

b) Força crítica por flambagem global por flexão

Para seções duplamente simétricas, obtém-se a força crítica axial de flambagem global elástica em relação aos eixos x e y, conforme o Anexo E da NBR 8800:2008:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_{x.y} \cdot L_{b.x})^2} = 2002.92 \text{ kN} \quad N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_{x.y} \cdot L_{b.y})^2} = 445.22 \text{ kN}$$

E a força crítica axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J_t \right) = 7511.77 \text{ kN}$$

Assim, obtém-se a força crítica axial de flambagem como sendo o menor dos dois valores:

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 445.223 \text{ kN}$$

c) Fator de redução total associado à flambagem local: Q

Elemento AL (Qs):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.2, para elementos comprimido AL, referentes ao grupo 4 da Tabela F.1:

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 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	--	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 0,56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13,48$ $\lambda_{sup} := 1,03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24,8$

E sendo: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8,09$ $\lambda < \lambda_{inf}$

Então, de acordo com o item b) do item F.2 da NBR 8800:2008: $Q_s := 1$

Elemento AA (Q_a):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.3, para elementos comprimido AA, referentes ao grupo 2 da Tabela F.1:

2	<ul style="list-style-type: none"> — Almas de seções I, H ou U — Mesas ou almas de seção-caixão — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1 		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	---	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 1,49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35,87$ $\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25,97$

Como: $\lambda \leq \lambda_{inf}$

Então, de acordo com o item b) do item F.1.2 da NBR 8800:2008: $Q_a := 1,0$

Assim, obtém-se o fator de redução associado à flambagem local:

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 1$$

d) Índice de esbeltez reduzido

Conforme o item 5.3.3.2 da NBR 8800:2008, sendo:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 1.882$$

e) Fator de redução associado à resistência global à compressão: X

De acordo com o item 5.3.3.1 da NBR 8800:2008, sendo: $\lambda_0 > 1.5$

Obtém-se o fator X através da seguinte equação:

$$X := \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0.248$$

f) Força axial resistente de cálculo

Assim, obtém-se a força axial resistente de cálculo:

Sendo o coeficiente de ponderação relativo ao escoamento da seção bruta, para combinações normais:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$N_{c.Rd} := \frac{X \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 354.964 \text{ kN}$$

g) Verificação:

Folga (%):

$$i_a := \frac{N_{d.90}}{N_{c.Rd}} = 0.001$$

OK!

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.938$$

4.5.5.9 Verificação quanto aos esforços combinados

Conforme o item 5.5 da NBR 8800:2008, para barras prismáticas submetidas à combinação simultânea de esforços axiais e momentos fletores, sendo:

$$\frac{N_{d.90}}{N_{c.Rd}} = 6.198 \cdot 10 \frac{N_{d.90}}{N_{c.Rd}} < 0.2$$

Tem-se que:

$$\frac{N_{d.90}}{2 \cdot N_{c.Rd}} + \frac{M_{d.y}}{M_{rd.y}} + \frac{M_{d.x}}{M_{rd.x}} = 0.089$$

$$0.089 \leq 1$$

OK!

4.6 Dimensionamento do pilares do oitão (NBR 8800:2008) - B3551

4.6.1 Carregamento

4.6.1.1 Carga permanente

Eixo z:

$$P_{próp.1} := 0.225 \frac{kN}{m} \quad P_{próp.1} := 3 \cdot 0.225 \frac{kN}{m} \cdot 2.91 \text{ m} = 1.964 \text{ kN}$$

$$P_{próp.2} := 0.359 \frac{kN}{m} \quad P_{próp.2} := 0.359 \frac{kN}{m} \cdot 4.18 \text{ m} = 1.501 \text{ kN}$$

$$P_{tel} := 0.0436 \frac{kN}{m^2} \cdot (2.91 \text{ m} + 4.18 \text{ m}) = 0.309 \frac{kN}{m}$$

$$F_1 := P_{próp.1} = 1.964 \text{ kN} \quad F_2 := P_{próp.1} = 1.964 \text{ kN} \quad F_3 := P_{próp.2} + P_{próp.1} = 3.465 \text{ kN}$$

4.6.1.2 Carga variável

Eixo z :

Com relação a sobrecarga, esta não obedece a nenhuma recomendação normativa específica, de forma que será considerada nula:

$$Q_{sc.c} := 0 \frac{kN}{m^2} \quad L_{viga} := 5 \text{ m}$$

$$Q_{sc} := Q_{sc.c} \cdot L_{viga} = 0 \frac{kN}{m}$$

4.6.1.3 Carregamento devido o vento

Eixo y:

Adotando os casos mais desfavorável, relativa ao vento atuando a 0°:

$$L_{inf} := 2.91 \text{ m} + 4.18 \text{ m} = 7.09 \text{ m}$$

$$Q_{sc.w.0} := (0.7 + 0.3) \cdot q = 0.28 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_{sc.w.0} := Q_{sc.w.90} \cdot L_{inf} = 1.985 \frac{kN}{m}$$

Eixo x:

$$P_{v.1} := 0.1 \text{ kN} \quad P_{v.2} := 0.25 \text{ kN} \quad P_{v.3} := 0.1 \text{ kN}$$

4.6.2 Análise ELS

4.6.2.1 Carga permanente (peso próprio e vigas)

Eixo y:

$$H := 6623 \text{ mm}$$

$$f_{\text{máx}} := \frac{H}{300} = 22.077 \text{ mm}$$

$$f := 3.28 \text{ mm}$$

OK!



4.6.3 Análise ELU

4.6.3.1 Carga permanente (peso próprio e vigas)

Eixo z:

$$F_1 := 1.25 P_{\text{próp.1}} = 2.455 \text{ kN} \quad F_2 := 1.25 P_{\text{próp.1}} = 2.455 \text{ kN} \quad F_3 := 1.25 \cdot (P_{\text{próp.2}} + P_{\text{próp.1}}) = 4.331 \text{ kN}$$

Eixo y:

$$Q_{\text{sc.w.0}} := 1.4 \cdot Q_{\text{sc.w.90}} \cdot L_{\text{inf}} = 2.779 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eixo x:

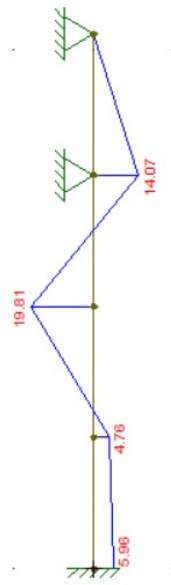
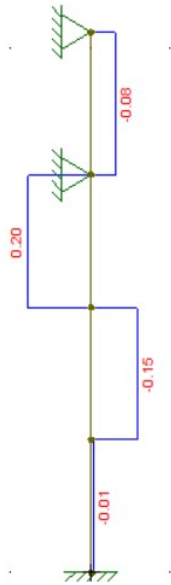
$$P_{v.1} := 1.4 \cdot 0.1 \text{ kN} = 0.14 \text{ kN} \quad P_{v.2} := 1.4 \cdot 0.25 \text{ kN} = 0.35 \text{ kN} \quad P_{v.3} := 1.4 \cdot 0.1 \text{ kN} = 0.14 \text{ kN}$$

4.6.3.2 Esforços solicitantes

Eixo x:

DEC (kN):

DMF (kN x cm):



$$V_{d.x} := 0.20 \text{ kN}$$

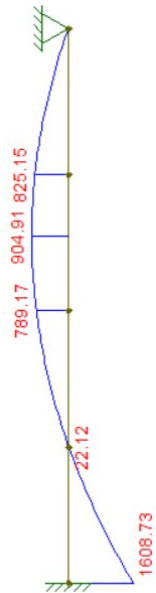
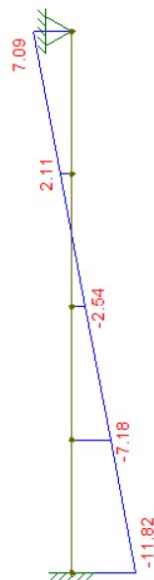
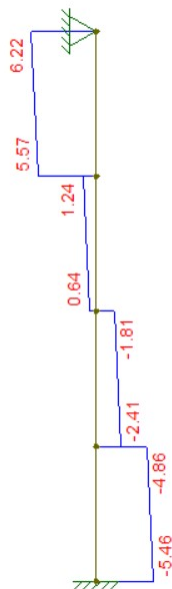
$$M_{d.y} := 19.81 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Eixo y:

DEN (kN):

DEC (kN):

DMF (kN x cm):



$$N_d := 5.46 \text{ kN} \\ \text{(Compressão)}$$

$$V_{d.y} := 11.82 \text{ kN}$$

$$M_{d.x} := 1608.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

4.6.3.3 Propriedades: Perfil W200x35.9 - Aço ASTM A572 Gr. 50

$d := 20.1 \text{ cm}$	$A := 45.7 \text{ cm}^2$	$I_y := 764 \text{ cm}^4$	$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
$b_f := 16.5 \text{ cm}$	$r_x := 8.67 \text{ cm}$	$I_x := 3437 \text{ cm}^4$	
$t_w := 0.62 \text{ cm}$	$r_y := 4.1 \text{ cm}$	$Z_x := 379 \text{ cm}^3$	$E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
$t_f := 1.02 \text{ cm}$	$W_x := 342 \text{ cm}^3$	$Z_y := 141 \text{ cm}^3$	
$h := 18.1 \text{ cm}$	$W_y := 93 \text{ cm}^3$	$L_{b,x} := 660.0 \text{ cm}$	$G := 7692 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
$d' := 16.1 \text{ cm}$	$C_w := 69502 \text{ cm}^6$	$L_{b,t} := 167.0 \text{ cm}$	
$r_0 := 4.5 \text{ cm}$	$J_t := 14.51 \text{ cm}^4$	$K_{x,y} := 1.0$	

4.6.3.4 Verificação quanto ao momento fletor (Eixo x)

a) Flambagem local da alma (FLA)

Sendo o índice de esbeltez da alma e o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, conforme a Tabela G.1 do Anexo G da NBR 8800:2008:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97 \qquad \lambda_p := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90.53$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta!

Conforme o item G.2.1 do Anexo G da NBR 8800:2008, sendo o momento de plastificação:

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 13075.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd,FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$

E o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p : $\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta!

Assim:

$$M_{pl} := Z_x \cdot f_y = 13075.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLM:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLM} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Índice de esbeltez:

$$\lambda := \frac{L_{b.t}}{r_y} = 40.73$$

Limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38$$

Como: $\lambda > \lambda_p$ Seção semicompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sendo a constante de torção da seção transversal, J:

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 13.111 \text{ cm}^4$$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_x}{E \cdot J} = 0.031 \frac{1}{\text{cm}}$$

Obtém-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} = 137.805$$

Como: $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1.

Sendo:

$$M_{m\acute{a}x} := M_{d.x} = 1608.7 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_B := 781.7 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_A := 32.2 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad M_C := 825.15 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Calcula-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme (C_b), para o comprimento destravado (L_b) analisado:

$$C_b := \frac{12.5 \cdot M_{m\acute{a}x}}{2.5 \cdot M_{m\acute{a}x} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot 1 = 2.07 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor correspondente ao início do escoamento, M_r , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_r := (f_y - \sigma_r) \cdot W_x = 8259.3 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left(M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) = 24745.995 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd.FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad \text{NÃO OK!}$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd.x} := \min(M_{rd.FLA}, M_{rd.FLM}, M_{rd.FLT}) = 11886.818 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d.x}}{M_{rd.x}} = 0.135$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 86.467$$

4.6.3.5 Verificação quanto ao momento fletor (Eixo y)

a) Flambagem local da alma (FLA)

$$M_{pl} := Z_y \cdot f_y = 4864.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da alma, FLA:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd,FLA} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

b) Flambagem local da mesa comprimida (FLM)

De forma semelhante, sendo o índice de esbeltez da mesa: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$

Obtém-se o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1:

$$\lambda_p := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9.15$$

Como: $\lambda < \lambda_p$ Seção compacta.

$$M_{pl} := Z_y \cdot f_y = 4864.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Obtém-se o momento resistente de cálculo relativo à flambagem local da mesa, FLM:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd,FLM} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

c) Flambagem lateral com torção (FLT)

Índice de esbeltez: $\lambda := \frac{L_b}{r_x} = 67.13$

Limite para seções compactas, λ_p , através da Tabela G.1: $\lambda_p := 1.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42.38$

$$L_{b,p,y} := \lambda_p \cdot r_x = 367.398 \text{ cm}$$

Como: $L_{b,p,y} < L_{b,y}$ Seção semicompacta!

Calcula-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

Conforme a nota 5 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008, a tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado:

$$\sigma_r := 0.3 \cdot f_y = 10.35 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Sendo a constante de torção da seção transversal, J:

$$J := \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f^3 + h \cdot t_w^3) = 13.111 \text{ cm}^4$$

Conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$\beta_1 := \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W_y}{E \cdot J} = 0.009 \frac{1}{\text{cm}}$$

Obtém-se o limite de esbeltez para seções semicompactas, λ_r .

$$\lambda_r := \frac{1.38 \cdot \sqrt{I_x \cdot J}}{r_x \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_x}}} = 427.62$$

$$L_{b.r.y} := \lambda_r \cdot r_x = 3707.468 \text{ cm}$$

Como: $L_{b.y} < L_{b.r.y}$ Obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1.

Sendo:

$$C_b := 2.54 \quad C_b \leq 3$$

Obtém-se o momento fletor de flambagem elástica, M_{cr} , conforme a nota 1 da Tabela G.1 da NBR 8800:2008:

$$M_{cr} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_x}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_x} \left(1 + 0.039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)} = 42750.95 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Assim, obtém-se o momento fletor resistente de cálculo conforme o item b) do item G.2.1, relativo à flambagem lateral com torção:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} = 38864.5 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$M_{rd.FLT} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad \text{NÃO OK!}$$

$$M_{rd.FLT} := \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

d) Momento fletor resistente de cálculo

$$M_{rd.y} := \min(M_{rd.FLA}, M_{rd.FLM}, M_{rd.FLT}) = 4422.273 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

e) Verificação

$$i_a := \frac{M_{d.y}}{M_{rd.y}} = 0.004$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.552$$

4.6.3.6 Verificação quanto ao esforço cortante

Conforme o item 5.4.3.1 da NBR 8800:2008, para peças fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia):

Parâmetro K_v : para almas sem enrijecedores transversais:

$$K_v := 5.0$$

Sendo:

$$\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97$$

$$\lambda_p := 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 59.22$$

Como: $\lambda \leq \lambda_p$

Sendo a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento:

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (d \cdot t_w) \cdot f_y = 257.963 \text{ kN}$$

Obtém-se a força cortante resistente de cálculo:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$V_{Rd} := \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 234.51 \text{ kN}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d.y}}{V_{Rd}} = 0.05$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 94.96$$

4.6.3.7 Verificação quanto a força cortante (Eixo x)

Conforme o item 5.4.3.5 da NBR 8800:2008, para peças fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular às mesas (eixo de menor momento de inércia):

Parâmetro K_v : Conforme o item 5.4.3.5 da NBR 8800:2008: $K_v := 1.2$

Sendo:

$$\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09 \qquad \lambda_p := 1.10 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 29.01$$

Como: $\lambda \leq \lambda_p$

Calcula-se a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento:

$$V_{pl} := 0.60 \cdot (2 \cdot b_f \cdot t_f) \cdot f_y = 696.762 \text{ kN}$$

E obtém-se a força cortante resistente de cálculo:

$\gamma_{a1} := 1.10$

$$V_{Rd} := \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 633.42 \text{ kN}$$

a) Verificação

$$i_a := \frac{V_{d,x}}{V_{Rd}} = 0$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.968$$

4.6.3.8 Verificação quanto ao esforço normal: compressão

a) Índice de esbeltez :

Sendo: $L_{b,x} = 660 \text{ cm}$ $L_{b,y} := 167 \text{ cm}$ $K_{x,y} := 1.0$

$L_z := 167 \text{ cm}$ $K_z := 1$

Conforme o item 5.3.4.1 da NBR 8800:2008, para barras comprimidas: $(\lambda \leq 200)$

Sendo: $\lambda_x := \frac{L_{b,x} \cdot K_{x,y}}{r_x} = 76.12$ $\lambda_y := \frac{L_{b,y} \cdot K_{x,y}}{r_y} = 40.73$ OK!

b) Força crítica por flambagem global por flexão

Para seções duplamente simétricas, obtém-se a força crítica axial de flambagem global elástica em relação aos eixos x e y, conforme o Anexo E da NBR 8800:2008:

$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_{x,y} \cdot L_{b,x})^2} = 1557.48 \text{ kN} \quad N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_{x,y} \cdot L_{b,y})^2} = 5407.42 \text{ kN}$$

E a força crítica axial de flambagem global elástica por torção:

$$N_{ez} := \frac{1}{r_0^2} \cdot \left(\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J_t \right) = 29803.975 \text{ kN}$$

Assim, obtém-se a força crítica axial de flambagem como sendo o menor dos dois valores:

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1557.476 \text{ kN}$$

c) Fator de redução total associado à flambagem local: Q

Elemento AL (Qs):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.2, para elementos comprimido AL, referentes ao grupo 4 da Tabela F.1:

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 		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	--	--	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 13.48$ $\lambda_{sup} := 1.03 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 24.8$

E sendo: $\lambda := \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 8.09$ $\lambda < \lambda_{inf}$

Então, de acordo com o item b) do item F.2 da NBR 8800:2008: $Q_s := 1$

Elemento AA (Qa):

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.3, para elementos comprimido AA, referentes ao grupo 2 da Tabela F.1:

2	— Almas de seções I, H ou U		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	— Mesas ou almas de seção-caixão		
	— Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1		

Sendo: $\lambda_{inf} := 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 35.87$ $\lambda := \frac{d'}{t_w} = 25.97$

Como: $\lambda \leq \lambda_{inf}$

Então, de acordo com o item b) do item F.1.2 da NBR 8800:2008: $Q_a := 1.0$

Assim, obtém-se o fator de redução associado à flambagem local:

$$Q := Q_s \cdot Q_a = 1$$

d) Índice de esbeltez reduzido

Conforme o item 5.3.3.2 da NBR 8800:2008, sendo:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 1.006$$

e) Fator de redução associado à resistência global à compressão: X

De acordo com o item 5.3.3.1 da NBR 8800:2008, sendo: $\lambda_0 \leq 1.5$

Obtém-se o fator X através da seguinte equação:

$$X := 0.658^{\lambda_0^2} = 0.655$$

f) Força axial resistente de cálculo

Assim, obtém-se a força axial resistente de cálculo:

Sendo o coeficiente de ponderação relativo ao escoamento da seção bruta, para combinações normais:

$$\gamma_{a1} := 1.10$$

$$N_{c.Rd} := \frac{X \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 938.276 \text{ kN}$$

g) Verificação:

Folga (%):

$$i_a := \frac{N_d}{N_{c.Rd}} = 0.006$$

OK!

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.418$$

4.6.3.9 Verificação quanto aos esforços combinados

Conforme o item 5.5 da NBR 8800:2008, para barras prismáticas submetidas à combinação de esforços solicitantes, sendo:

$$\frac{N_d}{N_{c.Rd}} < 0.2$$

Tem-se que:

$$\frac{N_d}{2 \cdot N_{c.Rd}} + \frac{M_{d.x}}{M_{rd.x}} + \frac{M_{d.y}}{M_{rd.y}} = 0.143$$

$$0.143 \leq 1$$

OK!

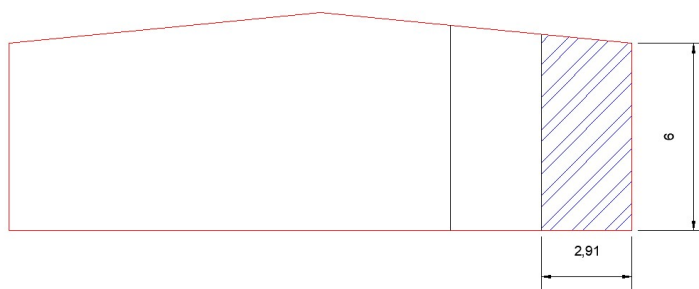
4.7 Dimensionamento do contraventamento vertical (NBR 8800:2008) - B7329

4.7.1 Esforço solicitante (tração)

O dimensionamento das barras de contraventamento vertical e horizontal será realizado admitindo-se que estas trabalham apenas à tração.

O esforço normal será determinado através da força atuante no nó do contraventamento do pilar, sendo esta força proveniente do vento a 0° atuando na estrutura.

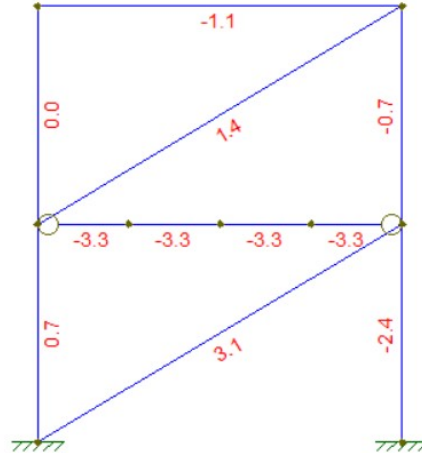
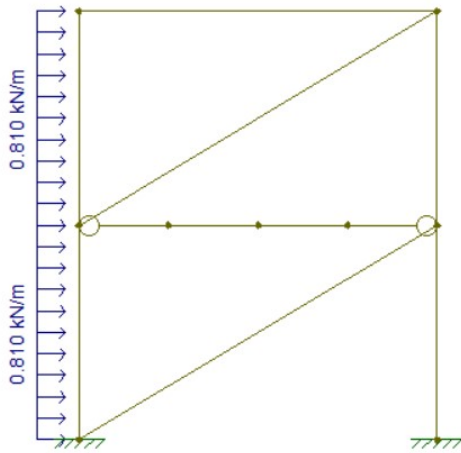
Comprimento de influência para cada pilar:



$$L_{inf.pilar} := 2.91 \text{ m}$$

Carregamento devido o vento:

$$F_d := (0.7 + 0.3) \cdot q \cdot L_{inf.pilar} = 0.815 \frac{kN}{m}$$



$$F_{d,n} := 3.1 \text{ kN} \quad N_d := 1.4 \cdot F_{d,n} = 4.34 \text{ kN} \quad (\text{Tração}).$$

4.7.2 Propriedades: Perfil L 100x4.25 (4"x3/16") - Aço CF26

$$\begin{aligned} b_f &:= 10 \text{ cm} & x &:= 3.51 \text{ cm} & L_{b,y} &:= 5.83 \text{ m} & I_x &:= 82.13 \text{ cm}^4 \\ t_f &:= 0.425 \text{ cm} & r_x &:= 3.16 \text{ cm} & & & I_y &:= 82.13 \text{ cm}^4 \\ A_g &:= 8.20 \text{ cm}^2 & r_y &:= 3.16 \text{ cm} & L_{b,x} &:= 2.92 \text{ m} & W &:= 11.24 \text{ cm}^3 \\ & & K_{x,y} &:= 1.0 & & & f_y &:= 24.8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

4.7.3 Análise ELU

4.7.3.1 Verificação quanto ao esforço normal

a) Índice de esbeltez :

Conforme o item 5.2.8.1 da NBR 8800:2008, para barras tracionadas: $(\lambda \leq 300)$

$$\text{Sendo: } \lambda_x := \frac{L_{b,x} \cdot K_{x,y}}{r_x} = 92.405 \quad \lambda_y := \frac{L_{b,y} \cdot K_{x,y}}{r_y} = 184.494 \quad \text{OK!}$$

b) Escoamento da seção bruta:

$$\gamma_{a1} := 1.10 \quad N_{t,Rd} := \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 184.87 \text{ kN}$$

b) Verificação:

$$i_a := \frac{N_d}{N_{t,Rd}} = 0.023 \quad \text{OK!}$$

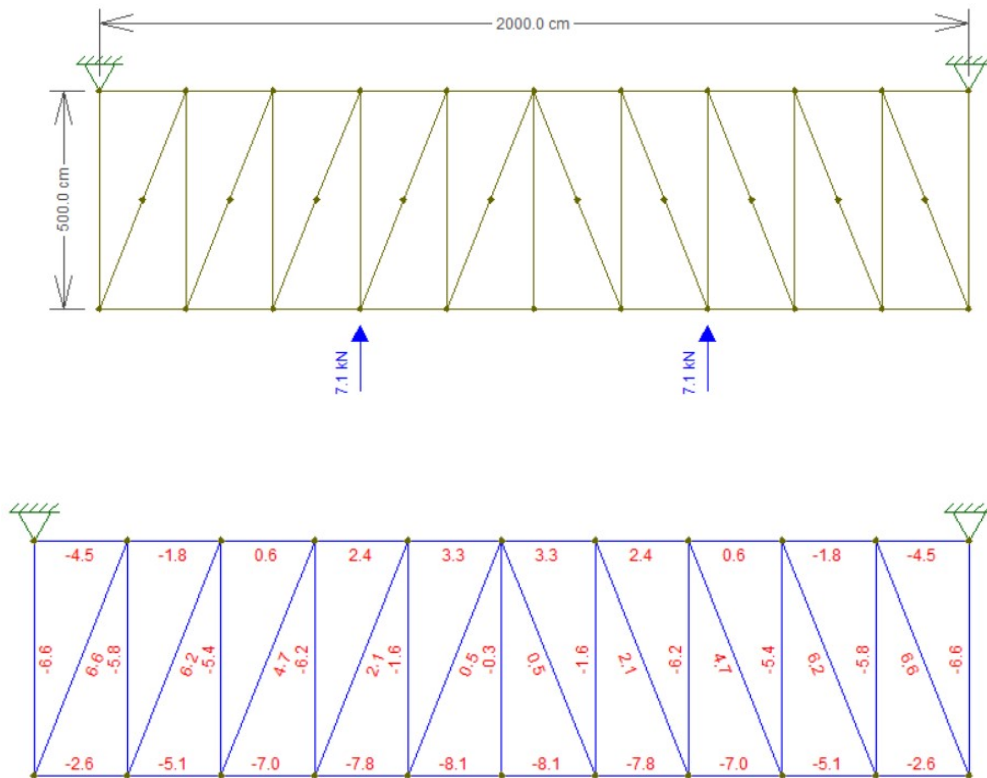
Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 97.652$$

4.8 Dimensionamento do contraventamento horizontal (NBR 8800:2008) - B6651

4.8.1 Esforço solicitante (tração)

O esforço normal será determinado através da força atuante no nó do contraventamento de cada terça, sendo esta força proveniente do vento a 0° atuando na estrutura, transmitida através dos pilares de oitão.



$$N_d := 6.6 \text{ kN}$$

4.8.2 Propriedades: Barra redonda 12.70 (1/2") - Aço ASTM A572 Gr. 50

Conforme o item 5.2.7 da NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo será determinada considerando-se os estados limites-últimos de escoamento da seção bruta, disposto em 5.2.2a, assim como conforme o item 6.3.3.1 da referida norma.

$$f_u := 45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$d_b := 1.27 \text{ cm}$$

$$\gamma_{a1} := 1.1$$

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A_g := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{a2} := 1.35$$

$$A_{be} := 0.75 \cdot A_g = 0.95 \text{ cm}^2$$

4.8.3 Análise ELU

a) Escoamento da seção bruta:

$$N_{t.Rd.1} := \frac{f_y \cdot A_g}{\gamma_{a1}} = 39.73 \text{ kN}$$

b) Ruptura da seção líquida:

$$N_{t.Rd.2} := \frac{f_u \cdot A_{be}}{\gamma_{a2}} = 31.669 \text{ kN}$$

c) Força resistente de cálculo:

$$N_{t.Rd} := \min(N_{t.Rd.1}, N_{t.Rd.2}) = 31.669 \text{ kN}$$

d) Verificação:

$$i_a := \frac{N_d}{N_{t.Rd}} = 0.208$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 79.16$$

4.9 Dimensionamento das correntes rígidas (NBR 8800:2008) - B6682

4.9.1 Esforço solicitante

Os correntes serão posicionadas a cada um terço dos vão das terças, de forma a diminuir o comprimento de flambagem do eixo de menor inércia, o eixo y. Assim, os carregamentos da correntes serão determinados através dos esforços na direção do eixo x das terças, considerando a área de influência de cada corrente.

Eixo x das terças:

$$P_{próp} := 0.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{per.tel} := 0.085 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{per} := (P_{próp} + G_{per.tel}) = 0.155 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{sc} := 0.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{per.x} := G_{per} \cdot \sin(\alpha) = 0.015 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{sc.w.0.x} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{sc.x} := Q_{sc} \cdot \sin(\alpha) = 0.025 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{sc.w.90.x} := 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

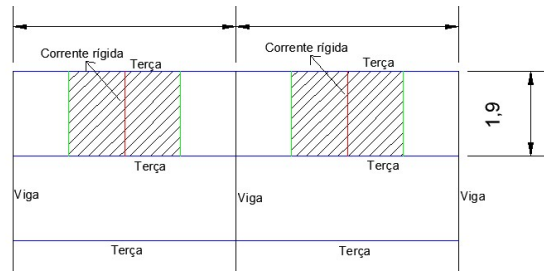
• **Combinação 1 - ELUN**

$$Q_{d.x} := 1.25 \cdot G_{per.x} + 1.5 \cdot Q_{sc.x} = 0.056 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Sendo o comprimento de influência de cada corrente:

$$L_{terça} := 5 \text{ m}$$

$$L_{inf.cor} := \frac{L_{terça}}{3} = 1.667 \text{ m}$$



Obtém-se a força de compressão na corrente rígida mais solicitada:

$$N_d := L_{inf.cor} \cdot Q_{d.x} = 0.094 \text{ kN} \quad (\text{Compressão})$$

4.9.2 Propriedades: Perfil L 50,8x3.2 (2" x 1/8") - Aço ASTM A572 Gr. 50

$$\begin{array}{llll} b_f := 5.08 \text{ cm} & x := 1.4 \text{ cm} & L_b := 1.95 \text{ m} & I_x := 7.91 \text{ cm}^4 \\ t_f := 0.318 \text{ cm} & r_x := 1.6 \text{ cm} & f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} & I_y := 7.91 \text{ cm}^4 \\ A_g := 3.10 \text{ cm}^2 & r_y := 1.6 \text{ cm} & E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} & W := 2.13 \text{ cm}^3 \\ G := 7692 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} & K_{x.y} := 1.0 & & \end{array}$$

4.9.3 Análise ELU

4.9.3.1 Verificação quanto ao esforço normal

a) Índice de esbeltez

Conforme o item 5.3.4.1 da NBR 8800:2008, para barras comprimidas: $(\lambda \leq 200)$

Sendo: $\lambda_x := \frac{L_b \cdot K_{x.y}}{r_x} = 121.875$ $\lambda_y := \frac{L_b \cdot K_{x.y}}{r_y} = 121.875$ OK!

b) Força crítica por flambagem global por flexão

Força crítica axial de flambagem global elástica em relação aos eixos x e y, conforme o Anexo E da NBR 8800:2008:

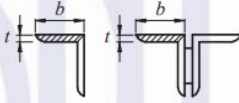
$$N_{ex} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_{x.y} \cdot L_b)^2} = 41.06 \text{ kN} \quad N_{ey} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_{x.y} \cdot L_b)^2} = 41.06 \text{ kN}$$

Assim, obtém-se a força crítica axial de flambagem como sendo o menor dos dois valores:

$$N_e := \min(N_{ex}, N_{ey}) = 41.062 \text{ kN}$$

c) Fator de redução total associado à flambagem local: Q

Conforme o Anexo F da NBR 8800:2008, em seu item F.2, para elementos comprimido AL, referentes ao grupo 3 da Tabela F.1:

3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
---	--	---	-----------------------------

Sendo: $\lambda_{inf} := 0,45 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 10,83$ $\lambda_{sup} := 0,91 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 21,91$

E sendo: $\lambda := \frac{b_f}{t_f} = 15,975$ $\lambda_{inf} < \lambda \leq \lambda_{sup}$ (Regime elástico)

Então: $Q_s := 1,34 - 0,76 \cdot \frac{b_f}{t_f} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 0,84$

Sendo que, se a seção possuir apenas elementos AL, conforme é o caso:

$$Q := Q_s = 0,836$$

d) Índice de esbeltez reduzido

Conforme o item 5.3.3.2 da NBR 8800:2008, sendo:

$$\lambda_0 := \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_y}{N_e}} = 5,665$$

e) Fator de redução associado à resistência global à compressão: X

Conforme o item 5.3.3.1 da NBR 8800:2008, sendo: $\lambda_0 > 1,5$

Obtém-se o fator X através da seguinte equação:

$$X := \frac{0,877}{\lambda_0^2} = 0,027$$

f) Força axial resistente de cálculo

Assim, obtém-se a força axial resistente de cálculo:

$$\gamma_{a1} := 1,10$$

$$N_{c.Rd} := \frac{X \cdot Q \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 32,737 \text{ kN}$$

g) Verificação:

Folga (%):

$$i_a := \frac{N_d}{N_{c.Rd}} = 0.003$$

OK!

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 99.712$$

4.10 Dimensionamento das correntes flexíveis (NBR 8800:2008) - B7854

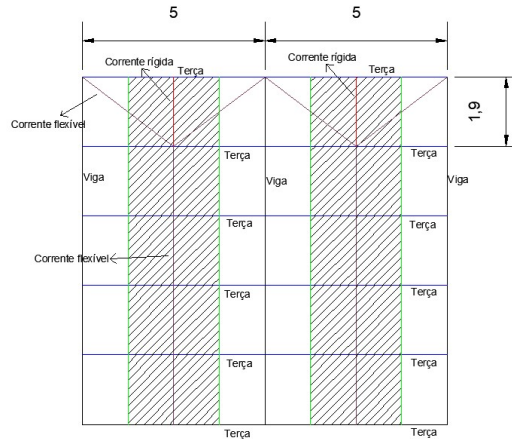
4.10.1 Esforço solicitante (tração)

Corrente mais solicitada:

$$\theta := \arctan\left(\frac{1.95}{1.67}\right) = 49.423^\circ$$

Força devido uma terça:

$$N_d = 0.094 \text{ kN}$$



A corrente mais solicitada está localizada na cumeeira e suporta seis terças:

$$N_d := \frac{6 \cdot N_d}{\cos(\theta)} = 0.868 \text{ kN}$$

4.10.2 Propriedades: Barra redonda 12.7 (1/2") - Aço ASTM A572 Gr. 50

Conforme o item 5.2.7 da NBR 8800:2008, a força resistente de cálculo será determinada considerando-se os estados limites-últimos de escoamento da seção bruta, disposto em 5.2.2a, assim como conforme o item 6.3.3.1 da referida norma.

Sendo:

$$f_u := 45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$d_b := 1.27 \text{ cm}$$

$$\gamma_{a1} := 1.1$$

$$f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$A_g := \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{a2} := 1.35$$

$$A_{be} := 0.75 \cdot A_g = 0.95 \text{ cm}^2$$

4.10.3 Análise ELU

a) Escoamento da seção bruta:

$$N_{t.Rd.1} := \frac{f_y \cdot A_g}{\gamma_{a1}} = 39.73 \text{ kN}$$

b) Ruptura da seção líquida:

$$N_{t.Rd.2} := \frac{f_u \cdot A_{be}}{\gamma_{a2}} = 31.669 \text{ kN}$$

c) Força resistente de cálculo:

$$N_{t.Rd} := \min(N_{t.Rd.1}, N_{t.Rd.2}) = 31.669 \text{ kN}$$

d) Verificação:

$$i_a := \frac{N_d}{N_{t.Rd}} = 0.027$$

OK!

Folga (%):

$$(1 - i_a) \cdot 100 = 97.258$$

4.11 Dimensionamento das bases dos pilares

4.11.1 Cálculo das bases dos pórticos principais

Reações na base para cada combinação ELUN:

Combinação ELUN	Msd (kN.cm)	Nsd (kN)	Rh (kN)
C1	5445,65	60,26	22,9
C2	3433,02	21,1	10,76
C3	2552,57	19,7	11,3
C4	5637,98	52,51	24,27
C5	4192,13	47,29	18,17
C6	5016,18	44,35	22,4
C7	2681,24	35,85	12,48
C8	3476,13	20,87	10,94
C9	3736,9	19,28	17,2

Combinação mais crítica: C4.

$$N_{sd} := 52.51 \text{ kN}$$

$$M_{sd} := 5637.98 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$R_h := 24.27 \text{ kN}$$

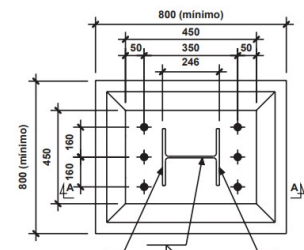
4.11.1.1 Chapa de base

$$A := 45 \text{ cm} \quad B := 45 \text{ cm} \quad d := 5 \text{ cm}$$

$$h := 24.6 \text{ cm}$$

PERFIS: HP 250 x 62,0 (H)

PLACA DE BASE: ASTM A36



Tensão de compressão no concreto:

$$\sigma_c := \frac{N_{sd}}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{sd}}{B \cdot A^2} = 0.397 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

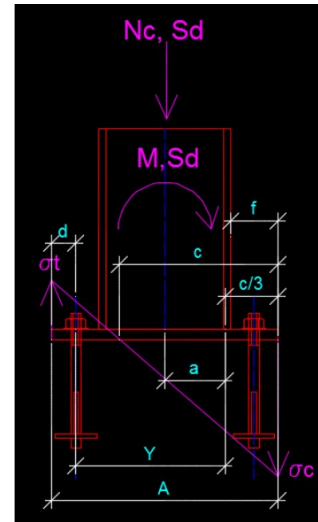
Tensão de tração no concreto:

$$\sigma_t := \frac{N_{sd}}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M_{sd}}{B \cdot A^2} = -0.345 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Parâmetros geométricos:

$$c := \frac{\sigma_c \cdot A}{\sigma_c + |\sigma_t|} = 24.072 \text{ cm}$$

$$a := \frac{A}{2} - \frac{c}{3} = 14.476 \text{ cm} \quad Y := A - d - \frac{c}{3} = 31.976 \text{ cm}$$



Esforço de tração na linha de chumbadores tracionados:

$$T := \frac{M_{sd} - N_{sd} \cdot a}{Y} = 152.546 \text{ kN}$$

Esforço por chumbador: $n_c := 3$ $T_{ch} := \frac{T}{n_c} = 50.849 \text{ kN}$

Resistência do concreto a compressão:

Adotando a pior das hipóteses, tem-se que: $\frac{A_1}{A_2} = 1$ $f_{ck} := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$$\sigma_{c.Rd} := \frac{f_{ck}}{1.4 \cdot 1.4} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \sigma_{c.Rd} := \frac{f_{ck}}{1.4 \cdot 1.4} \cdot \sqrt{1} = 1.276 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_c = 0.397 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \sigma_{c.Rd} > \sigma_c \quad \text{OK!}$$

Momento fletor na chapa de base (método aproximado):

$$f := \frac{A}{2} - \frac{h}{2} = 10.2 \text{ cm} \quad M_{ch} := \frac{\sigma_c \cdot f^2}{2} = 20.66 \text{ kN}$$

Espessura da chapa: MR 250: $f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$$t := \sqrt{\frac{6 \cdot M_{ch}}{1.35 \cdot f_y}} = 19.165 \text{ mm} \quad t := 25 \text{ mm}$$

Utilizar chapas de #25mm (1").

4.11.1.2 Chumbadores MR 250: $F_u := 40 \frac{kN}{cm^2}$

Força cortante por chumbador:

$$V_{sd} := \frac{R_h}{2 \cdot n_c} = 4.045 \text{ kN}$$

Diâmetro do chumbador:

$$d_{ch} := \sqrt{1.27 \cdot \sqrt{\frac{11.39 \cdot V_{sd}^2 + 3.24 \cdot T_{ch}^2}{F_u^2}}} = 17.141 \text{ mm} \quad d_{ch} := 19 \text{ mm}$$

Utilizar 6 chumbadores de 19mm (3/4").

4.11.1.3 Comprimento de ancoragem dos chumbadores

Comprimento embutido mínimo: $L_c := 12 \cdot d_{ch} = 22.8 \text{ cm} \quad L_c := 23 \text{ cm}$

$X := 16 \text{ cm}$

$$A_{cone} := \pi \cdot L_c^2 - \left(\frac{\pi \cdot L_c^2 \cdot \arccos\left(\frac{X}{2 \cdot L_c}\right)}{180} \right) + \frac{X}{2} \cdot \sqrt{L_c^2 - \frac{X^2}{4}} = 1823.191 \text{ cm}^2$$

$$A_{cone.nec} := \frac{T_{ch}}{0.055 \cdot f_{ck}} = 369.809 \text{ cm}^2$$

$$A_{cone} \geq A_{cone.nec} \quad \text{OK!}$$

Comprimento de ancoragem de 23cm, com porca e arruela na extremidade.

4.11.2 Cálculo das bases dos pilares do oitão

Reações na base dos pilares de oitão:

$N_{sd} := 5.46 \text{ kN} \quad M_{sd} := 1608.73 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad R_h := 11.82 \text{ kN}$

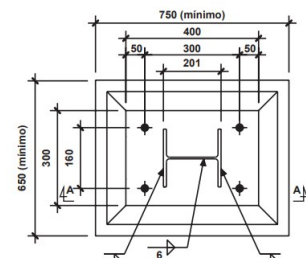
4.11.2.1 Chapa de base

$A := 40 \text{ cm} \quad B := 30 \text{ cm} \quad d := 5 \text{ cm}$

$h := 20.1 \text{ cm}$

PERFIS: W 200 x 35,9 (H)

PLACA DE BASE: ASTM A36



Tensão de compressão no concreto:

$$\sigma_c := \frac{N_{sd}}{A \cdot B} + \frac{6 \cdot M_{sd}}{B \cdot A^2} = 0.206 \frac{kN}{cm^2}$$

Tensão de tração no concreto:

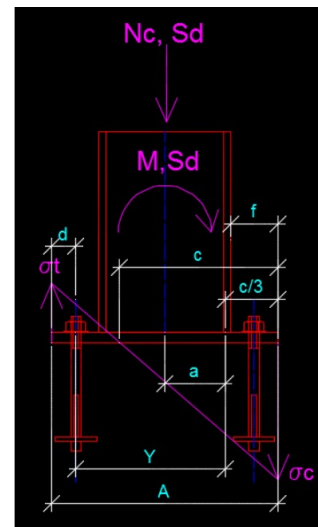
$$\sigma_t := \frac{N_{sd}}{A \cdot B} - \frac{6 \cdot M_{sd}}{B \cdot A^2} = -0.197 \frac{kN}{cm^2}$$

Parâmetros geométricos:

$$c := \frac{\sigma_c \cdot A}{\sigma_c + |\sigma_t|} = 20.453 \text{ cm}$$

$$Y := A - d - \frac{c}{3} = 28.182 \text{ cm}$$

$$a := \frac{A}{2} - \frac{c}{3} = 13.182 \text{ cm}$$



Esforço de tração na linha de chumbadores tracionados:

$$T := \frac{M_{sd} - N_{sd} \cdot a}{Y} = 54.529 \text{ kN}$$

Esforço por chumbador: $n_c := 2$ $T_{ch} := \frac{T}{n_c} = 27.264 \text{ kN}$

Resistência do concreto a compressão:

$$f_{ck} := 2.5 \frac{kN}{cm^2}$$

Adotando a pior das hipóteses, tem-se que: $\frac{A_2}{A_1} = 1$

$$\sigma_{c.Rd} := \frac{f_{ck}}{1.4 \cdot 1.4} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \sigma_{c.Rd} := \frac{f_{ck}}{1.4 \cdot 1.4} \cdot \sqrt{1} = 1.276 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_c = 0.206 \frac{kN}{cm^2} \quad \sigma_{c.Rd} > \sigma_c \quad \text{OK!}$$

Momento fletor na chapa de base (método aproximado):

$$f := \frac{A}{2} - \frac{h}{2} = 9.95 \text{ cm}$$

$$M_{ch} := \frac{\sigma_c \cdot f^2}{2} = 10.179 \text{ kN}$$

Espessura da chapa: MR 250: $f_y := 25 \frac{kN}{cm^2}$

$$t := \sqrt{\frac{6 \cdot M_{ch}}{1.35 \cdot f_y}} = 13.452 \text{ mm}$$

Utilizar chapas de #16mm (5/8").

4.11.2.2 Chumbadores MR 250: $F_u := 40 \frac{kN}{cm^2}$

Força cortante por chumbador:

$$V_{sd} := \frac{R_h}{2 \cdot n_c} = 2.955 \text{ kN}$$

Diâmetro do chumbador:

$$d_{ch} := \sqrt{1.27 \cdot \sqrt{\frac{11.39 \cdot V_{sd}^2 + 3.24 \cdot T_{ch}^2}{F_u^2}}} = 12.61 \text{ mm} \quad d_{ch} := 16 \text{ mm}$$

Utilizar 4 chumbadores de 16mm (5/8").

4.11.2.3 Comprimento de ancoragem dos chumbadores

Comprimento embutido mínimo: $L_c := 12 \cdot d_{ch} = 19.2 \text{ cm}$ $L_c := 20 \text{ cm}$

$X := 16 \text{ cm}$

$$A_{cone} := \pi \cdot L_c^2 - \left(\frac{\pi \cdot L_c^2 \cdot \arccos\left(\frac{X}{2 \cdot L_c}\right)}{180} \right) + \frac{X}{2} \cdot \sqrt{L_c^2 - \frac{X^2}{4}} = 1395.186 \text{ cm}^2$$

$$A_{cone.nec} := \frac{T_{ch}}{0.055 \cdot f_{ck}} = 198.286 \text{ cm}^2$$

$A_{cone} \geq A_{cone.nec}$ OK!

Comprimento de ancoragem de 20cm, com porca e arruela na extremidade.

4.12 Ligação viga-pilar (pórticos principais) - rígida

Perfis: Viga: W360x32.9 - Aço ASTM572 Gr. 50

Pilar: W250x62 (HP) - Aço ASTM572 Gr. 50

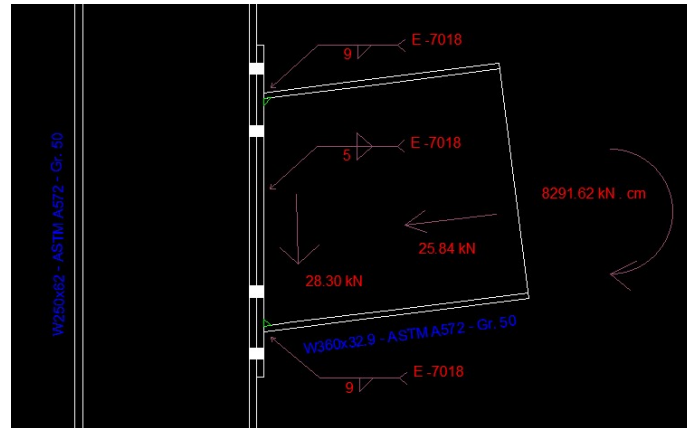
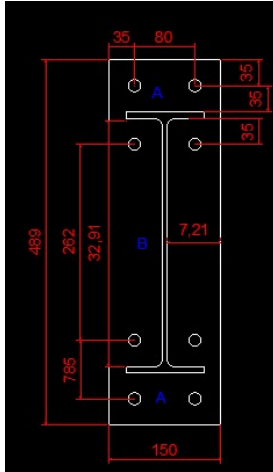
Ligação com chapa de cabeça.

Esforços:

$M_{s.d} := 8291.62 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

$V_{s.d} := 28.30 \text{ kN}$

$N_{s.d} := 25.84 \text{ kN}$
(Compressão).



Chapa de ligação

Geometria:

$$\text{MR 250: } f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 15 \text{ cm} \quad h := 48.9 \text{ cm}$$

$$W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 5978.025 \text{ cm}^3$$

$$A := b \cdot h = 733.5 \text{ cm}^2$$

4.12.1 Ruptura da solda nas mesas

$$\text{W360x32.9: } W_x := 479 \text{ cm}^3 \quad A := 42.1 \text{ cm}^2$$

Tensão de tração na solda:

$$\sigma_t := \frac{M_{s,d}}{W_x} - \frac{N_{s,d}}{A} = 16.696 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão de compressão na solda:

$$\sigma_c := \frac{M_{s,d}}{W_x} + \frac{N_{s,d}}{A} = 17.924 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Será considerado que toda a mesa suporta totalmente a tração, ao passo que toda a alma suporta todo o esforço cortante.

Resistência da solda à tração:

Metal-Base:

ASTM A572 Gr. 50: $f_y := 34,5 \frac{kN}{cm^2}$ $\gamma_{a1} := 1,1$

Solda na mesa de penetração total.

$$N_{w.Rd} = \frac{A_{MB} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad \text{Para a solda em toda a mesa:} \quad \frac{N_{w.Rd}}{A_{MB}} = \sigma_{MB} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$$

Tensão resistente da solda:

$$\sigma_{MB} := \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 31,364 \frac{kN}{cm^2} \quad \sigma_t = 16,696 \frac{kN}{cm^2} \quad \sigma_t < \sigma_{MB} \quad \text{OK!}$$

4.12.2 Ruptura da solda nas alma

Comprimento do filete de solda por face:

$$d := 34,9 \text{ cm} \quad t_f := 0,85 \text{ cm} \quad d_r := 2 \text{ cm} \quad L := d - 2 \cdot t_f - 2 \cdot d_r = 29,2 \text{ cm}$$

Espessura da alma: $t_w := 0,58 \text{ cm}$

Tamanho mínimo da perna de solda: $d_w := 0,3 \text{ cm}$

Tensão de tração máxima atuante na solda da alma:

$$\sigma_{t.al} := 14,87 \frac{kN}{cm^2}$$

Menor espessura do metal-base na junta mm	Tamanho mínimo da perna da solda de filete, d_w^a mm
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8

^a Executadas somente com um passe.

Força cortante por filete de solda:

$$V_{w.s.d} := \frac{V_{s.d}}{2} = 14,15 \text{ kN}$$

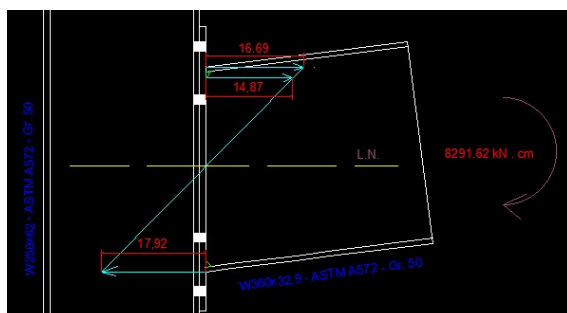
Força cortante por comprimento de filete:

$$V_{w.Sd} := \frac{V_{w.s.d}}{L} = 0,485 \frac{kN}{cm}$$

Força de tração por comprimento de filete:

$$N_{w.t} := \frac{\sigma_{t.al} \cdot t_w}{2} = 4,312 \frac{kN}{cm}$$

Força total atuante por comprimento de filete:



$$N_{V.w} := \sqrt{V_{w.Sd}^2 + N_{w.t}^2} = 4,339 \frac{kN}{cm}$$

Força resistente (metal da solda):

$$\gamma_{w2} := 1.35 \quad A_w := d_w \cdot \sin(45) = 0.255 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \quad \text{E-7018: } f_w := 48.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$N_{w.Rd} := \frac{0.6 \cdot A_w \cdot f_w}{\gamma_{w2}} = 5.503 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$N_{V.w} = 4.339 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad N_{V.w} < N_{w.Rd} \quad \text{OK!}$$

Força resistente (metal base):

$$N_{MB.Rd} := \frac{2 \cdot d_w \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 18.818 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

$$N_{V.w} = 4.339 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad N_{V.w} < N_{MB.Rd} \quad \text{OK!}$$

Utilizar dois filetes de 3mm com 29.2cm em cada lado da alma.

4.12.3 Resistência dos parafusos

Para que haja equilíbrio, a soma dos momentos estáticos acima da linha neutra deve ser igual a dos momentos estáticos abaixo da linha neutra.

Para um retângulo:

$$M_x = \frac{b \cdot y^2}{2}$$

Para um círculo:

$$M_x = \frac{\pi \cdot d_i^2}{4} (d_i - y)$$

Cálculo da altura da linha neutra, y:

$$\frac{b \cdot y^2}{2} = \sum \frac{\pi \cdot d^2}{4} (d_i - y)$$

Adotando: $d := 12 \text{ mm}$

$$A_i := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$$

$$b := 15 \text{ cm}$$

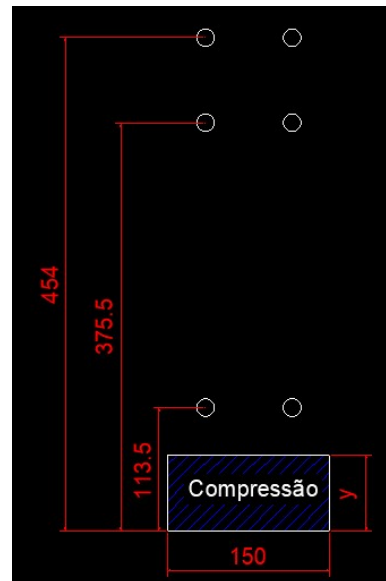
$$d_2 := 37.55 \text{ cm}$$

$$d_1 := 11.35 \text{ cm}$$

$$d_3 := 45.4 \text{ cm}$$

Assim:

$$\frac{b \cdot y^2}{2} = 2 \cdot A_i \cdot (d_1 - y) + 2 \cdot A_i \cdot (d_2 - y) + 2 \cdot A_i \cdot (d_3 - y)$$



Resolvendo: $y := 4.89 \text{ cm}$

Momento de inércia da seção:

$$I := \frac{b \cdot y^3}{3} + 2 \cdot A_i \cdot (d_1 - y)^2 + 2 \cdot A_i \cdot (d_2 - y)^2 + 2 \cdot A_i \cdot (d_3 - y)^2 = 6803.799 \text{ cm}^4$$

$$A := 6 \cdot A_i + y \cdot b = 80.136 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{I}{d_i} \quad \sigma_i = \frac{M_{s.d}}{W} - \frac{N_{s.d}}{A} \quad \sigma_i = \frac{M_{s.d} \cdot d_i}{I} - \frac{N_{s.d}}{A}$$

Esforço de tração em cada linha de parafusos:

$$\sigma_1 := \frac{M_{s.d} \cdot (d_1 - y)}{I} - \frac{N_{s.d}}{A} = 7.55 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad T_1 := \sigma_1 \cdot A_i = 8.539 \text{ kN}$$

$$\sigma_2 := \frac{M_{s.d} \cdot (d_2 - y)}{I} - \frac{N_{s.d}}{A} = 39.479 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad T_2 := \sigma_2 \cdot A_i = 44.65 \text{ kN}$$

$$\sigma_3 := \frac{M_{s.d} \cdot (d_3 - y)}{I} - \frac{N_{s.d}}{A} = 49.046 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad T_3 := \sigma_3 \cdot A_i = 55.47 \text{ kN}$$

Resistência dos parafusos a tração e cortante combinados:

Parafuso adotado: ASTM A325 de 12mm. $f_u := 72.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $d := 1.2 \text{ cm}$
 $\gamma_{a2} := 1.35$ $A_b := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 1.131 \text{ cm}^2$

Esforço de tração resistente:

$$N_{t.Rd} := \frac{0.75 \cdot A_b \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 45.553 \text{ kN}$$

$$T_3 > N_{t.Rd} \quad \text{NÃO OK!}$$

Adotando: $d := 1.6 \text{ cm}$

$$A_i := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

Assim:

$$\frac{b \cdot y^2}{2} = 2 \cdot A_i \cdot (d_1 - y) + 2 \cdot A_i \cdot (d_2 - y) + 2 \cdot A_i \cdot (d_3 - y)$$

Resolvendo: $y := 6.34 \text{ cm}$

Momento de inércia da seção:

$$I := \frac{b \cdot y^3}{3} + 2 \cdot A_i \cdot (d_1 - y)^2 + 2 \cdot A_i \cdot (d_2 - y)^2 + 2 \cdot A_i \cdot (d_3 - y)^2 = 11427.216 \text{ cm}^4$$

$$A := 6 \cdot A_i + y \cdot b = 107.164 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{I}{d_i} \quad \sigma_i = \frac{M_{s.d}}{W} - \frac{N_{s.d}}{A} \quad \sigma_i = \frac{M_{s.d} \cdot d_i}{I} - \frac{N_{s.d}}{A}$$

Esforço de tração em cada linha de parafusos:

$$\sigma_1 := \frac{M_{s.d} \cdot (d_1 - y)}{I} - \frac{N_{s.d}}{A} = 3.394 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad T_1 := \sigma_1 \cdot A_i = 6.824 \text{ kN}$$

$$\sigma_2 := \frac{M_{s.d} \cdot (d_2 - y)}{I} - \frac{N_{s.d}}{A} = 22.405 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad T_2 := \sigma_2 \cdot A_i = 45.048 \text{ kN}$$

$$\sigma_3 := \frac{M_{s.d} \cdot (d_3 - y)}{I} - \frac{N_{s.d}}{A} = 28.101 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad T_3 := \sigma_3 \cdot A_i = 56.5 \text{ kN}$$

Resistência dos parafusos a tração e cortante combinados:

Parafuso adotado: ASTM A325 de 16mm. $f_u := 72.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $d := 1.6 \text{ cm}$

$$\gamma_{a2} := 1.35 \quad A_b := \frac{\pi \cdot d^2}{4} = 2.011 \text{ cm}^2$$

Esforço de tração resistente:

$$N_{t.Rd} := \frac{0.75 \cdot A_b \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 80.983 \text{ kN}$$

$$T_3 \leq N_{t.Rd} \quad \text{OK!}$$

Esforço cortante resistente:

$$V_{Rd} := \frac{0.4 \cdot A_b \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 43.191 \text{ kN} \quad n_p := 8 \quad V_{sd} := \frac{V_{s.d}}{n_p} = 3.538 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

Esforços combinados:

$$\left(\frac{T_3}{N_{t.Rd}}\right)^2 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{Rd}}\right)^2 = 0.493 \quad 0.493 \leq 1.0 \quad \text{OK!}$$

Utilizar oito parafusos ASTM A325 de 16mm (5/8").

4.12.4 Chapa de extremidade

Esforços:

$$M_{s.d} := 8291.62 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad V_{s.d} := 28.30 \text{ kN} \quad N_{s.d} := 25.84 \text{ kN} \\ \text{(Compressão).}$$

Geometria:

MR 250:

$$b := 15 \text{ cm} \quad h := 48.9 \text{ cm} \quad f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 5978.025 \text{ cm}^3$$

$$A := b \cdot h = 733.5 \text{ cm}^2$$

Tensões atuantes:

$$\sigma_c := \frac{M_{s.d}}{W} + \frac{N_{s.d}}{A} = 1.422 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t := \frac{M_{s.d}}{W} - \frac{N_{s.d}}{A} = 1.352 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

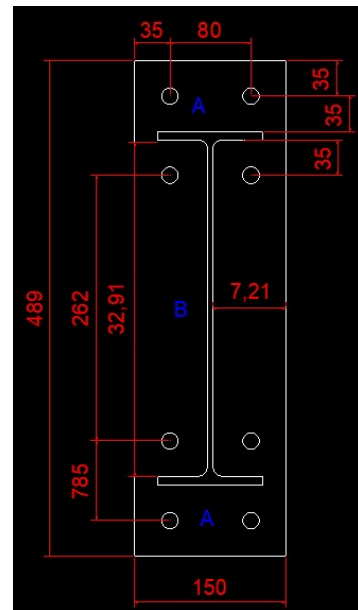
4.12.4.1 Região A

$$f := 7 \text{ cm}$$

$$M_{ch} := \frac{\sigma_c \cdot f^2}{2} = 34.845 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

Espessura da chapa na região A: $t_A := 2.10 \cdot \sqrt{\frac{M_{ch}}{f_y}} = 24.792 \text{ mm}$

Adotar: $t_A := 25 \text{ mm}$



4.12.4.2 Região B

$$f := 7.21 \text{ cm}$$

Distância do início da alma até a linha neutra, na região comprimida:

$$x := \frac{(7 \text{ cm} + 32.91 \text{ cm}) \cdot \sigma_c - 7 \text{ cm} \cdot \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} = 17.051 \text{ cm}$$

Determinação da tensão de compressão no início da região da alma:

$$\sigma := \frac{x \cdot \sigma_c}{7 \text{ cm} + x} = 1.008 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad M_{ch} := \frac{\sigma \cdot f^2}{2} = 26.208 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

Espessura da chapa na região B:

$$t_B := 2.10 \cdot \sqrt{\frac{M_{ch}}{f_y}} = 21.501 \text{ mm} \quad t_B < t_A \quad \text{Adotar:} \quad t_B := t_A = 25 \text{ mm}$$

Espessura da chapa de ligação: #25mm (1")

4.12.4.3 Resistência à flexão da chapa de extremidade

$$e_1 := 80 \text{ mm}$$

$$b := 35 \text{ mm}$$

$$e_2 := 35 \text{ mm}$$

$$b' := b - \frac{d}{2} = 27 \text{ mm}$$

$$p := e_2 + \frac{e_1}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$a = 35 \text{ mm} \leq 1.25 \cdot b = 43.75 \text{ mm}$$

$$d' := d + 0.2 \text{ cm} = 1.8 \text{ cm}$$

$$a := 35 \text{ mm}$$

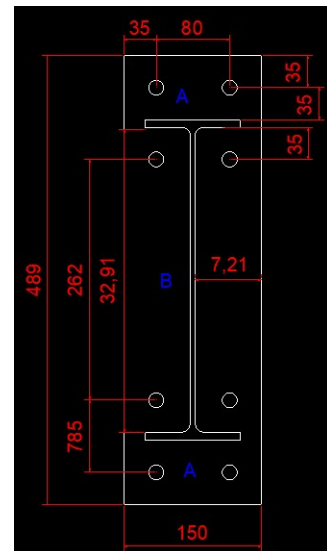
$$T_3 = 56.5 \text{ kN}$$

$$a' := a + \frac{d}{2} = 43 \text{ mm}$$

$$t := 32 \text{ mm}$$

$$\frac{T_3 \cdot b' - \frac{p \cdot t^2 \cdot f_y}{5.33}}{\left(\frac{p - d'}{p}\right) \cdot \left(\frac{p \cdot t^2 \cdot f_y}{5.33}\right)} = -0.759 \quad -0.759 < 0$$

OK! Não apresenta efeito alavanca.



4.12.5 Verificação da mesa do pilar

Verificação da necessidade de enrijecedores:

Mesa tracionada:

$$t_f := 1.07 \text{ cm} \quad f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{a1} := 1.1$$

Esforço resistente:

$$F_{Rd} := \frac{6.25 \cdot t_f^2 \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 224.426 \text{ kN}$$

Esforço solicitante (simplificado, com 4 parafusos):

$$F_{Sd} := 4 \cdot T_3 = 226.001 \text{ kN}$$

$$F_{Sd} > F_{Rd} \quad \text{Necessário enrijecedores.}$$

Regra prática: adotar a mesma espessura da mesa da viga para os enrijecedores: #8.5mm.

Utilizar enrijecedores MR 250 de 8.5mm.

Mesa comprimida:

Esforço resistente:

$$k := 2 \cdot t_f = 2.14 \text{ cm} \quad l := y = 6.34 \text{ cm} \quad t_w := 1.05 \text{ cm}$$

$$F_{Rd} := \frac{1.1 \cdot (5 \cdot k + l) \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 617.274 \text{ kN}$$

Esforço atuante:

$$b := 15 \text{ cm} \quad F_{Sd} := \frac{M_{s,d} \cdot y}{I} \cdot \frac{b \cdot y}{2} = 218.745 \text{ kN}$$

$$F_{Sd} < F_{Rd} \quad \text{OK! Não é necessário enrijecedor.}$$

4.13 Ligação viga-viga (cumeeira) - rígida

Perfil: W360x32.9

Ligação com chapa de cabeça.

Esforços na cumeeira:

$$M_{s,d} := 4793.445 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad V_{s,d} := 2.26 \text{ kN} \quad N_{s,d} := 22.79 \text{ kN} \\ \text{(Compressão).}$$

4.13.1 Chapa de ligação

Geometria:

$$b := 12.7 \text{ cm} \quad h := 48.9 \text{ cm} \quad \text{MR 250:} \quad f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

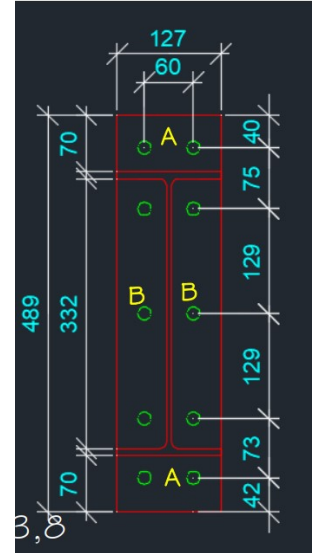
$$W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 5061.395 \text{ cm}^3$$

$$A := b \cdot h = 621.03 \text{ cm}^2$$

Tensões atuantes:

$$\sigma_c := \frac{M_{s.d}}{W} + \frac{N_{s.d}}{A} = 0.984 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_t := \frac{M_{s.d}}{W} - \frac{N_{s.d}}{A} = 0.91 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$



4.13.1.1 Região A

- Sem erijecedores

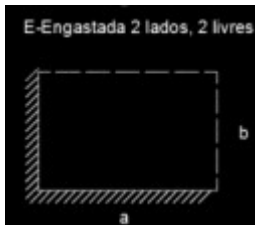
$$f := 7 \text{ cm} \quad M_{ch} := \frac{\sigma_c \cdot f^2}{2} = 24.102 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

$$\text{Espessura da chapa na região A:} \quad t_A := 2.10 \cdot \sqrt{\frac{M_{ch}}{f_y}} = 20.619 \text{ mm}$$

$$\text{Adotar:} \quad t_A := 25 \text{ mm}$$

- Com um erijecedor

$$a := \frac{b}{2} = 6.35 \text{ cm} \quad b := 7 \text{ cm} \quad \frac{a}{b} = 0.907$$



Vinculação E

a/b	0,125	0,25	0,375	0,5	0,75	1
β	0,05	0,19	0,4	0,63	1,25	1,8

Interpolando:

$$\frac{1 - 0.75}{1.8 - 1.25} = \frac{0.907 - 0.75}{\beta - 1.25} \quad \beta := 1.59$$

Espessura da chapa:

$$\sigma_c = 0.984 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad b = 7 \text{ cm} \quad \gamma_{a2} := 1.35$$

$$t_A := b \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot \sigma_c}{\gamma_{a2} \cdot f_y}} = 15.07 \text{ mm} \quad t_A := 16 \text{ mm}$$

Cálculo do enrijecedor:

$$h := 100 \text{ mm} \quad b := 127 \text{ mm} \quad f := 7 \text{ cm}$$

$$M_{ch} := \frac{\sigma_c \cdot b \cdot f^2}{2} = 306.096 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

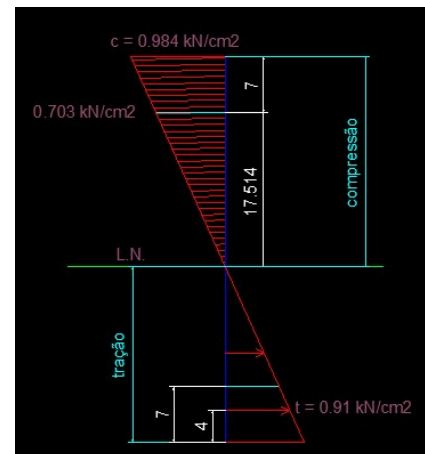
$$t_e := \frac{6.6 \cdot M_{ch}}{h^2 \cdot f_y} = 8.081 \text{ mm} \quad t_e := 9.53 \text{ mm}$$

4.13.1.2 Região B

- Sem erijecedores

Distância do início da alma até a linha neutra, na região comprimida:

$$x := \frac{(7 \text{ cm} + 33.2 \text{ cm}) \cdot \sigma_c - 7 \text{ cm} \cdot \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} = 17.514 \text{ cm}$$



Determinação da tenção de compressão no início da região da alma:

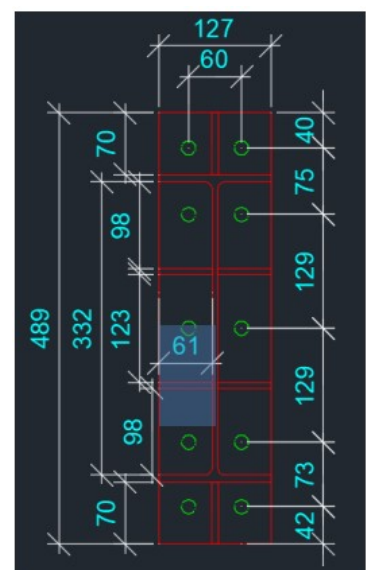
$$f := 6.1 \text{ cm}$$

$$\sigma := \frac{x \cdot \sigma_c}{7 \text{ cm} + x} = 0.703 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad M_{ch} := \frac{\sigma \cdot f^2}{2} = 13.077 \frac{\text{kN} \cdot \text{cm}}{\text{cm}}$$

Espessura da chapa na região B:

$$t_B := 2.10 \cdot \sqrt{\frac{M_{ch}}{f_y}} = 15.188 \text{ mm} \quad t_B := 16 \text{ mm}$$

Adotar: $t_B := t_A = 16 \text{ mm}$



Espessura da chapa de ligação: #16mm (5/8")
Utilizar um enrijecedor na região A: #9.53mm(3/8")

4.13.2 Verificação dos parafusos

$$\text{ASTM A325: } f_{ub} := 72.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Número de parafusos: } n_p := 10$$

$$\text{Área da região tracionada: } A_t := 7 \text{ cm} \cdot 6.1 \text{ cm}$$

Força normal no parafuso na área da região mais solicitada a tração:

$$T := \sigma_t \cdot A_t = 38.873 \text{ kN}$$

Força cortante por parafuso:

$$V := \frac{V_{s.d}}{n_p} = 0.226 \text{ kN}$$

Diâmetro necessário:

$$d := \sqrt{1.27 \cdot \sqrt{\frac{11.39 \cdot V^2 + 3.24 \cdot T^2}{f_{ub}^2}}} = 11.071 \text{ mm}$$

$$d := 12.5 \text{ mm}$$

Utilizar dez parafusos ASTM A325 de 12.5mm (1/2")

4.14 Ligação viga-pilar (fechamentos) - flexível

Cantoneira L 88,9x6.35

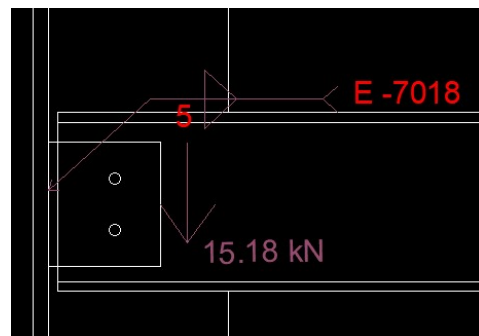
$$t := 6.35 \text{ mm}$$

Esforços:

$$V_{s.d} := 15.18 \text{ kN}$$

4.14.1 Verificação dos parafusos

$$\text{ASTM A325 } f_u := 72.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{a2} := 1.35$$



Esforço cortante por parafuso:

$$V_{Sd} := \frac{V_{s.d}}{2} = 7.59 \text{ kN}$$

Esforço resistente:

$$V_{Rd} = \frac{0.4 \cdot A_p \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{0.4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right) \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

Diâmetro necessário:

Para: $V_{Rd} := V_{Sd}$

$$d := \sqrt{\frac{\gamma_{a2} \cdot V_{Rd} \cdot 4}{0.4 \cdot \pi \cdot f_u}} = 6.707 \text{ mm}$$

$$d := 9.0 \text{ mm}$$

Utilizar dois parafusos ASTM A325 de 9mm. (3/8").

4.14.2 Verificação da pressão de contato nos furos da chapa

MR 250: $f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

- Entre dois furos adjacentes:

$$l_f := 6 \text{ cm}$$

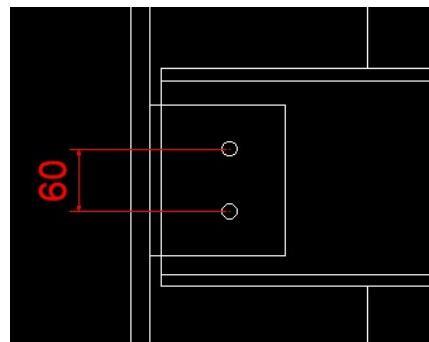
$$F_{c.Rd} := \frac{1.2 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 135.467 \text{ kN}$$

$$F_{c.Rd} := \frac{2.4 \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 40.64 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 7.59 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$

$$V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$



- Entre um furo e a borda:

$$l_f := 2.5 \text{ cm}$$

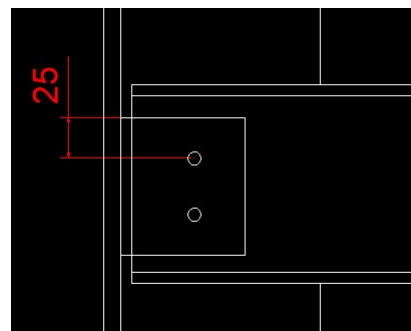
$$F_{c.Rd} := \frac{1.2 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 56.444 \text{ kN}$$

$$F_{c.Rd} := \frac{2.4 \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 40.64 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 7.59 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$

$$V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$



4.14.3 Verificação da pressão de contato na alma da viga

$$t_w := 5.8 \text{ mm} \quad \text{ASTM A572 Gr.50:} \quad f_u := 45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- Entre dois furos adjacentes:

$$V_{Sd} = 7.59 \text{ kN}$$

$$l_f := 6 \text{ cm} \quad F_{c.Rd} := \frac{1.2 \cdot l_f \cdot t_w \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 139.2 \text{ kN} \quad V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$

$$F_{c.Rd} := \frac{2.4 \cdot d \cdot t_w \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 41.76 \text{ kN} \quad V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$

- Entre um furo e a borda:

$$V_{Sd} = 7.59 \text{ kN}$$

$$l_f := 6 \text{ cm} \quad F_{c.Rd} := \frac{1.2 \cdot l_f \cdot t_w \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 139.2 \text{ kN} \quad V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$

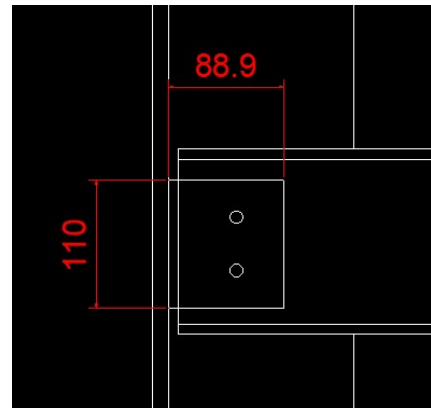
$$F_{c.Rd} := \frac{2.4 \cdot d \cdot t_w \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 41.76 \text{ kN} \quad V_{Sd} < F_{c.Rd} \quad \text{OK!}$$

4.14.4 Verificação do colapso por rasgamento da chapa

$$\text{MR 250: } f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{ts} := 1.0 \quad h_c := 11 \text{ cm} \quad L_c := 88.9 \text{ cm}$$

$$n_f := 2.0 \quad d := 0.9 \text{ cm} \quad t := 0.635 \text{ cm}$$



$$\text{Área líquida ao cisalhamento: } A_{nv} := (h_c - n_f \cdot (d + 0.15 \text{ cm} + 0.2 \text{ cm})) \cdot t = 5.398 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área líquida a tração: } A_{nt} := \left(\frac{L_c}{2} - 0.5 \cdot (d + 0.15 \text{ cm} + 0.2 \text{ cm}) \right) \cdot t = 27.829 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área bruta: } A_{gv} := h_c \cdot t = 6.985 \text{ cm}^2$$

$$V_{s.d} := 14.77 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{a2}} = 920.515 \text{ kN} \quad V_{s.d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

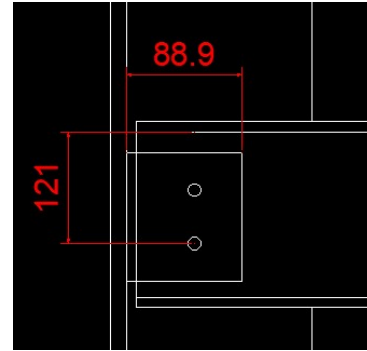
$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{a2}} = 902.17 \text{ kN} \quad V_{s.d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

4.14.5 Verificação do colapso por rasgamento da alma da viga

$$\text{ASTM A572 Gr.50: } f_u := 45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{ts} := 1.0 \quad h_c := 12.1 \text{ cm} \quad L_c := 88.9 \text{ cm}$$

$$n_f := 1.5 \quad d := 0.9 \text{ cm} \quad t_w := 5.8 \text{ mm}$$



$$\text{Área líquida ao cisalhamento: } A_{nv} := (h_c - n_f \cdot (d + 0.15 \text{ cm} + 0.2 \text{ cm})) \cdot t_w = 5.931 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área líquida a tração: } A_{nt} := \left(\left(\frac{L_c}{2} - 1 \text{ cm} \right) - 0.5 \cdot (d + 0.15 \text{ cm} + 0.2 \text{ cm}) \right) \cdot t_w = 24.839 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área bruta: } A_{gv} := h_c \cdot t_w = 7.018 \text{ cm}^2$$

$$V_{s,d} := 14.77 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot f_u \cdot A_{nv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{a2}} = 946.56 \text{ kN}$$

$$V_{s,d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot f_y \cdot A_{gv} + C_{ts} \cdot f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{a2}} = 935.559 \text{ kN}$$

$$V_{s,d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

4.14.6 Verificação do cisalhamento da chapa

$$\text{MR 250: } f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- escoamento da seção bruta:

$$A_{gv} := 5.44 \text{ cm}^2$$

$$V_{s,d} = 14.77 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{gv} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 74.182 \text{ kN}$$

$$V_{s,d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

- Ruptura da seção líquida:

$$A_{nv} := 3.84 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{nv} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 68.267 \text{ kN}$$

$$V_{s,d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

4.14.7 Verificação do cisalhamento da alma da viga

$$\text{ASTM A572 Gr.50: } f_u := 45 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 34.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

- escoamento da seção bruta:

$$d' := 11.9 \text{ cm} \quad A_{gv} := d' \cdot t_w = 6.902 \text{ cm}^2 \quad V_{s.d} = 14.77 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{gv} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 129.883 \text{ kN} \quad V_{s.d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

- Ruptura da seção líquida:

$$n_f := 2.0 \quad A_{nv} := (d' - n_f \cdot (d + 0.15 \text{ cm} + 0.2 \text{ cm})) \cdot t_w = 5.452 \text{ cm}^2$$

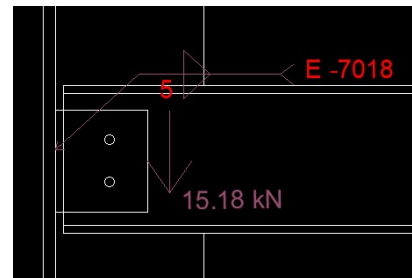
$$V_{Rd} := \frac{0.6 \cdot A_{nv} \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 109.04 \text{ kN} \quad V_{s.d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

4.14.8 Verificação da solda na chapa

Filete de 5mm com eletrodo E-7018

$$f_w := 49.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad h_c := 8.9 \text{ cm} \quad d_w := 0.5 \text{ cm}$$

$$A_w := 0.707 \cdot d_w \cdot h_c = 3.146 \text{ cm}^2$$



- Resistência ao cisalhamento:

$$V_{s.d} = 14.77 \text{ kN}$$
$$V_{Rd} := \frac{2 \cdot 0.6 \cdot A_w \cdot f_w}{\gamma_{a2}} = 138.431 \text{ kN} \quad V_{s.d} < V_{Rd} \quad \text{OK!}$$

4.15 Suporte das terças de cobertura - rígida

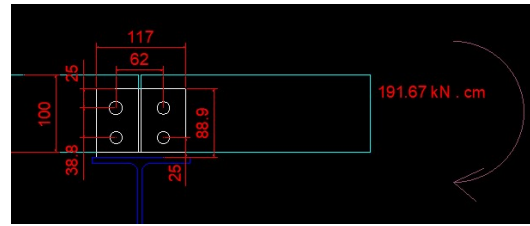
Esforços:

Terças: Ue 100x50x17x3.0

$$M_{s.d} := 191.67 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad V_{s.d} := 2.98 \text{ kN}$$

Esforço cortante por parafuso:

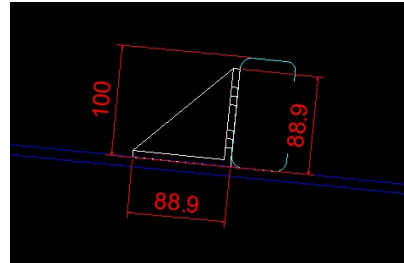
$$n_p := 2 \quad V_{Sd} := \frac{V_{s.d}}{n_p} = 1.49 \text{ kN}$$



Esforço cortante devido o momento fletor, por parafuso:

$$d_p := 3.88 \text{ cm} \quad M_{s.d} = d_p \cdot V_{s.m}$$

$$V_{s.m} := \frac{M_{s.d}}{d_p} = 49.399 \text{ kN}$$



Esforço cortante total por parafuso: $V_{Sd} := \sqrt{V_{Sd}^2 + V_{s.m}^2} = 49.422 \text{ kN}$

4.15.1 Verificação dos parafusos

ASTM A325 $f_u := 72.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Esforço cortante por parafuso:

$$V_{Sd} = 49.422 \text{ kN}$$

Esforço resistente:

$$V_{Rd} = \frac{0.4 \cdot A_p \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{0.4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right) \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

Diâmetro necessário:

Para: $V_{Rd} := V_{Sd}$

$$d := \sqrt{\frac{\gamma_{a2} \cdot V_{Rd} \cdot 4}{0.4 \cdot \pi \cdot f_u}} = 17.115 \text{ mm}$$

$$d := 18 \text{ mm}$$

Utilizar dois parafusos ASTM A325 de 18mm (11/16").

Direção da força nos parafusos:

$$V_{Sd} := 1.49 \text{ kN} \quad \theta := \text{atan} \left(\frac{V_{Sd}}{V_{s.m}} \right) = 1.728^\circ \quad \hat{\text{Ângulo pequeno, adota-se}} \quad \theta := 0^\circ$$

4.15.2 Verificação da pressão de contato nos furos da terça

Força resistente ao esmagamento:

Aço CF-26: $f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $t := 0.3 \text{ cm}$ $d := 1.6 \text{ cm}$

$\gamma := 1.55$ $\alpha_e := \frac{(0.183 \cdot t + 1.53 \text{ mm})}{1 \text{ mm}} = 2.079$

$F_{Rd} := \frac{\alpha_e \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma} = 25.753 \text{ kN}$ $V_{Sd} := 49.422 \text{ kN}$
 $V_{Sd} > F_{Rd}$ NÃO OK! É necessário adotar chapa de reforço.

Chapa de reforço:

Largura da barra chapa: $l_{ch} := 3 \cdot d = 48 \text{ mm}$ Adotar de 2": $l_{ch} := 50.8 \text{ mm}$

Força resistente de contato da chapa grossa:

Aço MR 250: $f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $F_{Rd} = \frac{1.5 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{3 \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$

$\gamma_{a2} := 1.35$ $l_f := \left(\frac{l_{ch}}{2} - \frac{d}{2} - 0.15 \text{ cm} \right) = 1.59 \text{ cm}$

Espessura da chapa: Para: $F_{Rd} := V_{Sd} = 49.422 \text{ kN}$

$t := \frac{F_{Rd} \cdot \gamma_{a2}}{1.5 \cdot l_f \cdot f_u} = 6.994 \text{ mm}$ $t := 7.94 \text{ mm}$

Força resistente para essa espessura:

$F_{Rd} := \frac{1.5 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 56.109 \text{ kN}$

Força limitante:

$F_{Rd.1} := \frac{3 \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} = 112.924 \text{ kN}$

$F_{Rd} := \min(F_{Rd}, F_{Rd.1}) = 56.109 \text{ kN}$ $V_{Sd} = 49.422 \text{ kN}$ $V_{Sd} < F_{Rd}$ OK!

Adotar chapa de reforço de 50.8mmx7.94mm (2"x5/16").

4.15.3 Cálculo da solda na chapa de reforço

Força resistente:

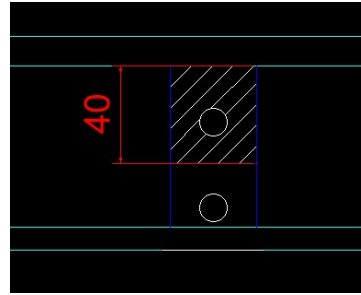
$$F_{w.Rd} = \frac{0.6 \cdot d_w \cdot 2 \cdot L \cdot f_w}{\gamma_{a2}}$$

Para: $F_{w.Rd} := V_{Sd} = 49.422 \text{ kN}$

Considerando 80mm de chapa, tem-se um largura de influência de 40mm

$$L := 4 \text{ cm}$$

Para eletrodo E-7018: $f_w := 48.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

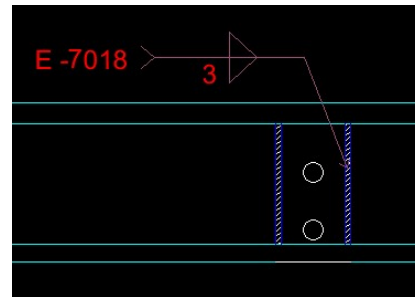


"Perna" do filete de solda:

$$d_w := \frac{F_{w.Rd} \cdot \gamma_{a2}}{0.6 \cdot 2 \cdot L \cdot f_w} = 2.866 \text{ mm}$$

$$d_w := 3.0 \text{ mm}$$

Adotar filetes de 3mm de cada lado.



4.15.4 Verificação da pressão de contato nos furos do suporte

Suporte: L 88.9x88.9x6.35

Força resistente ao esmagamento:

Aço MR 250: $f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$$t := 0.635 \text{ cm}$$

$$d := 1.6 \text{ cm}$$

$$\gamma := 1.55$$

$$\alpha_e := \frac{(0.183 \cdot t + 1.53 \text{ mm})}{1 \text{ mm}} = 2.692$$

$$F_{Rd} := \frac{\alpha_e \cdot d \cdot t \cdot f_u}{\gamma} = 70.584 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 49.422 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} < F_{Rd} \quad \text{OK!}$$

4.15.5 Tensão na interface entre chapas devido o momento fletor (horizontal)

$$b := 8.89 \text{ cm}$$

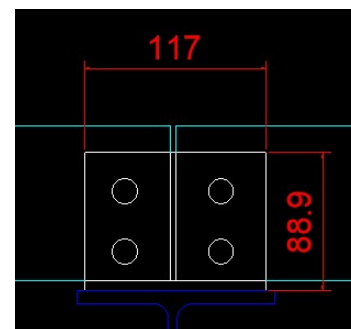
$$h := 11.7 \text{ cm}$$

$$W := \frac{b \cdot h^2}{6} = 202.825 \text{ cm}^3$$

$$M_{s,d} = 191.67 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_c := \frac{M_{s,d}}{W} = 0.945 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

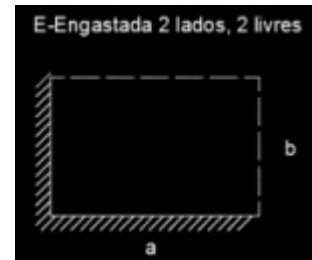


Espessura necessária:

Suporte com enrijecedor central: vinculação E.

$$a := b = 8.89 \text{ cm}$$

$$b := \frac{h}{2} = 5.85 \text{ cm} \quad \frac{a}{b} = 1.52$$



Interpolando:

$$\frac{1.6 - 1.4}{0.52 - 0.45} = \frac{1.52 - 1.4}{\beta - 0.45}$$

Vinculação E							
a/b	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	3
β	0,29	0,38	0,45	0,52	0,57	0,61	0,71

$$\beta := 0.492$$

$$t_1 := b \cdot \sqrt{\frac{\beta \cdot \sigma_c}{\gamma_{a2} \cdot f_y}} = 6.866 \text{ mm} \quad t := 6.35 \text{ mm}$$

$$t < t_1 \quad \text{NÃO OK!}$$

$$t := 7.94 \text{ mm}$$

4.15.6 Tensão máxima na aba de suporte devido o momento fletor (vertical)

$$b := 8.89 \text{ cm} \quad M_{s,d} = 191.67 \text{ kN} \cdot \text{cm} \quad f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad \gamma_{a1} := 1.1$$

$$W = \frac{b^2 \cdot t_2}{6} \quad \sigma = \frac{M_{s,d}}{W} \quad \sigma = \frac{6 \cdot M_{s,d}}{b^2 \cdot t_2}$$

Tensão máxima admissível:

$$\sigma_{máx} := \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = 22.727 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Para: $\sigma := \sigma_{máx}$

$$\text{Espessura necessária:} \quad t_2 := \frac{6 \cdot M_{s,d}}{b^2 \cdot \sigma} = 6.403 \text{ mm} \quad t := 7.94 \text{ mm}$$

$$t > t_2 \quad \text{OK!}$$

Utilizar L 88.9x88.9x7.94 (4"x4"x5/16")

4.15.7 Cálculo da espessura do enrijecedor

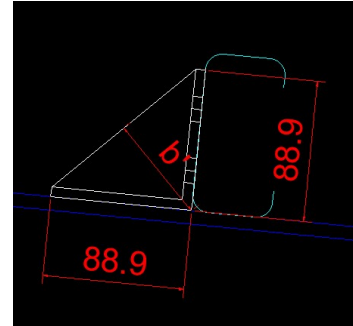
Como o enrijecedor encontra-se na linha neutra do suporte, não sofrerá flexão significativa, sendo adotado como chapa compacta:

$$\frac{b'}{t} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad E := 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$b := 8.89 \text{ cm}$$

$$t := \frac{0.707 \cdot b}{0.56} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} = 3.968 \text{ mm}$$

$$t := 4.76 \text{ mm}$$



Utilizar chapa de 4.76mm (3/16").

4.15.8 Cálculo da solda na face inferior do suporte

Inércia formada pelas passes de solda:

$$b := 8.89 \text{ cm} \quad t := 7.94 \text{ mm} \quad h = 11.7 \text{ cm}$$

$$f_w := 48.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad d_w := 5 \text{ mm} \quad d := \frac{h}{2} + \frac{d_w}{2} = 6.1 \text{ cm}$$

Menor espessura do metal-base na junta mm	Tamanho mínimo da perna da solda de filete, d_w^a mm
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8

^a Executadas somente com um passe.

$$A := b \cdot d_w = 4.445 \text{ cm}^2$$

$$I_w := 2 \left(b \cdot \frac{d_w^3}{12} + A \cdot d^2 \right) = 330.982 \text{ cm}^4$$

Força resistente:

Sendo:

$$F_{w.Rd} = \frac{0.6 \cdot 0.707 \cdot A_w \cdot f_w}{\gamma_{a1}} \quad \frac{F_{w.Rd}}{A_w} = \sigma_{w.Rd} = \frac{0.6 \cdot 0.707 \cdot f_w}{\gamma_{a1}}$$

Tensão resistente:

$$\sigma_{w.Rd} := \frac{0.6 \cdot 0.707 \cdot f_w}{\gamma_{a1}} = 18.703 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão atuante:

$$y := d = 6.1 \text{ cm}$$

$$\sigma_{Sd} := \frac{M_{s.d} \cdot y}{I_w} = 3.532 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{Sd} < \sigma_{w.Rd} \quad \text{OK!}$$

Utilizar filete de 5mm nas laterais do suporte.

4.16 Contraventamento de parede - chapa Gousset

Esforços: $V_{s,d} := 12.7 \text{ kN}$
(Tração).

Perfil: L 100x4.25 - Aço CF26

$$V_{s,d} \geq 45 \text{ kN} \quad V_{s,d} := 45 \text{ kN}$$

4.16.1 Diâmetro dos parafusos

ASTM A-325 $f_{yb} := 56 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $f_{ub} := 72.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $\gamma_{a2} := 1.35$

Esforço resistente: $V_{Rd} = \frac{0.4 \cdot A_b \cdot f_{ub}}{\gamma_{a2}}$ $A_b = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$

Para dois parafusos: $V_{Rd} := \frac{V_{s,d}}{2} = 22.5 \text{ kN}$

Diâmetro necessário:

$$d := \sqrt{\frac{4 \cdot V_{Rd} \cdot \gamma_{a2}}{0.4 \cdot \pi \cdot f_{ub}}} = 11.548 \text{ mm}$$

$$d := 12.7 \text{ mm}$$

Utilizar dois parafusos de 12,7mm (1/2").

4.16.2 Verificação da chapa de ligação

MR 250 $f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $f_u := 40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{3}{5}\right) = 30.964^\circ$$

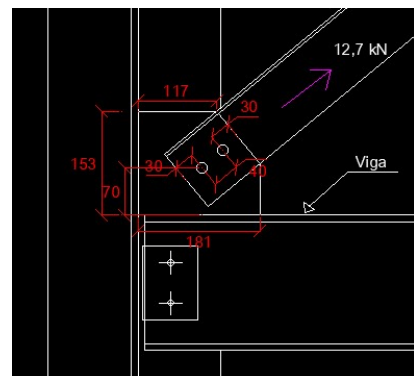
Esforços atuantes.

$$F_H := V_{s,d} \cdot \cos(\theta) = 38.587 \text{ kN}$$

$$F_V := V_{s,d} \cdot \sin(\theta) = 23.152 \text{ kN}$$

$$d_{ch} := 7.0 \text{ cm}$$

$$M_{sd} := F_H \cdot d_{ch} = 270.11 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$



- Espessura da chapa em função do momento fletor:

$$\sigma_t = \frac{M_{sd}}{W} + \frac{F_H}{A} \quad W = \frac{t \cdot B^2}{6} \quad A = B \cdot t$$

Para: $\sigma_t = \sigma_{m\acute{a}x} = \frac{f_y}{\gamma_{a1}}$

$$\frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{6 \cdot M_{sd}}{t \cdot B^2} + \frac{F_H}{B \cdot t} \quad \frac{f_y}{\gamma_{a1}} = \left(\frac{6 \cdot M_{sd}}{B^2} + \frac{F_H}{B} \right) \cdot \frac{1}{t} \quad t = \left(\frac{6 \cdot M_{sd}}{B^2} + \frac{F_H}{B} \right) \cdot \frac{\gamma_{a1}}{f_y}$$

Espessura necessária: $\gamma_{a1} := 1.1$ $B := 18.1 \text{ cm}$

$$t := \left(\frac{6 \cdot M_{sd}}{B^2} + \frac{F_H}{B} \right) \cdot \frac{\gamma_{a1}}{f_y} = 3.115 \text{ mm}$$

- Espessura da chapa em funao da resistência ao esforço cortante:

Esforço solicitante: $V_{s.d} = 45 \text{ kN}$

Esforço resistente: $V_{Rd} = \frac{0.6 \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0.6 \cdot B \cdot t \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad t = \frac{V_{Rd} \cdot \gamma_{a1}}{0.6 \cdot B \cdot f_y}$

Para: $V_{Rd} := V_{s.d} = 45 \text{ kN}$

Espessura necessária: $t := \frac{V_{Rd} \cdot \gamma_{a1}}{0.6 \cdot B \cdot f_y} = 1.823 \text{ mm}$

- Espessura da chapa em funao da pressão de contato no furo:

Esforço solicitante: $V_{s.d} := \frac{V_{s.d}}{2} = 22.5 \text{ kN}$

Esforço resistente: $F_{Rd} = \frac{1.5 \cdot l_f \cdot t \cdot f_u}{\gamma_{a2}} \quad t = \frac{F_{Rd} \cdot \gamma_{a2}}{1.5 \cdot l_f \cdot f_u}$

Para: $F_{Rd} := V_{s.d} = 22.5 \text{ kN}$

Espessura necessária:

$f := 3 \text{ cm}$ $l_f := f - \frac{d + 1.5 \text{ cm} + 0.2 \text{ cm}}{2} = 1.515 \text{ cm}$

$$t := \frac{F_{Rd} \cdot \gamma_{a2}}{1.5 \cdot l_f \cdot f_u} = 3.342 \text{ mm}$$

Adota-se a maior espessura dentre as três: $t := 3.342 \text{ mm}$

- Resistência a compressão:

Carga crítica de flambagem:

Vinculação: engastado - livre: $k := 2.0$ $L_y := 7.0 \text{ cm}$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k \cdot L_y)^2} \quad I_y = \frac{B \cdot t^3}{12} \quad \Rightarrow \quad N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot B \cdot t^3}{12 \cdot (k \cdot L_y)^2}$$

$$N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot B \cdot t^3}{12 \cdot (k \cdot L_y)^2} = 56.701 \text{ kN}$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$A_g := B \cdot t = 6.049 \text{ cm}^2 \quad \lambda_0 := \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_e}} = 1.633$$

Fator de redução associado a resistência à compressão:

$$\lambda_0 > 1.5 \quad X := \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0.329$$

Tensão resistente:

$$\sigma_c := \frac{X \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 7.473 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão atuante:

$$t := 3.342 \text{ mm} \quad W := \frac{B^2 \cdot t}{6} = 18.248 \text{ cm}^3 \quad A := B \cdot t = 6.049 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{atuante} := \frac{M_{sd}}{W} - \frac{F_V}{A} = 10.975 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{atuante} < \sigma_c \quad \text{NÃO OK!}$$

Adotar: $t := 4.76 \text{ mm}$

- Resistência a compressão:

Carga crítica de flambagem:

Vinculação: engastado - livre: $k := 2.0$ $L_y := 7.0 \text{ cm}$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(k \cdot L_y)^2} \quad I_y = \frac{B \cdot t^3}{12} \quad \Rightarrow \quad N_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot B \cdot t^3}{12 \cdot (k \cdot L_y)^2}$$

$$N_e := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot B \cdot t^3}{12 \cdot (k \cdot L_y)^2} = 163.829 \text{ kN}$$

Índice de esbeltez reduzido:

$$A_g := B \cdot t = 8.616 \text{ cm}^2 \quad \lambda_0 := \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_e}} = 1.147$$

Fator de redução associado a resistência à compressão:

$$\lambda_0 < 1.5 \quad X := 0.658^{\lambda_0^2} = 0.577$$

Tensão resistente:

$$\sigma_c := \frac{X \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 13.109 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão atuante:

$$t := 4.76 \text{ mm} \quad W := \frac{B^2 \cdot t}{6} = 25.99 \text{ cm}^3 \quad A := B \cdot t = 8.616 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{atuante} := \frac{M_{sd}}{W} - \frac{F_V}{A} = 7.705 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{atuante} < \sigma_c \quad \text{OK!}$$

Adotar: $t := 4.76 \text{ mm}$

Utilizar chapa de 4.76mm (3/16").

4.16.3 Verificação da solda

Máxima força horizontal atuante no ponto mais extremo da solda:

$$B := 15.3 \text{ cm} \quad W := \frac{B^2 \cdot t}{6} = 18.571 \text{ cm}^3 \quad A := B \cdot t = 7.283 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t := \frac{M_{sd}}{W} + \frac{F_H}{A} = 19.843 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Para uma largura de 1cm:

$$F_h := \frac{\sigma_t \cdot t}{2} = 4.723 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Para a força vertical (para uma largura de 1cm): $B = 15.3 \text{ cm}$ $F_v := \frac{F_V}{2 \cdot B} = 0.757 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$

Força total atuante por cordão de solda para uma largura de 1cm:

$$F_R := \sqrt{F_h^2 + F_v^2} = 4.783 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Força resistente:

$$F_{w.Rd} = \frac{0.6 \cdot 0.707 \cdot d_w \cdot f_w}{\gamma_{a2}} \quad \Rightarrow \quad d_w = \frac{F_{w.Rd} \cdot \gamma_{a2}}{0.6 \cdot 0.707 \cdot d_w \cdot f_w}$$

Para: $F_{w.Rd} := F_R = 4.783 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$ Eletrodo E-7018: $f_w := 48.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$$d_w := \frac{F_{w.Rd} \cdot \gamma_{a2}}{0.6 \cdot 0.707 \cdot f_w} = 3.138 \text{ mm}$$

Adotar: $d_w := 3 \text{ mm}$

Utilizar filete de solda de 3 mm E-7018 em cada lado.

Verificação do metal base:

Aço MR 250: $f_y := 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Esforço resistente: $F_{Rd} = \frac{A_{mb} \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad A_{mb} = 2 \cdot d_w$

$$\gamma_{a1} := 1.1$$

$$F_{Rd} := \frac{2 \cdot d_w \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 13.636 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Esforço atuante:

$$F_{Sd} := F_R \cdot 2 = 9.566 \frac{\text{kN}}{\text{cm}} \quad F_{Sd} < F_{Rd} \quad \text{OK!}$$

4.17 Dimensionamento das calhas e dutos de queda

- Calha Lateral

$$A_{inf} = 10 \cdot 10 = 100 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} := 100 \text{ m}^2$$

$$A_{calha} = 2 \cdot A_{inf} = 200 \text{ cm}^2$$

$$A_{calha} := 200 \text{ cm}^2$$

Altura da lâmina de água:

Para $l := 250 \text{ mm}$ $h := \frac{A_{calha}}{l} = 80 \text{ mm}$

Inclinação: $i := 0.5\%$

Utilizar calha de 250 mm x 100 mm com comprimento de 10 m.

- Duto de queda

$$A_{duto} := 200 \text{ cm}^2$$

Sendo: $\frac{\pi \cdot d^2}{4} = A_{duto}$ $d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{duto}}{\pi}}$ $d := \sqrt{\frac{4 \cdot A_{duto}}{\pi}} = 159.577 \text{ mm}$

Diâmetro mínimo: $d := 200 \text{ mm}$

Utilizar duto de 200 mm a cada 10 m.

- Calha Central

$$A_{inf} = 2 \cdot 10 \cdot 10 = 200 \text{ m}^2$$

$$A_{inf} := 200 \text{ m}^2$$

$$A_{calha} = 2 \cdot A_{inf} = 400 \text{ cm}^2$$

$$A_{calha} := 400 \text{ cm}^2$$

Altura da lâmina de água:

Para $l := 354 \text{ mm}$ $h := \frac{A_{calha}}{l} = 112.994 \text{ mm}$

Inclinação: $i := 0.5\%$

Utilizar calha de 354 mm x 200 mm com comprimento de 10 m.

- Duto de queda

$$A_{duto} := 400 \text{ cm}^2$$

Sendo: $\frac{\pi \cdot d^2}{4} = A_{duto}$ $d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{duto}}{\pi}}$ $d := \sqrt{\frac{4 \cdot A_{duto}}{\pi}} = 225.676 \text{ mm}$

Diâmetro mínimo:

Utilizar duto de 250 mm a cada 10 m.

**APÊNDICE C - MEMORIAL DE CÁLCULO
DOS PRINCIPAIS PERFIS FORNECIDO PELO
*SCIA ENGINEER***

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo linear

Classe: ELU_C

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B6640

Filtro: Seção Transversal = CS32 - Ue100x50x17x3,00

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-14762:2010

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
B6640	0	Ue(NBRf)100x50x17x3,00

Seção:

Seção: Ue(NBRf)100x50x17x3,00



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm ²]	Fu[kN/cm ²]	E[kN/cm ²]	G[kN/cm ²]
A36	24.8	40	20000	7692

Esforços*				
Nó[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]
1.13	379	0	0.05	-2.87

Combinação: 1.25*LC1+1.25*LC2+1.50*LC3

Item 9.7 - Resistência à compressão

Item 9.7.4 - Verificação da esbeltez

λ_x	λ_y	Status
127	90.9	OK

Carga de flambagem elástica

Ne _x	Ne _y	Ne _z	Ne _{xz}	Ne _{yz}	Ne
78.4	154	147	59.4	0	59.4

Item 9.7.2 - Cálculo da esbeltez reduzida

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g \cdot f_y}{N_e}} = 1.64$$

Definição do fator de redução à flambagem global χ

$$\chi = \frac{0.877}{\lambda_0^2} = \frac{0.877}{1.64^2} = 0.327$$

Versão estudantil

Cálculo da largura efetiva

$$\sigma = \chi \cdot f_y = 0,327 \cdot 24,8 = 81 \text{ MPa}$$

Verificação do enrijecedor das mesas - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

caso a - compressão uniforme: $k = 0,43$

Enrijecedores - Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_p = \frac{\frac{dsg}{t}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0,011}{3 \cdot 10^{-3}}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{0,43 \cdot 200 \cdot 10^9}{81 \cdot 10^6}}} = 0,119$$

$$A_e = A_g = 6,43 \text{ cm}^2$$

$$d_{ef} = dsg = 0,011$$

Enrijecedor totalmente efetivo

Verificação da mesa - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 6

Seção 9.2.3 - Largura efetiva de elementos com bordas enrijecidas

Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_{p0} = \frac{\frac{bf}{t}}{0,623 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0,038}{3 \cdot 10^{-3}}}{0,623 \cdot \sqrt{\frac{200 \cdot 10^9}{81 \cdot 10^6}}} = 0,409$$

$$A_e = 6,43 \text{ cm}^2$$

O enrijecedor não é necessário

Verificação da alma - seção 9.2.2 Flambagem Local - tabela 5

caso a - compressão uniforme: $k = 4$

Seção 9.2.2.1:

Esbeltez reduzida:

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot E}{\sigma}}} = \frac{\frac{0,088}{3 \cdot 10^{-3}}}{0,95 \cdot \sqrt{\frac{4 \cdot 200 \cdot 10^9}{81 \cdot 10^6}}} = 0,311$$

$$b_{ef} = d = 88 \text{ mm}$$

Item 9.7.2 - Cálculo da esbelteza reduzida com a área efetiva

$$A_e = 5.43 \text{ cm}^2$$
$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_e \cdot f_y}{N_e}} = 1.64$$

Definição do fator de redução à flambagem global χ

$$\chi = \frac{0.877}{\lambda_0^2} = 0.327$$

Compressão resistente

$$N_{cRd} = \frac{\chi \cdot A_e \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = 43.4 \text{ kN}$$

Resultados de compressão

N_d (kN)	N_{Rd} (kN)	Verificação	Status
1.13	43.4	0.03	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A_f	J_f	I_{xf}	I_{yf}	I_{xyf}	x_0	y_0	h_x	C_{wf}
1.88	0.056	0.306	4.53	0.637	1.77	-0.192	-2.93	0

Versão estudantil

Versão estudantil

2 - Definição dos fatores

k_{ϕ}	$k_{\phi wg}$	$k_{\phi we}$	$k_{\phi fe}$	$k_{\phi fg}$	L_{cr}	L
0	0.05	9.89	14.3	0.23	31.1	31.1

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C4.2 b)

$$F_d = \frac{k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_{\phi}}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = 87 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$N_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot A \cdot f_y}{\gamma} = \frac{1 \cdot 6.43 \cdot 24.8}{1.2} = 133 \text{ kN}$$

λ_{dist}	χ_{dist}	N_d	N_{cRd}
0.534	1	-1.13	133

Verificação da flexão (X-X)

Item 9.8

Escoamento da seção efetiva

Item 9.8.2.1

1 - Verificação da flambagem local

Item 9.2

1.1 - Verificação dos enrijecedores

Enrijecedor totalmente efetivo!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Enrijecedor	-21.8	-16.4	0.75	0.53	0.5

1.2 - Verificação das mesas

Mesa totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Mesa	-24.8	-24.8	0	3.69	3.8

Verificação da redução do enrijecedor

verificação da redução de borda: Nenhuma redução é necessária

1.3 - Verificação da alma

Alma totalmente efetiva!

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	b_{ef}
Alma	-21.8	21.8	-1	24	8.8

$$W_{ef} = 19.2 \text{ cm}^3$$

$$MR_{d1} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{19.2 \cdot 10^{-6} \cdot 248 \cdot 10^6}{1.1} = 433 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

2 - Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2.2

Parâmetros de travamento lateral:

L_{bx}	L_{by}	L_{bz}	L_{bTop}	$L_{bBottom}$	Comprimento
500	167	167	167	167	500

$$h = 10 \text{ cm}$$

Parâmetros de cálculo:

C_b	M_e	W_c	λ_0	χ_{FLT}	$M_{Rd,FLT}$
1.76	1574	19.8	0.559	1	433

Resultados da flexão (X-X):

M_{dx}	M_{Rdx}	Verificação	Status
379	433	0.87	OK

Item 9.7.3 - Flambagem distorcional

1 - Propriedades geométricas da mesa

A_f	J_f	I_{xf}	I_{yf}	I_{xyf}	x_0	y_0	h_x	C_{wf}
1.88	0.056	0.306	4.53	0.637	1.77	-0.192	-2.93	0

2 - Definição dos fatores

k_ϕ	ξ_{web}	$k_{\phi wg}$	$k_{\phi we}$	$k_{\phi fe}$	$k_{\phi fg}$	I_{cr}	L	β
0	2	0.01	16.8	20.2	0.28	28.2	28.2	1.12

3 - Definição da tensão de flambagem distorcional

OBS: Valores de acordo com o AISI-2007 item C3.1.4 b)

$$F_d = \frac{\beta \cdot (k_{\phi fe} + k_{\phi we} + k_\phi)}{k_{\phi fg} + k_{\phi wg}} = \frac{1.12 \cdot (20.2 + 16.8 + 0)}{0.278 + 0.0106} = 144 \text{ kN/cm}^2$$

4 - Resistência à flambagem distorcional

$$M_{dRd} = \frac{\chi_{dist} \cdot W \cdot f_y}{\gamma} = \frac{1 \cdot 19.8 \cdot 24.8}{1.1} = 447 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

W_f	M_{dist}	λ_{dist}	χ_{dist}	M_{dRd}
19.8	2849	0.416	1	447

Verificação do cisalhamento - Eixo Y

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
5000	56.8	5

Resultados para o cisalhamento:

$V_{d,y}$ (kN)	V_{Rdy} (kN)	Verificação	Status
2.87	35.7	0.08	OK

Verificação do cisalhamento - Eixo X

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
5000	65.8	5

Resultados para o cisalhamento:

$V_{d,x}$ (kN)	V_{Rdx} (kN)	Verificação	Status
0.055	61.7	0	OK

Flexão e cisalhamento combinados (Mx + Vy)

item 9.8.4

$$\sqrt{\left(\frac{M_{dx}}{M_{rdx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{dy}}{V_{rdy}}\right)^2} = \sqrt{0.87^2 + 0.0804^2} = 0.87 \quad \text{OK}$$

Flexão e compressão combinadas

item 9.9

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{M_{dx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{dy}}{M_{rdy}} = 0.03 + 0.87 + 0 = 0.9 \quad \text{OK}$$

Flexão e tração combinadas

item 9.9

$$\frac{T_{sd}}{N_{rd}} + \frac{M_{dx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{dy}}{M_{rdy}} = 0 + 0.87 + 0 = 0.87 \quad \text{OK}$$

Resumo de resultados:

Fator de verificação máx.: 0.9

Verificação	Fator de verificação	Status
Tração	0	OK
Compressão	0.03	OK
Flexão X-X	0.87	OK
Flexão Y-Y	0	OK
Cisalhamento X	0	OK
Cisalhamento Y	0.08	OK
Mx + Vy	0.87	OK
My + Vx	0	OK
T + Mx + My	0.87	OK
N + Mx + My	0.9	OK

*

Versão estudantil

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo linear

Classe: Todos ELU

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B6700

Filtro: Seção Transversal = CS19 - W360x32.9

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
B6700	0	W(GERD)360x32.9

Seção:

Seção: W(GERD)360x32.9



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm ²]	Fu[kN/cm ²]	E[kN/cm ²]	G[kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]	Td[kN.cm]
-23	-7403	0.51	0	23.3	0

Combinação: 1.25*LC1+1.25*LC2+1.50*LC3

Verificação ao Esforço Normal

Verificação da esbelteza*				
Lbf _x [m]	Lbf _y [m]	λ_x	λ_y	Status
10	1.95	71	74.1	OK

*Item 5.3.4 - Verificação da esbelteza

Definição da carga de flambagem elástica - ANEXO E

Anexo E - Força axial de flambagem elástica

Item E.1.1 - Seções com dupla simetria

Carga de flambagem elástica*				
Nex[kN]	Ney[kN]	Nez[kN]	Neyz[kN]	Ne[kN]
1317	1209	1974	N/A	1209

Versão estudantil

Flambagem local*						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ		λ_p	λ		
12.1	7.47		32.1	53.1		Semicompacta

Resistência à compressão						
λ_0	χ	Q	$A_g[\text{cm}^2]$	NRd[kN]	Sd/Rd	Status
1.1	0.605	1	42.1	799	0.03	OK

Verificação ao Momento Fletor

Verificação ao momento: Maior inércia (X-X)

Mesa inferior em compressão

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_x[\text{cm}^3]$	$Z_x[\text{cm}^3]$
1.95	1.32	84111	8358	479	548

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	7.47	81	123	53.1	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLT[kN.cm]	FLM[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	M_{Rd} [kN.cm]	Sd/Rd	Status
17175	17175	17175	18893	17175	0.43	OK

Verificação ao momento: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_y[\text{cm}^3]$	$Z_y[\text{cm}^3]$
N/A	3	N/A	291	45.9	72

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	7.47	0	0	0	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLM[kN.cm]	FLT[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	Status		
2259	2157	2259	2485	2157	0	OK

Verificação do Cortante: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	10010	5

Verificação da esbeltez		
λ_p	λ_r	λ
53	66	53.1

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
419	380	0.06	OK

Esforços combinados - Normal e Momento - seção 5.5.1.2

Caso b)

$$\frac{N_d}{2 \cdot NR_d} + \frac{M_d}{MR_{dx}} + \frac{M_{dy}}{MR_{dy}} = 0.4457$$

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.03	OK
Momento X-X	0.43	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0.06	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0.45	OK

Fator máximo = 0.45

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: Todas_LNU_NL

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B214

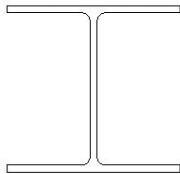
Filtro: Seção Transversal = CS20 - HP250x62.0

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
B214	6	HP(GERD)250x62.0

Seção:

Seção: HP(GERD)250x62.0



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm ²]	Fu[kN/cm ²]	E[kN/cm ²]	G[kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]	Td[kN.cm]
-27.9	753.1	-0.93	-0.12	20.5	0.15

Combinação: NC_LUN_C_1

Verificação ao Esforço Normal

Verificação da esbelteza*				
Lbf _x [m]	Lbf _y [m]	λ_x	λ_y	Status
6	3	57.3	48.9	OK

*Item 5.3.4 - Verificação da esbelteza

Definição da carga de flambagem elástica - ANEXO E

Anexo E - Força axial de flambagem elástica

Item E.1.1 - Seções com dupla simetria

Carga de flambagem elástica*				
Nex[kN]	Ney[kN]	Nez[kN]	Neyz[kN]	Ne[kN]
3829	5255	6438	N/A	3829

Versão estudantil

Flambagem local*						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ		λ_p	λ		
12.1	12		32.1	19.1		Compacta

Resistência à compressão						
λ_0	χ	Q	$A_g[\text{cm}^2]$	NRd[kN]	Sd/Rd	Status
0.847	0.741	1	79.6	1849	0.02	OK

Verificação ao Momento Fletor

Verificação ao momento: Maior inércia (X-X)

Mesa superior em compressão

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_x[\text{cm}^3]$	$Z_x[\text{cm}^3]$
3	1.95	414130	8728	710	791

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	12	8.1	12.3	19.1	Semicompacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLT[kN.cm]	FLM[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	M_{Rd} [kN.cm]	Sd/Rd	Status
24794	22153	24794	27273	22153	0.34	OK

Verificação ao momento: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_y[\text{cm}^3]$	$Z_y[\text{cm}^3]$
N/A	1.39	N/A	2995	234	358

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	12	0	0	0	Semicompacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLM[kN.cm]	FLT[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	Status		
11222	9477	11222	12344	9477	0	OK

Verificação do Cortante: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	6000	5

Verificação da esbeltez		
λ_p	λ_r	λ
53	66	19.1

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
535	486	0.04	OK

Verificação de Cortante: Maior inércia (X-X)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	6000	1.2

Verificação da esbeltez		
λ_p	λ_r	λ
25.9	32.3	12

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
1134	1031	0	OK

Esforços combinados - Normal e Momento - seção 5.5.1.2

Caso b)

$$\frac{N_d}{2 \cdot NR_d} + \frac{M_d}{MR_{dx}} + \frac{M_{dy}}{MR_{dy}} = 0.3476$$

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.02	OK
Momento X-X	0.34	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0.04	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0.35	OK

Fator máximo = 0.35

Versão estudantil

Versão estudantil

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo linear

Classe: Todos ELU

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B2071

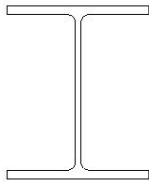
Filtro: Seção Transversal = CS1 - W200x35.9

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
B2071	5	W(GERD)200x35.9

Seção:

Seção: W(GERD)200x35.9



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm ²]	Fu[kN/cm ²]	E[kN/cm ²]	G[kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]	Td[kN.cm]
-3.69	-1443	-26.6	-0.06	-18.1	0.27

Combinação: 1.25*LC1+1.40*LC6+1.25*LC8

Verificação ao Esforço Normal

Verificação da esbelteza*				
Lbf _x [m]	Lbf _y [m]	λ_x	λ_y	Status
5	5	57.7	122	OK

*Item 5.3.4 - Verificação da esbelteza

Definição da carga de flambagem elástica - ANEXO E

Anexo E - Força axial de flambagem elástica

Item E.1.1 - Seções com dupla simetria

Carga de flambagem elástica*				
Nex[kN]	Ney[kN]	Nez[kN]	Neyz[kN]	Ne[kN]
2171	483	1449	N/A	483

Versão estudantil

Flambagem local*						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ		λ_p	λ		
12.1	8.09		32.1	25.9		Compacta

Resistência à compressão						
λ_0	χ	Q	$A_g[\text{cm}^2]$	NRd[kN]	Sd/Rd	Status
1.81	0.268	1	45.7	385	0.01	OK

Verificação ao Momento Fletor

Verificação ao momento: Maior inércia (X-X)

Mesa inferior em compressão

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_x[\text{cm}^3]$	$Z_x[\text{cm}^3]$
5	1.44	69502	3437	342	379

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	8.09	81	123	25.9	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLT[kN.cm]	FLM[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	M_{Rd} [kN.cm]	Sd/Rd	Status
11895	11895	10515	13084	10515	0.14	OK

Verificação ao momento: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_y[\text{cm}^3]$	$Z_y[\text{cm}^3]$
N/A	1.72	N/A	764	92.6	141

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	8.09	0	0	0	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLM[kN.cm]	FLT[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	Status		
4424	4358	4424	4866	4358	0.01	OK

Verificação do Cortante: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	5000	5

Verificação da esbeltez		
λ_p	λ_r	λ
53	66	25.9

Resultados			
Vp[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
258	235	0.08	OK

Verificação de Cortante: Maior inércia (X-X)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	5000	1.2

Verificação da esbeltez		
λ_p	λ_r	λ
25.9	32.3	8.09

Resultados			
Vp[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
697	633	0	OK

Esforços combinados - Normal e Momento - seção 5.5.1.2

Caso b)

$$\frac{N_d}{2 \cdot NR_d} + \frac{M_d}{MR_{dx}} + \frac{M_{dy}}{MR_{dy}} = 0.1481$$

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.01	OK
Momento X-X	0.14	OK
Momento Y-Y	0.01	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0.08	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0.15	OK

Fator máximo = 0.15

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo linear

Classe: Todos ELU

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B3544

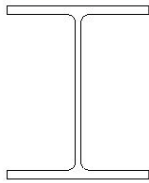
Filtro: Seção Transversal = CS1 - W200x35.9

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição [m]	Perfil
B3544	2.91	W(GERD)200x35.9

Seção:

Seção: W(GERD)200x35.9



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy [kN/cm ²]	Fu [kN/cm ²]	E [kN/cm ²]	G [kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd [kN]	Mdx [kN.cm]	Mdy [kN.cm]	Vdx [kN]	Vdy [kN]	Td [kN.cm]
-0.28	226	-229	-0.03	0	0.11

Combinação: 1.25*LC1+1.40*LC5+1.25*LC9

Verificação ao Esforço Normal

Verificação da esbelteza*				
Lbf _x [m]	Lbf _y [m]	λ_x	λ_y	Status
5.82	5.82	67.1	142	OK

*Item 5.3.4 - Verificação da esbelteza

Definição da carga de flambagem elástica - ANEXO E

Anexo E - Força axial de flambagem elástica

Item E.1.1 - Seções com dupla simetria

Carga de flambagem elástica*				
Nex [kN]	Ney [kN]	Nez [kN]	Neyz [kN]	Ne [kN]
1602	356	1324	N/A	356

Versão estudantil

Flambagem local*						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ		λ_p	λ		
12.1	8.09		32.1	25.9		Compacta

Resistência à compressão						
λ_0	χ	Q	$A_g[\text{cm}^2]$	NRd[kN]	Sd/Rd	Status
2.1	0.198	1	45.7	284	0	OK

Verificação ao Momento Fletor

Verificação ao momento: Maior inércia (X-X)

Mesa superior em compressão

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_x[\text{cm}^3]$	$Z_x[\text{cm}^3]$
5.82	1.14	69502	3437	342	379

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	8.09	81	123	25.9	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLT[kN.cm]	FLM[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	M_{Rd} [kN.cm]	Sd/Rd	Status
11895	11895	6817	13084	6817	0.03	OK

Verificação ao momento: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_y[\text{cm}^3]$	$Z_y[\text{cm}^3]$
N/A	1.13	N/A	764	92.6	141

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	8.09	0	0	0	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLM[kN.cm]	FLT[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	Status		
4424	4358	4424	4866	4358	0.05	OK

Verificação de Cortante: Maior inércia (X-X)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	5821	1.2

Verificação da esbelteza		
λ_p	λ_r	λ
25.9	32.3	8.09

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
697	633	0	OK

Esforços combinados - Normal e Momento - seção 5.5.1.2

Caso b)

$$\frac{N_d}{2 \cdot NR_d} + \frac{M_d}{MR_{dx}} + \frac{M_{dy}}{MR_{dy}} = 86.34 \cdot 10^{-3}$$

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0	OK
Momento X-X	0.03	OK
Momento Y-Y	0.05	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0.09	OK

Fator máximo = 0.09

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo linear

Classe: Todos ELU

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B3551

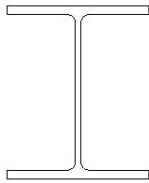
Filtro: Seção Transversal = CS1 - W200x35.9

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição [m]	Perfil
B3551	0	W(GERD)200x35.9

Seção:

Seção: W(GERD)200x35.9



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy [kN/cm ²]	Fu [kN/cm ²]	E [kN/cm ²]	G [kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd [kN]	Mdx [kN.cm]	Mdy [kN.cm]	Vdx [kN]	Vdy [kN]	Td [kN.cm]
-13.9	1415	-76.6	0.29	-8.85	0

Combinação: 1.25*LC1+1.25*LC2+1.05*LC3
+1.40*LC4

Verificação ao Esforço Normal

Verificação da esbeltez*				
Lbf _x [m]	Lbf _y [m]	λ _x	λ _y	Status
6.6	1.67	76.1	40.8	OK

*Item 5.3.4 - Verificação da esbeltez

Definição da carga de flambagem elástica - ANEXO E

Anexo E - Força axial de flambagem elástica

Item E.1.1 - Seções com dupla simetria

Carga de flambagem elástica*				
Nex [kN]	Ney [kN]	Nez [kN]	Neyz [kN]	Ne [kN]
1246	4328	5254	N/A	1246

Flambagem local*						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ		λ_p	λ		
12.1	8.09		32.1	25.9		Compacta

Resistência à compressão						
λ_0	χ	Q	$A_g[\text{cm}^2]$	NRd[kN]	Sd/Rd	Status
1.13	0.589	1	45.7	844	0.02	OK

Verificação ao Momento Fletor

Verificação ao momento: Maior inércia (X-X)

Mesa superior em compressão

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_x[\text{cm}^3]$	$Z_x[\text{cm}^3]$
1.67	1.72	69502	3437	342	379

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	8.09	8.1	12.3	25.9	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLT[kN.cm]	FLM[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	M_{Rd} [kN.cm]	Sd/Rd	Status
11895	11895	11895	13084	11895	0.12	OK

Verificação ao momento: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo					
Lb[m]	Cb	$C_w[\text{cm}^6]$	$I_x[\text{cm}^4]$	$W_y[\text{cm}^3]$	$Z_y[\text{cm}^3]$
N/A	3	N/A	764	92.6	141

Classificação da seção						
Mesa			Alma			Classificação
λ_p	λ_r	λ	λ_p	λ_r	λ	
8.18	21.4	8.09	0	0	0	Compacta

Resultados						
FLA[kN.cm]	FLM[kN.cm]	FLT[kN.cm]	Mpl [kN.cm]	Status	Sd/Rd	Status
4424	4358	4424	4866	4358	0.02	OK

Verificação do Cortante: Menor inércia (Y-Y)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	6600	5

Verificação da esbeltez		
λ_p	λ_r	λ
53	66	25.9

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
258	235	0.04	OK

Verificação de Cortante: Maior inércia (X-X)

Parâmetros de cálculo		
Lv[m]	a[m]	Kv
0	6600	1.2

Verificação da esbeltez		
λ_p	λ_r	λ
25.9	32.3	8.09

Resultados			
Vpl[kN]	VRd[kN]	Sd/Rd	Status
697	633	0	OK

Esforços combinados - Normal e Momento - seção 5.5.1.2

Caso b)

$$\frac{N_d}{2 \cdot NR_d} + \frac{M_d}{MR_{dx}} + \frac{M_{dy}}{MR_{dy}} = 0.1448$$

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.02	OK
Momento X-X	0.12	OK
Momento Y-Y	0.02	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0.04	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0.14	OK

Fator máximo = 0.14

Versão estudantil

Versão estudantil

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: Todas_LNU_NL

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B7329

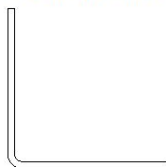
Filtro: Seção Transversal = CS33 - L100x4,25

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-14762:2010

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
B7329	1.25	L(NBRf)100x4,25

Seção:

Seção: L(NBRf)100x4,25



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm ²]	Fu[kN/cm ²]	E[kN/cm ²]	G[kN/cm ²]
A36	24.8	40	20000	7692

Esforços*				
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]
3.17	5.02	2.39	-0.01	0.01

Combinação: NC_LUN_C_2

Verificação de tração

Limite de esbeltez ($\lambda \leq 300$)

Item 9.6.3

λ_x	λ_y	Status
91.8	184	OK

Resistência à tração

Item 9.6

a) Escoamento da seção bruta

$$\gamma = 1.1$$

$$N_{tRdy} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma} = \frac{8.2 \cdot 24.8}{1.1} = 185 \text{ kN}$$

b) Ruptura da seção líquida

$$A_n = 8.2 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = 1.35$$

$$A_e = C_t \cdot A_n = 1 \cdot 8.2 = 8.2 \text{ cm}^2$$

$$N_{tRdr} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma} = \frac{8.2 \cdot 40}{1.35} = 243 \text{ kN}$$

$$N_{tRd} = \min(N_{tRdy}, N_{tRdr}) = \min(185; 243) = 185 \text{ kN}$$

Resistência à tração

Nd	N _{tRd}	Verificação	Status
3.17	185	0.02	OK

Verificação da flexão (X-X)

Item 9.8

Escoamento da seção efetiva

Item 9.8.2.1

1 - Verificação da flambagem local

Item 9.2

1.1 - Verificação da aba 1

Parte	σ_1	σ_2	ψ	k	bef
Aba1	-41.3	15.3	-0.369	0.657	5.27

1.2 - Verificação da aba 2

Aba tracionada. Totalmente efetiva.

$$W_{ef} = 6.39 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd1} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{6.39 \cdot 10^{-6} \cdot 248 \cdot 10^6}{1.1} = 144 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

2 - Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2.2

Parâmetros de travamento lateral:

Lbx	Lby	Lbz	LbTop	LbBottom	Comprimento
291	582	582	582	582	582

$$h = 10 \text{ cm}$$

Parâmetros de cálculo:

C_b	M_e	W_c	λ_0	χ_{FLT}	$M_{Rd,FLT}$
1.45	387	11.3	0.85	0.887	131

Resultados da flexão (X-X):

M_{dx}	M_{Rdx}	Verificação	Status
5.02	131	0.04	OK

A flambagem distorcional não está definida para essa seção

Verificação da flexão (Y-Y)

Item 9.8

Escoamento da seção efetiva

Item 9.8.2.1

1 - Verificação da flambagem local

Item 9.2

$B = CS.Geometry.b = 0.1 = 10 \text{ cm}$

$H = CS.Geometry.h = 0.1 = 10 \text{ cm}$

1.1 - Verificação da aba 1

Aba tracionada. Totalmente efetiva.

1.2 - Verificação da aba 2

$$\sigma_2 = \frac{\text{abs}(\sigma \cdot W_y)}{I_y} = \frac{\text{abs}(248 \cdot 10^6 \cdot 8.93 \cdot 10^{-6})}{823 \cdot 10^{-9}} = 7.25 \text{ kN/cm}^2$$
$$\frac{\text{abs}(\text{Coord.Xmin})}{\text{abs}(-0.027)}$$

Parte	σ_1	σ_2	Ψ	k	bef
Aba2	-19.6	7.25	-0.369	0.657	5.27

$$W_{ef} = 5.7 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd1} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{5.7 \cdot 24.8}{1.1} = 129 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

2 - Flambagem Lateral com Torção

Item 9.8.2.2

Parâmetros de travamento lateral:

Lbx	Lby	Lbz	LbTop	LbBottom	Comprimento
291	582	582	N/A	N/A	582

Parâmetros de cálculo:

Cb	Me	Wc	λ_0	χ_{FLT}	$M_{Rd,FLT}$
2.18	1092	11.3	0.506	1	129

Resultados da flexão (Y-Y):

M_{dy}	M_{Rdy}	Verificação	Status
2.39	129	0.02	OK

A flambagem distorcional não está definida para essa seção

Verificação do cisalhamento - Eixo Y

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
5816	63.6	5

Resultados para o cisalhamento:

$V_{d,y}$ (kN)	V_{Rdy} (kN)	Verificação	Status
0.011	52.6	0	OK

Verificação do cisalhamento - Eixo X

Parâmetros para o cisalhamento:

a (mm)	λ	k_v
5816	63.6	5

Resultados para o cisalhamento:

Vd _x (kN)	V _{Rdx} (kN)	Verificação	Status
0.01	52.6	0	OK

Flexão e cisalhamento combinados (Mx + Vy)

item 9.8.4

$$\sqrt{\left(\frac{M_{dx}}{M_{rdx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{dy}}{V_{dry}}\right)^2} = \sqrt{0.04^2 + 201 \cdot 10^{-6}^2} = 0.04 \quad \text{OK}$$

Flexão e cisalhamento combinados (My + Vx)

item 9.8.4

$$\sqrt{\left(\frac{M_{dy}}{M_{rdy}}\right)^2 + \left(\frac{V_{dx}}{V_{drx}}\right)^2} = \sqrt{0.02^2 + 193 \cdot 10^{-6}^2} = 0.02 \quad \text{OK}$$

Flexão e compressão combinadas

item 9.9

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} + \frac{M_{dx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{dy}}{M_{rdy}} = 0 + 0.04 + 0.02 = 0.06 \quad \text{OK}$$

Flexão e tração combinadas

item 9.9

$$\frac{T_{sd}}{N_{rd}} + \frac{M_{dx}}{M_{rdx}} + \frac{M_{dy}}{M_{rdy}} = 0.02 + 0.04 + 0.02 = 0.08 \quad \text{OK}$$

Resumo de resultados:

Fator de verificação máx.: 0.08

Verificação	Fator de verificação	Status
Tração	0.02	OK
Compressão	0	OK
Flexão X-X	0.04	OK
Flexão Y-Y	0.02	OK
Cisalhamento X	0	OK
Cisalhamento Y	0	OK
Mx + Vy	0.04	OK
My + Vx	0.02	OK
T + Mx + My	0.08	OK
N + Mx + My	0.06	OK

* 0

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: Todas_LNU_NL

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B6651

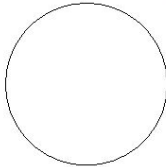
Filtro: Seção Transversal = CS22 - BR1/2"

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição [m]	Perfil
B6651	0	BR(GERD)1/2"

Seção:

Seção: BR(GERD)1/2"



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy [kN/cm ²]	Fu [kN/cm ²]	E [kN/cm ²]	G [kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd [kN]	Mdx [kN.cm]	Mdy [kN.cm]	Vdx [kN]	Vdy [kN]	Td [kN.cm]
5.91	0	0	0	0	0

Combinação: NC_LUN_F_13

Verificação ao Esforço Normal

Item 6.3.3.1 - Ruptura para barras redondas e parafusos

Item 5.2.8.1 - Verificação da esbelteza desnecessária - use pré-tensão durante a instalação - barras redondas.

Verificação para tração						
Escoamento da seção bruta		Ruptura da seção efetiva			Status	
Ag [cm ²]	Nd _{Rd} [kN]	Ct	Ae [cm ²]	Nd _{Rd} [kN]	Sd/Rd	
1.27	39.7	1	127·10 ⁻⁶	31.5	0.19	OK

Versão estudantil

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.19	OK
Momento X-X	0	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0	OK

Fator máximo = 0.19

Versão estudantil

Versão estudantil

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: Todas_LNU_NL

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B6682

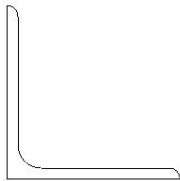
Filtro: Seção Transversal = CS27 - L51x3,2

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição[m]	Perfil
B6682	0	L(NBR)51x3,2

Seção:

Seção: L(NBR)51x3,2



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy[kN/cm ²]	Fu[kN/cm ²]	E[kN/cm ²]	G[kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd[kN]	Mdx[kN.cm]	Mdy[kN.cm]	Vdx[kN]	Vdy[kN]	Td[kN.cm]
-0.05	0	0	0	0	0

Combinação: NC_LUN_C_1

Verificação ao Esforço Normal

Verificação da esbelteza*				
Lbf _x [m]	Lbf _y [m]	λ_x	λ_y	Status
1.95	1.95	97.6	195	OK

*Item 5.3.4 - Verificação da esbelteza

Definição da carga de flambagem elástica - ANEXO E

Carga de flambagem elástica*				
Nex[kN]	Ney[kN]	Nez[kN]	Nexz[kN]	Ne[kN]
52.5	13.2	82.5	39.2	13.2

Versão estudantil

Flambagem local*				
Mesas		Almas		Classificação
λ_p	λ	λ_p	λ	
9.69	15.9	9.69	15.9	Semicompacta

Verificação da flambagem local

Resistência à compressão						
λ_0	χ	Q	$A_g[\text{cm}^2]$	NRd[kN]	Sd/Rd	Status
2.55	0.135	0.78	3.17	10.5	0	OK

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0	OK
Momento X-X	0	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0	OK

Fator máximo = 0

Verificação pela Norma Brasileira de Aço

Cálculo não linear

Classe: Todas_LNU_NL

Sistema de coordenadas: Principal

Extremo 1D: Global

Seleção: B7854

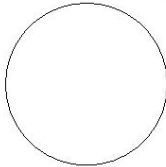
Filtro: Seção Transversal = CS22 - BR1/2"

Verificação pela Norma Brasileira de Aço - ABNT - NBR-8800:2008

Dados da barra		
Barra	Posição [m]	Perfil
B7854	0	BR(GERD)1/2"

Seção:

Seção: BR(GERD)1/2"



OBS: Y-Y(SCIA) = X-X (NBR)

Z-Z(SCIA) = Y-Y (NBR)

Dados do aço				
Aço	Fy [kN/cm ²]	Fu [kN/cm ²]	E [kN/cm ²]	G [kN/cm ²]
A572 grade 50	34.5	44.8	16000	6154

Esforços*					
Nd [kN]	Mdx [kN.cm]	Mdy [kN.cm]	Vdx [kN]	Vdy [kN]	Td [kN.cm]
0.38	0	0	0	0	0

Combinação: NC_LUN_C_1

Verificação ao Esforço Normal

Item 6.3.3.1 - Ruptura para barras redondas e parafusos

Item 5.2.8.1 - Verificação da esbelteza desnecessária - use pré-tensão durante a instalação - barras redondas.

Verificação para tração						
Escoamento da seção bruta		Ruptura da seção efetiva			Status	
Ag [cm ²]	Nd _{Rd} [kN]	Ct	Ae [cm ²]	Nd _{Rd} [kN]	Sd/Rd	
1.27	39.7	1	127·10 ⁻⁶	31.5	0.01	OK

Versão estudantil

RESUMO DAS VERIFICAÇÕES

Resumo dos resultados		
Tipo de verificação	Sd/Rd	Status
Força Normal	0.01	OK
Momento X-X	0	OK
Momento Y-Y	0	OK
Cisalhamento X-X	0	OK
Cisalhamento Y-Y	0	OK
Torção	0	OK
Esforços combinados	0	OK

Fator máximo = 0.01

Versão estudantil

Versão estudantil

JOÃO VICTOR CORDEIRO BARROS

**PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO EM AÇO COMPOSTO POR
PÓRTICOS FORMADOS POR PERFIS LAMINADOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Coordenação do Curso de Engenharia Civil do Campus Agreste da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, na modalidade de artigo científico, como requisito parcial para obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil. Defesa realizada por videoconferência.

Área de concentração: Estruturas

Aprovado em 08 de maio de 2023.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Douglas Mateus de Lima (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Humberto Correia Lima Júnior (Avaliador)
Universidade Federal de Pernambuco

Engº. Civil Henrique Tavares Lima (Avaliador)
Universidade Federal de Pernambuco

Engº. Civil Luccas André Felix Silva (Avaliador)
Universidade Federal de Pernambuco