



PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM SUPERMERCADO EM ESTRUTURA METÁLICA

GUILHERME ERICO KEPLER

julho de 2023



PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM SUPERMERCADO EM ESTRUTURA METÁLICA

GUILHERME ERICO KEPLER

Julho de 2023

PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM SUPERMERCADO EM ESTRUTURA METÁLICA

GUILHERME ERICO KEPLER

Projeto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Falcão Moreira

Coorientador: Prof. Dr. Alfonso Pappalardo Jr. (Universidade Presbiteriana Mackenzie)

JULHO DE 2023

Eu, Guilherme Erico Kepler, estudante nº 1210326, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “PROJETO DE ESTABILIDADE DE UM SUPERMERCADO EM ESTRUTURA METÁLICA” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2023/07/29.

Guilherme K.

ÍNDICE GERAL

Índice Geral	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos	ix
Índice de Texto	xi
Índice de Figuras.....	xiii
Índice de Tabelas.....	xvii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Apresentação do Caso de Estudo	6
CAPÍTULO 3 Desenvolvimento do Sistema Estrutural.....	11
CAPÍTULO 4 Conclusão	73
Referências Bibliográficas	75
Anexo I – tabela de perfis do tipo he	77
Anexo II – memória de cálculo do pilar	81
Anexo III – desenhos	83

RESUMO

Neste trabalho é apresentado o processo de concepção de uma estrutura de aço para um galpão de um supermercado localizado na cidade do Porto, de acordo com as diretrizes do Eurocódigo 3. Com base no projeto arquitetônico fornecido, inicia-se com a fase de concepção da estrutura de modo que atenda às demandas do projeto, com foco no dimensionamento da estrutura primária. Essa estrutura consiste em um pórtico treliçado com vão de 31 metros e altura de 5 metros. Para auxiliar no desenvolvimento do projeto, utiliza-se o Programa *Robot Structural Analysis Professional 2022*, um modelador estrutural de elementos finitos. Nele, são definidas as seções transversais das barras e suas orientações. As forças atuantes e suas combinações são implementadas no modelo. A partir deste ponto, obtém-se a envoltória dos esforços internos solicitantes utilizada no posterior dimensionamento da estrutura. São verificadas a influência dos efeitos de segunda ordem e das cargas térmicas. O objetivo deste estudo é dimensionar a estrutura primária e realizar uma comparação entre o cálculo manual balizado por uma planilha elaborada pelo autor e o cálculo automático realizado pelo programa para um elemento estrutural relevante, a fim de validar os resultados e verificar a funcionalidade do programa. A partir do dimensionamento, chega-se a um pórtico utilizando perfis europeus do tipo HEA e SHS, o que possibilita a criação de desenhos em planta, corte e elevação da estrutura de cobertura do supermercado. Pode-se concluir que o programa é funcional, prático e de fácil utilização, proporcionando economia significativa do tempo de análise e confiabilidade dos resultados.

Palavras-chave: Galpão, Pórtico Treliçado, ROBOT, Cálculo Manual, Verificação Automática, Eurocódigo 3.

ABSTRACT

This work presents the design process of a steel structure for a warehouse in a supermarket located in the city of Porto, in accordance with the guidelines of Eurocode 3. Based on the provided architectural design, the design phase begins by conceptualizing the structure to meet the project's demands, with a focus on the primary structure's design. The primary structure is a truss portal frame with a span of 31 meters and a height of 5 meters. The Robot Structural Analysis Professional 2022 software, a structural finite element modeler, is used to assist in the project's development. In this software, the cross-sections and orientations of the bars are defined. The acting forces and their combinations are implemented in the model. From this point, the envelope of the internal solicitation forces is obtained, which is used in the subsequent structural design. The influence of second-order effects and thermal loads is considered. The objective of this study is to design the primary structure and perform a comparison between the manual calculations, based on a spreadsheet developed by the author, and the automatic calculations performed by the software for a relevant structural element, in order to validate the results and verify the program's functionality. Based on the design, a portal frame is achieved using European profiles of the HEA and SHS types, allowing for the creation of plans, sections, and elevations of the supermarket's roof structure. It can be concluded that the program is functional, practical, and user-friendly, providing significant time savings in analysis and reliable results.

Keywords: Warehouse, trussed portal frame, ROBOT, manual calculation, automatic verification, Eurocode 3.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus.

Agradeço ao orientador Prof. Dr. Rodrigo Falcão Moreira, e ao coorientador Prof. Dr. Alfonso Pappalardo Jr. pelas orientações sem as quais não teria desenvolvido este projeto.

Sou grato pelo apoio incondicional dos meus pais, Karl e Vera Kepler.

E ressalto a importância de meus colegas e amigos que, ao longo desse período de estudos me incentivaram de diversas formas.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1	Introdução	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Objetivos	4
1.2.1	Objetivo geral.....	4
1.2.2	Objetivos específicos	4
1.3	Estrutura do trabalho.....	4
CAPÍTULO 2	Apresentação do Caso de Estudo	6
2.1	Concepção Arquitetônica	6
2.2	Condicionantes de Projeto.....	9
CAPÍTULO 3	Desenvolvimento do Sistema estrutural	11
3.1	Definições Estruturais Preliminares	12
3.1.1	Ligações entre elementos.....	15
3.1.2	Montagem do pórtico.....	16
3.1.3	Contraventamento	17
3.2	Quantificação das Ações	18
3.2.1	Cargas permanentes.....	19
3.2.2	Sobrecarga	19
3.2.3	Cargas térmicas conforme NP EN 1991-1-5	20
3.2.4	Cargas de vento conforme NP EN 1991-1-4	21
3.2.4.1	Coeficientes de pressão externa.....	23
3.2.4.2	Coeficientes de pressão interna	29

ÍNDICE DE TEXTO

3.2.4.3	Coeficientes de atrito seguindo a área de influência	29
3.2.4.4	Pressões resultantes	30
3.2.5	Estados limite	32
3.2.5.1	Estado limite último	33
3.2.5.2	Estados limite de serviço.....	35
3.2.6	Imperfeições	35
3.2.7	Efeitos de segunda ordem	36
3.3	Elementos secundários	37
3.3.1	Cobertura	37
3.3.2	Fachada	41
3.4	Dimensionamento.....	42
3.4.1	Memória de cálculo manual para o banzo superior da viga.....	45
3.4.2	Dimensionamento automático do banzo superior da viga e comparação de resultados ..	65
3.4.3	Dimensionamento dos pilares do pórtico-tipo	72
CAPÍTULO 4	Conclusão	73
4.1	Desenvolvimentos Futuros.....	74

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Aeroporto Francisco Sá Carneiro construído com arcos treliçados.	2
Figura 1.2 – Ponte Luís I.	2
Figura 2.1 – Vista geral da área do projeto.	6
Figura 2.2 – Planta base arquitetônica.	7
Figura 2.3 – Detalhe dos pilares na planta arquitetônica.	7
Figura 2.4 – Fachada frontal voltada para a rotatória indicada na figura 2.1.	8
Figura 2.5 – Elevação lateral voltada para o acesso de veículos vindos da rua.	8
Figura 2.6 – Corte transversal prévio arquitetônico.	8
Figura 3.1 – Layout preliminar do pórtico tipo capturado do Robot da Autodesk.	12
Figura 3.2 – Arranjo estrutural do pórtico tipo e suas medidas capturados do Robot da Autodesk.	14
Figura 3.3 – Exemplo de base de pilar engastado.	15
Figura 3.4 – Exemplo de ligação rígida.	16
Figura 3.5 – içamento e ligações de segmentos de peças.	17
Figura 3.6 – Esquema representativo de contraventamento de estrutura.	18
Figura 3.7 – Disposição das zonas pertinentes aos coeficientes de pressão externa para coberturas em terraço.	26
Figura 3.8 – Esquema representativo com os coeficientes globais para vento na direção xx+, com $C_{pi}=+0,3$ e região I com $C_{pe}=-0,2$	30
Figura 3.9 – Esquema representativo com os coeficientes globais para vento na direção xx+, com $C_{pi}=-0,2$ e região I $C_{pe}=+0,2$	31
Figura 3.10 – Forças nodais devidas ao vento wxx+ (suc) (180°) para o caso em que só ocorre sucção externa na cobertura.	31

Figura 3.11 – Forças nodais devidas ao vento w_{xx+} (suc. e sob) (180°) para o caso em que ocorre sucção e sobrepressão externas na cobertura.	32
Figura 3.12 – Geometria e propriedades do PAINEL SANDWICH (PIR – HI) C5-1000 NORMAL da ALAÇO. 38	
Figura 3.13 – Propriedades geométricas das terças do tipo “C” da MUNDIPERFIL (Medidas em mm).	39
Figura 3.14 – Cumeeira recortada. (Medidas em mm).	40
Figura 3.15 – Rufo de parede (Medidas em mm).	40
Figura 3.16 – Rufo pingadeira (Medidas em mm).	40
Figura 3.17 – Calha industrial.	41
Figura 3.18 – <i>Design</i> e propriedades do painel <i>sandwich</i> (pir-hi) fe1-1000 perfilado da ALAÇO.	42
Figura 3.19 – Interface do modelador estrutural.	43
Figura 3.20 – Diagrama preliminar da envoltória de momentos fletores (kN.m) atuantes no pórtico-tipo.	44
Figura 3.21 – Diagrama preliminar da envoltória de esforços axiais (kN) atuantes no pórtico-tipo.	44
Figura 3.22 – Diagrama preliminar da envoltória de esforços transversos (kN) atuantes no pórtico-tipo.	44
Figura 3.23 – Banzo superior direito da treliça.	45
Figura 3.24 – Envoltória dos EIS do banzo superior direito.	46
Figura 3.25 – Verificações finais de estabilidade da planilha de cálculo referentes ao perfil HE240A dos banzos superiores da viga.	65
Figura 3.26 – EIS do banzo superior da viga e listagem de elementos a serem verificados.	65
Figura 3.27 – Definição do comprimento de flambagem para a verificação de um elemento.	66
Figura 3.28 – Resumo da verificação automática de segurança para perfil HE180A.	67
Figura 3.29 – Resultados da planilha de cálculo.	68
Figura 3.30 – Resultado da verificação do esforço cortante da planilha de cálculo.	68
Figura 3.31 – Verificação final calculada automaticamente.	69
Figura 3.32 – Travamento lateral e torcional para combater efeitos de flambagem por flexão e torção. 69	
Figura 3.33 – Relação das verificações de segurança para a totalidade das diagonais e montantes.	70
Figura 3.34 – Relações finais das verificações de segurança para as cordas das vigas 70	

Figura 3.35 – Memória de cálculo da diagonal mais solicitada do pórtico-tipo. 71

Figura 3.36 – Medidas (mm) do pilar do pórtico tipo. 72

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Magnitude das cargas permanentes	19
Tabela 3.2 – Coeficientes de pressão externa para fachada para vento a 90° e 270°	24
Tabela 3.3 – Coeficientes de pressão externa na fachada para vento a 0° e 180°	25
Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão resultante em platibanda.	25
Tabela 3.5 – Coeficiente de pressão na cobertura para vento a 90° e 270°	27
Tabela 3.6 – Coeficientes de pressão na cobertura para vento a 0° e 180°	28
Tabela 3.7 - Coeficientes de pressão externa para coberturas em terraço.	28
Tabela 3.8 – Cargas atuantes.	32
Tabela 3.9 – Coeficientes γ e ψ_0	33
Tabela 3.10 – Combinações para ELU.	33
Tabela 3.11 – Combinações para ELS.	34
Tabela 3.12 – Valores de α_{cr} para a combinação de carregamentos condicionante.	37
Tabela 3.13 – Propriedades da seção HE160A.	50
Tabela 3.14 – Propriedades da seção HE220A.	56

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente trabalho foi desenvolvido para cumprimento da componente curricular DIPRE (Dissertação/Projecto/Estágio), que consiste na elaboração de um projeto no âmbito de obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil com Especialização em Estruturas, chancelado pelo ISEP.

O ramo estruturas inerentes à Engenharia Civil é de suma importância na concepção e desenvolvimento de projetos. Quando se trata da parte estrutural de projetos da construção civil, primariamente, levantam-se as opções de uso de concreto armado, concreto protendido e aço como materiais estruturais preferenciais. Cada material será mais apropriado a um projeto específico, o qual pode condicionar a escolha conforme critérios, como: preço, agilidade na construção, sustentabilidade, eficiência estrutural, compatibilidade com o *layout* e *design* tanto interior quanto exterior da construção dentre outros.

As estruturas de aço são uma ótima escolha para os setores comercial e industrial, uma vez que galpões de armazenamento, centros de distribuição e fábricas de diversos setores da economia necessitam de espaços grandes para armazenamento, logística e produção. O aço é um material adequado neste tipo de situação, pois apresenta uma alta relação resistência/peso, um comportamento dúctil com capacidade resistente para absorver esforços solicitantes combinados, características favoráveis para escolha deste material quando condicionada à necessidade de se superar grandes vãos-

Alguns exemplos de obras de arte construídas em aço são expostos nas Figuras 1.1 e 1.2, que demonstram a versatilidade de uso do aço como material para fins estruturais.



Figura 1.1 – Aeroporto Francisco Sá Carneiro construído com arcos treliçados¹.



Figura 1.2 – Ponte Luís I².

Verifica-se o uso intensivo de estruturas treliçadas, que podem ser mais econômicas e conferem estabilidade tanto no âmbito de uma subestrutura plana quanto espacial, como pode-se observar na Ponte Luís I. Elementos de aço também são utilizados em conjunto com elementos de concreto, cuja solução mista fornece maior versatilidade, resistência e desempenho para atender as distintas demandas

¹ Disponível em: [Aeroporto Francisco Sá Carneiro recebe novo prémio europeu \(jn.pt\)](#) (acessado em 22/05/2023)

² Disponível em: [Ponte Dom Luis I Bridge Porto | Portugal Visitor - Travel Guide To Portugal](#) (acessado em 22/05/2023)

estruturais de acordo com o arrojo do projeto arquitetônico. Os escritórios projetistas nas últimas décadas puderam contar com muitos avanços tecnológicos que proporcionam cada vez mais qualidade, segurança e excelência na concepção, modelagem e construção de estruturas.

Em 1960 o Prof. John H. Argyris, professor emérito da Universidade de Stuttgart, publicou, juntamente com o Prof. S. Kelsey, a obra *Energy Theorems and Structural Analysis*, reunindo uma série de artigos que foi considerada um “marco para o método de Matrix Structural Analysis – análise matricial de estruturas” (FELIPPA, 2004, p. 696). Tais estudos constituíram um grande avanço no desenvolvimento do Método dos Elementos Finitos (MEF) que culminou na primeira aplicação prática do MEF relacionada aos problemas de vibração em elementos de estruturas aeronáuticas. Na década de 1970, surgiram programas como NASTRAN, ANSYS, SAP2000 dentre outros. Ao longo da evolução do MEF, novos elementos finitos, técnicas de modelagem, tipos de análise, algoritmos de solução e outros recursos de modelagem vêm sendo implementados nestes programas.

Neste trabalho é utilizado como ferramenta de análise, dimensionamento e verificação o *software* da Autodesk *Robot Structural Analysis Professional 2022* (ROBOT), que é um modelador estrutural de elementos finitos. Este programa conta com um grande acervo de materiais e diversas normas implementadas para as verificações de segurança de estruturas, como pode-se citar o conjunto de normas do Eurocódigo, as normas americanas para estruturas de concreto ACI e de aço AISC, normas britânicas BS dentre outras normas internacionais.

O ROBOT apresenta uma interface intuitiva e de boa visualização das barras, superfícies e cargas atuantes, além de memórias de cálculo bem claras com indicações dos itens referentes à norma que explicitam as verificações. Nele é possível montar combinações de ações para os diferentes estados limites de verificação, assim como obter a envolvente de esforços. O ROBOT possui módulos de análise dinâmica, análise de limite, análise de flambagem, análise modal, além dos recursos de aplicação automática de vento e sismos, definição de malha de elementos finitos com diversas customizações, diversos tipos de modelos estruturais e interoperabilidade com outros programas da Autodesk e outros desenvolvedores.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo deste trabalho é desenvolver um projeto de estrutura metálica da cobertura de um galpão de supermercado, onde se apresenta a concepção estrutural, dimensionamento e verificação de elementos estruturais constituintes da estrutura aporticada primária segundo a NP EN 1993-1-1:2010, com o auxílio de conceitos dos códigos NP EN 1990:2010 e NP EN 1991-1-1:2009.

1.2.2 Objetivos específicos

Este estudo tem como objetivos específicos:

- Estabelecer os parâmetros, especificações e critérios a serem considerados na concepção estrutural do pórtico-tipo;
- Modelar as barras da estrutura do pórtico plano, aplicar os carregamentos advindos de ações gerais, do vento e de natureza térmica calculadas conforme NP EN 1991-1-1, NP EN 1991-1-4 e NP EN 1991-1-5, respectivamente;
- Gerar combinações de carregamentos para os estados limites e verificar a influência dos efeitos de segunda ordem produzidos por essas;
- Dimensionar manualmente um elemento estrutural conforme diretrizes da NP EN 1993-1-1:2010, com o apoio de uma planilha de cálculo desenvolvida pelo autor;
- Dimensionar a estrutura automaticamente através de um sistema computacional e efetuar uma comparação com os resultados obtidos de forma manual para constatar a sua eficácia e confiabilidade.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este presente projeto apresentado nesta dissertação passa pelas seguintes fases de análise e desenvolvimento:

No Capítulo 1 são feitas considerações iniciais sobre o desenvolvimento de projetos estruturais e as ferramentas auxiliares para tal.

O Capítulo 2 expõe o projeto arquitetônico e as premissas para a concepção estrutural do caso de estudo.

No Capítulo 3, a essência deste trabalho, é realizado o desenvolvimento do sistema estrutural do pórtico-tipo que consiste no dimensionamento de elementos estruturais do pórtico quanto à resistência das

seções transversais e estabilidade dos elementos frente a todas as considerações e verificações cabíveis e abordadas. É feita, adicionalmente, uma comparação entre os dimensionamentos automático e manual.

O Capítulo 4 expõe constatações sobre o dimensionamento da estrutura do pórtico e a confiabilidade dos resultados gerados automaticamente pelo modelador utilizado.

CAPÍTULO 2

APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

2.1 CONCEPÇÃO ARQUITETÔNICA

O projeto estrutural desenvolvido foi concebido a partir da Planta de Arquitetura apresentada na Figura 2.1, a qual consiste numa construção comercial de um supermercado na forma de um galpão metálico de planta retangular, cujas dimensões são, aproximadamente, 51 metros por 31 metros.

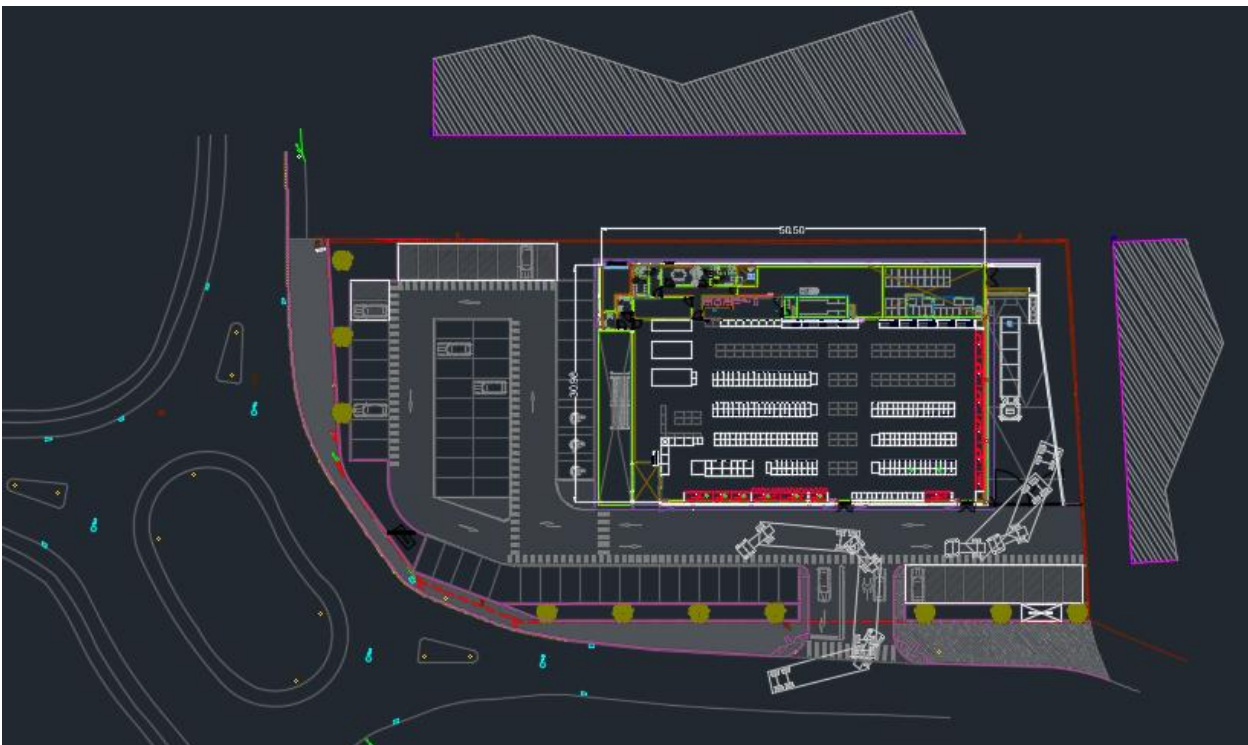


Figura 2.1 – Vista geral da área do projeto.

Este supermercado localiza-se numa esquina movimentada, em que há uma entrada e saída para veículos. Os caminhões com mercadorias conseguem circular até a fachada traseira, para que se possa descarregar os produtos sob uma marquise, a qual será desconsiderada neste projeto.

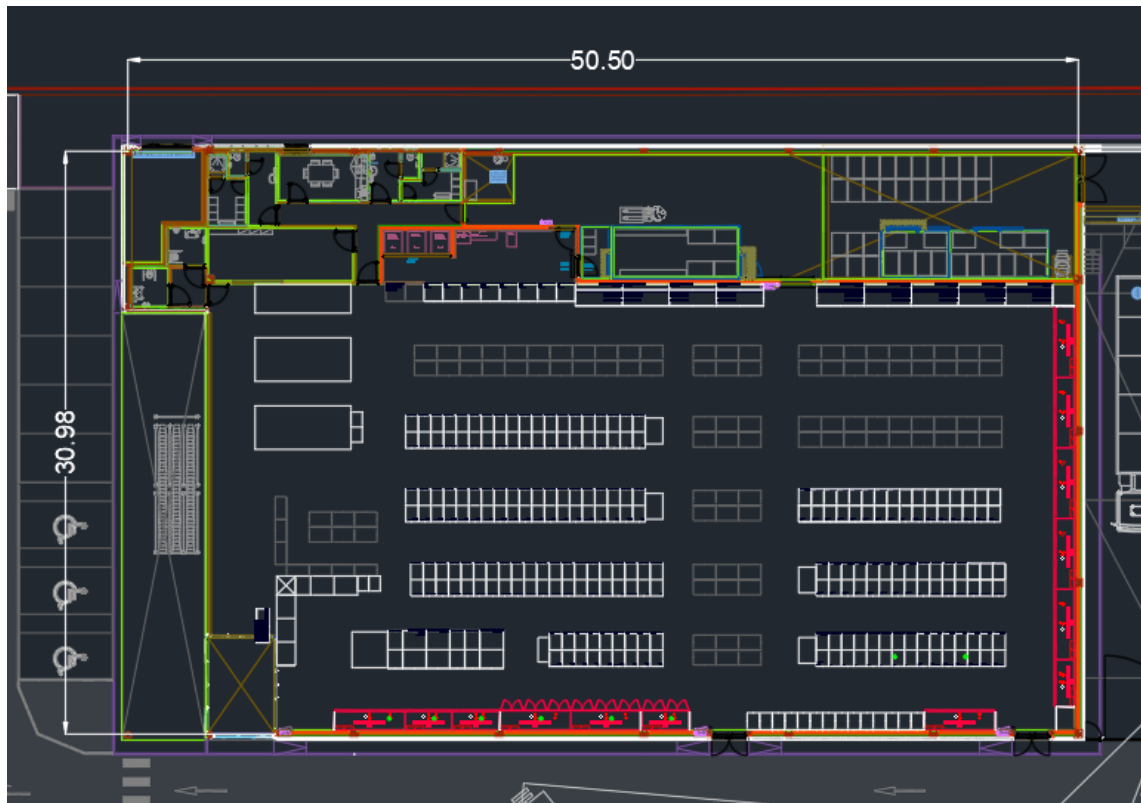


Figura 2.2 – Planta base arquitetônica.

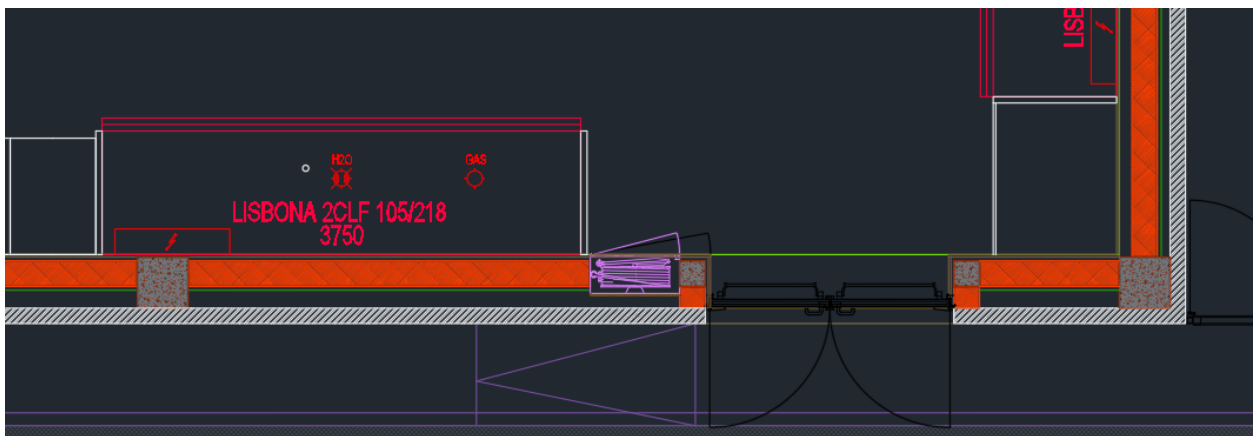


Figura 2.3 – Detalhe dos pilares na planta arquitetônica.

Nas Figura 2.3 pode-se notar a presença de pilares de concreto, que não são igualmente espaçados em todo o comprimento do galpão. Pode-se constatar a existência de algumas aberturas para portas de

CAPÍTULO 2

emergência, portas de uso serviçal e de ventilação. A elevação com a fachada frontal e a lateral direita estão apresentadas nas Figuras 2.4 e 2.5, respectivamente.

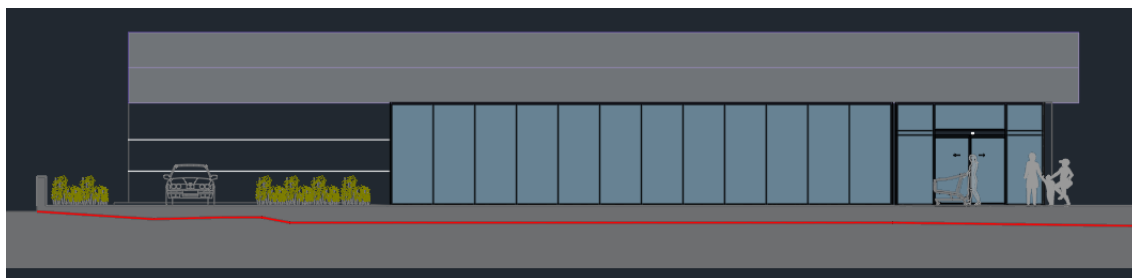


Figura 2.4 – Fachada frontal voltada para a rotatória indicada na figura 2.1.



Figura 2.5 – Elevação lateral voltada para o acesso de veículos vindos da rua.

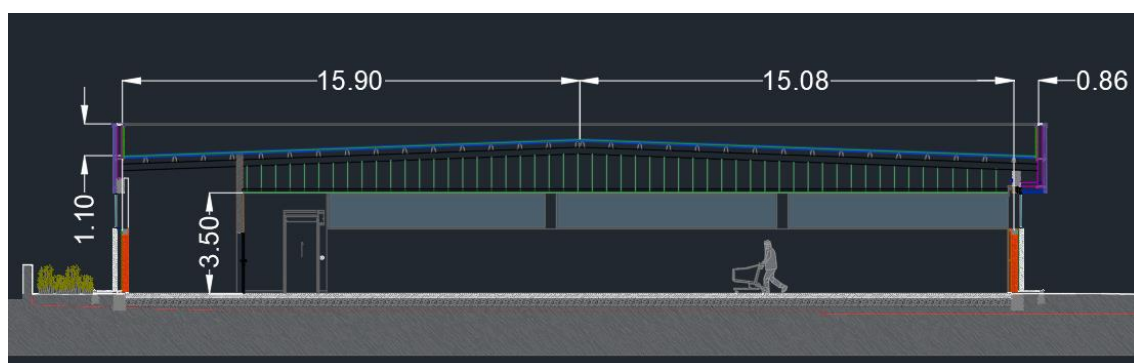


Figura 2.6 – Corte transversal prévio arquitetônico.

A Figura 2.6 indica um corte da edificação, onde se pode observar a cobertura com uma inclinação relativamente baixa, terças apoiadas sobre o banzo superior da viga e uma platibanda com 1,10 m acima do nível de encontro com a cobertura. Esta cobertura possui sua cumeeira centralizada ao considerar a distância entre as platibandas, porém, uma das platibandas está deslocada do prumo da fachada direita. Para facilitar o dimensionamento, a cumeeira será posicionada exatamente no meio vão do pórtico, compreendido entre as fachadas laterais.

2.2 CONDICIONANTES DE PROJETO

A partir da análise do projeto arquitetônico, pode-se chegar a algumas premissas que guiarão a concepção estrutural. Uma premissa é que não deve haver pilares no meio do pavilhão, para que se possa armazenar as mercadorias sem restrições e para que os consumidores possam circular da maneira mais livre possível. Outra premissa refere-se à inclinação da cobertura definida pela arquitetura, que é relativamente baixa, com ângulo de $2,55^\circ$. Isto é algo que auxilia na determinação da altura da viga do pórtico para o caso de ser treliçada, pois ao se definir sua altura, ela não pode ultrapassar a linha horizontal correspondente ao topo da platibanda, para que não fique visível externamente. Essa inclinação é o suficiente para acomodar os painéis de telha do tipo *sandwich* e para proporcionar escoamento mínimo da água até as calhas que estarão nos pés das platibandas.

Outro ponto a se destacar é o pé direito do galpão, que a arquitetura definiu como 3,50 m de altura, porém, para acondicionar o forro e os equipamentos dos demais subsistemas construtivos, considerou-se um pé direito estrutural igual a 4,00 m.

Os elementos dos sistemas de instalações prediais (elétrico, aquecimento, ventilação e ar-condicionado (AVAC), hidráulica e incêndio) necessitam de pontos de ancoragem/suporte para distribuição e instalação por toda a estrutura, isto definirá à frente o tipo de sistema estrutural.

CAPÍTULO 3

DESENVOLVIMENTO DO SISTEMA ESTRUTURAL

“Estruturas de pórticos em aço são muito eficientes e econômicas quando utilizadas em edifícios de um único pavimento, desde que os detalhes de projeto sejam economicamente viáveis e os parâmetros e pressupostos de projeto sejam bem escolhidos” (EUROPEAN COMMISSION, 2010, p. 1). A princípio, ao olhar para a planta arquitetônica pode-se verificar que o posicionamento dos pilares de concreto não é igualmente espaçado em todas as instâncias. Para facilitar o dimensionamento da estrutura serão considerados com um espaçamento uniforme e serão substituídos por pilares de aço.

Uma adaptação deve ser feita no que diz respeito à composição de certos pórticos, pois alguns teriam que se adaptar à presença de equipamentos de aquecimento, ventilação e ar-condicionado (AVAC). A princípio estes aparelhos estariam sobre uma plataforma única, locada num nível intermediário entre a cumeeira e a parte mais baixa da cobertura. Se essa plataforma fosse levada em conta neste projeto, haveriam alguns pórticos que seriam diferentes do pórtico tipo projetado, mas neste trabalho essa plataforma é desprezada, então adota-se a solução estrutural que é composta pela repetição de pórticos idênticos.

Quanto à composição do pórtico, a viga pode ser de alma cheia (onde, por conta do vão de 31 metros, haveria uma variação considerável da seção transversal) ou treliçada, em que é projetada com dois banzos ligados por montantes e diagonais. Para este projeto foi adotada a opção de pórtico treliçado, de modo que o vão em questão seja vencido com eficiência e para que seja possível apoiar eletrodutos, condutores AVAC e suportar o forro falso sob o banzo inferior da viga. Outra vantagem de um pórtico treliçado é que segundo o estudo comparativo entre pórticos metálicos de mesmo vão e altura de Almeida (2012, p. 99), mostraram-se mais econômicos em relação aos de viga com alma cheia.

Os projetos de elétrica, ar-condicionado e demais não foram fornecidos, portanto, é estimada uma carga aplicada no banzo inferior da viga advinda dos elementos relacionados a esses projetos. A disposição desses não será especificada, uma vez que haveria partes de alguns pórticos que teriam que ser alteradas para comportar tais componentes. Um item levado em consideração é que os condutores AVAC (que apresenta maior seção transversal dentre as instalações prediais citadas) possam transpor os pórticos de

forma facilitada entre um montante e uma diagonal, em que diagonais com inclinação próxima a 45° permitem tal condição.

Com essas considerações, chega-se à geometria do pórtico-tipo, apresentado na Figura 3.1.

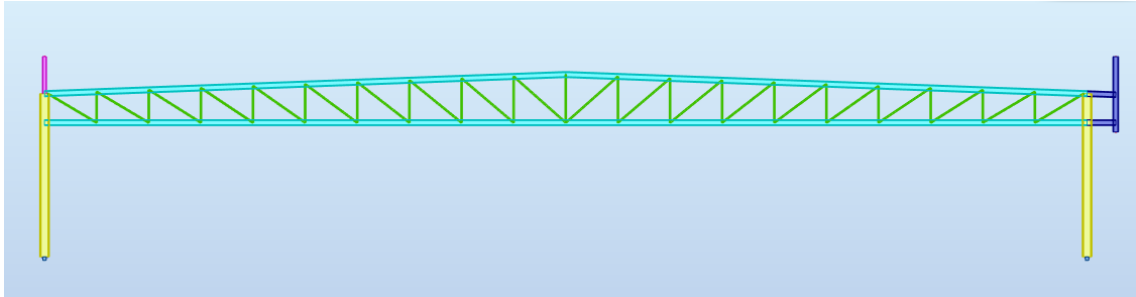


Figura 3.1 – Layout preliminar do pórtico tipo (imagem capturada do ROBOT).

3.1 DEFINIÇÕES ESTRUTURAIS PRELIMINARES

Ao passar para definições de maior cunho estrutural, são analisados os perfis a serem adotados, a altura da viga treliçada, o arranjo dos montantes e diagonais, as dimensões dos pilares e o espaçamento dos pórticos. Esse último, é considerado com distribuição uniforme, para facilitar o dimensionamento.

Algumas decisões podem ser embasadas partir de regras empíricas, as chamadas *rules of thumb*. É uma prática comum entre os projetistas estruturais adotar um vão de 6 a 8 metros para terças, o que promove uma resistência eficiente para esses elementos. Como a maior dimensão do galpão é de 50,50 m, chega-se a um espaçamento “e” entre pórticos de:

$$e = \frac{50,50}{8} = 6,31 \text{ m.}$$

Para determinação da altura da treliça a meio vão, é comum utilizar a relação exposta abaixo:

$$\frac{L_{\text{vão}}}{H_{\text{treliça}}} = 20 \quad (3.1)$$

Onde:

$H_{\text{treliça}}$ – é a altura da treliça a meio vão;

$L_{\text{vão}}$ – é o comprimento do vão.

Com isso,

$$H_{\text{treliça}} = \frac{30,98}{20} = 1,55 \text{ m.}$$

As seções dos elementos estruturais devem levar em conta algumas ponderações. A seção do pilar precisa ser uma seção robusta, que suporte altas tensões de compressão, além de resistir às flexões advindas da

composição de ações laterais e esforços transmitidos pela treliça. O perfil H é adequado, haja visto que apresenta uma grande área de seção, possui momentos de inércia significativos nas duas direções perpendiculares entre si e é um perfil de paredes finas e abertas que facilita a instalação de elementos de ligação em suas mesas.

Os banzos da viga treliçada precisam dispor de modos práticos de ligação para com os demais elementos, como diagonais e montantes que estarão entre os dois banzos, e terças postas acima do banzo superior. Como se trata de uma viga treliçada, as cargas atuantes são consideradas concentradas nos nós, o que remete a uma transmissão dos esforços para seus elementos via esforços normais. Estes, ao estarem atuando nos banzos da viga, têm magnitude significativamente maior que nas diagonais e montantes portanto, necessitam ter um perfil robusto.

Com estas premissas, atribui-se a seção tipo H aos banzos da viga, de tal forma que as mesas da seção transversal estarão ortogonais ao plano do pórtico. Isto viabiliza o aparafusamento das terças na mesa superior do banzo superior e, a princípio, a soldagem dos montantes e diagonais entre mesas dos banzos da viga. Se os banzos fossem posicionados com as mesas paralelas ao plano do pórtico, isso dificultaria todo o processo de ligação citado.

Nos montantes e diagonais da viga, solicitados somente aos esforços axiais, um fator a se ponderar na escolha do perfil é a possibilidade de flambagem destes elementos nos dois planos perpendiculares entre si (o plano do pórtico e um ortogonal a este). Como estes elementos só estão travados nas extremidades, a possibilidade de flambar em um dos planos, ao pensar somente no âmbito de comprimento de flambagem, é igual. Isso posto, uma seção adequada com baixa suscetibilidade à flambagem por compressão nos dois planos é uma de perfil fechado, o que se fez optar por um perfil de forma tubular quadrada.

Em consulta aos profissionais da área, foi constatado que diagonais inclinadas de 30° a 45° são mais eficientes na transmissão de esforços, o que, se respeitado, acarreta numa economia por diminuição da seção transversal. Isto, além do espaçamento admissível entre terças da cobertura, condiciona o espaçamento entre montantes e diagonais. Quanto às terças, estas estão disponíveis em vários formatos e resistências conforme espaçamento, e é recorrente o uso de espaçamentos de até 4 metros.

Quanto à configuração da treliça há alguns tipos amplamente utilizados, como treliça reta, parabólica, Warren, Pratt, Howe, entre outros. A viga Warren consiste em diagonais alternadas, o que forma triângulos sucessivos alternados de 180°, e seria adequada ao caso em estudo para a estrutura dispor de vazios onde passariam cabos de elétrica e dutos de AVAC. Para o estudo adotou-se uma treliça reta em formato "N" para propiciar esses vazios, e, quanto a orientação das diagonais optou-se pela treliça do tipo Pratt para que essas não fossem os elementos comprimidos com maior suscetibilidade à flambagem, como na configuração Howe. Isto perfaz uma treliça mais econômica.

Por essas razões e, ao considerar o pórtico simétrico em relação à cumeeira (exceto platibanda), as disposições dos elementos estruturais principais ficam de acordo com a Figura 3.2.

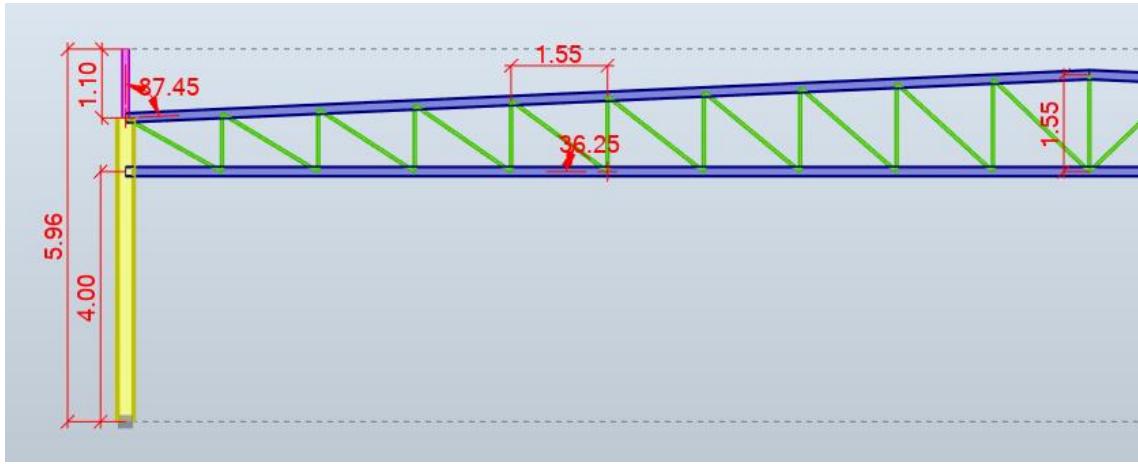


Figura 3.2 – Arranjo estrutural do pórtico tipo e suas medidas (imagem capturada do ROBOT da).

A base dos pilares, de maneira geral, consiste numa chapa soldada ao perfil na parte de baixo, de tal forma que a seção transversal esteja com a sua totalidade em contato com a chapa. A respeito da argamassa de assentamento entre o pilar e a base, Stark e Bijlaard (1988, apud SILVA;SANTIAGO, 2003, p. 63) afirmam “A maior parte das argamassas tem uma resistência mais elevada do que o material que constitui o bloco”, mas não causam interferência no desempenho estrutural do concreto da base (Silva, 2003, p. 63).

Segundo Martins (2002), para garantir o contato entre a placa e o concreto, e para viabilizar a montagem do pilar, são inseridos chumbadores de ancoragem. Estes podem conferir um apoio rotulado ao usar duas unidades posicionadas num eixo central da seção do pilar, ou podem configurar um apoio engastado ao se utilizar ao menos 4 unidades posicionadas além dos limites compreendidos pelo retângulo que tem duas arestas junto à face exterior das mesas da seção, e que tenham também a mesma largura que elas. Este pórtico está sujeito a momentos fletores de grande magnitude, e com base em análise de outros projetos estruturais profissionais, pode-se inferir que se use chumbadores que contornem a seção de base, de tal forma que suas disposições formem aproximadamente um quadrado, como ilustrado na Figura 3.3.

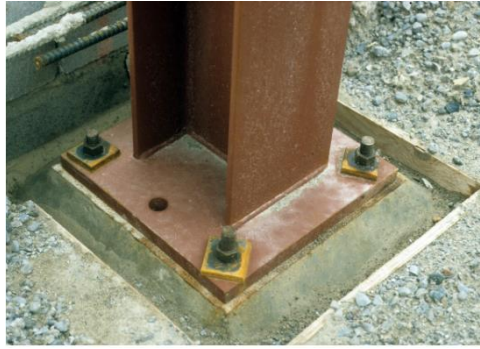


Figura 3.3 – Exemplo de base de pilar engastado.³

Outro aspecto ao se optar por uma base com no mínimo 4 chumbadores, é que “[...] com o encastramento, há uma redução significativa do aço necessário para a resistência do pilar em relação a um pilar com apoio articulado na base.” (Almeida, 2012, p. 83). O dimensionamento da fundação e da ligação do pilar com essa não será abordado neste trabalho.

3.1.1 Ligações entre elementos

A parte de ligações não entra no escopo deste trabalho no aspecto de dimensionamento, mas ligações são pré-definidas de maneira qualitativa para conferir mais alguns detalhes ao pórtico-tipo.

As ligações entre os elementos de aço do pórtico podem ser soldadas ou aparafusadas. Os montantes e diagonais da viga treliçada são ligados por meio de soldagens pré-fabricadas e não *in loco*, pois, além de haver mais rigor no controle de qualidade do processo de soldagem, segundo PFEIL e PFEIL (2021) “O material fundido deve ser isolado da atmosfera para evitar formação de impurezas na solda”. Os banzos são demasiados grandes para serem transportados de forma inteiriça, portanto, no banzo inferior será feita uma divisão em partes iguais.

As partes constituintes do banzo inferior serão divididas de tal forma que sua ligação não coincida com um nó de montante, de forma a evitar deformabilidades desnecessárias e uma ligação *in loco* posterior de um montante na mesa superior desse banzo. A divisão se dará em três partes de mesmo comprimento, e para ligá-las será feito um aparafusamento com o uso de cobre-juntas, ligação que confere muito mais rigidez do que uma solda feita *in loco*. Como a dimensão máxima dos trechos divididos seria de 30,98/3 (tamanho que na realidade é menor ao descontar a distância do eixo central do pilar à face externa de sua mesa), é viável o transporte, visto que a extensão máxima aceitável é de 12 metros.

³ Disponível em: [ASTM F1554: A Standard for Anchor Rods – CISC-ICCA](#) (acessado em 07/07/2023).

O banzo superior da treliça possui 15,51 metros da cumeeira até o pilar. Esse será dividido de forma que a seção ligada com cobre-juntas fique na mesma linha vertical da ligação de cobre-juntas do banzo inferior, o que facilita o transporte e a montagem.

A respeito da ligação viga-pilar, é definido que a seção do banzo da viga em contato com a mesa do pilar é soldada a uma chapa de extremidade em que sua maior dimensão é maior que a altura do banzo, e a conexão dessa chapa ao pilar é feita através do aparafusamento. Esta ligação é representada na Figura 3.4, e por haver uma parte da chapa acima da mesa superior do banzo da viga, “esta chapa consegue fornecer um braço de forças superior pela colocação de parafusos na parte superior” (Resende, 2009, p. 4) uma das características que propicia uma ligação mais rígida com transferência de momentos. O posicionamento do pilar é de tal forma que suas mesas são ortogonais ao plano do pórtico, isto para facilitar a ligação com a viga e propiciar maior resistência aos momentos fletores no plano do pórtico.

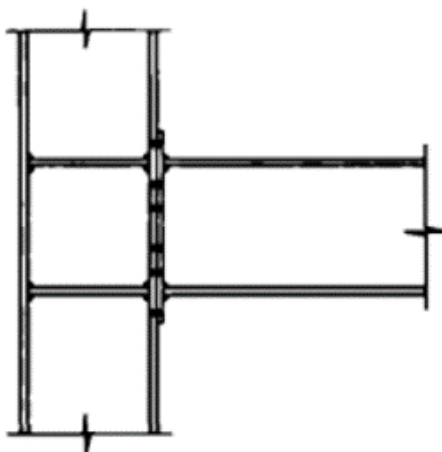


Figura 3.4 – Exemplo de ligação rígida (Resende, 2009).

Ainda sobre a ligação viga-pilar, o que estará confinado entre a cabeça e a porca dos parafusos será a mesa do pilar e a chapa de extremidade. Conforme Figura 3.4 e análise feita em projetos estruturais de pórticos semelhantes, para este presente projeto é definido que para as mesas dos perfis H dos banzos das vigas, haverá chapas de prolongamento das mesas dos banzos entre as mesas dos pilares, o que confere maior rigidez à ligação. Além disso, para o banzo superior, considera-se haver uma chapa *gusset* abaixo da mesa inferior para enrijecer essa ligação e para viabilizar a conexão da diagonal que tem seu nó superior posicionado a aproximadamente 10 cm da mesa do pilar interna ao pórtico.

3.1.2 Montagem do pórtico

Na fase de montagem de um pórtico, deve-se instalar primeiramente os pilares com os chumbadores fixados na fundação, e deve-se assentar uma camada de grout entre essa e a chapa. Os chumbadores,

conforme citado anteriormente, devem estar afastados dos eixos centrais da seção do pilar, o que conferirá maior resistência a momentos fletores.

A viga treliçada estará dividida em três partes, onde duas, referentes às extremidades, são iguais e são alocadas primeiro conectando as cordas aos pilares com parafusos. Estas partes devem ser suspensas por guindastes, e se deve ter cuidado redobrado com o içamento de peças e os momentos de tombamento atuantes pelo centro de gravidade das peças. O terceiro segmento da viga treliçada, a parte central, ao ser içada e estabilizada com suas duas extremidades simultaneamente rentes às seções transversais das duas partes já instaladas, posiciona-se as chapas cobre-juntas sobre as divisas e realiza-se o aparafusamento, como pode ser observado na Figura 3.5 b).



a) Demonstração do içamento de peças.⁴



b) Exemplo de Ligação de segmentos de peças por chapa cobre-juntas.⁵

Figura 3.5 – Içamento e ligações de segmentos de peças.

3.1.3 Contraventamento

Estruturas treliçadas em forma de grade, como formatos N e M, segundo SCI (2008, p. 8) “a estabilidade geralmente é provida através de contraventamento em vez de ações provenientes da rigidez da estrutura”. A essência do contraventamento de uma estrutura é resistir a esforços laterais, ao fornecer estabilidade global e local. Para estabilidade global em estruturas rígidas com pilares engastados, pode-

⁴ Disponível em: [Nuova copertura di uno stabilimento industriale - Ing. Nicola Cappelletti](#) (acessado em 07/07/2023).

⁵ Disponível em: [Eng-teaching-aid2.jpg \(600x900\) \(silvercitygalv.com\)](#) (acessado em 07/07/2023).

se adotar uma solução de contraventamento exemplificada na Figura 3.6, a qual foi adotada para este projeto e detalhada nos desenhos do Anexo III.

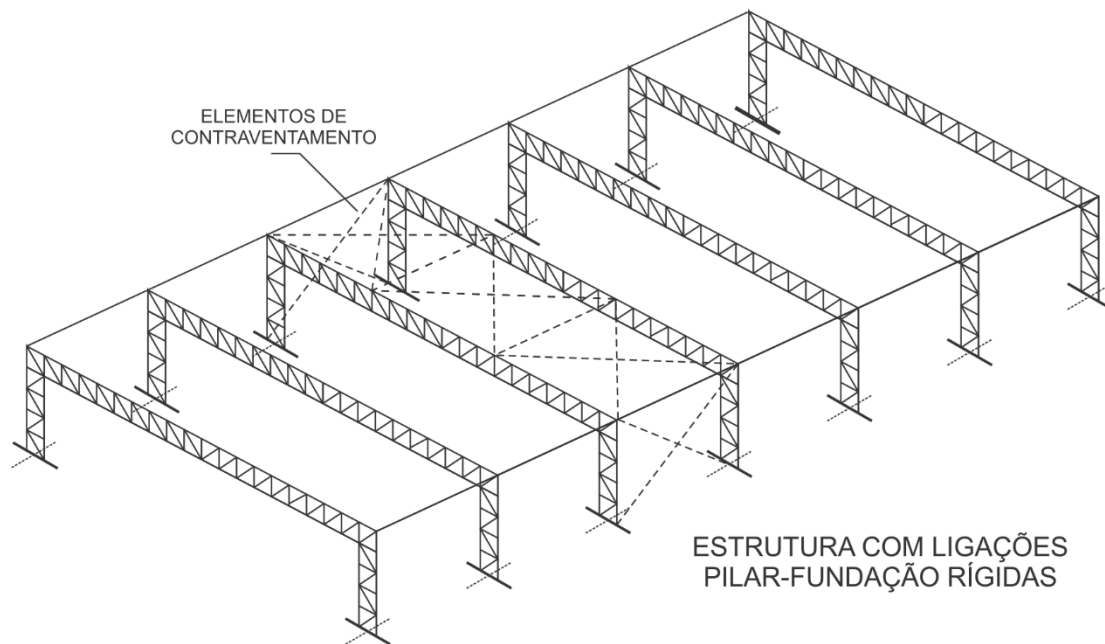


Figura 3.6 – Esquema representativo de contraventamento de estrutura (Adaptado de SCI, (2008)).

3.2 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Como mencionado antes, este pórtico se trata de um do tipo treliçado, em que as forças atuantes são posicionadas nos nós, o que confere esforços axiais e não provoca rotações aos elementos estruturais, a não ser pelo peso próprio. O pórtico está contido no plano XZ do modelador e as forças gravíticas serão posicionadas nos nós dos dois banzos da viga, com sentido negativo em relação ao eixo Z global. A carga horizontal do vento é posicionada nos nós dos pilares e da platibanda onde se encontram as terças de fachada, com sentido paralelo ao eixo X global, e a carga do vento na cobertura é aplicada perpendicularmente a esta.

Este projeto é desenvolvido com embasamento no conjunto de Normas Portuguesas do Eurocódigo, e dentre elas são utilizadas:

- NP EN 1990: 2009 – Bases para o projeto de estruturas;
- NP EN 1991: 2009 – Acções em estruturas;
- NP EN 1993: 2010 – Projecto de estruturas de aço.

As ações serão definidas e explicitadas a seguir, e o dimensionamento da estrutura metálica frente aos esforços será exposto no subcapítulo 3.4.

3.2.1 Cargas permanentes

O peso próprio da estrutura é facilmente inserido em todos os elementos pelo modelador, e conforme o Eurocódigo 1-1-1, o peso volumétrico do aço é de 77 a 78,5 kN/m³. Para o peso dos painéis e seus componentes de fixação, as terças, forro falso, partes elétricas e ventilação, foram estimadas as cargas constantes na Tabela 3.1. As cargas que atuam diretamente no pórtico são as nodais (terceira coluna da Tabela 3.1), que são correspondentes à atuação das cargas distribuídas na área de influência compreendida entre dois montantes e o espaçamento dos pórticos (segunda coluna da Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Magnitude das cargas permanentes

Cargas permanentes		
Elemento	kN/m ²	kN
Painéis de telha e fixadores	0,15	1,47
Terças	-	0,2
Forro falso, parte elétrica e ventilação	0,5	4,89

A carga referente ao forro falso, parte elétrica e AVAC é aplicada nos nós do banzo inferior da treliça.

3.2.2 Sobrecarga

Uma sobrecarga advinda de operários durante a instalação e manutenção da cobertura deve ser considerada, e conforme o item 6.3.4.2(1) do Anexo Nacional da NP 1991-1-1: 2009, trata-se de uma cobertura inacessível de categoria H, e deve suportar as seguintes cargas:

- $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$;
- $Q_k = 1,0 \text{ kN}$.

A carga distribuída gera uma carga nodal de:

$$q \cdot e_{\text{pórtico}} \cdot e_{\text{mont}} = 0,4 \cdot 6,31 \cdot 1,55 = 3,9 \text{ kN}.$$

Por essa carga ser maior que 1,0 kN, ela é adotada como sobrecarga.

3.2.3 Cargas térmicas conforme NP EN 1991-1-5

As estruturas de aço estão sujeitas a deformações provenientes da diferença de temperatura a que estão submetidas durante um período considerado, e as cargas resultantes devem ser consideradas em seu dimensionamento. Para definir a carga térmica atuante, deve-se determinar os seguintes fatores:

CAPÍTULO 3

ΔT_u - Componente da variação uniforme de temperatura;

T - Temperatura média de um elemento estrutural resultante das temperaturas climáticas;

T_0 - Temperatura inicial do elemento estrutural na fase de conclusão da construção da estrutura.

Os valores característicos das variações uniformes de temperatura são obtidos de acordo com a NP EN 1991-1-5: 2009 – Ações Térmicas.

O valor de $T_0 = 15^\circ\text{C}$, foi definido conforme a página 48 do Anexo Nacional da norma em questão.

O componente da variação uniforme de temperatura é determinado conforme equação (3.2)

$$\Delta T_u = T - T_0 \quad (3.2)$$

Zonamento térmico (Porto):

Condições de Inverno: Zona B – $T_{\min} = 0^\circ\text{C}$;

Condições de Verão: Zona B – $T_{\max} = 40^\circ\text{C}$.

Segundo Quadro NA – 5.1 – Temperaturas indicativas T_{in} para ambientes interiores:

$T_1 = 25^\circ\text{C}$ (Verão); $T_2 = 18^\circ\text{C}$ (Inverno);

Segundo Quadro NA – 5.2 – Temperaturas indicativas T_{out} para zonas de edifícios acima do solo:

$T_{\text{out}} = T_{\min} = 0^\circ\text{C}$ (Inverno);

Para efeitos de absorção durante o verão, a superfície é clara, portanto, resulta numa temperatura:

$T_{\text{out}} = 42^\circ\text{C}$ (verão).

Conclui-se com as equações (3.3) e (3.4):

$$\Delta T_{u-} = \frac{T_{\text{in}}(I) + T_{\text{out}}(I)}{2} - T_0 \quad (3.3)$$

$$\Delta T_{u+} = \frac{T_{\text{in}}(V) + T_{\text{out}}(V)}{2} - T_0 \quad (3.4)$$

O Que resulta nas cargas termais para época fria e quente respectivas:

$$\Delta T_{u-} = -6,0 \text{ } ^\circ\text{C};$$

$$\Delta T_{u+} = +18,5 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

3.2.4 Carga de vento conforme NP EN 1991-1-4

O vento tem uma atuação sobre a estrutura muito relevante, o que condiciona a concepção de elementos de contraventamento, que não entram no escopo de dimensionamento desse projeto. Deve-se calcular a pressão exercida pelo vento em cada região com diferentes ângulos de incidência com base nos esforços mais desfavoráveis. Pressupõe-se que a localização deste supermercado está situada dentro de uma faixa de 5 km a partir da costa, portanto, sua zona para velocidade de referência é B, conforme item “b) NA-4.2(1)P, Nota 2” do Anexo Nacional da NP EN 1991-1-4: 2010.

A seguir é determinada a pressão dinâmica de pico para este galpão com 5,96 m de altura.

- a) Valor básico de referência do vento ($v_{b,0}$) = 30 m/s, conforme definido no item NA-4.2(1)P, Nota 2.
- b) velocidade de referência do vento (v_b) conforme expressão:

$$v_b = v_{b,0} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \quad (3.5)$$

onde:

C_{season} é um coeficiente de temporada;

C_{dir} é um coeficiente de direção.

Valores de C_{dir} e $C_{season} = 1,0$;

$$v_b = 30 \text{ m/s}$$

- c) Pressão básica de velocidade segundo equação:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.6)$$

onde:

ρ é a densidade do ar, e tem valor considerado de 1,25 kg/m³.

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 30^2 = 562,5 \text{ N/m}^2 ;$$

- d) Coeficiente de terreno (K_r), com parâmetros definidos no Anexo Nacional da NP EN 1991-1-4:

Categoria de terreno conforme Quadro NA-4.1: I

$$K_r = 0,19 \cdot \left(\frac{Z_0}{Z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (3.7)$$

onde:

Z_0 é o comprimento de rugosidade;

$Z_{0,II}$ é o comprimento de rugosidade para a categoria II.

Dados:

$$Z_0 = 0,005;$$

$$Z_{0,II} = 0,05 \text{ m};$$

$$K_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,005}{0,05} \right)^{0,07} = 0,162.$$

e) Fator de rugosidade $c_r(Z)$:

$$c_r(z) = K_r \cdot \ln \left(\frac{z}{Z_0} \right) \quad (3.8)$$

$$z = 5,96 \text{ m e } z > z_{min} = 1.$$

onde:

z_{min} é a altura mínima particular para cada categoria de rugosidade do terreno que deve ser considerada.

Calcula-se:

$$c_r(5,96) = 0,162 \cdot \ln \left(\frac{5,96}{0,005} \right) = 1,148.$$

f) O coeficiente de orografia $c_0(z)$ e o fator de turbulência k_1 são tomados como unitários.

g) Turbulência do vento $I_v(z)$:

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln \left(\frac{z}{Z_0} \right)} \quad (3.9)$$

Calcula-se:

$$I_v(z) = \frac{1}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{5,96}{0,005}\right)} = 0,141.$$

h) Pressão dinâmica de pico $q_p(z)$:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (3.10)$$

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (3.11)$$

Onde:

$v_m(z)$ é a velocidade média do vento.

Calcula-se:

$$v_m(z) = 1,148 \cdot 1 \cdot 30 = 34,44 \text{ m/s};$$

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot 0,141) \cdot 0,5 \cdot 1,25 \cdot 34,44^2 = 1473 \text{ N/m}^2 = 1,473 \text{ kN/m}^2;$$

Conclusão: o coeficiente de pressão de pico do vento é $q_p(5,96) = 1,473 \text{ kN/m}^2$.

3.2.4.1 Coeficientes de pressão externa

Para determinar os coeficientes de pressão externa deve-se analisar os sentidos de incidência do vento α° sobre a edificação, e os casos são discriminados.

Caso 1: W (90°) com barlavento na fachada frontal

Dados:

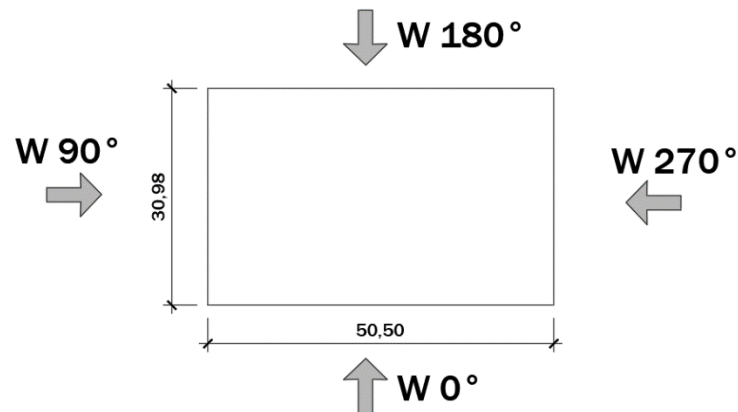
$$H = 5,96 \text{ m};$$

$$b = 30,98 \text{ m};$$

$$d = 50,50 \text{ m};$$

$$H/d = 0,12 < 0,25;$$

$$e = \min(b; 2h) = 2,5,96 = 11,92 \text{ m}.$$



Caso 2: W (270°) com barlavento na fachada traseira

Dados:

$$H = 5,96 \text{ m};$$

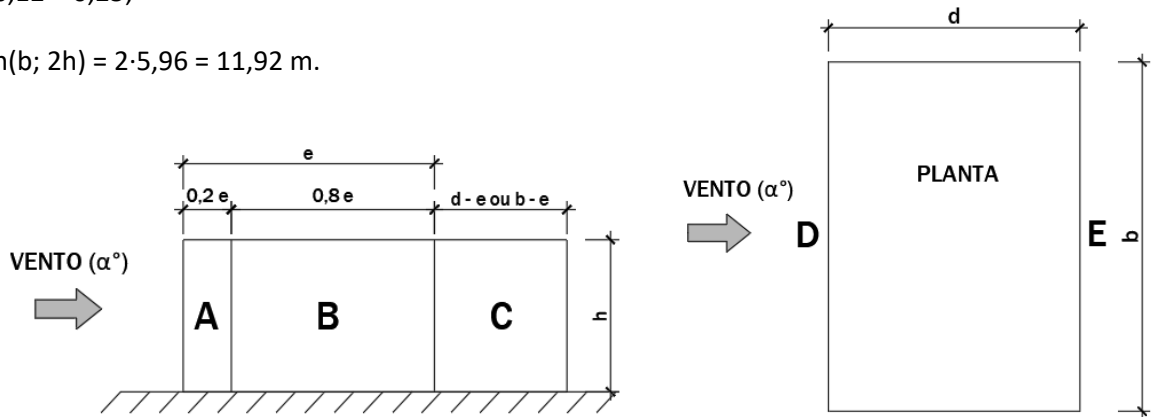
CAPÍTULO 3

$b = 30,98 \text{ m};$

$d = 50,50 \text{ m};$

$H/d = 0,12 < 0,25;$

$e = \min(b; 2h) = 2 \cdot 5,96 = 11,92 \text{ m}.$



Uma síntese dos resultados é exposta na Tabela 3.2, onde os coeficientes foram obtidos do Quadro 7.1 da Norma Portuguesa de ação do vento.

Tabela 3.2 – Coeficientes de pressão externa para fachada para vento a 90° e 270° .

Zona	Extensão (m)	C _{pe}
A	2,38	-1,2
B	9,54	-0,8
C	38,58	-0,5
D	30,98	0,7
E	30,98	-0,3

Caso 3: W (0°) com barlavento no alçado lateral direito

$H = 5,96 \text{ m};$

$b = 50,50 \text{ m};$

$D = 30,98 \text{ m};$

$H/d = 0,19 < 0,25;$

$e = \min(b; 2h) = 2 \cdot 5,96 = 11,92 \text{ m}.$

Caso 4: W (180°) com barlavento no alçado lateral esquerdo

$H = 5,96 \text{ m};$

$$b = 50,50 \text{ m};$$

$$d = 30,98 \text{ m};$$

$$H/d = 0,19 < 0,25;$$

$$e = \min(b; 2h) = 2 \cdot 5,96 = 11,92 \text{ m}.$$

A Tabela 3.3 resume as informações para os casos de vento analisados acima (segundo quadro 7.1 da NP EN 1991-1-4: 2010).

Tabela 3.3 – Coeficientes de pressão externa na fachada para vento a 0° e 180°.

Zona	Extensão (m)	C _{pe}
A	2,38	-1,2
B	9,54	-0,8
C	19,06	-0,5
D	50,50	0,7
E	50,50	-0,3

A platibanda possui coeficientes de pressão diferentes dos de fachada, e a altura de referência “h” para obter seus coeficientes está contida da base dos pilares até o topo da platibanda. Sua altura h_p é de 1,10 m, e, ao considerar de forma conservativa o índice de cheios igual a 1 e que há panos de esquina com comprimento de no mínimo (5,96+1,10) metros, chega-se nos coeficientes de pressão resultantes $c_{p,net}$ da Tabela 3.4 (segundo Quadro 7.9 da NP EN 1991-1-4: 2010).

Tabela 3.4 – Coeficientes de pressão resultante em platibanda.

Zona	$c_{p,net}$
A	2,1
B	1,8
C	1,4
D	1,2

As platibandas foram consideradas com panos de esquina maiores que sua altura de 1,10 m.

A memória de cálculo para cobertura, de inclinação de 2,55°, está exposta a seguir. Conforme nota 2 do Quadro 7.4a da NP EN 1991-1-4: 2010, por o ângulo de inclinação da cobertura estar entre -5° e +5°,

utiliza-se os coeficientes de pressão para cobertura em terraço válidos para as regiões da Figura 3.7, descritos no quadro 7.2 da página 44 da norma em questão.

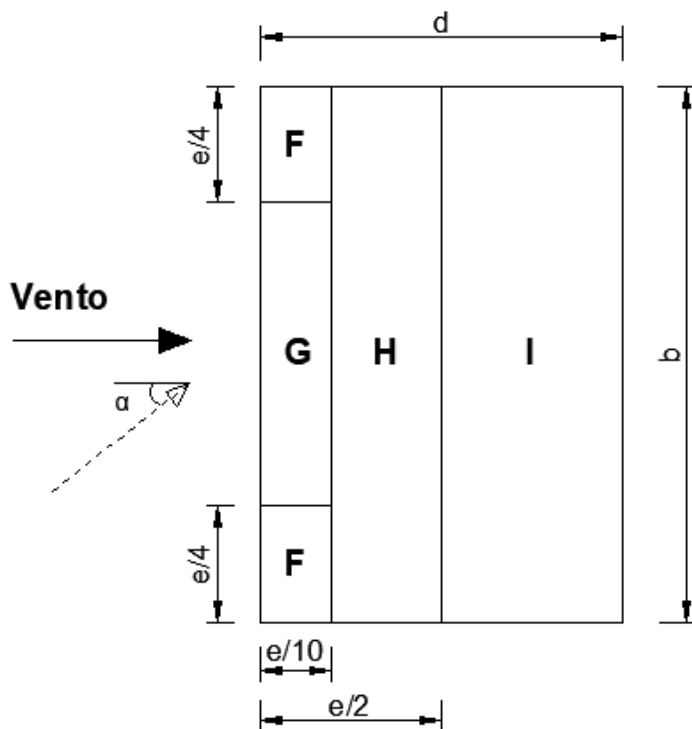


Figura 3.7 – Disposição das zonas pertinentes aos coeficientes de pressão externa para coberturas em terraço.

A seguir são indicados os mesmos casos de atuação do vento na cobertura, com uma designação que insere um “apóstrofo” em seu final, o que remete à cobertura.

Caso 1': W (90°) com barlavento no alçado frontal

Dados:

$H = 5,71\text{m}$ (altura cumeeira);

$b = 30,98\text{ m}$;

$d = 50,50\text{ m}$;

$h_p = 1,10\text{ m}$ (altura platibanda);

$H/h_p = 0,19$;

$e = \min(2h; b) = 11,42\text{ m}$ (conforme item 7.2.4(2) da NP EN 1991-1-4, h é a altura sem considerar a platibanda).

Caso 2': W (270°) com barlavento na fachada traseira

Dados:

$H = 5,71$ m;

$b = 30,98$ m;

$d = 50,50$ m;

$h_p = 1,10$ m (altura platibanda);

$H/h_p = 0,19$;

$e = \min(2h; b) = 11,42$ m.

A Tabela 3.5 sintetiza as informações de coeficientes de pressão externa do vento nas direções 90° e 270°.

Tabela 3.5 – Coeficiente de pressão na cobertura para vento a 90° e 270°.

Zona	Largura (m)	profundidade (m)	C _{pe}
F	2,85	1,14	-1,2
G	25,28	1,14	-0,8
H	30,98	4,57	-0,7
I	30,98	44,79	+0,2

Caso 3': W (0°) com barlavento no alçado lateral direito

$b = 50,50$ m;

$d = 30,98$ m;

$H = 5,71$ m (altura cumeeira);

$h_p = 1,10$ m (altura platibanda);

$H/h_p = 0,19$;

$e = 2h = 11,42$ m.

Caso 4': W 0° com barlavento no alçado lateral esquerdo

$b = 50,50$ m;

CAPÍTULO 3

$d = 30,98 \text{ m}$;

$H = 5,71 \text{ m}$ (altura cumeeira);

$h_p = 1,10 \text{ m}$ (altura platibanda);

$H/h_p = 0,19$;

$e = 2h = 11,42 \text{ m}$.

A Tabela 3.6 resume as informações referentes aos coeficientes de pressão exterior na cobertura para as direções a 0° e 180° .

Tabela 3.6 – Coeficientes de pressão na cobertura para vento a 0° e 180° .

Zona	Largura (m)	profundidade (m)	C _{pe}
F	2,85	1,14	-1,2
G	45,36	1,14	-0,8
H	50,50	4,57	-0,7
I	50,50	25,27	+0,2

Os coeficientes expostos na Tabela 3.7 foram retirados do Quadro 7.2 da NP EN 1991-1-4, em que as colunas de $C_{pe,10}$ são as referentes às pressões para elementos de maiores dimensões como fachadas, e as colunas de $C_{pe,1}$ são para análises locais em elementos menores. Com a relação $h_p/h = 0,19$, utiliza-se os coeficientes de pressão externa da linha $h_p/h = 0,10$.

Tabela 3.7 - Coeficientes de pressão externa para coberturas em terraço.

Tipo de cobertura		Zona							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Bordas em arestas vivas		-1,8	-2,5	-1,2	-2	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
Com platibanda	$\frac{h_p}{h} = 0,025$	-1,6	-2,2	-1,1	-1,8	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$\frac{h_p}{h} = 0,05$	-1,4	-2	-0,9	-1,6	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2
	$\frac{h_p}{h} = 0,10$	-1,2	-1,8	-0,8	-1,4	-0,7	-1,2	+0,2	-0,2

3.2.4.2 Coeficiente de pressão interna

Para determinação do coeficiente de pressão interna (C_{pi}), o galpão será considerado sem aberturas, uma vez que as portas e janelas são consideradas como fechadas em situação de Estado Limite Último. Tendo

isso em conta, os coeficientes de pressão interna a serem analisados são os definidos abaixo, conforme item 7.2.9(6) Nota 2 da norma NP EN 1991-1-4 (CEN, 2010):

$$\begin{cases} Cp_i = -0,2 \\ Cp_i = +0,3 \end{cases}$$

3.2.4.3 Coeficiente de atrito seguindo a área de referência

A ação do vento pode causar uma força extra além das sobrepressões e sucções; ela pode gerar uma força de fricção a depender das dimensões do edifício e o sentido da ação. Primeiro deve-se determinar a relação entre as áreas paralelas e perpendiculares à ação do vento, conforme exposto a seguir:

Inclinação cobertura: 2,55°

$$\frac{30,98/2}{\cos(2,55^\circ)} = 15,50 \text{ m.}$$

Análise para direções ortogonais entre si:

a) Para vento W (0°):

$$\Sigma_{\text{áreas paralelas}} = 2 \cdot (30,98 \cdot 5,96 + 15,50 \cdot 50,50) = 1934,8 \text{ m}^2;$$

$$\Sigma_{\text{áreas perpendiculares}} = 2 \cdot (50,50 \cdot 5,96) = 602,0 \text{ m}^2;$$

Como $\Sigma_{\text{áreas paralelas}} < 4 \cdot \Sigma_{\text{áreas perpendiculares}} \rightarrow$ não se considera a força de atrito

b) Para vento W (90°):

$$\Sigma_{\text{áreas paralelas}} = 2 \cdot (50,50 \cdot 5,96 + 15,50 \cdot 50,50) = 2167,5 \text{ m}^2;$$

$$\Sigma_{\text{áreas perpendiculares}} = 2 \cdot (30,98 \cdot 5,96) = 369,3 \text{ m}^2;$$

Como $\Sigma_{\text{áreas paralelas}} > 4 \cdot \Sigma_{\text{áreas perpendiculares}} \rightarrow$ se considera a força de atrito.

A força causada pelo atrito é calculada conforme a equação 3.12:

$$F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{fr} \quad (3.12)$$

onde:

F_{fr} é a força de atrito;

c_{fr} é o coeficiente de atrito;

A_{fr} é a área de referência.

Por se tratar de uma superfície de painéis *sandwich*, a superfície é ondulada, portanto $c_{fr} = 0,04$

Determina-se a área de referência:

$$2b = 101,00 \text{ m};$$

$$4h = 23,84 \text{ m};$$

$$A_{fr} = 2167,5 \cdot \left(1 - \frac{23,84}{50,50}\right) = 1144,3 \text{ m}^2.$$

E, finalmente, chega-se à força de fricção para o sentido longitudinal da cobertura:

$$F_{fr} = 0,04 \cdot 1,473 \cdot 1144,3 = 67,42 \text{ kN}.$$

3.2.4.4 Pressões resultantes

Pressões resultantes do vento são aquelas nas quais se faz um somatório vetorial entre coeficientes externos e internos em cada região, pós multiplicando pela pressão dinâmica de pico. As pressões resultantes (P_w) podem ser determinadas através da equação (3.13).

$$P_w = (c_{pe} + c_{pi}) \cdot q_p(Z_e) \tag{3.13}$$

Com isso, se chegou a dois casos condicionantes de vento na direção xx+, indicados nas Figura 3.8 e 3.9, e o coeficiente da platibanda corresponde ao maior encontrado em toda a estrutura.

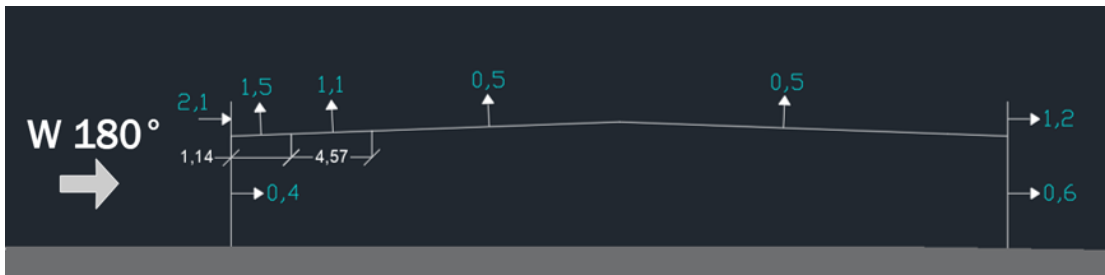


Figura 3.8 – Esquema representativo com os coeficientes globais para vento na direção xx+, com $C_{pi}=+0,3$ e região I com $C_{pe}=-0,2$.

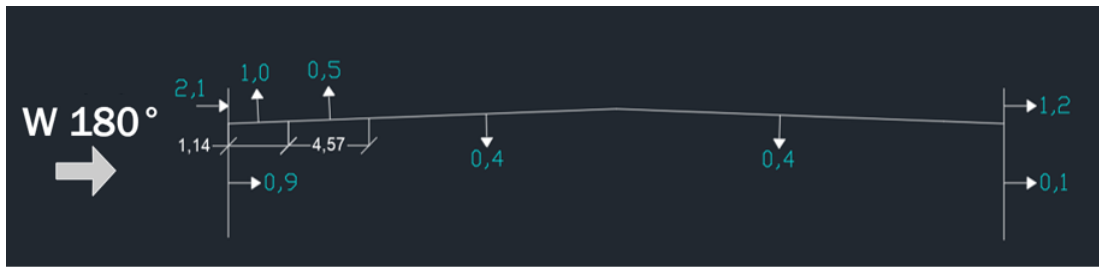


Figura 3.9 – Esquema representativo com os coeficientes globais para vento na direção xx+, com $C_{pi}=-0,2$ e região I $C_{pe} =+0,2$.

Cálculo de pressões globais com os coeficientes mostrados nas Figuras 3.8 e 3.9:

$$0,4 \cdot 1,473 = 0,59 \text{ kN/m}^2;$$

$$2,1 \cdot 1,473 = 3,09 \text{ kN/m}^2;$$

$$1,5 \cdot 1,473 = 2,21 \text{ kN/m}^2;$$

$$1,1 \cdot 1,473 = 1,62 \text{ kN/m}^2;$$

$$0,5 \cdot 1,473 = 0,74 \text{ kN/m}^2;$$

$$1,2 \cdot 1,473 = 1,77 \text{ kN/m}^2;$$

$$0,6 \cdot 1,473 = 0,88 \text{ kN/m}^2;$$

$$0,9 \cdot 1,473 = 1,33 \text{ kN/m}^2;$$

$$1,0 \cdot 1,473 = 1,47 \text{ kN/m}^2;$$

$$0,1 \cdot 1,473 = 0,15 \text{ kN/m}^2.$$

Ao transformar as cargas distribuídas para nodais (kN), a disposição das cargas para os dois casos demonstrados nas figuras anteriores fica conforme ilustrado nas Figuras 3.10 e 3.11, respectivamente.

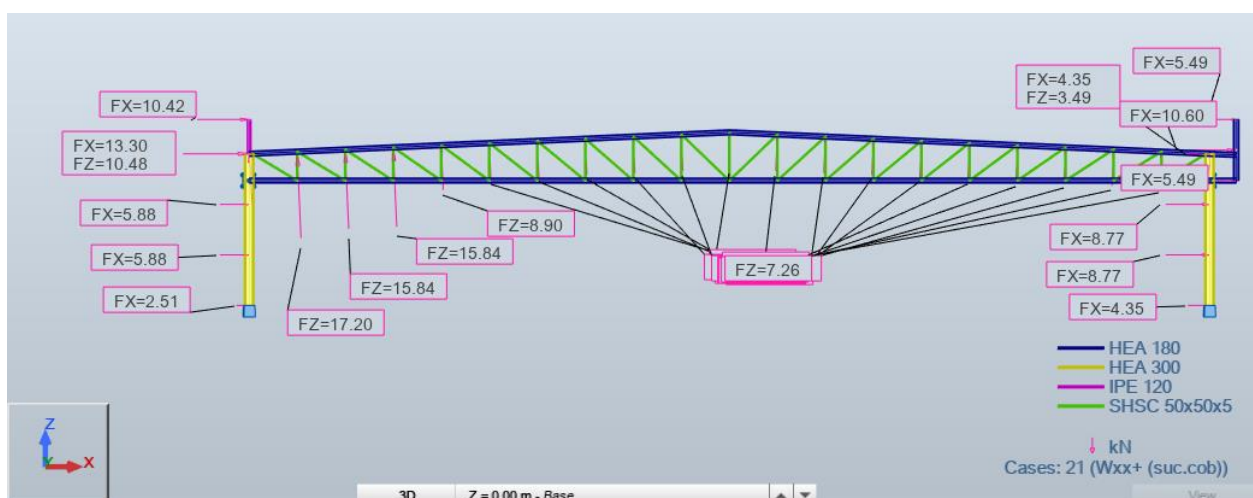


Figura 3.10 – Forças nodais devidas ao vento wxx+ (suc) (180°) para o caso em que só ocorre sucção externa na cobertura (imagem capturada do ROBOT).

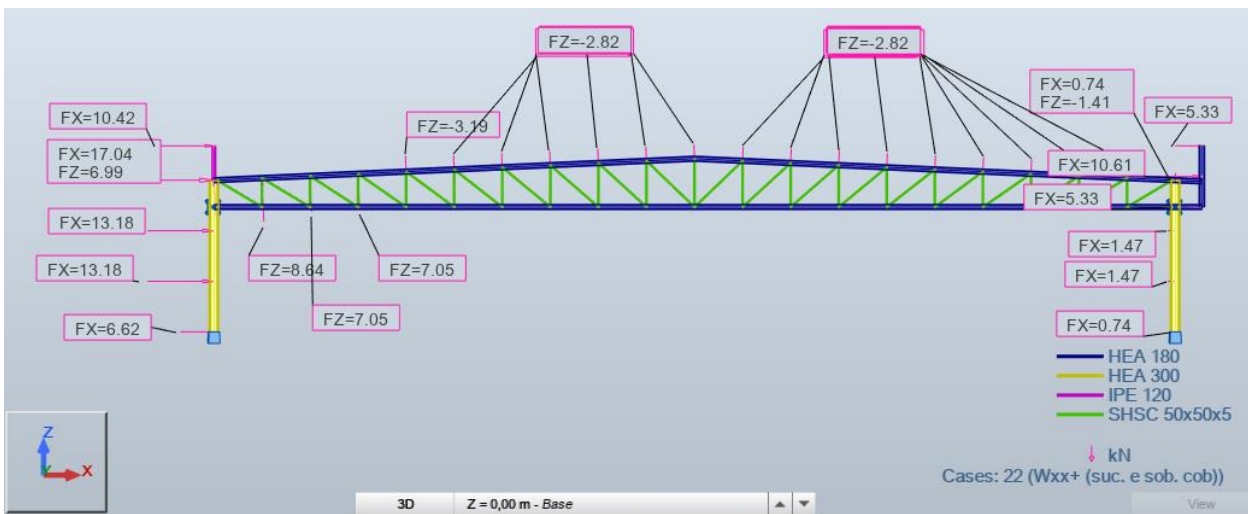


Figura 3.11 – Forças nodais devidas ao vento wxx+ (suc. e sob) (180°) para o caso em que ocorre sucção e sobrepressão externas na cobertura (imagem capturada do ROBOT).

3.2.5 Estados limite

Para se obter os esforços internos solicitantes de cálculo, deve-se considerar combinações de ações simultâneas, e elas podem estar majoradas conforme o tipo de análise, que pode ser no Estado Limite Último (ELU) ou Estado Limite de Serviço (ELS).

3.2.5.1 Estado limite último

As combinações para o ELU consideram a última resistência da estrutura na iminência de seu colapso (análise plástica) ou até atingir a tensão de cedência (análise elástica), enquanto para as combinações no ELS verifica-se se a estrutura excedeu o limite de deformações e vibrações aceitáveis em seus elementos.

As cargas que compõem as combinações a serem expostas no próximo item estão discriminadas com seus respectivos números de identificação na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Cargas atuantes.

Permanentes		Variáveis	
1	PP	11	SC
2	Madres	21	Wxx+ (suc.)
3	Painel Telhas	22	Wxx+ (suc. e sob.)
4	Infraestruturas	23	Wxx- (suc.)

	24	Wxx- (suc. e sob.)
	31	T+
	32	T-

Para ELU, devem ser considerados os coeficientes de majoração e os fatores de combinação de cargas contidos na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Coeficientes γ e ψ_0 .

Cargas	γ_g	Cargas	γ_q	ψ_0
1	1,35	11	1,5	0
2		21		0,6
3		22		
4		23		
	24			
	31			
	32			

Em certos casos, pode haver um valor maior dos esforços se não majoradas as cargas permanentes, por isso serão consideradas combinações com o coeficiente $\gamma_g = 1,0$. A Tabela 3.10, cujos dados que estão em negrito na coluna “Descrição” se referem à variável principal, mostra todas as combinações utilizadas no modelador sem considerar o efeito das imperfeições, que será tratado à frente. Nas últimas três colunas das Tabelas 3.10 e 3.11, os números entre parênteses correspondem às identificações das ações da Tabela 3.8.

Tabela 3.10 – Combinações para ELU.

Combinação		Cargas		
N°	Descrição	Permanentes	Variável principal	Variáveis secundárias
101	ELU SC Wxx+(suc.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(21; 31)
102	ELU SC Wxx+(suc.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(21; 32)
103	ELU SC Wxx+(suc. e sob.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(22; 31)
104	ELU SC Wxx+(suc. e sob.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(22; 32)
105	ELU SC Wxx-(suc.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(23; 31)
106	ELU SC Wxx-(suc.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(23; 32)
107	ELU SC Wxx-(suc. e sob.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(24; 31)
108	ELU SC Wxx-(suc. e sob.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(11)	1,5·0,6·(24; 32)

109	ELU Wxx+(suc.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(21)	1,5·0,6·(31)
110	ELU Wxx+(suc.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(21)	1,5·0,6·(32)
111	ELU Wxx+(suc. e sob.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(22)	1,5·0,6·(31)
112	ELU Wxx+(suc. e sob.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(22)	1,5·0,6·(32)
113	ELU Wxx-(suc.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(23)	1,5·0,6·(31)
114	ELU Wxx-(suc.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(23)	1,5·0,6·(32)
115	ELU Wxx-(suc. e sob.) T+	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(24)	1,5·0,6·(31)
116	ELU Wxx-(suc. e sob.) T-	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(24)	1,5·0,6·(32)
117	ELU T+ Wxx+(suc.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(31)	1,5·0,6·(21)
118	ELU T+ Wxx+(suc. e sob.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(31)	1,5·0,6·(22)
119	ELU T+ Wxx-(suc.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(31)	1,5·0,6·(23)
120	ELU T+ Wxx-(suc. e sob.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(31)	1,5·0,6·(24)
121	ELU T- Wxx+(suc.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(32)	1,5·0,6·(21)
122	ELU T- Wxx+(suc. e sob.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(32)	1,5·0,6·(22)
123	ELU T- Wxx-(suc.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(32)	1,5·0,6·(23)
124	ELU T- Wxx-(suc. e sob.)	1,35·(1; 2; 3; 4)	1,5·(32)	1,5·0,6·(24)
125	ELU Wxx+(suc.) T+	1,0·(1; 2; 3; 4)	1,5·(21)	1,5·0,6·(31)
126	ELU Wxx+(suc.) T-	1,0·(1; 2; 3; 4)	1,5·(21)	1,5·0,6·(32)
127	ELU Wxx-(suc.) T+	1,0·(1; 2; 3; 4)	1,5·(23)	1,5·0,6·(31)
128	ELU Wxx-(suc.) T-	1,0·(1; 2; 3; 4)	1,5·(23)	1,5·0,6·(32)

3.2.5.2 Estado limite de serviço

As combinações de estado limite de serviço, ou utilização, são aquelas nas quais os coeficientes de majoração das cargas são iguais a 1,0. A análise deste tipo tem por essência a verificação do limite admissível de deformabilidade de elementos estruturais e de fornecer conforto às pessoas. As combinações consideradas abordam cada uma um tipo diferente de carga principal, e estão contidas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Combinações para ELS.

N°	Descrição	Permanentes	Variável principal	Variáveis secundárias
201	ELS SC Wxx+(suc.) T+	1,0·(1; 2; 3; 4)	1,0·(11)	0,6·(21; 31)
207	ELS SC Wxx-(suc. e sob.) T+	1,0·(1; 2; 3; 4)	1,0·(11)	0,6·(24; 31)
215	ELS Wxx-(suc. e sob.) T+	1,0·(1; 2; 3; 4)	1,0·(24)	0,6·(31)
223	ELS T- Wxx-(suc.)	1,0·(1;2;3;4)	1,0·(32)	0,6·(23)

A deformação vertical admissível é adotada como o limite indicado no Quadro NA.I da NP EN 1993-1-1: 2010, e seu valor é de $L/200$, onde “L” é o vão do pórtico. A deformação horizontal admissível adotada é $h/150$, em que “h” é a altura dos pilares, conforme Subitem M) do Item NA.2 do Anexo Nacional da norma citada.

3.2.6 Imperfeições

O efeito das imperfeições decorrente da má composição das peças, mau posicionamento, falta de reticidade das barras e perda de centralidade das ligações, dentre outros aspectos, pode ser contabilizado por forças horizontais equivalente (FHE). O cálculo da imperfeição inicial ϕ é feito conforme Equação (3.14).

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (3.14)$$

onde:

ϕ_0 – é o valor base: $\phi_0 = 1/200$;

$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$, com $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$;

$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$;

m – é a quantidade de pilares num alinhamento.

Substitui-se:

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{5,96}} = 0,82 > \frac{2}{3} \therefore ok;$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,87;$$

$$\phi = \frac{1}{200} \cdot 0,82 \cdot 0,87 = 0,0036.$$

A FHE é calculada multiplicando-se a máxima reação vertical no pilar, provocada por uma dada combinação, pela imperfeição inicial. As combinações a serem adicionadas uma FHE, são aquelas que não satisfazem a expressão (3.15).

$$H_{ed} \geq 0,15 \cdot V_{ed} \quad (3.15)$$

onde:

H_{ed} é a somatória de cargas horizontais de uma combinação;

V_{ed} é a somatória de cargas verticais de uma combinação.

Nenhuma combinação apresentou valores de forças horizontais menores do que 15% das verticais, portanto não foi necessário considerar uma FHE para nenhuma combinação.

3.2.7 Efeitos de segunda ordem

O pórtico pode ser suscetível a efeitos de segunda ordem e, na NP EN 1993-1-1 (CEN, 2010) analisa-se o coeficiente α_{cr} para se caracterizar a estrutura quanto a esse aspecto. Para ser considerado suscetível a tais efeitos, a estrutura deve apresentar um α_{cr} menor que 10 numa análise elástica e menor que 15 numa análise plástica a partir dos fatores de carga (autovalores) associados aos modos de flambagem. O α_{cr} é expresso pela relação entre a carga crítica que causa a instabilidade elástica da estrutura e a somatória das cargas atuantes numa dada combinação de carregamento. Assina-se que em todas as combinações devem ser verificadas essa condição.

Para facilitar essa verificação, utilizou-se o módulo *buckling analysis* do ROBOT, o qual mostra o fator α_{cr} para cada modo de flambagem, seja local ou global. Utiliza-se como referência a combinação cuja reação vertical nos pilares é a maior, que neste caso foi a combinação 103. Conforme Tabela 3.12, os valores de α_{cr} se mostraram maiores que 15 em todos os modos de flambagem, o que remete à não inclusão dos efeitos de segunda ordem.

Tabela 3.12 – Valores de α_{cr} para a combinação de carregamentos condicionante.

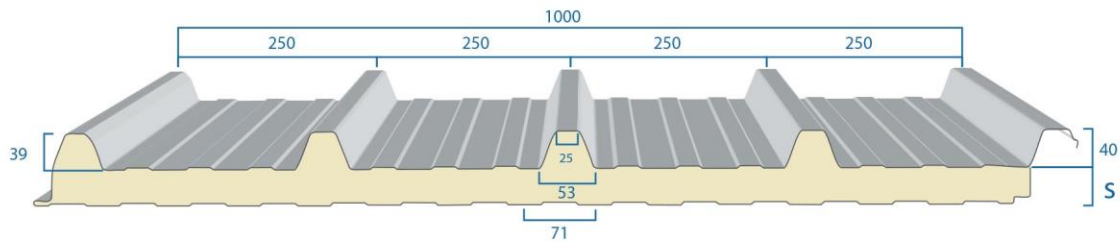
Case/Mode	Critical coef.	Precision
300/ 1	5,49999e+01	2,45304e-02
300/ 2	5,85163e+01	1,25616e-02
300/ 3	6,55698e+01	1,15599e-02
300/ 4	7,21468e+01	1,62214e-02
300/ 5	7,92919e+01	1,17414e-03
300/ 6	8,23694e+01	4,05522e-02
300/ 7	9,14187e+01	2,95049e-02
300/ 8	9,91877e+01	3,16233e-03
300/ 9	1,05847e+02	2,29935e-02
300/ 10	1,16699e+02	8,19132e-03
300/ 11	1,30914e+02	1,87256e-02
300/ 12	1,36114e+02	8,98128e-03
300/ 13	1,44617e+02	2,33182e-02
300/ 14	1,49415e+02	7,59181e-03
300/ 15	1,51920e+02	3,29339e-03
300/ 16	1,53921e+02	3,77098e-03
300/ 17	1,64603e+02	1,34690e-02
300/ 18	1,67314e+02	3,75758e-03
300/ 19	1,73455e+02	1,48413e-02
300/ 20	1,77023e+02	8,09195e-03

3.3 ELEMENTOS SECUNDÁRIOS

3.3.1 Cobertura

O fechamento da cobertura deve ser instalado com um elemento adequado, que apresente resistência e rigidez suficientes para os vãos definidos pelo espaçamento das terças; como também propiciar, além de estanqueidade, isolamento térmico e acústico para prover conforto aos clientes e funcionários do supermercado. Com esses requisitos a suprir, chega-se à opção de utilizar painéis de telha do tipo *sandwich*, que possuem todas essas características citadas e são de fácil armazenamento (devido ao seu formato com ondas de relevo) e fixação (basta aparafusar conforme instruções do fabricante).

Após pesquisa de mercado, opta-se pelo PAINEL *SANDWICH* (PIR – HI) C5-1000 NORMAL da ALAÇO. Seu *design* e propriedades estão expostos na Figura 3.12.



CONDIÇÕES DE CARGA						CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA EM kg/m ² . kN/m ²												
ESP S (mm)	K kcal (m ² .°C)	W (m ² .°C)	PESO PAINEL kg/m ²			U.M.	▲ ℓ ▲						▲ ℓ ▲ ℓ ▲ ℓ ▲					
			0,4+0,4	0,5+0,4	0,6+0,4		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50
30	0,53	0,62	9,75	10,75	11,75	kg/m ²	250	185	140	110	75	40	265	200	160	135	100	55
						kN/m ²	2,45	1,81	1,37	1,08	0,73	0,39	2,59	1,96	1,56	1,32	0,98	0,53
40	0,40	0,46	10,17	11,17	12,17	kg/m ²	315	234	153	127	88	69	355	261	198	154	121	97
						kN/m ²	3,09	2,29	1,50	1,24	0,86	0,67	3,48	2,56	1,94	1,51	1,18	0,95
50	0,32	0,37	10,59	11,59	12,59	kg/m ²	351	264	180	143	101	80	399	294	224	174	138	111
						kN/m ²	3,44	2,58	1,76	1,40	0,99	0,78	3,91	2,88	2,19	1,70	1,35	1,09
60	0,27	0,31	11,01	12,01	13,01	kg/m ²	386	291	217	170	122	102	435	317	260	204	165	130
						kN/m ²	3,77	2,85	2,12	1,66	1,19	1,00	4,26	3,10	2,54	2,00	1,61	1,27
80	0,20	0,23	11,85	12,85	13,85	kg/m ²	528	375	273	203	150	120	575	405	297	221	180	158
						kN/m ²	5,17	3,67	2,67	1,99	1,47	1,17	5,64	3,99	2,91	2,16	1,76	1,54
100	0,17	0,20	12,69	13,69	14,69	kg/m ²	-	-	386	322	242	192	-	-	-	340	292	252
						kN/m ²	-	-	3,78	3,15	2,37	1,88	-	-	-	3,33	2,86	2,47

N.B.: Os valores indicados nesta tabela são para uma flecha $f < 1/200$ de vão (m) e referem-se a painéis com a espessura de chapa de 0,5+0,4mm

Figura 3.12 – Geometria e propriedades do PAINEL SANDWICH (PIR – HI) C5-1000 NORMAL da ALAÇO.⁶

O espaçamento entre apoios dos painéis é menor do que 2,0 m, por isso será tomada como referência a primeira coluna de resistências para a condição de apoios sucessivos, espaçados de 2,0 m. A carga atuante nos painéis é o seu peso próprio mais o dos dispositivos de fixação, a sobrecarga de manutenção e instalação e a carga do vento. Essas cargas apresentam, em kN/m², os valores de 0,15, 0,4 e 0,59, respectivamente. Para o vento, na combinação com o peso próprio e a sobrecarga, é considerado o maior coeficiente de sobrepressão externa encontrado, que é de 0,4. No entanto, para uma atuação exclusiva do vento considera-se o maior coeficiente de pressão de 1,5, que resulta numa carga característica de 2,20 kN/m².

Ao majorar a carga de 2,20 kN/m², chega-se ao valor de cálculo de 3,3 kN/m². A espessura a ser escolhida deve suportar essa força, então define-se um painel de telha de espessura S (vide Figura 3.12) igual a 50 mm.

Quantos às terças, há vários formatos disponíveis no mercado, elas podem ter formato de “Z”, “C”, “U”, do tipo ômega, entre outros. Estes perfis são, geralmente, conformados à frio, e apresentam uma

⁶ Disponível em: <https://alaco.pt/products/c5-1000/> (acessado em 17/10/2022).

resistência eficiente. Para este projeto, são definidas terças de perfil do tipo “C”, e elas devem suportar as cargas vindas do peso dos painéis e componentes de fixação, da sobrecarga de utilização (instalação ou manutenção dos painéis) e do vento.

A efeito de pré-dimensionamento, utiliza-se uma regra empírica para determinar a altura da terça. Esta regra diz que a altura da terça deve ter um valor entre 1,66% e 2,5% do vão, e, neste presente projeto, isto resulta numa altura de 126 mm para 2% do vão. Define-se que o fornecedor das terças é a MUNDIPERFIL⁴, e o perfil possui uma altura H de 140 mm, conforme Figura 3.13.

De forma usual, em projetos profissionais, tenta-se economizar material ao máximo, e o mesmo vale para as terças. Sua espessura e demais dimensões são definidas com base nos esforços atuantes nos seus dois planos transversais, esses que podem ser atenuados com a utilização de tirantes rígidos ou flexíveis por toda a extensão das terças. Posto isto, para se ter um valor das demais dimensões da terça, se estabelece medidas arbitrárias que estejam presentes no catálogo do fornecedor, em que algumas dimensões expostas na Figura 3.13 já são do padrão da fornecedora.

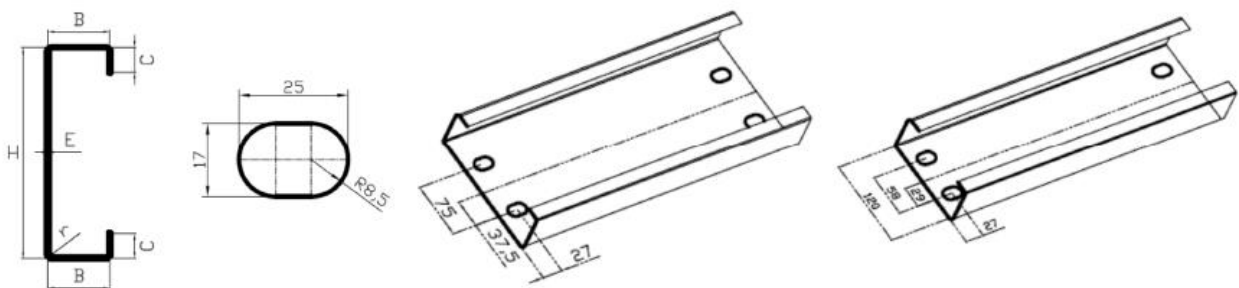


Figura 3.13 – Propriedades geométricas das terças do tipo “C” da MUNDIPERFIL⁷ (Medidas em mm).

A cobertura tem uma pequena inclinação, mas o suficiente para escoar a água pluvial. É considerado que, em cada pilar dos pórticos, contenha uma tubulação ao seu longo que drene a água vinda das calhas, isso porque o galpão de, aproximadamente, 50 x 30 m remete a uma área superficial de incidência pluvial elevada. As calhas, segundo (Viana, 2019), devem ter uma inclinação mínima de 0,5% entre os pontos altos e a saída de água.

Para haver compatibilidade entre o painel de telha escolhido e demais elementos de cobertura, opta-se pela utilização da cumeeira e dos rufos para platibanda fornecidos pela Empresa ALAÇO, conforme apresentado da Figura 3.14 à Figura 3.16.

⁷ Disponível em: <https://mundiperfil.pt/catalogosemPDF/novo/perfiscez.pdf> (acessado em 15/01/2023)

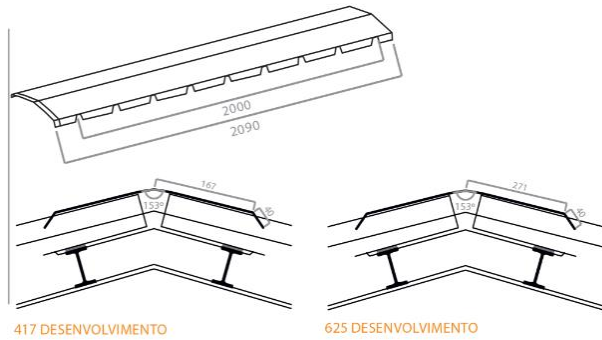
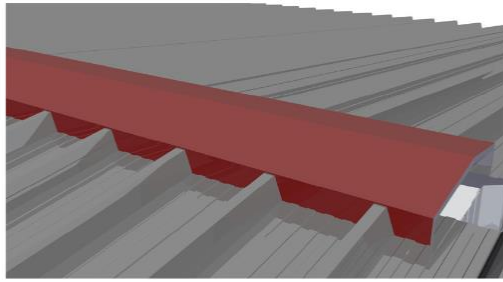


Figura 3.14 – Cumeeira recortada.⁸ (Medidas em mm).

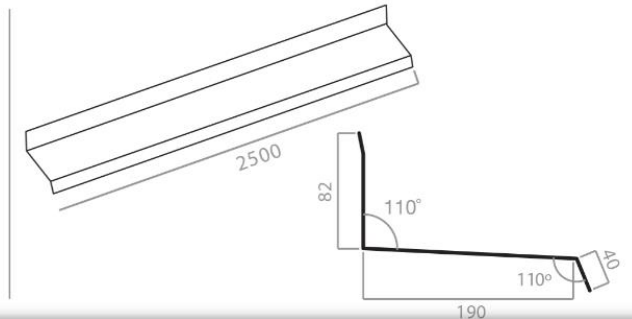
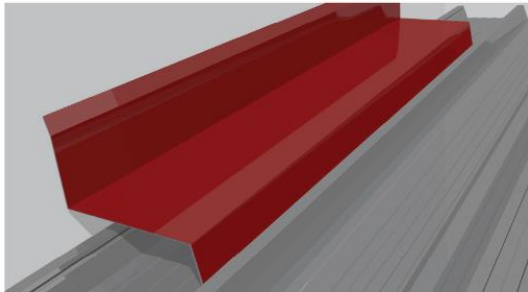


Figura 3.15 – Rufo de parede⁵ (Medidas em mm).

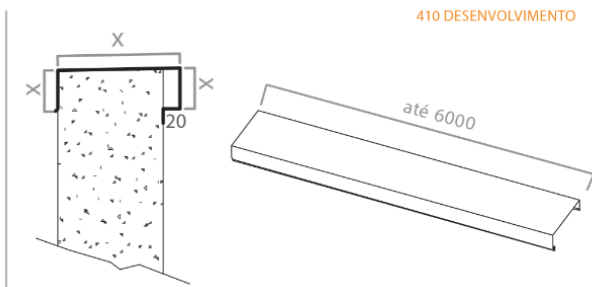
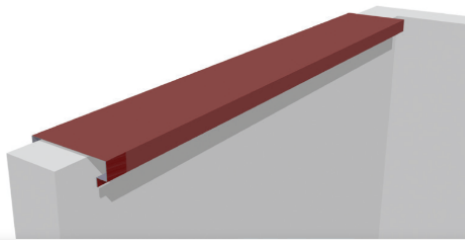


Figura 3.16 – Rufo pingadeira⁵ (Medidas em mm).

Para a calha que percorre todo o comprimento das fachadas laterais (aproximadamente 50 metros de extensão por fachada), é definido que essa será a representada na Figura 3.17. Esta calha é adequada a este projeto, pois possui uma chapa plana vertical que estará em contato com a platibanda. Além disso, há uma pequena aba inclinada que deve ser fabricada com a mesma inclinação da cobertura, para que

⁸ Disponível em: <http://alaco.pt/products/acessorios/> (acessado em 22/10/2022)

ela fique fixada na face inferior dos painéis *sandwich* e a água escoe direto para a chapa inferior desta calha.

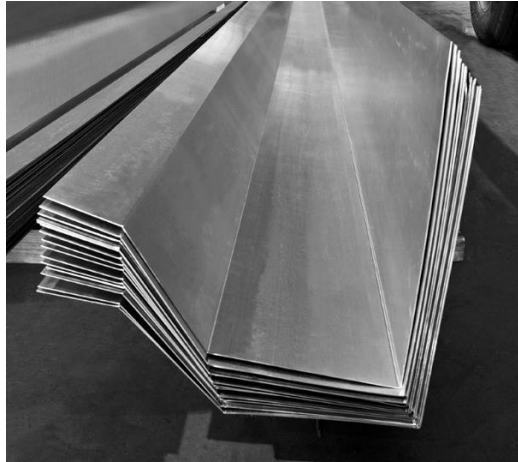


Figura 3.17 – Calha industrial.⁹

3.3.2 Fachada

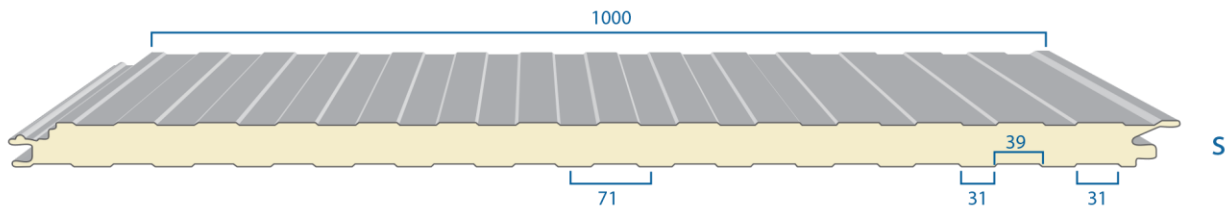
A carga condicionante para dimensionamento do painel de fachada é a de vento, e para se obter a situação condicionante, utiliza-se o coeficiente global de pressão de maior magnitude encontrado no edifício, uma vez que este painel será utilizado em toda a fachada.

O maior coeficiente de pressão encontrado foi o da platibanda, de 2,1. Portanto, o painel deve aguentar uma pressão P de:

$$P = q_p \cdot C_{p,net} = 1,473 \cdot 2,1 = 3,09 \text{ kN/m}^2.$$

Carga essa que se for majorada pelo coeficiente $\gamma_Q = 1,5$, resultará em $P = 4,64 \text{ kN/m}^2$. Foi, então, escolhido o painel *sandwich* (pir-hi) fe1-1000 perfilado com espessura de 80 mm, da Alaço. Seu apoio nas madres de fachada deve ser de no máximo 2,0 m, e na realidade será de 1,62 m, portanto, de acordo com a Figura 3.18, a segurança está verificada.

⁹ Disponível em: <https://www.macofrei.pt/produtos/caleira-industrial/> (acessado em 22/10/2022)



CONDIÇÕES DE CARGA					CARGA ÚTIL UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA EM kg/m ² . kN/m ²												
ESP S (mm)	K kcal (m ² .°C)	PESO PAINEL kg/m ²		U.M.	▲ ℓ ▲								▲ ℓ ▲ ℓ ▲ ℓ ▲				
		0,4+0,4	0,5+0,4		2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	
30	0,56	0,64	9,74	10,59	kg/m ²	130	92	70	55	45	20	142	105	80	65	55	30
					kN/m ²	1,17	0,90	0,68	0,54	0,44	0,19	1,39	1,03	0,78	0,64	0,54	0,56
40	0,44	0,51	10,16	11,00	kg/m ²	166	125	90	70	55	40	178	140	108	85	70	58
					kN/m ²	1,63	1,22	0,88	0,68	0,54	0,39	1,74	1,37	1,05	0,83	0,68	0,56
50	0,36	0,41	10,58	11,43	kg/m ²	225	160	120	90	70	50	245	182	140	115	80	70
					kN/m ²	2,21	1,57	1,18	0,88	0,68	0,49	2,41	1,78	1,37	1,13	0,78	0,68
60	0,30	0,35	11,00	11,85	kg/m ²	216	291	132	96	85	65	321	237	161	139	98	80
					kN/m ²	2,12	2,85	1,29	0,96	0,83	0,64	3,15	2,32	1,77	1,36	0,96	0,78
80	0,23	0,26	11,84	12,68	kg/m ²	455	316	182	125	89	74	500	347	220	176	150	116
					kN/m ²	4,46	3,09	1,78	1,22	0,87	0,72	4,91	3,40	2,15	1,72	1,47	1,13
100	0,20	0,23	13,69	13,53	kg/m ²	-	-	210	172	135	108	-	-	-	210	177	131
					kN/m ²	-	-	2,06	1,68	1,32	1,06	-	-	-	2,06	1,73	1,26

N.B.: Os valores indicados nesta tabela são para uma flecha $f < 1/200$ de vão (m) e referem-se a painéis com a espessura de chapa de 0,5+0,4mm

Figura 3.18 – Design e propriedades do painel sandwich (pir-hi) fe1-1000 perfurado da ALAÇO.¹⁰

3.4 DIMENSIONAMENTO

Estabelecidas as diretrizes iniciais do pórtico tipo, passa-se ao dimensionamento da estrutura, e como auxílio a este trabalho, é utilizado o ROBOT. Neste programa é possível modelar a estrutura, locar as cargas laterais e gravitacionais nos pontos desejados, considerar efeitos de segunda ordem, obter os Esforços Internos Solicitantes (EIS) e designar os perfis metálicos com seções transversais que verificam a segurança.

A interface do ROBOT, onde é possível ver a orientação conforme os eixos globais, é mostrada na Figura 3.19. Para este projeto foi utilizado o modelo do tipo Pórtico 2D, em que ao inserir os nós com barras ligadas a esses, é criada uma ligação rígida. Para os nós de ligação viga-pilar essa propriedade é mantida, contrariamente aos nós das diagonais e montantes em que são definidos os graus de liberdade para que suas extremidades possam rotacionar. Outra característica deste tipo de modelo é que todas as cargas e deformações ocorrem no plano do pórtico, assim como os modos de flambagem.

¹⁰ Disponível em: <https://alaco.pt/products/fe1-1000/> (Acessado em 17/10/2022).

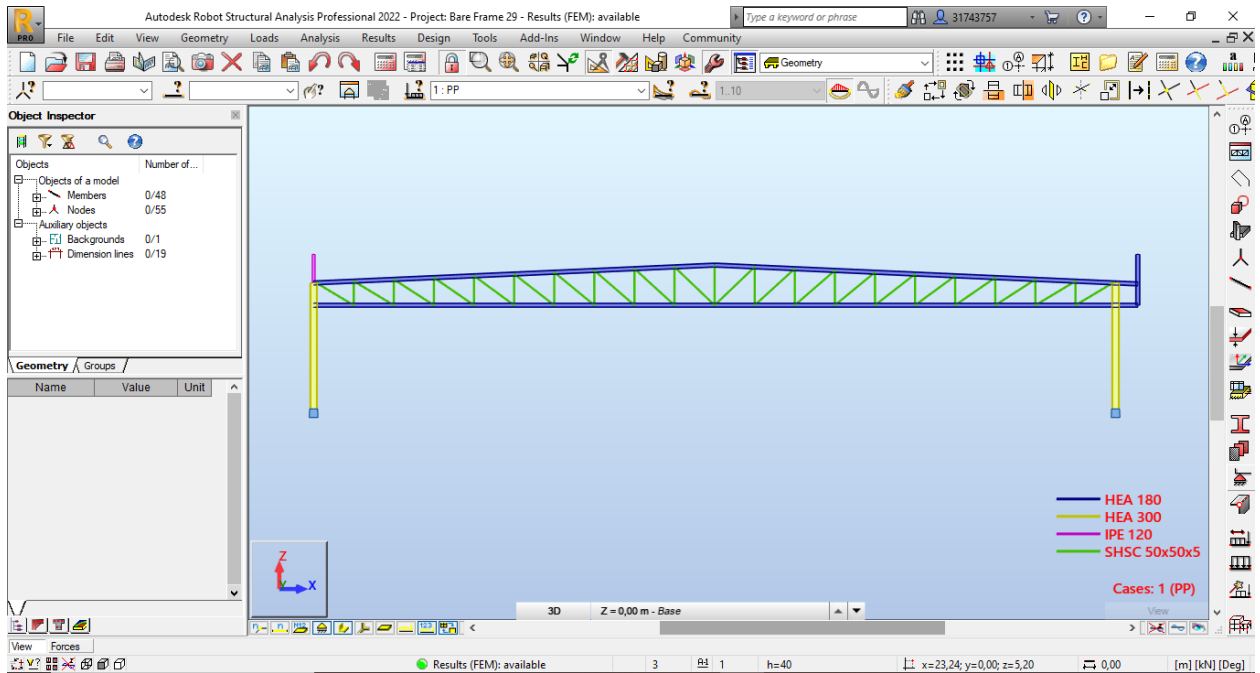


Figura 3.19 – Interface do modelador estrutural (imagem capturada do ROBOT).

Os elementos estruturais principais (os que compõem o pórtico) precisam resistir aos (EIS) e serem providos de estabilidade, isto frente às condições de travamento laterais e as condições no plano do pórtico. Com base na resistência da seção transversal do perfil aos EIS, chega-se, preliminarmente, ao tamanho da seção. Com estas dimensões transversais, a extensão do elemento, suas condições de apoio e comprimentos de flambagem definidos, averigua-se a estabilidade conforme a NP EN 1993-1-1: 2010.

O Eurocódigo 3-1-1 permite analisar a estrutura de forma elástica, plástica e até elastoplástica. Neste projeto será considerada uma análise elástica, em que, mesmo sem considerar a formação de rótulas plásticas nos pontos de maior solicitação, nos perfis ou ligações, a norma citada permite a utilização da resistência plástica das seções transversais de classes 1 e 2. As envoltórias de todas as combinações da Tabela 3.10 são ilustrados conforme Figura 3.20, Figura 3.21 e Figura 3.22, e para os esforços axiais expostos na Figura 3.21, valores positivos correspondem à compressão e negativos à tração.

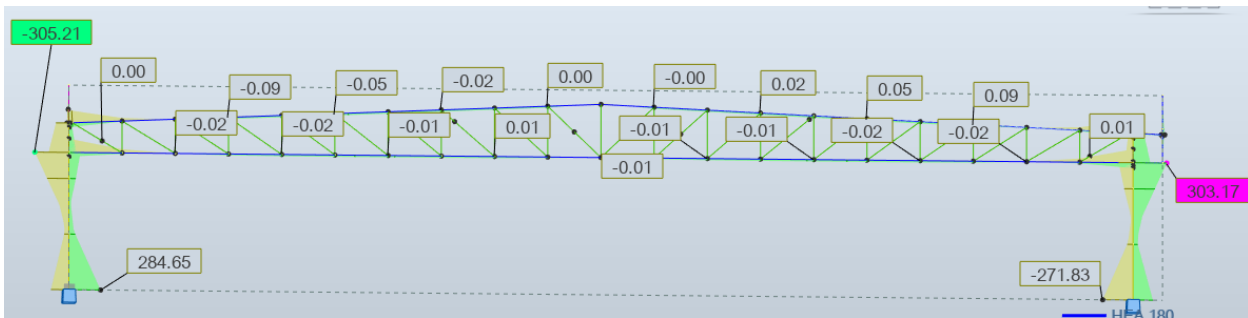


Figura 3.20 – Diagrama preliminar da envoltória de momentos fletores (kN.m) atuantes no pórtico-tipo (imagem capturada do ROBOT).

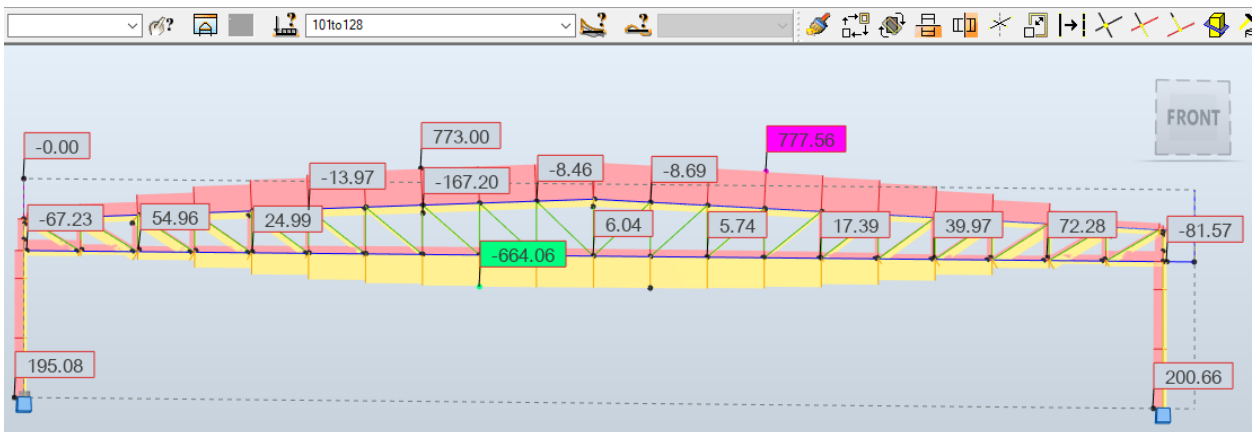


Figura 3.21 – Diagrama preliminar da envoltória de esforços axiais (kN) atuantes no pórtico-tipo (imagem capturada do ROBOT).

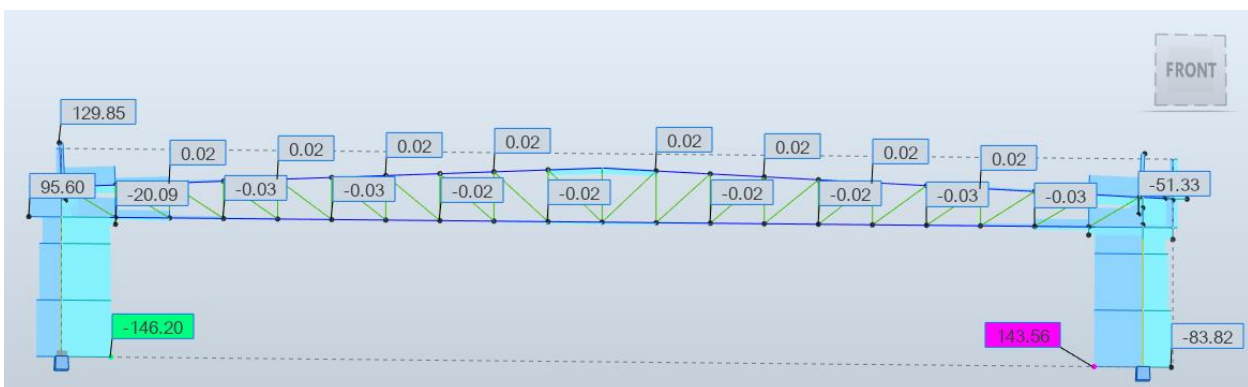


Figura 3.22 – Diagrama preliminar da envoltória de esforços transversos (kN) atuantes no pórtico-tipo (imagem capturada do ROBOT).

3.4.1 Memória de cálculo manual para o banzo superior da viga

O banzo superior da viga treliçada será verificado consoante à NP EN 1993-1-1: 2010 de forma manual, primeiramente, e depois via cálculo automático pelo modelo estrutural. Há algumas seções transversais críticas a serem verificadas, onde uma está próxima ao centro do elemento e a outra está na ligação com o pilar direito, seção esta sujeita a grande esforço cortante. A Seção $S_{bz.sup}1$ apresenta esses esforços condicionantes que são referentes à Combinação 108, enquanto a Seção $S_{bz.sup}2$ à Combinação 103.

- $S_{bz.sup}1: N_{ed} = 778 \text{ kN}; V_{ed} = 0 \text{ kN}; M_{y,ed} = 15,6 \text{ kN.m};$
- $S_{bz.sup}2: N_{ed} = -85,4 \text{ kN}; V_{ed} = -129 \text{ kN}; M_{y,ed} = -125 \text{ kN.m};$

onde:

N_{ed} – é o esforço axial atuante de cálculo;

V_{ed} – é o esforço cortante solicitante de cálculo;

$M_{y,ed}$ – é o momento fletor atuante no eixo de maior inércia da seção de cálculo.

Para se adequar à convenção utilizada pelo ROBOT, o esforço normal positivo representa compressão e o negativo, tração. Na Figura 3.23 são detalhadas algumas dimensões relevantes do banzo, e na sequência são feitos os cálculos de verificação de segurança para a seção transversal $S_{bz.sup}1$.

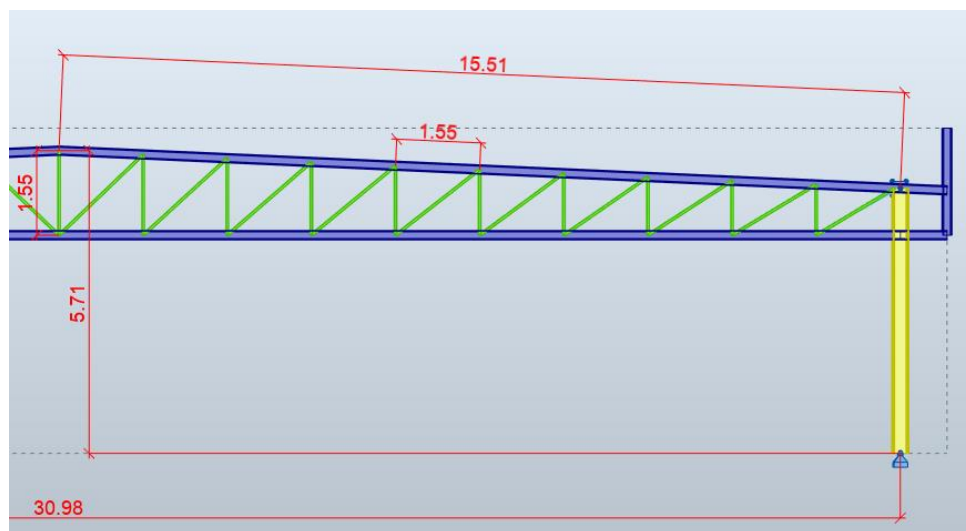


Figura 3.23 – Banzo superior direito da treliça (imagem capturada do ROBOT).

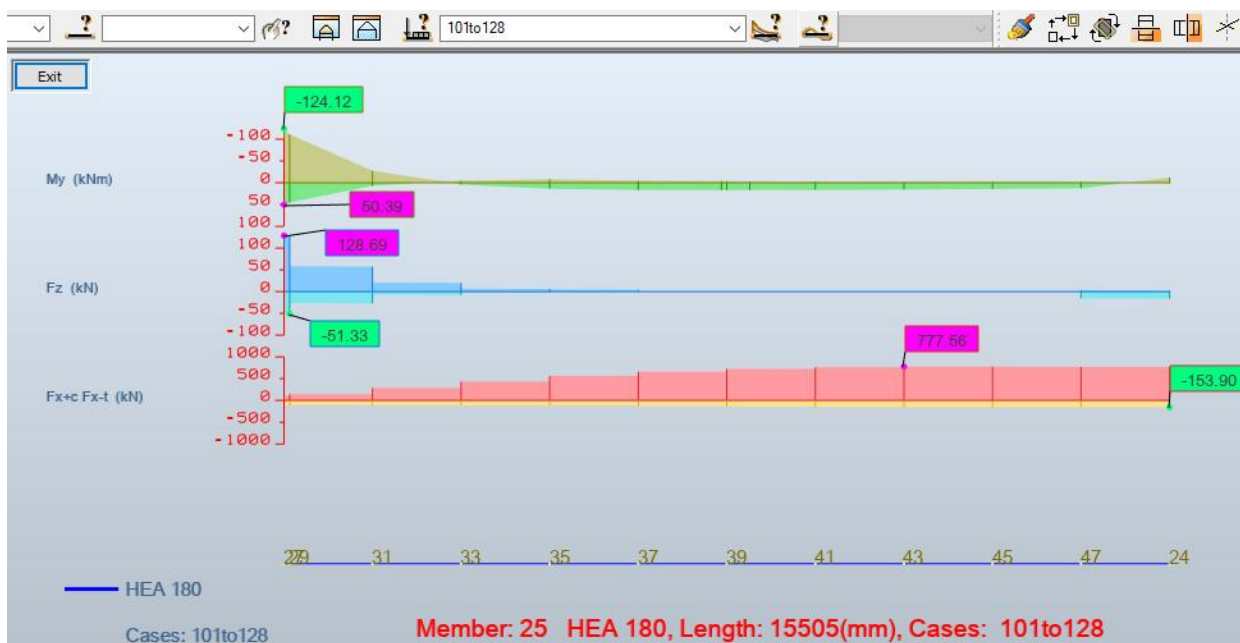


Figura 3.24 – Envoltória dos EIS do banzo superior direito (imagem capturada do ROBOT).

A Figura 3.24 retrata os EIS resultantes de uma envoltória de esforços dentre todas as combinações, e, de cima para baixo, estão representados os diagramas de momento fletor no plano do pórtico, de força cortante e esforços axiais. Foi estabelecido anteriormente o tipo de perfil para este elemento, que é do tipo H. Este perfil possui variações de formato de pequena magnitude, de uma maneira geral, mas o que é preponderante na escolha delas é a massa de aço por metro, pois um dos principais objetivos de um projeto é ser totalmente funcional, seguro e o menos dispendioso possível.

As opções mais recorrentes para escolha de perfis H, são os perfis HEA e HEB, e segundo a tabela de um fornecedor constante no Anexo I, o HEA possui menor seção transversal, o que acarreta numa menor relação massa por metro. A seguir são feitas as verificações para a seção $S_{bz.sup} 1$ com o perfil HEA empregado, onde há o maior esforço axial de compressão em todo o pórtico. A equação (3.16) rege o pré-dimensionamento e é abordada abaixo.

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,rd}} \leq 1,0 \tag{3.16}$$

Onde:

$N_{c,rd}$ – é o esforço axial resistente à compressão de cálculo.

Substitui-se:

$$N_{ed} \leq 1,0 \cdot N_{c,rd} \rightarrow 778 \leq 1,0 \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}};$$

Onde:

A – é a área da seção transversal;

f_y – é a tensão de cedência;

$\gamma_{M,0}$ – é o coeficiente parcial de segurança para a resistência.

Acha-se, para um aço S275 ($f_y = 275 \text{ MPa}$) uma área:

$$A \geq \frac{778 \cdot 1,0}{275 \cdot 10^3 \cdot 1,0}$$

$$A \geq 2,829 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2.$$

Isto leva à uma seção HEA 140 com $A = 3,14 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$, segundo Anexo I. Esta seção em análise está submetida a tensões provenientes de esforços de compressão, de forma majoritária, com o que se faz os cálculos abaixo para classificação da seção transversal “[...] sob compressão, que é o caso mais desfavorável[...]” (Silva, *et al.*, 2016, p. 177) . Seções de classe 1 e 2 podem ser utilizadas para análise plásticas e elásticas, pois possuem as maiores capacidades de rotação e possibilitam a formação de rótulas plásticas. Seções de classe 3 possibilitam somente o escoamento da fibra mais comprimida, e os efeitos de instabilidade local não viabilizam o desenvolvimento do momento plástico na seção. As seções de classe 4 são as que possuem menor aproveitamento da capacidade resistente, pois os efeitos de flambagem local diminuem muito a capacidade de escoamento de diferentes partes da seção transversal.

Para o cálculo da classe da seção HEA 140 de aço S275, realiza-se um cálculo de esbeltez da alma conforme Quadro 5.2 da NP EN 1993-1-1 (CEN, 2010) (relação entre largura descontando os dois raios de ligação entre mesa e alma “ c_w ” e espessura da alma “ t_w ”) e da parte em balanço da mesa (relação entre largura em balanço descontando o raio interno de ligação entre mesa e alma “ c_f ” e espessura da mesa “ t_f ”), conforme propriedades do catálogo constante no Anexo I. A parte da seção que apresentar maior Classe definirá a Classe da seção transversal como um todo.

$$\frac{c_w}{t_w} \leq 33\varepsilon \text{ (para seção Classe 1)} \quad (3.17)$$

$$\frac{c_w}{t_w} \leq 38\varepsilon \text{ (para seção Classe 2)} \quad (3.18)$$

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 9\varepsilon \text{ (para seção Classe 1)} \quad (3.19)$$

$$\frac{c_f}{t_f} \leq 10\varepsilon \text{ (para seção Classe 2)} \quad (3.20)$$

CAPÍTULO 3

onde:

ε é o coeficiente que especifica a relação verificada para cada tipo de aço.

Calcula-se:

$$\frac{cw}{tw} = \frac{(133 - 2 \cdot 8,5 - 2 \cdot 12)}{5,5} = 16,7 \leq 33\varepsilon = 33 \cdot 0,92 = 30,3 \rightarrow \text{alma Classe 1};$$

$$\frac{cf}{tf} = \frac{\left(\frac{140}{2} - \frac{8,5}{2} - 12\right)}{8,5} = 6,3 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,92 = 8,28 \rightarrow \text{mesa Classe 1};$$

Como tanto a alma como a mesa da seção são de classe 1, a seção transversal HEA 140 é de classe 1, o que define as equações de dimensionamento a serem usadas conforme NP EN 1993-1-1 (CEN, 2010).

Verificação à flexão:

Abaixo é feita a verificação da necessidade de consideração do efeito do esforço normal sobre a resistência à flexão da seção transversal. Essa influência será desconsiderada se as condições (3.21) e (3.22) forem satisfeitas:

$$N_{ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (3.21)$$

$$N_{ed} \leq 0,5 \cdot \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} \quad (3.22)$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} \quad (3.23)$$

Onde:

$N_{pl,Rd}$ – é a resistência ao esforço normal no regime plástico (seção classe 1);

h_w – é a altura da alma da seção transversal;

t_w – é a espessura da alma da seção transversal.

Substitui-se:

$$778 \leq 0,25 \cdot 863,5 = 215,9 \text{ kN};$$

Como não houve conformidade na condição, considera-se o efeito do esforço normal sobre a resistência à flexão através das expressões (3.24) e (3.25).

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0,5 \cdot a} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (3.24)$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} \quad (3.25)$$

$$n = \frac{N_{ed}}{N_{pl,Rd}}; \quad (3.26)$$

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} \leq 0,5 \quad (3.27)$$

Onde:

$M_{N,y,Rd}$ – é o valor da resistência à flexão reduzida pelo esforço normal;

$M_{pl,y,Rd}$ – é a resistência da seção transversal sob efeito de flexão pura;

$\gamma_{M,0}$ – coeficiente parcial de segurança para a resistência de seções transversais de qualquer classe;

b – é a largura da mesa da seção transversal;

t_f – é a espessura da mesa;

$W_{pl,y}$ – é o módulo resistente plástico em torno do eixo de maior inércia y da seção transversal.

Substitui-se:

$$n = \frac{778}{863,5} = 0,900;$$

$$a = 0,51 \geq 0,5 \therefore a = 0,50;$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{155,4 \cdot 10^{-6} \cdot 275000}{1,0} = 42,73 \text{ kN.m};$$

$$M_{N,y,Rd} = 42,73 \cdot \frac{1 - 0,900}{1 - 0,5 \cdot 0,5} = 5,70 \leq 42,73 \therefore \text{ok}$$

$$M_{ed} = 15,6 > 5,70 \therefore \text{perfil insuficiente!}$$

Troca-se então para um perfil maior, o HE160A, cujas propriedades estão expostas na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Propriedades da seção HE160A.

A (m ²)	3,880E-03	i _y (m)	6,570E-02
h (m)	1,520E-01	W _{el,z} (m ³)	7,695E-05
b (m)	1,600E-01	W _{pl,z} (m ³)	1,176E-04
tw (m)	6,000E-03	I _z (m ⁴)	6,156E-06
tf (m)	9,000E-03	i _z (m)	3,980E-02
r (m)	1,500E-02	I _T (m ⁴)	1,212E-07
W _{el,y} (m ³)	2,201E-04	I _W (m ⁶)	3,141E-08
W _{pl,y} (m ³)	2,541E-04	A _V (m ²)	1,321E-03
I _y (m ⁴)	1,673E-05		

onde:

h – é altura total da seção transversal;

r – é o raio de giração da seção;

$W_{el,y}$ – é o modulo resistente elástico em torno do eixo y ;

I_y – é o momento de inércia em torno do eixo y ;

i_y – é o raio de giração em y ;

$W_{pl,z}$ – é o modulo resistente plástico em torno do eixo z ;

$W_{el,z}$ – é o modulo resistente elástico em torno do eixo z ;

I_z – é o momento de inércia em torno do eixo z ;

i_z – é o raio de giração em z ;

I_T – é a constante de torção;

I_W – é a constante de empenamento.

Este perfil é de Classe 1, também. A seguir são refeitas contas anteriores:

$$N_{ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \rightarrow 778 \leq 0,25 \cdot \frac{275 \cdot 10^6 \cdot 38,8 \cdot 10^{-4}}{1,0} = 0,25 \cdot 1067 = 266,7 \text{ kN};$$

Mais uma vez, considera-se a influência do esforço normal sobre a resistência à flexão.

$$n = \frac{778}{1067} = 0,729;$$

$$a = 0,26;$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M,0}} = \frac{2,451 \cdot 10^{-4} \cdot 275000}{1,0} = 67,40 \text{ kN.m};$$

$$M_{N,y,Rd} = 67,40 \cdot \frac{1 - 0,729}{1 - 0,26 \cdot 0,5} = 20,99 \leq 67,40 \text{ kN.m} \therefore \text{ok}$$

$$M_{ed} = 15,6 < 21,0 \therefore \text{ok!}$$

Ao considerar que o momento fletor de 15,6 kN.m é desprezível para verificação de efeitos de instabilidade por flexão. O elemento está submetido a esforços de compressão que naturalmente provocam instabilidades locais, e com isso diminui sua capacidade resistente. Este elemento se trata de um elemento de paredes abertas, o qual pode estar suscetível à flambagem flexo-torcional ou torcional, para isto se calcula o valor de resistência axial reduzida $N_{b,Rd}$, de acordo com a equação (3.28).

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M,1}} \quad (3.28)$$

onde

χ_T – é o coeficiente reducional devido à flambagem torcional.

Demais termos necessários:

$$\chi_T = \frac{1}{\Phi_T + \sqrt{\Phi_T^2 - \lambda_T^2}} \quad (3.29)$$

$$\Phi_T = 0,5[1 + \alpha(\lambda_T - 0,2) + \lambda_T^2] \quad (3.30)$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} \quad (3.31)$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}; N_{cr,TF}) \quad (3.32)$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_c^2} \left(G I_T + \frac{\pi^2 E I_w}{L_{ET}^2} \right) \quad (3.33)$$

$$i_c^2 = y_c^2 + (I_y + I_z)/A \quad (3.34)$$

$$N_{cr,TF} = \frac{1}{2\beta} \left[(N_{cr,y} + N_{cr,T}) - \sqrt{(N_{cr,y} + N_{cr,T})^2 - 4\beta N_{cr,y} N_{cr,T}} \right] \quad (3.35)$$

$$\beta = 1 - (y_c/i_c)^2 \quad (3.36)$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_{E,y}^2} \quad (3.37)$$

Onde:

CAPÍTULO 3

Φ_T – é um fator para calcular o fator de redução por torção;

α – fator de imperfeição;

$\bar{\lambda}_T$ – coeficiente de esbeltez adimensional à torção;

$N_{cr,T}$ – é a carga crítica para instabilidade à torção;

$N_{cr,TF}$ – é a carga crítica para instabilidade à torção para seções de paredes abertas;

i_c – é o raio de giração polar;

y_c – é a distância do centroide da seção no eixo y e o centro de cisalhamento da seção;

β – é um coeficiente auxiliar;

$N_{cr,y}$ – é a carga crítica que gera instabilidade em torno do eixo y;

L_{Ey} – é o comprimento de flambagem por flexão em torno de y;

L_{ET} – é o comprimento de flambagem torsional.

Para calcular as cargas críticas de flambagem torcional e flexo-torcional, deve-se definir o comprimento de flambagem e torção do elemento. Para este projeto todas as terças são contraventadas com tirantes, o que garante o travamento lateral da mesa superior do elemento e caracteriza o comprimento de flambagem igual a 1,55 m. Quanto à torção, os montantes a cada 1,55 m e as terças contraventadas a cada 1,55 m conferem o mesmo comprimento intertravado para flexo-torção.

As peças sempre estão sujeitas a diferentes tipos de flambagem local, que podem ser causados por compressão, flexão, força cortante e torção. Um fator que facilita a ocorrência desse fenômeno é a imperfeição da peça (α), que reduz a capacidade resistente da peça. O quanto diminui a capacidade resistente depende da forma geométrica da seção, qual o plano de flambagem, o tipo de aço e o processo de fabricação. Este fator tem seu valor definido no Quadro 6.1 da NP EN 1993-1-1 (CEN, 2010) conforme a curva de flambagem específica da seção, e deve ser adotado o maior valor encontrado entre os dois eixos de inércia da seção.

Estabelecidas as condições descritas no parágrafo anterior, abaixo estão calculados os termos de (3.28) a (3.37) para um perfil HE160A:

$$i_c^2 = 0,00590;$$

$$N_{cr,T} = 2821,7kN;$$

$$\beta = 1;$$

$$N_{cr,y} = 14432,8 kN;$$

$$N_{cr,TF} = 2821,9 kN;$$

$$\lambda_T = \sqrt{\frac{38,8 \cdot 10^{-4} \cdot 275000}{2821,7}} = 0,61;$$

$$\frac{h}{b} < 1,2 \text{ e } t_f < 100 \text{ mm} : \begin{cases} y - y: \text{Curva de flambagem } b: \alpha = 0,34 \\ z - z: \text{Curva de flambagem } c: \alpha = 0,49 \end{cases} \therefore \alpha = 0,49;$$

$$\Phi_T = 0,5[1 + 0,49(0,61 - 0,2) + 0,61^2] = 0,79;$$

$$\chi_T = \frac{1}{0,79 + \sqrt{0,79^2 - 0,61^2}} = 0,77;$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M,1}} = \frac{0,77 \cdot 38,8 \cdot 10^{-4} \cdot 275000}{1,0} = 821,6 \text{ kN} > 778 \text{ kN} \therefore \text{ok!}$$

Falta realizar a verificação de segurança (3.44) que considera a atuação conjunta de esforço normal de cálculo e de momento fletor de cálculo no plano do pórtico em no plano ortogonal a este.

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,Rd}} + \frac{M_{y,ed}}{M_{N,y,Rd}} + \frac{M_{z,ed}}{M_{N,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.38)$$

onde:

$M_{z,ed}$ – é o momento atuante no eixo de menor inércia z da seção transversal.

$M_{N,z,Rd}$ – é o momento resistente no eixo de menor inércia.

Calcula-se:

$$\frac{778}{821,6} + \frac{15,6}{21,0} + \frac{0}{M_{N,z,Rd}} = 1,69 \geq 1,0.$$

Portanto, a seção HE160A não verifica a segurança.

Apesar da seção $S_{bz,sup} 1$ não verificar a segurança, realiza-se a verificação da seção de apoio $S_{bz,sup} 2$ sujeita aos seguintes esforços:

$$N_{ed} = -85,4 \text{ kN (tração)}; V_{ed} = -129 \text{ kN}; M_{ed} = -125 \text{ kN.m.}$$

Abaixo é abordada a verificação da resistência ao corte da seção conforme Equação (3.39)

$$V_{pl,Rd} = A_V \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M,0}} \quad (3.39)$$

Onde:

CAPÍTULO 3

$V_{pl,Rd}$ – é a resistência plástica ao corte da seção transversal;

A_V – é a área resistente ao corte, que é próxima da área da alma.

Substitui-se:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0 \rightarrow 209,7 \text{ kN} > 129 \text{ kN} \therefore \text{ok!}$$

A verificação do risco de flambagem por força cortante é feita de acordo com a Equação (3.40), essa que deve ser aplicada por não haver reforço da alma.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72\varepsilon}{n} \quad (3.40)$$

Onde:

h_w – é a altura da alma;

ε – é o fator que leva em conta a tensão de cedência do aço;

n – é tomado como 1 de forma conservadora.

$$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72\varepsilon}{n} \rightarrow \frac{104}{6} \leq \frac{72 * 0,92}{1} \rightarrow 17,33 < 66,2 \therefore \text{não há encurvadura por corte}$$

Análise da interação entre força cortante e momento fletor:

Como $V_{Ed} > 0,5V_{pl,Rd}$, há interação entre os dois esforços internos.

Definido isto, deve-se calcular o momento fletor resistente reduzido conforme as equações (3.41) e (3.42).

$$M_{y,V,Rd} = \left(W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right) \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M,0}} < M_{pl,y,Rd} \quad (3.41)$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (3.42)$$

Onde:

ρ – é o coeficiente de redução do momento fletor resistente devido à interação com o esforço transversal.

Calcula-se:

$$\rho = 0,0529;$$

$$M_{y,V,Rd} = \left(2,54 \cdot 10^{-4} - \frac{0,0529 \cdot (0,000624)^2}{4 \cdot 0,006} \right) \cdot \frac{275000}{1,0} = 69,6 \text{ kN.m};$$

$$69,6 < \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{1,0} = 69,9 \text{ kN}; m \therefore \text{ok}$$

Verificação da flexão composta (tração):

$$N_{pl,Rd} = 1067 \text{ kN};$$

$$85,4 < 0,25 \cdot 1067 = 266,7;$$

$$N_{Ed} < \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M,0}} = 85,8 \therefore \text{ok!}$$

Verificação de segurança:

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{V,y,Rd}} = \frac{125}{66,18} = 1,88 > 1,0 \therefore \text{não verificada a segurança da seção de apoio!}$$

Além da reprovação nesta verificação, a verificação de segurança que considera a atuação de esforço normal e momento fletor simultânea, conforme item 6.2.1(7) da NP EN 1993-1-1 (CEN, 2010), não é atendida. Após demais iterações chega-se ao perfil S275 HE220A que satisfaz esta última condição; outra opção seria aumentar a resistência do aço para um de classe S355, que resultaria numa relação de valor 0,82 com um perfil HE200A Classe 2, porém essa opção é descartada pelo aumento do custo do projeto.

Definido que se prossegue com os cálculos feitos para uma seção HE220A, passa-se para a verificação da estabilidade do elemento estrutural. A estabilidade, segundo LUÍS (2016, p. 421), deve ser assegurada na pior situação de flexão em y e em z, juntamente com o valor do esforço axial encontrado na seção condicionante de verificação de resistência. Para isso, são considerados os seguintes esforços internos causados pela combinação 104:

$$N_{ed} = 767 \text{ kN}; M_{ed} = 124 \text{ kN.m.}$$

Na prática realizam-se os cálculos de estabilidade de forma a se usar somente os momentos máximos encontrados ao longo do elemento, enquanto que o esforço axial considerado é aquele que está presente na seção de maior momento fletor. Então, de forma bem conservadora, utiliza-se o maior esforço axial de compressão encontrado (767 kN), mas posteriormente segue-se com o dimensionamento automático do modelador que segue a premissa citada no início deste parágrafo.

As verificações (3.43) e (3.44) devem ser conformes para se aceitar o perfil escolhido para uma análise de estabilidade local de um elemento de classe 1 a 3 sujeito a carregamento contidos em um só plano, nesse caso no plano do pórtico.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{R,k} / \gamma_{M,0}} + \frac{K_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT,y} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M,0}} \leq 1,0 \quad (3.43)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{R,k} / \gamma_{M,0}} + \frac{K_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT,z} \cdot M_{y,Rk} / \gamma_{M,0}} \leq 1,0 \quad (3.44)$$

Onde:

$N_{R,k}$ – é a resistência ao esforço axial característica;

$M_{y,Rk}$ – é a resistência característica ao momento fletor em torno de y;

χ_y – é o coeficiente de redução devido a flambagem por flexão em torno de y;

χ_z – é o coeficiente de redução devido a flambagem por flexão em torno de z;

$\chi_{LT,y}$ – é o coeficiente de redução devido a flambagem por flexo-torção em y;

$\chi_{LT,z}$ – é o coeficiente de redução devido a flambagem por flexo-torção em z;

K_{yy} – é um coeficiente de interação;

K_{zy} – é um coeficiente de interação.

E para se chegar nas verificações finais referenciadas como as equações (3.43) e (3.44), deve-se fazer primeiramente, com o uso das propriedades demonstradas na Tabela 3.14, os cálculos que estão discorridos nas próximas páginas

Tabela 3.14 – Propriedades da seção HE220A.

A (m ²)	6,430E-03	iy (m)	9,170E-02
h (m)	2,100E-01	W _{el,z} (m ³)	1,780E-04
b (m)	2,200E-01	W _{pl,z} (m ³)	2,710E-04
tw (m)	7,000E-03	I _z (m ⁴)	1,960E-05
tf (m)	1,100E-02	iz (m)	5,510E-02
r (m)	1,800E-02	I _T (m ⁴)	2,850E-07
W _{el,y} (m ³)	5,150E-04	I _W (m ⁶)	1,930E-07
W _{pl,y} (m ³)	5,690E-04	A _V (m ²)	2,070E-03
I _y (m ⁴)	5,410E-05		

Por o perfil HE220A se tratar de um de paredes abertas com $I_y > I_T$, este é um elemento sujeito à flambagem flexo-torcional. Primeiramente calcula-se as resistências características aos diferentes tipos de EIS atribuídas às equações (3.45) e (3.46).

$$N_{R,k} = A \cdot f_y \quad (3.45)$$

$$M_{i,Rk} = W_{pl,i} \cdot f_y \quad (3.46)$$

Acha-se:

$$N_{R,k} = 1768 \text{ kN};$$

$$M_{y,Rk} = 156,5 \text{ kN.m};$$

$$M_{z,Rk} = 74,5 \text{ kN.m}.$$

Analise-se, então, o efeito da flambagem por flexão.

- Flambagem por flexão no plano XZ (em torno de y):

Distância entre montantes define $L_{E,y} = 1,55 \text{ m}$;

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{E,y} \cdot 1}{i_y \cdot \lambda_1} \quad (3.47)$$

onde:

$\bar{\lambda}_y$ – é a esbeltez normalizada da seção transversal em relação ao eixo y;

λ_1 – é a esbeltez de referência.

Substitui-se:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1,55 \cdot 1}{9,17 \cdot 10^{-2} \cdot 93,9 \cdot 0,92} = 0,196.$$

Determinação da curva de flambagem (conforme quadro 6.2 da NP EN 1993-1-1 (CEN, 2010)) e do fator de imperfeição, de acordo com:

seção H laminda com $\frac{h}{b} < 1,2$ e $t_f < 100\text{mm}$ \therefore curva "b"

$$\therefore \alpha = 0,34$$

$$\Phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad (3.48)$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} \quad (3.49)$$

onde:

α – é o fator de imperfeição da peça;

Φ_y – fator para calcular o fator de redução em y-y;

χ_y – é o fator de redução devido à flambagem por flexão em y-y.

Encontra-se:

$$\Phi_y = 0,518;$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,518 + \sqrt{0,518^2 - 0,196^2}} = 1,00.$$

Flambagem em torno de z:

As terças contraventadas, que são todas, definem o comprimento de flambagem $L_{E,z} = 1,55 \text{ m}$;

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{E,z} \cdot 1}{i_z \cdot \lambda_1} \quad (3.50)$$

onde:

$L_{E,z}$ — é o comprimento efetivo de flambagem em z;

$\bar{\lambda}_z$ — é a esbeltez da seção transversal em relação ao eixo z;

calcula-se:

$$\bar{\lambda}_z = 0,326;$$

Curva "c" $\therefore \alpha = 0,49$

$$\Phi_z = 0,584;$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,584 + \sqrt{0,584^2 - 0,326^2}} = 0,936.$$

Para cálculo dos demais termos auxiliares, segue-se as equações enumeradas de (3.51) a (3.55).

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{E,z}^2} \quad (3.51)$$

$$\mu_y = \frac{1 - N_{Ed}/N_{cr,y}}{1 - \chi_y N_{Ed}/N_{cr,y}} \quad (3.52)$$

$$\mu_z = \frac{1 - N_{Ed}/N_{cr,z}}{1 - \chi_z N_{Ed}/N_{cr,z}} \quad (3.53)$$

$$M_{cr}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{GI_T EI_z \left(1 + \frac{\pi^2 EI_w}{L^2 GI_T}\right)} \quad (3.54)$$

$$\bar{\lambda}_0 = \sqrt{\frac{W_{pl,y} f_y}{M_{cr}^E}} \quad (3.55)$$

onde:

$N_{cr,z}$ – é a carga crítica que gera instabilidade em torno do eixo z;

μ_y – é um termo auxiliar para verificação da estabilidade em y;

μ_z – é um termo auxiliar para verificação da estabilidade em z;

M_{cr}^E – é o momento crítico padrão causador de flambagem por flexão;

L – é o comprimento entre seções contraventadas lateralmente;

$\bar{\lambda}_0$ – é o coeficiente de esbeltez adimensional para flambagem lateral à torção de uma viga sob flexão pura, para caso padrão;

i_c – é o raio de giração em torno do eixo considerado;

y_c – é a distância entre o centróide e o centro de cisalhamento da seção transversal no eixo y;

$N_{cr,T}$ – é a carga crítica elástica para flambagem por torção;

L_{ET} – é o comprimento efetivo para efeitos de torção.

Substitui-se:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{E,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 10^6 \cdot 5,41 \cdot 10^{-5}}{1,55^2} = 46671 \text{ kN};$$

$$N_{cr,z} = 16908 \text{ kN, e}$$

$$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}{1 - \frac{\chi_y \cdot N_{Ed}}{N_{cr,y}}} = \frac{1 - \frac{767}{46671}}{1 - 1,00 \cdot \frac{767}{46671}} = 1,00;$$

$$\mu_z = 1,00.$$

Verificação de suscetibilidade à flambagem lateral por flexo-torção:

$$\bar{\lambda}_0 = 0,296;$$

$$i_c^2 = y_c^2 + \frac{I_y + I_z}{A} = 0 + \frac{5,41 \cdot 10^{-5} + 1,96 \cdot 10^{-5}}{6,43 \cdot 10^{-3}} = 0,011;$$

$$N_{cr,T} = 16540 \text{ kN}.$$

Se o elemento possui contraventamentos laterais (terças contraventadas) e a condição abaixo for verificada, o elemento não é suscetível a deformações por torção:

$$\bar{\lambda}_0 \leq 0,2 \cdot \sqrt{C_1} \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)} \quad (3.56)$$

onde:

C_1 – é o coeficiente que leva em conta a forma do diagrama de momentos fletores no comprimento intertravado lateralmente.

$$C_1 = 1,58.$$

Substitui-se:

$$0,296 \leq 0,2 \cdot \sqrt{1,58} \cdot \sqrt{\left(1 - \frac{767}{16908}\right) \cdot \left(1 - \frac{767}{16540}\right)}$$

$$0,30 > 0,25.$$

Portanto, o elemento é suscetível à deformação torcional, e isto define quais equações devem ser usadas para se determinar os coeficientes C_{my} e $C_{m,LT}$. Abaixo estão feitos os cálculos dos coeficientes de equivalência de momento uniforme C_{mi} , $C_{my,0}$ e $C_{mz,0}$:

$$C_{mi,0} = 0,79 + 0,21 \cdot \psi_y + 0,36(\psi_y - 0,33) \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \quad (3.57)$$

$$C_{my} = C_{my,0} + (1 - C_{my,0})\sqrt{\varepsilon_y} \cdot \frac{a_{LT}}{1 + \sqrt{\varepsilon_y} \cdot a_{LT}} \quad (3.58)$$

$$\varepsilon_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{E,d}} \cdot \frac{A}{W_{el,y}} \quad (3.59)$$

$$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \quad (3.60)$$

$$M_{cr} = \alpha_m \cdot M_{cr}^E \quad (3.61)$$

$$\alpha_m = 1,75 + 1,05 \cdot \beta + 0,3\beta^2 \leq 2,5 \quad (3.62)$$

$$C_{m,LT} = C_{my}^2 \cdot \frac{\alpha_{LT}}{\sqrt{\left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right) \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,T}}\right)}} \geq 1,0 \quad (3.63)$$

onde:

ψ_y – é o coeficiente que indica a proporcionalidade entre os momentos de extremidade;

ε_y – é um termo auxiliar;

a_{LT} – é um termo auxiliar;

α_m – é um coeficiente para determinação do momento crítico em vigas de seção transversal duplamente simétrica;

M_{cr} – é o momento crítico que promove instabilidade.

Como a condição da equação (3.56) não foi verificada, segue-se com os seguintes valores:

$$C_{my,0} = 0,79 + 0,21 \cdot 0,220 + 0,36(0,220 - 0,33) \cdot \frac{767}{46671} = 0,836;$$

$$C_{mz,0} = 0;$$

$$\varepsilon_y = 2,019;$$

$$a_{LT} = 0,995;$$

$$C_{my} = 0,932;$$

$$C_{mz} = C_{mz,0} = 0,785;$$

$$C_{m,LT} = 0,91 \text{ porém, } C_{m,LT} > 1,0 \therefore C_{m,LT} = 1,0.$$

Cálculo do fator de redução à flambagem lateral com torção χ_{LT} :

$$y_Q = \frac{0,220}{2} = 0,110m;$$

$$M_{cr}^E = \frac{\pi}{L} \sqrt{G \cdot I_T \cdot E \cdot I_z \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{L^2 \cdot G \cdot I_T}\right)} = 1790 \text{ kN.m};$$

$$\beta = 0,22;$$

$$\alpha_m = 1,75 + 1,05 \cdot (0,22) + 0,3 \cdot (0,22)^2 = 2,00 \leq 2,5.$$

CAPÍTULO 3

Para determinar o momento crítico de maneira conservadora, utiliza-se a fórmula (3.61), e acha-se:

$$M_{cr} = 2,00 \cdot 1790 = 3573 \text{ kN.m.}$$

Definição do coeficiente de redução devido à flambagem por flexo-torção χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (3.64)$$

onde:

$\bar{\lambda}_{LT}$ – é a esbeltez para o trecho suscetível à flambagem.

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,209;$$

$$\text{Como } \frac{h}{b} < 2 \rightarrow \text{curva} \rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\Phi_{LT} = 0,523;$$

Chega-se, então, ao valor de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,523 + \sqrt{0,523^2 - 0,21^2}} = 0,998.$$

Cálculo de K_{yy} e K_{zy} :

$$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{1,6 \cdot C_{my}^2 \cdot \lambda_{max}}{w_y} - \frac{1,6 \cdot C_{my}^2 \cdot \lambda_{max}^2}{w_y} \right) \cdot n_{pl} - b_{LT} \right] \geq \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} \quad (3.65)$$

$$b_{LT} = 0,5 \cdot \alpha_{LT} \cdot \bar{\lambda}_0^2 \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \quad (3.66)$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} \quad (3.67)$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M,0}} \quad (3.68)$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) \quad (3.69)$$

onde:

n_{pl} – é um termo auxiliar;

b_{LT} – é um termo auxiliar;

w_y – é um termo auxiliar;

$M_{z,Ed}$ – é o momento atuante no eixo z;

$M_{pl,z,Rd}$ – é o momento plástico resistente no eixo z;

$\bar{\lambda}_{max}$ – é o maior valor de esbeltez nos dois eixos da seção transversal.

Substitui-se:

$$\alpha_{LT} = 0,995;$$

$$w_y = \frac{W_{pl,y}}{W_{el,y}} = \frac{5,69 \cdot 10^{-4}}{5,15 \cdot 10^{-4}} = 1,105;$$

$$n_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}/\gamma_{M,0}} = \frac{767}{1768/1,0} = 0,434;$$

$$b_{LT} = 0;$$

$$\bar{\lambda}_{max} = \max(\bar{\lambda}_y; \bar{\lambda}_z) = \max(0,196; 0,326) = 0,326;$$

$$C_{yy} = 1,07;$$

$$1,07 \geq \frac{5,15 \cdot 10^{-4}}{5,69 \cdot 10^{-5}} = 0,90 \quad \therefore \quad ok.$$

Para cálculo de C_{zy} :

$$C_{zy} = 1 + (w_y - 1) \left[\left(2 - \frac{14 \cdot C_{my}^2 \cdot \lambda_{max}}{w_y^5} \right) \cdot n_{pl} - d_{LT} \right] \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}}} \quad (3.70)$$

$$w_z = \frac{W_{pl,z}}{W_{el,z}} \quad (3.71)$$

$$d_{LT} = 2\alpha_{LT} \cdot \frac{\bar{\lambda}_0}{(0,1 + \lambda_z^4)} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{C_{my} \cdot \chi_{LT} \cdot M_{pl,y,Rd}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{C_{mz}} \quad (3.72)$$

Onde:

w_z – é uma relação de propriedades em z da seção;

Substitui-se:

$$w_z = \frac{2,71 \cdot 10^{-4}}{1,78 \cdot 10^{-4}} = 1,52.$$

Como na análise 2D do pórtico ainda não se considera ações transversais ao seu plano, $M_{z,Ed} = 0$, portanto:

$$d_{LT} = 0$$

Valor de C_{zy} :

$$C_{zy} = 1,064 \geq 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \cdot \frac{W_{el,y}}{W_{pl,y}} = 0,46 \therefore ok$$

Valores de K_{yy} e K_{zy} de acordo com as equações (3.73) e (3.74):

$$k_{yy} = C_{my} \cdot C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_y}{1 - N_{Ed}/N_{cr,y}} \cdot \frac{1}{C_{yy}} \quad (3.73)$$

$$k_{zy} = C_{my} \cdot C_{m,LT} \cdot \frac{\mu_z}{1 - N_{Ed}/N_{cr,y}} \cdot \frac{1}{C_{zy}} \cdot 0,6 \cdot \sqrt{\frac{w_y}{w_z}} \quad (3.74)$$

Substitui-se:

$$k_{yy} = 0,93 \cdot 1,0 \cdot \frac{1,0}{1 - 767/46671} \cdot \frac{1}{1,07} = 0,883;$$

$$k_{zy} = 0,454.$$

Abaixo estão abordadas as verificações finais de estabilidade do elemento de acordo com as equações (3.43) e (3.44), identificadas como “verificação 1” e “verificação 2” na Figura 3.25.

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{R,k}}{\gamma_{M,0}}} + \frac{K_{yy} \cdot M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M,0}}} = \frac{767}{1,002 \cdot \frac{1768}{1,0}} + \frac{0,883 \cdot 124}{0,998 \cdot \frac{156}{1,0}} = 1,13 > 1,0;$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{R,k}}{\gamma_{M,0}}} + \frac{K_{zy} \cdot M_{y,Ed}}{\frac{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rk}}{\gamma_{M,0}}} = \frac{767}{0,936 \cdot \frac{1768}{1,0}} + \frac{0,453 \cdot 124}{0,998 \cdot \frac{156}{1,0}} = 0,82 > 1,0 \therefore \text{não verifica.}$$

Portanto, deve-se aumentar o tamanho do perfil ou então a classe do aço. Aumentou-se o tamanho do perfil para um HE240A, condição que através do uso de uma planilha de cálculo elaborada pelo autor, chegou-se à conformidade das verificações de resistência e estabilidade, conforme Figura 3.25. A

“Verificação 1” e “Verificação 2” da figura citada correspondem respectivamente às equações (3.43) e (3.44).

Termos K_{yy} , K_{zy} e verificação de estabilidade						
K_{yy} (class e 1 e 2)	0,886	K_{zy} (class e 1 e 2)	0,455	Verificação 1	0,90	Perfil aceito
				Verificação 2	0,66	

Figura 3.25 – Verificações finais de estabilidade da planilha de cálculo referentes ao perfil HE240A dos banzos superiores da viga.

3.4.2 Dimensionamento automático do banzo superior da viga e comparação de resultados

No *software* modelador de elementos finitos Robot Structural Analysis Professional, da Autodesk, é possível verificar a segurança dos elementos estruturais ao mandá-lo calcular os elementos estruturais desejados. Após ser definido que as verificações de segurança devem ser feitas de acordo com o Eurocódigo 3-1-1, utiliza-se o recurso para gerar o memorial de cálculo que mostra todos os parâmetros com seus valores e suas referências conforme os itens da norma.

Inicialmente, segue-se com os cálculos feitos para um perfil HE180A conforme esforços mostrados na Figura 3.26. Nesta figura também aparece a parte do programa onde é possível selecionar os elementos a serem verificados, em que 3 e 25 diz respeito às barras do banzo superior da viga.

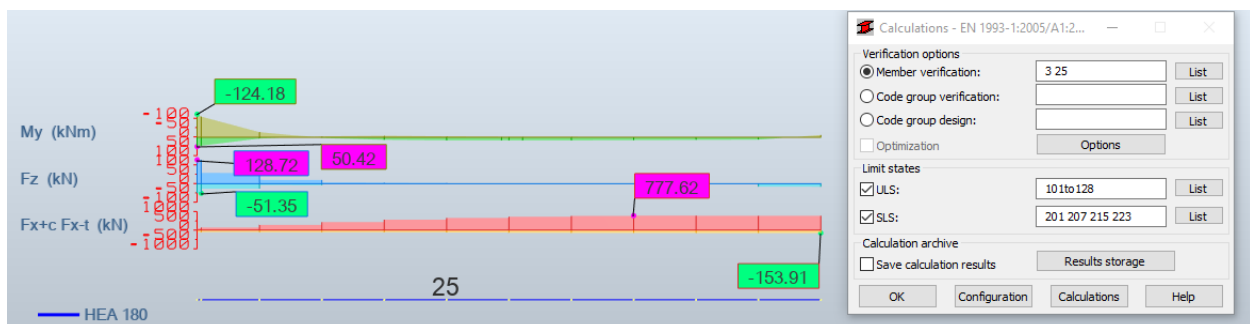


Figura 3.26 – EIS do banzo superior da viga e listagem de elementos a serem verificados (Imagem capturada do ROBOT).

É feita a verificação para o estado limite último de resistência e para o estado limite de serviço, em que as combinações a serem consideradas estão listadas nas Tabelas 3.10 e 3.11, respectivamente. No programa, define-se para cada elemento qual tipo de verificação deve ser realizado, como os diferentes tipos de flambagem, e quais os seus parâmetros, como o comprimento de flambagem. Para a flambagem por compressão, a Figura 3.27 mostra os pontos do elemento que são considerados como contraventados

lateralmente, que no caso do banzo superior da viga para o eixo Y são os pontos cujos montantes estão posicionados.

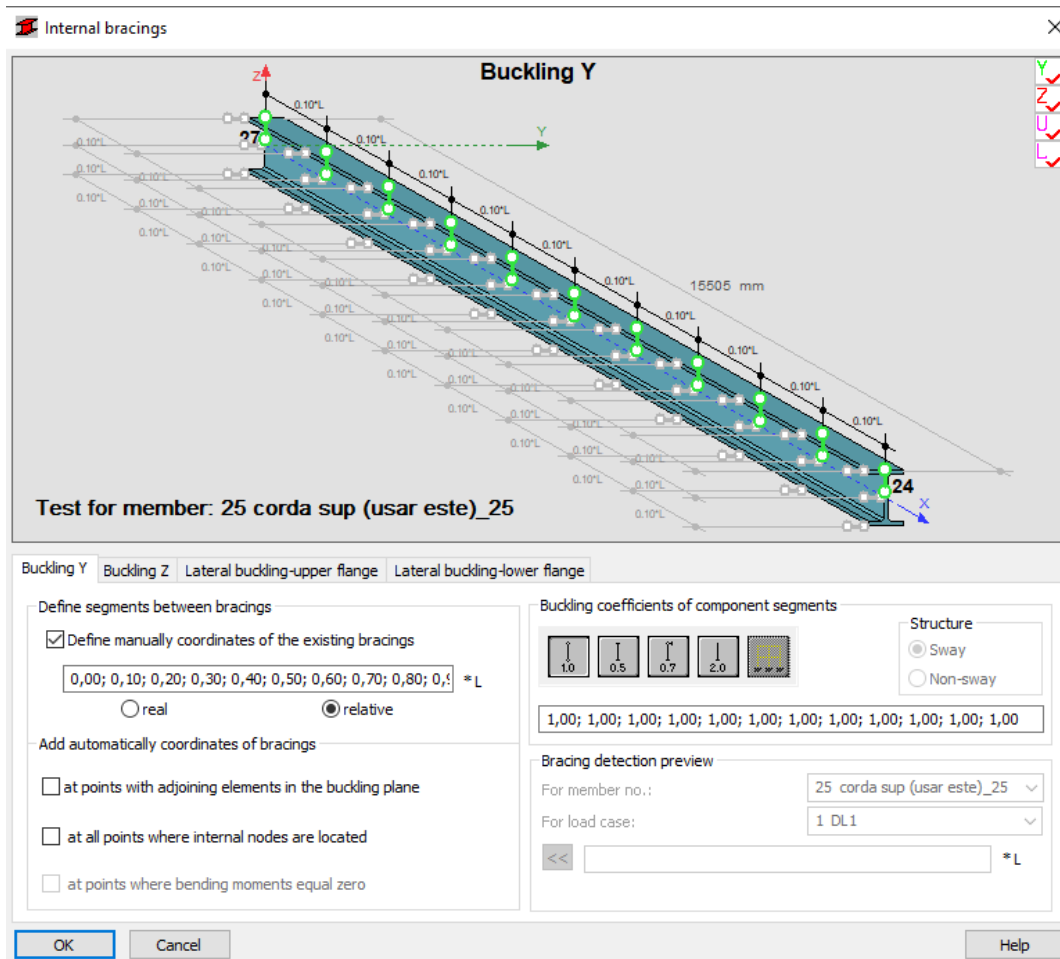



Figura 3.27 – Definição do comprimento de flambagem para a verificação de um elemento.

Na Figura 3.28, pode-se observar a verificação de segurança para um dos banzos superiores em que o programa considera os esforços condicionantes da seção de apoio no pilar (tração de 85 kN).

CODE GROUP:
MEMBER: 25 corda sup (usar este)_25 **POINT:** **COORDINATE:** x = 0.00 L = 0 mm

LOADS:
Governing Load Case: 103 ULS SC Wxx+(suc. e sob.) T+ (1+2+3+4)*1.35+11*1.50+(22+31)*0.90

MATERIAL:
 S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa




SECTION PARAMETERS: HEA 180

h=171.0 mm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=180.0 mm	Ay=3793.14 mm ²	Az=1447.14 mm ²	Ax=4525.14 mm ²
tw=6.0 mm	Iy=25102900.00 mm ⁴	Iz=9246050.00 mm ⁴	Ix=142000.00 mm ⁴
tf=9.5 mm	Wply=324875.00 mm ³	Wplz=156497.00 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = -85.64 kN	M _{y,Ed} = -124.18 kN*m		
N _{t,Rd} = 1244.41 kN	M _{y,p1,Rd} = 89.34 kN*m		
	M _{y,c,Rd} = 89.34 kN*m	V _{z,Ed} = 128.70 kN	
	M _{y,V,Rd} = 89.20 kN*m	V _{z,c,Rd} = 229.76 kN	
	M _{b,Rd} = 87.73 kN*m		


Class of section = 1




LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

z = 1.00	M _{cr} = 1133.62 kN*m	Curve _{LT} - a	XLT = 0.98
L _{cr,low} = 1551 mm	L _{am_LT} = 0.28	f _{i,LT} = 0.55	

BUCKLING PARAMETERS:

 About y axis:

 About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.07 < 1.00 (6.2.3.(1))

M_{y,Ed}/M_{y,V,Rd} = 1.39 > 1.00 (6.2.8)

V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.56 < 1.00 (6.2.6.(1))

Global stability check of member:

M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 1.42 > 1.00 (6.3.2.1.(1))

Incorrect section !!!

Figura 3.28 – Resumo da verificação automática de segurança para perfil HE180A (Imagem capturada do ROBOT).

E pode-se reparar que os resultados apontados pelo ROBOT estão coerentes com a planilha de cálculo elaborada para auxiliar este trabalho, conforme Figura 3.29 e Figura 3.30. Diferenças na segunda casa decimal podem ocorrer por conta de diferenças muito pequenas das propriedades geométricas adotadas e da quantidade de algarismos significativos usados entre o ROBOT (não foi possível saber quantos são usados neste) e a planilha.

Momento r,d devido Fv e Força normal			
$N_{pl,Rd}$	1245,75	$M_{N,y,Rd}$	94,78
$0,25 * N_{pl,Rd}$	311,4375		
$0,5 * h_w * t_w$	100,65	n	0,068
hw	0,122	aw	0,245
Verificação de $M_{N,y,Rd}$ < $M_{y,V,Rd}$		89,25	
			Conclusão
Verif. $\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} < 1,0$		1,39	Resistência insuficiente
Med/Mr,V (ρ)	1,41		
Mb,rd mom. Resist. à encurvadura			
$M_{b,Rd}$	88,3 kN.m		
item 6.3.2.1 (Med/Mb,rd)	1,41		

Figura 3.29 – Resultados da planilha de cálculo. (Acervo pessoal do autor (2023))

Verificação ao corte		
$V_{pl,Rd}$	229,74	$\frac{h_w}{t_w} \leq \frac{72\epsilon}{n}$ sem encurv. Por corte
$V_{Ed} < 0,5V_{pl,Rd}$		Mom. Resist. Deve ser reduzido
$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0$	0,56	Verificada a segurança ao corte

Figura 3.30 – Resultado da verificação do esforço cortante da planilha de cálculo. (Acervo pessoal do autor (2023))

Para garantir que a planilha de cálculo automático esteja correta, é feita uma comparação dos resultados obtidos com a atuação dos esforços utilizados para verificação da estabilidade (767 kN de compressão e 124 kN.m de momento fletor), que resultou num perfil HE240A. Esses esforços internos na realidade são alterados ao aumentar o tamanho do perfil, o que acarreta em novas verificações que diferem dos valores atingidos pelo cálculo manual feito para esforços obtidos com o uso do perfil HE180A. A planilha se mostra

correta, visto que os coeficientes k_{yy} e k_{zy} dependem de vários coeficientes anteriores a eles e apresentam valores iguais aos do modelador, assim como as relações finais, conforme Figura 3.25 e Figura 3.31.

Symbol	Values	Unit	Symbol description	Section
k_{yy}	0.88		Interaction parameter	(Table A.1)
k_{zy}	0.45		Interaction parameter	(Table A.1)
UFB[NyMyMz]	0.90		$N, Ed / (Xy * N, Rk / gM1) + k_{yy} * My, Ed, max / (XLT * My, Rk / gM1)$	(6.3.3.(4))
UFB[NzMyMz]	0.66		$N, Ed / (Xz * N, Rk / gM1) + k_{zy} * My, Ed, max / (XLT * My, Rk / gM1)$	(6.3.3.(4))

Figura 3.31 – Verificação final calculada automaticamente (Imagem capturada do ROBOT).

Vale ressaltar novamente que esta verificação não condiz com a realidade, pois os esforços inseridos no modelador foram utilizados para mero efeito de comparação com cálculo manual, e os esforços reais atuantes numa viga HE240A são maiores (se demais elementos do pórtico não forem alterados em suas verificações próprias). Para se obter uma corda superior mais eficiente em termos de verificações finais de segurança, determina-se o tamanho que os perfis da corda inferior, diagonais e montantes devem ter, para que se obtenha os esforços solicitantes finais. O travamento lateral da corda inferior pode ser exemplificado pela Figura 3.32.

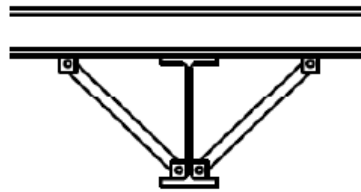


Figura 3.32 – Travamento lateral e torcional para combater efeitos de flambagem por flexão e torção (Almeida, 2012).

É posicionado um travamento lateral destes a cada 2 montantes, o que condiciona um comprimento de flambagem da corda inferior de 3,1 m. Sua orientação é igual à da corda superior, em que sua alma está contida no plano do pórtico.

Quanto às diagonais e montantes, por se tratar de um perfil oco, não é suscetível à flambagem por flexão nem à flambagem por compressão. No modelo, até esta fase de dimensionamento em que se passa para a análise da corda inferior e das diagonais e montantes, para estes dois últimos foi utilizado um perfil de tamanho e espessura muito pequenos, o que acarretou numa sobrecarga das cordas da viga. Ao mudar as diagonais e montantes para um perfil SHS 60x60x5.0, obteve-se uma distribuição de esforços mais homogênea no pórtico, e todas as barras desse grupo foram verificadas e definidas como seguras, como observado pelos quadrados verdes escritos “ok” na Figura 3.33.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	
5	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	76.57	76.57	0.65	108 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
6	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	42.16	42.16	0.62	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
7	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	81.97	81.97	0.99	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
8	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	45.29	45.29	0.52	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
9	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	83.62	83.62	0.84	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)
10	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	48.42	48.42	0.48	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
11	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	85.36	85.36	0.85	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)
12	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	51.55	51.55	0.38	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
13	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	87.17	87.17	0.48	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
14	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	54.68	54.68	0.30	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
15	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	89.06	89.06	0.34	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
16	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	57.81	57.81	0.21	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
17	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	91.01	91.01	0.21	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
18	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	60.94	60.94	0.12	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
19	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	93.03	93.03	0.09	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
20	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	64.07	64.07	0.04	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
21	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	95.11	95.11	0.07	104 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
22		SHSC 60x60x	S 275	67.20	67.20	0.04	112 ULS Wxxx+(suc)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
23		SHSC 60x60x	S 275	97.25	97.25	0.10	104 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
27	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	76.57	76.57	0.66	104 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
28	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	42.16	42.16	0.60	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)
29	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	81.97	81.97	0.99	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
30	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	45.29	45.29	0.53	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
31	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	83.62	83.62	0.84	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)
32	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	48.42	48.42	0.48	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)
33	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	85.36	85.36	0.65	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
34	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	51.55	51.55	0.38	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
35	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	87.17	87.17	0.48	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
36	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	54.68	54.68	0.29	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
37	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	89.06	89.06	0.34	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
38	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	57.81	57.81	0.21	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
39	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	91.01	91.01	0.21	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
40	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	60.94	60.94	0.12	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
41	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	93.03	93.03	0.09	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
42	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	64.07	64.07	0.04	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
43	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	95.11	95.11	0.07	108 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
44		SHSC 60x60x	S 275	67.20	67.20	0.05	116 ULS Wxxx-(suc)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)
45		SHSC 60x60x	S 275	97.25	97.25	0.11	108 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx-(s)
46	diagon e mont	SHSC 60x60x	S 275	70.33	70.33	0.14	108 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.00	207 SLS SC Wxxx-(s)

Figura 3.33 – Relação das verificações de segurança para a totalidade das diagonais e montantes.

(Imagem capturada do ROBOT).

Completada esta verificação, pode-se retornar à verificação dos banzos, cujos perfis ficaram determinados com o tamanho HE200A. Poderia ser escolhida a solução em que o banzo superior fosse constituído por um perfil HE160A e o inferior por um HE220A, o que seria mais econômico, porém por uma questão de estética opta-se pelo uso de um único tamanho, o HE200A. A Figura 3.34 mostra as taxas de capacidade resistente das cordas da viga frente aos esforços no estado limite último e de serviço.

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case	Ratio(uy)	Case (uy)	Ratio(uz)	Case (uz)	
3	corda sup (usa	HEA 200	S 275	18.72	31.13	0.61	104 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.18	207 SLS SC Wxxx-(s)
4	corda inf_4	HEA 200	S 275	18.70	62.20	0.99	107 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.18	207 SLS SC Wxxx-(s)
25	corda sup (us	HEA 200	S 275	18.72	31.13	0.61	108 ULS SC Wxxx-(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.19	207 SLS SC Wxxx-(s)
26	corda inf_26	HEA 200	S 275	18.70	62.20	0.95	103 ULS SC Wxxx+(s)	0.00	201 SLS SC Wxxx+(s)	0.19	207 SLS SC Wxxx-(s)

Figura 3.34 – Relações finais das verificações de segurança para as cordas das vigas

(Imagem capturada do ROBOT).


Após as modificações dos banzos serem feitas, foi necessário mudar as diagonais e montantes para um perfil com um milímetro a mais de espessura, com o que se chega ao SHS 60X60X6.0. A Figura 3.35 mostra a memória de cálculo para a diagonal mais solicitada, que se encontra próxima ao pilar.

CODE: *EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.*
 ANALYSIS TYPE: *Member Verification*


CODE GROUP:
 MEMBER: 7 *diagon e mont_7* POINT: COORDINATE: *x = 0.00 L = 0 mm*



LOADS:
*Governing Load Case: 107 ULS SC Wxx-(suc. e sob.) T+ (1+2+3+4)*1.35+11*1.50+(24+31)*0.90*

MATERIAL:
 S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



 SECTION PARAMETERS: SHS 60x60x6
 h=60.0 mm $g_{M0}=1.00$ $g_{M1}=1.00$
 b=60.0 mm $A_y=600.00$ mm² $A_z=600.00$ mm² $A_x=1200.00$ mm²
 tw=6.0 mm $I_y=561000.00$ mm⁴ $I_z=561000.00$ mm⁴ $I_x=984000.00$ mm⁴
 tf=6.0 mm $W_{ply}=23700.00$ mm³ $W_{plz}=23700.00$ mm³

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:
 $N_{Ed} = -304.14$ kN
 $N_{t,Rd} = 330.00$ kN
 Class of section = 1

 LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:
 About y axis:  About z axis:

VERIFICATION FORMULAS:
Section strength check:
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.92 < 1.00$ (6.2.3.(1))

LIMIT DISPLACEMENTS
 *Deflections (LOCAL SYSTEM):*
 $u_y = 0.00$ cm $< u_{y \max} = L/200.00 = 0.90$ cm Verified
*Governing Load Case: 201 SLS SC Wxx+(suc.) T+ (1+2+3+4+11)*1.00+(21+31)*0.60*
 $u_z = 0.00$ cm $< u_{z \max} = L/200.00 = 0.90$ cm Verified
*Governing Load Case: 207 SLS SC Wxx-(suc. e sob.) T+ (1+2+3+4+24)*1.00+31*0.60*
 *Displacements (GLOBAL SYSTEM): Not analyzed*

Section OK !!!

Figura 3.35 – Memória de cálculo da diagonal mais solicitada do pórtico-tipo. (Imagem capturada do ROBOT).

3.4.3 Dimensionamento dos pilares do pórtico-tipo

A viga treliçada já foi dimensionada, as cordas ficaram com um perfil HE200A e as diagonais e montantes com um SHS 60x60x6.0, agora parte-se para o dimensionamento dos pilares. Os pilares têm 4,86 m de altura, e no plano perpendicular ao pórtico existem terças contraventadas de fachada nos terços de sua

altura, que definem seu comprimento de flambagem neste plano. Mais detalhes são expostos na Figura 3.36.

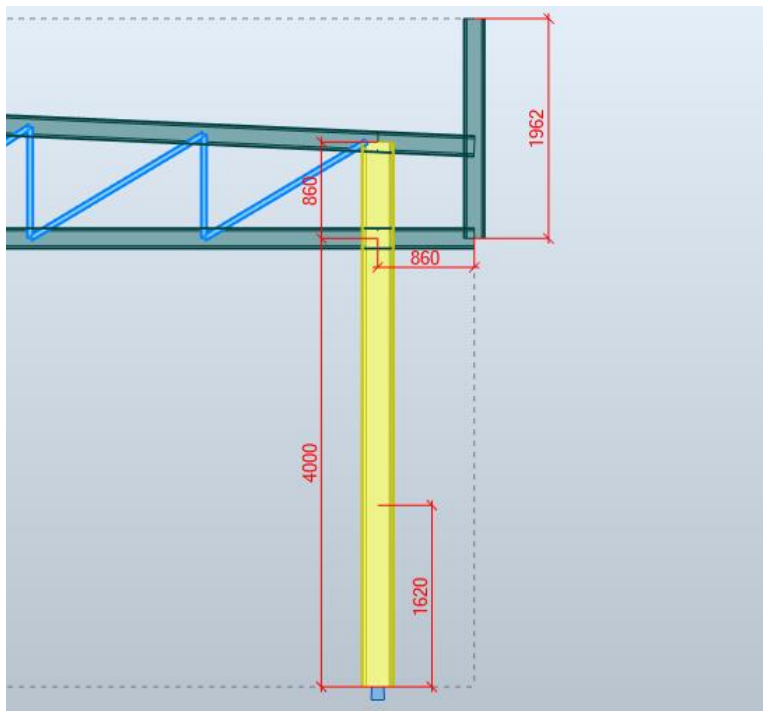


Figura 3.36 – Medidas (mm) do pilar do pórtico tipo. (Imagem capturada do ROBOT).

No plano do pórtico, considera-se o comprimento de flambagem igual a $1,0 \cdot L$. Inicialmente havia-se pré-determinado um tamanho HE300A para os pilares, o qual por pouco não passou pela verificação de segurança. A memória de cálculo dos pilares está contida no Anexo III, e o sua especificação final é um HE320A.

CAPÍTULO 4

CONCLUSÃO

O trabalho inicia-se com o levantamento de limitações e premissas para se conceber uma estrutura metálica para um galpão de um supermercado. Para este caso de estudo que trata de um galpão metálico que é muito comum, ainda mais por suas dimensões que não chegam na centena de metros, pode-se sugerir diversas soluções estruturais. A solução do pórtico pode abranger diversas concepções, como viga treliçada, viga de alma cheia, pórtico suspenso, entre outras.

O pórtico de viga treliçada pode oferecer eficiência com diversos formatos, dentre eles estão os de viga treliçada reta, parabólica, Warren, Pratt, Howe. Dentre essas opções opta-se pela tipo Pratt, que é comumente observada em galpões similares, proporciona os vazios para passagem dos elementos dos projetos de instalações elétricas, AVAC e incêndio, além de ser mais vantajosa em relação à do tipo Howe que condiciona esforços indesejáveis de compressão nas diagonais. Esta premissa pode ser observada na Figura 3.21 que apresenta apenas esforços de tração nas diagonais.

Com essa e outras definições estruturais abordadas no capítulo 3 pôde-se então modelar, obter os EIS e então dimensionar os elementos. Feito o cálculo manual de um elemento e aferido com posterior cálculo automático, conclui-se que o ROBOT cumpre com todas as informações necessárias para o atendimento das verificações pertinentes à NP EN 1993-1-1: 2010.

Com a confiança estabelecida de que o programa fornece dados verídicos, seu uso como ferramenta de análise, dimensionamento e verificação de uma estrutura se torna de extrema utilidade para rotinas de cálculo em escritórios de projetos de estruturas. O ROBOT, na versão comercial utilizada lançada em 2022, apresenta diversos recursos que podem ser customizados para auxiliar o engenheiro, levando à grande economia de tempo no desenvolvimento de diversos projetos estruturais complexos e singulares. Após o dimensionamento e verificação da estrutura do pórtico de acordo com a NP EN 1993-1-1: 2010, chega-se ao produto final que é o pórtico-tipo desenhado no Anexo III, onde estão expostos os detalhes da sua geometria.

4.1 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para desenvolvimento de uma etapa posterior deste projeto sugere-se que seja realizado o dimensionamento global do galpão com modelo de pórtico espacial, onde se pode incluir os contraventamentos, as terças e suas ligações, e as fundações calculadas a partir de sondagens prévia do solo, que incida na escolha entre fundação direta ou profunda.

Cabe também abordar o dimensionamento e verificação da estrutura frente às ações sísmicas que ocorrem em Portugal utilizando-se as prescrições do Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos .

Pode-se incluir um estudo comparativo entre soluções estruturais de pórtico de viga treliçada, para estudos de viabilidade econômica considerando vigas com montantes e diagonais tubulares e de paredes abertas. Cabe ainda, determinar a diferença de preço entre o pórtico dimensionado neste projeto e um pórtico com os mesmos comprimentos de todos os elementos, porém otimizando a seção das diagonais e montantes menos solicitados, assim como propor um seção otimizada para as barras dos banzos. A quantidade de terças contraventadas também pode ser otimizada para diminuir o custo em questão de quantidade de tirantes, como consequência observa-se um aumento do comprimento de flambagem do banzo superior. Em suma, este trabalho inspira novas empreitas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, Pedro Miguel Nunes de – Dimensionamento de estruturas metálicas segundo Eurocódigo 3 : análise comparativa entre diversas concepções estruturais para edifícios industriais. Porto: [s.n.], 2012. Tese de mestrado.
- EUROPEAN COMISSION. (2010). Steel buildings in Europe: Single-storey steel buildings Part 4: Detailed design of portal frames. Brussels: European Commission.
- FELIPPA, Carlos A. (2004). Introduction to finite element method. Boulder: Department of Aerospace Engineering Sciences and center for aerospace structures from University of Colorado.
- MARTINS, Marcelo Melo – Estudo de base de pilares metálicos pelo método dos elementos finitos. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais, 2002. Tese de mestrado.
- NP EN 1990. 2009, Critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas – Eurocódigo – Bases para o projeto de estruturas. Caparica : Comité Europeu de Normalização (CEN). 88 p.
- NP EN 1991-1-1. 2009, Critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas: Acções gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Caparica : Comité Europeu de Normalização (CEN). 47 p.
- NP EN 1991-1-4. 2010, Critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas: Acções gerais – Acções do vento. Caparica : Comité Europeu de Normalização (CEN). 162 p.
- NP EN 1991-1-5. 2009, Critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas – Eurocódigo 1 – Acções em estruturas: Acções gerais – Acções térmicas. Caparica : Comité Europeu de Normalização (CEN). 48 p.
- NP EN 1993-1-1. 2010, Critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas – Eurocódigo 3 – Projecto de estruturas de aço: Regras gerais e para edifícios. Caparica : Comité Europeu de Normalização (CEN). 116 p.
- PFEIL, Walter; PFEIL, Michele - Estruturas do aço : dimensionamento prático. 9ª. edição. Rio de Janeiro : LTC, 2021. ISBN 8521637640.
- RESENDE, Vitor N.B.S. Análise e dimensionamento de ligações metálicas segundo o Eurocódigo 3: vantagens no uso de ligações semi-rígidas. Porto: Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. 2009. Tese de Mestrado.
- SILVA, Luís ; SANTIAGO, Aldina – Manual de ligações metálicas. Coimbra : Silva e Santiago, 2003. ISBN 0-582-27543-1.
- SILVA, Luís Simões da, et al. – Dimensionamento de estruturas de aço : comparação entre o Eurocódigo 3 e a Norma Brasileira NBR8800. Rio de Janeiro: EDUERJ, 2016. ISBN 978-85-7511-399-8.
- THE STEEL CONSTRUCTION INSTITUTE (SCI). (2008). Best Practice in Steel Construction: Industrial Buildings. Netherlands: European Comission for Coal and Steel.
- VIANA, Dandara – Águas pluviais: dimensionamento de calhas. [Consult. Em 23 outubro 2022]. Disponível na <https://www.guiadaengenharia.com/aguas-pluviais/>

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEXO I – TABELA DE PERFIS DO TIPO HE

Poutrelles européennes à larges ailes

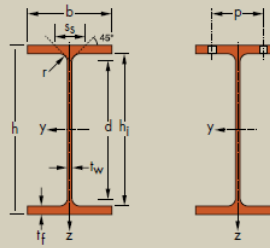
Dim.: HE A, HE B et HE M 100-1000 conformes à la norme antérieure EU 53-62; HE 1000 avec $G_{12} > G_{12M}$ conformes à ASTM A 6/A 6M - 12
 HE AA 100-1000 suivant norme AM
 Tolérances: EN 10034: 1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 12 HE 1000 avec $G_{12} > G_{12M}$
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European wide flange beams

Dim.: HE A, HE B and HE M 100 - 1000 in accordance with former standard EU 53-62; HE 1000 with $G_{12} > G_{12M}$ in accordance with ASTM A 6/A 6M - 12
 HE AA 100-1000 in accordance with AM standard
 Tolerances: EN 10034: 1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 12 HE 1000 with $G_{12} > G_{12M}$
 Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische Breitflanschträger

Abmessungen: HE A, HE B und HE M 100 - 1000 gemäß früherer Norm EU 53-62; HE 1000 mit $G_{12} > G_{12M}$ gemäß ASTM A 6/A 6M - 12
 HE AA 100-1000 gemäß AM Standard
 Toleranzen: EN 10034: 1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 12 HE 1000 mit $G_{12} > G_{12M}$
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _f	t _w	r	A	h ₁	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _k	A _c
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 100 AA *	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA *	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA *	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA *	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 M	76,2	180	166	14	23	15	97,1	134	104	M 20	86	90	0,970	12,74
HE 180 AA *	28,7	167	180	5	7,5	15	36,5	152	122	M 24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6	9,5	15	45,3	152	122	M 24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14	15	65,3	152	122	M 24	88	92	1,037	20,25
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24	15	113,3	152	122	M 24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA *	34,6	186	200	5,5	8	18	44,1	170	134	M 27	96	100	1,130	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10	18	53,8	170	134	M 27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9	15	18	78,1	170	134	M 27	100	100	1,151	18,78
HE 200 M	103	220	206	15	25	18	131,3	170	134	M 27	106	106	1,203	11,67
HE 220 AA *	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA *	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009	
	axe forte y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{ey} mm ³ x10 ³	W _{ey} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm ⁴ x10 ⁴	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{ez} mm ³ x10 ³	W _{ez} ♦ mm ³ x10 ³	I _z mm ⁴ x10 ⁴	s _y mm	I _z mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
HE 100 AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100 A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100 M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120 A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120 M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140 A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140 B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140 M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160 A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160 B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160 M	76,2	5098	566,5	674,6	7,25	30,81	1759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 AA	28,7	1967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,11	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 180 A	35,5	2510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 180 B	51,2	3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 180 M	88,9	7483	748,3	883,4	8,13	34,65	2580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 AA	34,6	2944	316,6	347,1	8,17	15,45	1068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 200 A	42,3	3692	388,6	429,5	8,28	18,08	1336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 200 B	61,3	5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 200 M	103	10640	967,4	1135	9,00	41,03	3651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓

Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _t mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _e m ² /m	A _c m ² /t
HE 260 AA *	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA *	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA *	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA *	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA *	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA *	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA *	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA *	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte													Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{ey} mm ³ x10 ³	W _{py} ★ mm ³ x10 ³	j mm	A _e mm ² x10 ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{ez} mm ³ x10 ³	W _{pz} ★ mm ³ x10 ³	i _z mm	S _z mm	I _y mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁴	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀	S ₂₃₅	S ₃₅₅	S ₄₆₀			
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

ANEXO II – MEMÓRIA DE CÁLCULO DO PILAR

STEEL DESIGN

CODE: EN 1993-1:2005/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 24 pilar_24
4000 mm

POINT: 7

COORDINATE: $x = 0.82 L =$

LOADS:

Governing Load Case: 103 ULS SC Wxx+(suc. e sob.) T+ (1+2+3+4)*1.35+11*1.50+(22+31)*0.90

MATERIAL:

S 275 (S 275) $f_y = 275.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: HEA 320

$h=310.0$ mm	$gM0=1.00$	$gM1=1.00$	
$b=300.0$ mm	$A_y=10411.80$ mm ²	$A_z=4113.30$ mm ²	$A_x=12436.80$ mm ²
$tw=9.0$ mm	$I_y=229286000.00$ mm ⁴	$I_z=69852400.00$ mm ⁴	$I_x=1020000.00$ mm ⁴
$tf=15.5$ mm	$W_{ply}=1628230.00$ mm ³	$W_{plz}=709755.00$ mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

$N_{,Ed} = 203.11$ kN	$M_{y,Ed} = -406.09$ kN*m	
$N_{c,Rd} = 3420.12$ kN	$M_{y,Ed,max} = -406.09$ kN*m	
$N_{b,Rd} = 3150.50$ kN	$M_{y,c,Rd} = 447.76$ kN*m	$V_{z,Ed} = -175.79$ kN
	$M_{N,y,Rd} = 447.76$ kN*m	$V_{z,c,Rd} = 653.07$ kN
	$M_{b,Rd} = 420.61$ kN*m	

Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

$z = 0.00$	$M_{cr} = 2219.60$ kN*m	Curve,LT - a	$XLT = 0.94$
$L_{cr,low} = 4860$ mm	$Lam_{LT} = 0.45$	$f_{i,LT} = 0.63$	

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

$L_y = 4860$ mm	$Lam_y = 0.41$
$L_{cr,y} = 4860$ mm	$X_y = 0.92$
$Lam_y = 35.79$	$k_{yy} = 0.96$



About z axis:

$L_z = 4860$ mm	$Lam_z = 0.12$
$L_{cr,z} = 760$ mm	$X_z = 1.00$
$Lam_z = 10.14$	$k_{zy} = 0.49$

Torsional buckling:

Curve,T=c	$alfa,T=0.49$
$L_t=4860$ mm	$f_{i,T}=0.79$
$N_{cr,T}=8950.72$ kN	$X,T=0.77$
$Lam_T=0.62$	$N_{b,T,Rd}=2649.15$ kN

Flexural-torsional buckling

Curve,TF=c	$alfa,TF=0.49$
$N_{cr,y}=20119.82$ kN	$f_{i,TF}=0.79$
$N_{cr,TF}=8950.72$ kN	$X,TF=0.77$
$Lam_{TF}=0.62$	$N_{b,TF,Rd}=2649.15$ kN

VERIFICATION FORMULAS:**Section strength check:**

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.06 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} = 0.91 < 1.00 \quad (6.2.5.(1))$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,c,Rd} = 0.27 < 1.00 \quad (6.2.6.(1))$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 35.79 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 10.14 < \lambda_{max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/\min(N_{b,Rd}, N_{t,Rd}, N_{tF,Rd}) = 0.08 < 1.00 \quad (6.3.1)$$

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.97 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.99 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(X_{LT} \cdot M_{y,Rk}/gM1) = 0.54 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

LIMIT DISPLACEMENTS

Deflections (LOCAL SYSTEM): Not analyzed



Displacements (GLOBAL SYSTEM):

$$v_x = 0.58 \text{ cm} < v_{x,max} = L/150.00 = 3.24 \text{ cm}$$

Verified

Governing Load Case: 207 SLS SC Wxx-(suc. e sob.) T+ (1+2+3+4+24)*1.00+31*0.60

$$v_y = 0.00 \text{ cm} < v_{y,max} = L/150.00 = 3.24 \text{ cm}$$

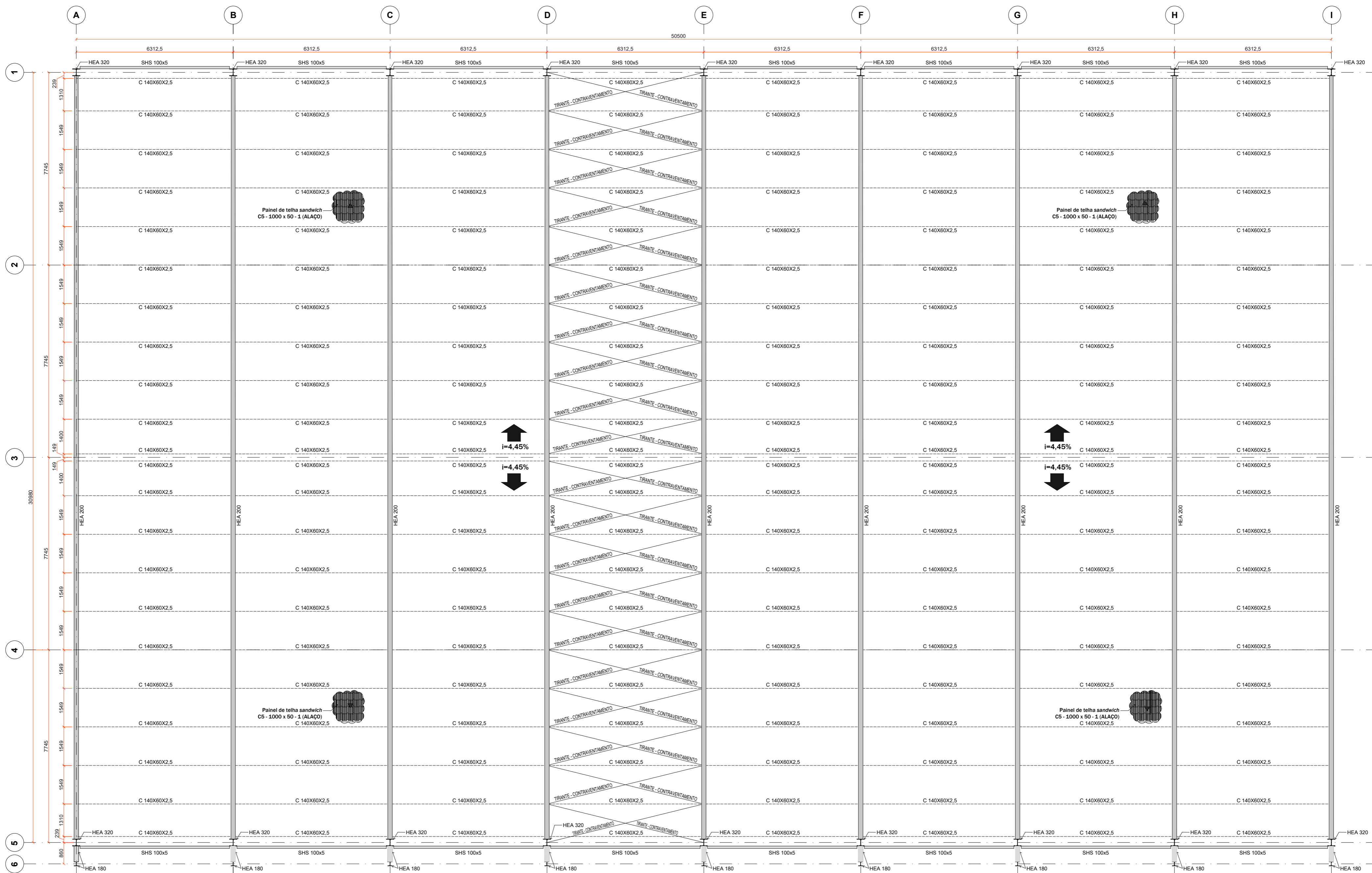
Verified

Governing Load Case: 201 SLS SC Wxx+(suc.) T+ (1+2+3+4+11)*1.00+(21+31)*0.60

Section OK !!!

(Imagem capturada do ROBOT).

ANEXO III – DESENHOS



ISEP/UPM

NOME DO PROJETO:
PROJ. DE ESTAB. DE UM SUPERMERCADO

ESCALA:
1:100

DATA:
08/07/2023

DISCIPLINA / PROFESSOR:

DIPRE
Dr. R. FALCÃO / Dr. A. PAPPALARDO

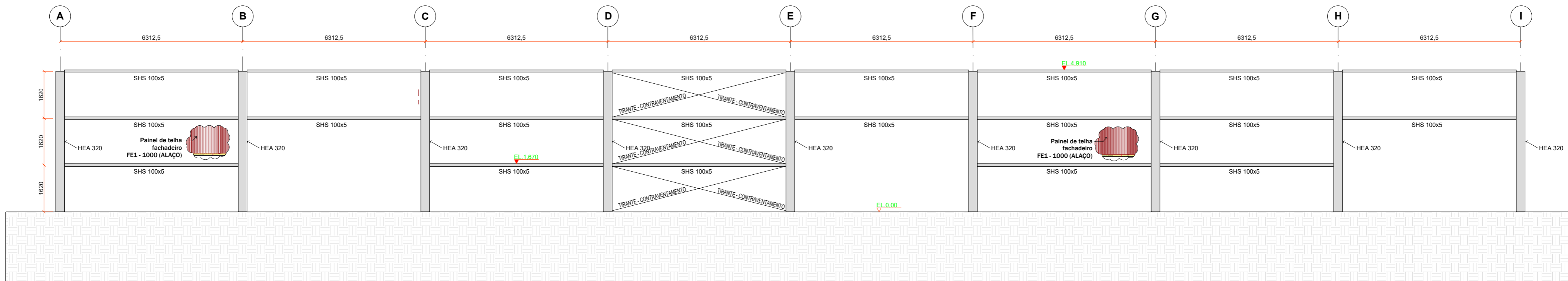
FOLHA Nº:

01
03

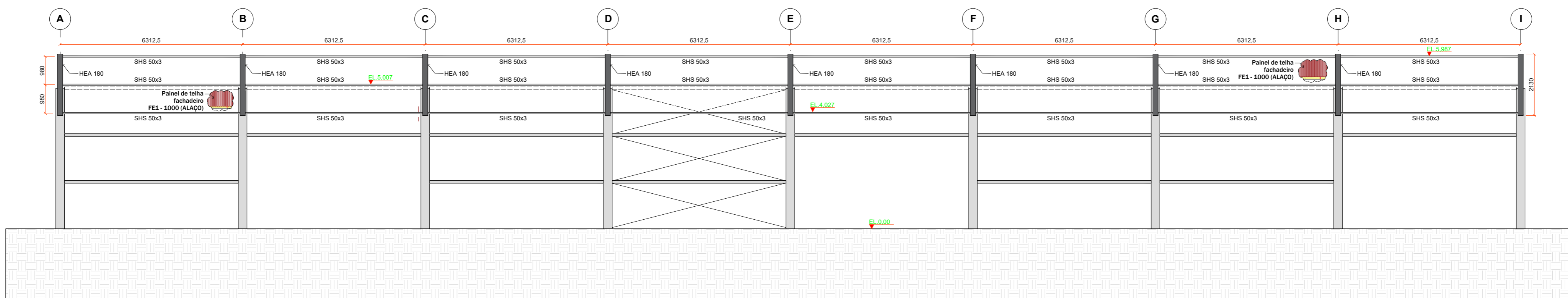
ALUNO:
GUILHERME ERICO KEPLER

CÓD. MATRÍCULA:
1210326

NOTAS:
1 - MEDIDAS EM MILÍMETROS



ELEVAÇÃO EIXO 5



ELEVAÇÃO EIXO 6

NOTAS:
 1 - MEDIDAS EM MILÍMETRO;
 2 - ELEVAÇÕES EM METRO;
 3 - ELEVAÇÃO DE REFERÊNCIA LOCALIZADA NO PISO, COM VALOR FICTÍCIO DE 0,00.

ISEP/UPM

NOME DO PROJETO:
PROJ. DE ESTAB. DE UM SUPERMERCADO 1:100

ESCALA:

DATA:
07/07/2023

DISCIPLINA / PROFESSOR:

FOLHA Nº:

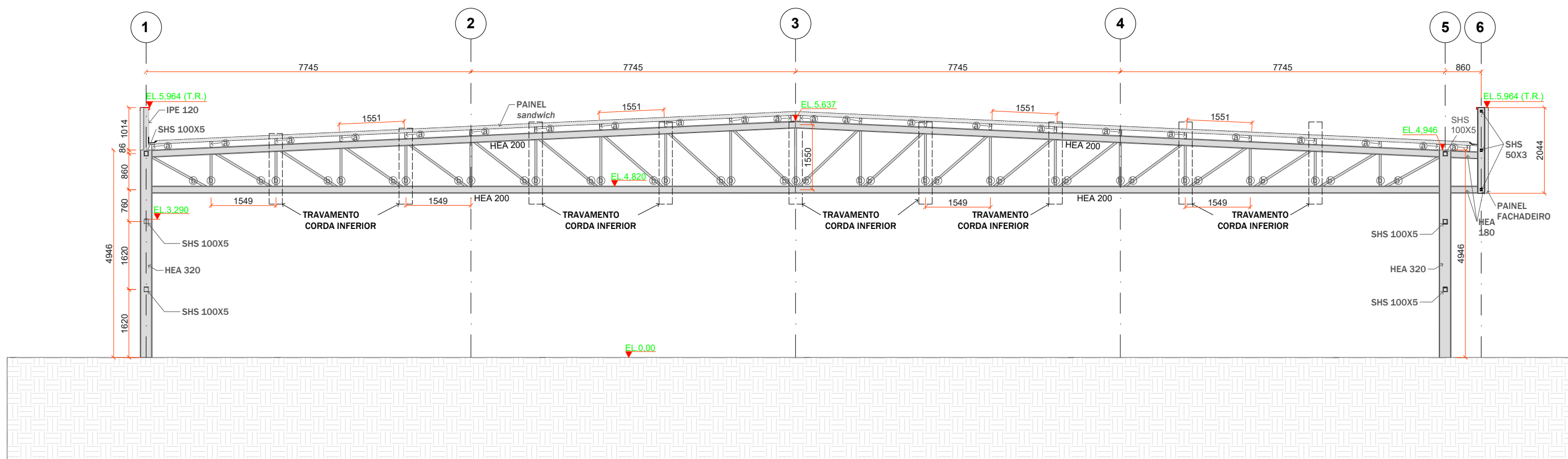
DIPRE
Dr. R. FALCÃO / Dr. A. PAPPALARDO

02

ALUNO:
GUILHERME ERICO KEPLER

CÓD. MATRÍCULA:
1210326

03



LEGENDA:
a - TERÇA TIPO C140x60x2.5
b - MONTANTES E DIAGONAIS
TIPO SHS 60X60x6.0
T.R. - TOPO DO RUFO

NOTAS:
1 - MEDIDAS EM MILÍMETRO;
2 - ELEVÇÕES EM METRO;
3 - ELEVÇÃO DE REFERÊNCIA LOCALIZADA
NO PISO, COM VALOR FICTÍCIO DE 0,00.

ISEP/UPM

NOME DO PROJETO:
PROJ. DE ESTAB. DE UM SUPERMERCADO 1:100

ESCALA:

DATA:
07/07/2023

DISCIPLINA / PROFESSOR:

FOLHA Nº:

DIPRE

Dr. R. FALCÃO / Dr. A. PAPPALARDO

03

ALUNO:
GUILHERME ERICO KEPLER

CÓD. MATRÍCULA:
1210326

03