



UNIVERSIDADE POLITÉCNICA

A`POLITÉCNICA

INSTITUTO SUPERIOR DE GESTÃO, CIÊNCIAS E TECNOLOGIAS (ISGCT)

**DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA DE UM HANGAR PARA
ESTACIONAMENTO DE AERONAVES, RESILIENTE A INTEMPÉRIES CLIMÁTICAS NA
CIDADE DA BEIRA**

Trabalho de Fim de Curso para Obtenção do Grau de Licenciado em Engenharia

Civil

De

SAFIM BACAR JÚNIOR

Estudante nº **440195**

Do

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Supervisor: Mestre Ângelo Mário Barros André Fernandes Sumana

Maputo, Dezembro de 2021

Safim Bacar Júnior

**DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA DE UM HANGAR PARA
ESTACIONAMENTO DE AERONAVES, RESILIENTE A INTEMPÉRIES CLIMÁTICAS NA
CIDADE DA BEIRA**

Supervisor: Mestre Ângelo Mário Barros André Fernandes Sumana

“Trabalho de fim de curso apresentado ao Instituto Superior de Gestão Ciências e Tecnologias (ISGCT) da Universidade Politécnica (UPolitécnica) como parte dos requisitos de graduação e obtenção do grau de licenciada em Engenharia Civil”

Maputo, Dezembro de 2021

FOLHA DE APROVAÇÃO

Aos _____ de _____ de _____ a presente Monografia foi apresentada, numa defesa Pública, na qual lavrou-se uma Acta onde consta que o autor foi aprovado com a classificação de _____ valores, feita pelos seguintes membros de júri:

Presidente:

Supervisor:

Arguente:

Maputo, aos _____ de _____ de _____

DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, **Safim Bacar Júnior**, declaro que o presente trabalho de fim de curso é resultado da investigação realizada por mim e das orientações do meu supervisor. Todas as fontes consultadas estão devidamente mencionadas no texto e na bibliografia final.

Esta monografia é submetida de acordo com todos os requisitos e exigências para obtenção de grau de licenciatura em Engenharia Civil, na Universidade Politécnica – A ‘Politécnica.

Assinatura:

(Safim Bacar Júnior)

Maputo, aos ____ de _____ de _____

DEDICATÓRIA

Dedico o presente trabalho a minha família, em especial ao meu pai **Safim Bacar** e a minha mãe **Berta Alexandre Manhiça Bacar**, por serem o pilar da minha formação e da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pelo dom da vida e pelas bênçãos que ele tem derramado em minha vida.

Agradeço aos meus pais, Safim Bacar e Berta Alexandre Manhiça Bacar que foram as peças chaves para a minha formação, que sempre apoiaram-me, que contribuíram de forma financeira, emocional, sempre acreditaram em mim e apostaram na minha formação.

Agradeço a todos que apoiaram na minha formação, em todas as vertentes, meus irmãos (Sheila Komah, Zelia Cossa, Dasdones Bacar, Caren Bacar e Prince Bacar), meus sobrinhos (Sara Komah e Arilson Togarepe), minha avó Cecilia Fumo, minha tia Elsa Gonçalves, meus colegas de faculdade em especial ao Robson Narandas.

Agradeço ao corpo docentes da Universidade Politécnica-Maputo, que me acompanham durante a formação, em especial ao meu supervisor Mestre Ângelo Mário Barros André Fernandes Sumana.

Agradeço também a todos que directamente ou indirectamente contribuíram para que esse sonho se tornasse realidade.

PARECER DO SUPERVISOR

Ângelo Mário Barros André Fernades Sumana declara, por este meio que foi supervisor da Monografia Científica do Estudante Safim Bacar Júnior com o título “Dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas na cidade da Beira”.

Declara também que o estudante cumpriu com todas as recomendações do supervisor.

A Monografia tem o meu parecer positivo, estando reunidas as condições exigidas para passar à fase seguinte de Discussão Pública.

Maputo, aos _____ de _____ de _____

Ângelo Mário Barros André Fernades Sumana

RESUMO

Autor:	Safim Bacar Júnior
Grau Académico:	Licenciatura em Engenharia Civil
Título:	Dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas na cidade da Beira.
Universidade:	A 'Politécnica
Faculdade:	Instituto Superior de Gestão Ciências e Tecnologias
Supervisor:	Mestre Angelo Sumana Mario Barros André Fernandes Sumana
Data:	Dezembro de 2021
Palavras Chave:	Dimensionamento, Estruturas Metálicas, Hangares, Intempéries, Estados limites

Nos últimos 3 anos, a Cidade da Beira, Moçambique, tem sido alvo de intemperes climáticas, sendo o Ciclone idai o mais forte, que será considerado no presente trabalho. Os intemperes criaram danos e colapsos graves nas infraestruturas e estruturas ao redor da cidade. Este é um fenómeno que também afectou a população, as instituições, os empresários e a economia do país. O trabalho foca-se no colapso das estruturas de hangares no Aeroporto Internacional da Beira. Mediante a este cenário surge a necessidade de elaborar um projecto de uma estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, que possa vencer estes intempéries climáticas

Este hangar será de grande importância para a manutenção e controle de qualidade das aeronaves destinadas a voos comerciais e este terá medidas de segurança rigorosas para evitar acidentes e manter sob controle as condições climáticas para preservar as aeronaves que ali serão armazenadas. Esta proteção contra perigos naturais, será priorizada desde a elaboração do projeto até o funcionamento do hangar no seu dia-a-dia.

ABSTRACT

Author: Safim Bacar Júnior
Academic Degree: Degree in Civil Engineering
Title: Design of the metallic structure of a hangar for weather-resilient aircraft parking in the city of Beira.
University: The Polytechnic
Faculty: Higher Institute of Management Sciences and technologies
Supervisor: Mestre Angelo Sumana Mario Barros André Fernandes Sumana
Date: Dezembro 2021
Keywords: Dimensioning, Metallic Structures, Hangars, Weathering, limit states.

In the last 3 years, the City of Beira, Mozambique, has been subject to climatic conditions, with the Cyclone idai being the strongest, which will be considered in this work. The weather created serious damage and collapse of infrastructure and structures around the city. This is a phenomenon that has also affected the population, institutions, entrepreneurs and the country's economy. The work focuses on the collapse of hangar structures at Beira International Airport. Through this scenario, the need arises to develop a project for a metallic structure for a hangar for aircraft parking, which can overcome these weather conditions.

This hangar will be of great importance for the maintenance and quality control of aircraft destined for commercial flights and it will have strict safety measures to prevent accidents and keep weather conditions under control to preserve the aircraft that will be stored there. This protection against natural hazards will be prioritized from the project design to the hangar's day-to-day operation.

ÍNDICE

FOLHA DE APROVAÇÃO.....	i
DECLARAÇÃO DE HONRA	ii
DEDICATÓRIA	iii
AGRADECIMENTOS.....	iv
PARECER DO SUPERVISOR	v
RESUMO	vi
ABSTRACT	vii
ÍNDICE	viii
LISTA DE FIGURAS	xii
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE ABREVIATURAS	xiii
SIMBOLOGIA	xiv
CAPÍTULO 1.....	1
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Delimitação do Tema	2
1.2. Formulação do Problema a ser investigado.....	2
1.3. As Hipóteses H0 e H1	3
1.4. Objectivos do Trabalho	3
1.4.1. Objectivo geral	3
1.4.2. Objectivos específicos.....	3
1.5. Justificativa.....	3
1.6. Organização do trabalho.....	4
CAPÍTULO 2.....	6
2. REVISÃO DA LEITURA	6

2.1. Quadro Conceptual	6
2.1.1. Estrutura Metálica.....	6
2.1.2. Aço	7
2.1.3. Intempéries Climáticos.....	7
2.2. Fundamentação Teoria	8
2.3. Estrutura de Aço	11
2.3.1. Aços-carbono.....	11
2.3.2. Aços de baixa liga.....	12
2.4. Produtos Siderúrgicos Estruturais.....	12
2.4.1. Tipos de produtos estruturais.....	12
2.4.2. Produtos laminados.....	12
2.4.3. Fios, cordoalhas, cabos	15
2.4.4. Ligações de peças metálicas.....	16
2.5. Sistemas Estruturais em Aço	16
2.5.1. Elementos estruturais	16
2.5.2. Sistemas planos de elementos lineares.....	17
2.5.3. Galpões Industriais Simples	18
2.6. Projecto Estrutural	19
2.7. Estados Limites.....	19
2.8. Método de Tensões Admissíveis	20
2.9. Método dos Estados Limites	21
2.10. Vantagens e Desvantagens do Aço Estrutural	22
CAPÍTULO 3.....	23
3. METODOLOGIA DO TRABALHO	23
3.1. Classificação da Pesquisa.....	23

3.2.	Procedimentos Técnicos/ Técnicas de recolha de dados.....	24
3.3.	Métodos de Pesquisa.....	24
CAPÍTULO 4.....		25
4.	ESTUDO DE CASO.....	25
4.1.	Memória Descritiva e Justificativa.....	25
4.1.1.	Localização.....	25
4.1.2.	Adequação da Edificação à Utilização Pretendida.....	25
4.1.3.	Descrição da estrutura.....	25
4.1.4.	Disposição Construtiva.....	25
4.1.5.	Disposições normativas.....	26
4.1.6.	Concepção Arquitectónica.....	26
4.1.7.	Materiais empregues.....	26
4.1.8.	Cobertura.....	27
4.1.9.	Critérios de Dimensionamento.....	27
4.2.	Memória de Cálculo.....	28
4.2.1.	Quantificação das acções.....	28
	Acções permanentes.....	28
	Acções variáveis.....	29
4.2.2.	Combinação das Acções.....	34
4.2.3.	Dimensionamento.....	34
4.2.3.1.	Dimensionamento dos elementos da cobertura.....	34
4.2.3.2.	Dimensionamento dos pilares.....	52
4.2.3.3.	Dimensionamento das ligações.....	55
4.2.3.4.	Dimensionamento dos montantes e diagonais que constituem a asna.....	67
4.2.3.5.	Dimensionamento dos apoios.....	70

CAPÍTULO 5.....	76
5. ANÁLISE DE DADOS	76
CAPÍTULO 6.....	78
6. CONCLUSÃO	78
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	79
ANEXOS	81

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Barras com diversas seções transversais.	13
Figura 2 - Chapas	13
Figura 3 - Perfis laminados.....	14
Figura 4 - Trilhos	14
Figura 5 - Tubos.....	15
Figura 6 - Fios, cordoalhas, cabos	15
Figura 7 - Sistemas planos constituídos de elementos lineares	17
Figura 8 - Pressão dinâmica do vento em função da altura acima do solo e rugosidade aerodinâmica.....	30
Figura 9 - Coeficiente de pressão do vento	31
Figura 10 - Acção do vento nas fachadas	33
Figura 11 - Acção do vento na cobertura	34
Figura 12 - Esquema de corpo livre da Madre	35
Figura 13 - Momento máximo na madre devido a sucção	36
Figura 14 - Momento máximo na madre devido a sucção (com o peso próprio da Madre)	37
Figura 15 - Discretização da estrutura	41
Figura 16 - Modelo estático para a asna sujeita a sucção.....	41
Figura 17 - Diagrama de esforço normal devido a acção do vento.	42
Figura 18 - Diagrama de esforço Transverso devido a acção do vento.....	42
Figura 19 - Diagrama de Momento flector devido a acção do vento.....	43
Figura 20 - Modelo estático para a asna sujeita a Pressão.	43
Figura 21 - Diagrama de esforço normal devido a Pressão(Sem o peso próprio da Asna).....	44
Figura 22 - Diagrama de esforço transverso devido a Pressão (Sem o peso próprio da Asna)....	44
Figura 23 - Diagrama de momento flector devido a Pressão (Sem o peso próprio da Asna).	45
Figura 24 - Modelo estático para a asna sujeita a sucção (com o peso próprio)	49
Figura 25 - Diagrama de esforço normal devido a Pressão (Com o peso próprio da Asna).	49
Figura 26 - Diagrama de esforço normal devido a Pressão (Com o peso próprio da Asna).	50
Figura 27 - Diagrama de momento flector devido a sucção (Com o peso próprio da Asna).	50
Figura 28 - Indicação dos nós onde serão realizadas ligações.....	56
Figura 29 - Esquema de ligação (Nó F).	57

Figura 30 - Esquema da disposição dos parafusos.....	59
Figura 31 - Esquema da ligação soldada entre as madres e a asnas.	60
Figura 32 - Esquema da ligação soldada entre o banzo inferior e a diagonal superior.....	61
Figura 33 - Posicionamento dos parafusos no processo de ligação segundo o REAE.	64
Figura 34 - Disposição dos parafusos na ligação chapa-Pilar.	65
Figura 35 - Esquema da ligação aparafusada do nó D.....	67
Figura 36 - Localização de variáveis.	70
Figura 37 - Parâmetros para o cálculo de bases de coluna engastada.....	72
Figura 38 - Representação de tensões na base.....	73
Figura 39 - Disposição construtiva da base.....	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Projecções globais do vento (0-90°).....	31
Tabela 2 - Coeficiente de pressão exterior para fachadas.....	32
Tabela 3 - Determinação das tensões de cálculo para o caso da sucção nas asnas.....	40
Tabela 4 - Determinação das cargas distribuídas nas asnas.	40
Tabela 5-Esforços máximos de cálculo devido a pressão (Sem o peso da Asna).....	45
Tabela 6 - Esforços máximos de cálculo devido a acção do vento (Sem o peso da Asna).....	45
Tabela 7 - Determinação das tensões de cálculo para o caso da sucção nas asnas.....	47
Tabela 8 - Determinação das cargas distribuídas nas asnas.....	48
Tabela 9 - Esforços máximos de cálculo devido a pressão (Com o peso da Asna).....	51
Tabela 10 - Resumo dos esforços a considerar para o dimensionamento dos pilares.	52
Tabela 11 - Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações aparafusadas correntes (MPa).	63

LISTA DE ABREVIATURAS

ISGCT: Instituto Superior de Gestão, Ciências e Tecnologias

REAE: Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios

RSA: Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes

SIMBOLOGIA

Letras Romanas

A	Área
<i>Ap</i>	Área do parafuso
amin	Espessura do cordão de soldadura
b	Largura do perfil metálico
<i>D</i>	Diâmetro
<i>e</i>	Espessura da chapa de ligação
<i>E</i>	Modulo de elasticidade
<i>Ed</i>	Esforço actuante
<i>fadm</i>	Flecha admissível
<i>fsd</i>	Valor de calculo da flecha
fyd	Tensão de cedência do aço
<i>G</i>	Peso próprio
<i>Gik</i>	Acções permanentes
h	Altura do perfil metálico
<i>hpilar</i>	Altura do pilar
HEM	Perfil metálico
I	Momento de inercia
i	Raio de giração
<i>IPE</i>	Perfil metálico
k	Coefficiente que tem em conta o risco de bambeamento
Li	Largura de influencia
lo	Comprimento de encurvadura
<i>Mmax</i>	Momento flector máximo
Msd	Momento instalado
MRd	Momento resistente
<i>n</i>	Número de parafusos
<i>NEx</i>	Cargas críticas de Euler.
Nsd	Esforço normal instalado

p	Pressão estática equivalente (variável conforme a altura);
Psd	Pressão instalada
$Pmax$	Pressão máxima
Q	Sobrecarga
$Q1k$	Acções variáveis
Rd	Valor de cálculo do esforço resistente (Combinação de acções associada ao Estado Limite Último)
Sd	Valor de cálculo do esforço actuante (Combinação de acções associada ao Estado Limite Último)
Tsd	Esforço transversal instalado
τrd	Tensão tangencial resistente
tw	Espessura da alma do perfil metálico
Wk	Pressão dinâmica característica devido ao vento
Wx	Momento estático

Letras Gregas

β	Ângulo de inclinação da cobertura
λ	Coefficiente de esbelteza
δ	Coefficiente de forma
δpi	Coefficientes de pressão interior
δpe	Coefficientes de pressão exterior
γGi	Coefficiente parcial de segurança para Acções permanentes
γq	Coefficiente parcial de segurança para Acções variáveis
σsd	Tensão instalada
σRd	Tensão resistente
$\sigma sd, ref$	Tensão de referencia
φ	Coefficiente calculado para o valor de <i>coeficiente</i> λ
w	Módulo de flexão

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

A construção metálica, com o uso do ferro em escala industrial, ganhou impulso em meados do século XIX, associada ao processo de industrialização dos países participantes da Revolução Industrial. Ao mesmo tempo, as ferrovias disseminavam as estruturas metálicas, desenvolvendo assim estudos, teorias, pesquisas de materiais, detalhes de ligações, técnicas de montagem e cálculos estruturais, contudo, iniciou-se a era dos grandes edifícios metálicos.

Diante do crescimento populacional e dos avanços tecnológicos na área construtiva, a construção civil vem buscando alternativas para seu desenvolvimento. Ainda é predominantemente actualmente a construção em concreto, caracterizada pela baixa produtividade e notadamente pelo grande desperdício, o mercado tem sinalizado que essa situação deve ser alterada e que o uso de novos procedimentos é a melhor forma de aprovar a racionalização dos métodos. (Albuquerque; Pinheiro, 2002).

Nesta conjuntura, o aço tem sido usado na construção como forma de aumentar a produtividade, com menos desperdícios, mais rapidez de execução, menos mão de obra, o que indirectamente reduz o custo/benefício. Com isso o aço ganha cada vez ganha mais espaço não só em construções de galpões, como também em construções residenciais, (Rodrigues, 2006). Dito isto, as propriedades do aço são de essencial importância no ramo de estruturas metálicas, pois o projecto e a execução são baseados nelas. Dentre outras, dentre as principais propriedades do aço estão a dureza, a superfície do material que oferece resistência à penetração de uma peça com dureza maior, (*Ibid*).

Não obstante, nos últimos anos, em Moçambique tem sido assolado por intempéries climáticas, que, por conseguinte, em Março de 2019, o Ciclone *Idai*¹ trouxe destruição e danos às províncias de Sofala, Manica, Tete, Zambézia e Inhambane. Diante deste enquadramento, *Idai* foi “o ciclone tropical mais intenso a atingir Moçambique a uma velocidade máxima com ventos sustentados de

¹Ciclones Tropicais *Idai* e *Kenneth* Moçambique, (2019). Relatório da Situação Nacional 2. 17 de Maio. https://reliefweb.int/sites/reliefweb.int/files/resources/national_sitrep_2_mozambique_17_may_2019_port.pdf.
A cessado no dia 06 de Dezembro de 2021.

195 Km/h. Assim, uma vez que, o *Idai* ia se enfraquecendo à medida em que se aproximava da costa leste de Moçambique, o mesmo atingiu a terra firme perto da Beira, como ciclone tropical intenso. Contudo, através dos ventos fortes, destruiu várias infra-estruturas públicas, dentre elas hospitais, escolas e algumas estruturas metálicas no aeroporto da Beira.²

Deste modo, o presente estudo tem como tema: Dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas na cidade da Beira. Com esta pesquisa pretende-se elaborar um projecto de uma estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, que possa vencer às intempéries climáticas. Dito isto, é com base neste estudo que tem como referência a aeronave **Boeing 737 700**, que aterra com maior frequência no Aeroporto Internacional da Beira.

1.1. Delimitação do Tema

O presente estudo foi desenvolvido em torno do dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas na cidade da Beira. A escolha da cidade da Beira, deve-se ao de nos últimos ter sido fustigado por intempéries climáticas, causando mais mortes bem como uma destruição massiva de infra-estruturas publicas. Daí, é com esta pesquisa que se pretende dimensionar um Hangar, uma estrutura metálica para o estacionamento de aeronaves no aeroporto internacional da Beira.

1.2. Formulação do Problema a ser investigado

Devidas as intempéries climáticas que assolaram a cidade da Beira nos últimos anos, as estruturas metálicas sofreram danos e colapsos.

Neste contexto, o problema a ser investigado é formulado como abaixo se indica:

" Dimensionar uma estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas "

Atendendo que a taxa de Ciclones tem aumentando consideravelmente no Centro do País.

² <https://www.theguardian.com/world/2019/mar/24/cyclone-idai-death-toll-passes-750-with-more-than-110000-now-in-camps>. A cessado no dia 06 de Dezembro de 2021.

1.3. As Hipóteses H0 e H1

De acordo com o problema a ser investigado e em concordância com a pergunta a investigar, consideram-se as seguintes hipóteses de trabalho:

H (0): Pode-se dimensionar uma estrutura metálica de um hangar, resiliente a intempéries climáticas.

H (1): Não pode-se dimensionar uma estrutura metálica de um hangar, que possa resistir as intempéries climáticas.

1.4. Objectivos do Trabalho

1.4.1. Objectivo geral

- O trabalho tem como objectivo geral, dimensionar uma estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas (tendo como referência o ciclone *Idai*) na cidade da Beira.

1.4.2. Objectivos específicos

- Esclarecer a escolha do metal para este caso;
- Avaliar as acções a que a estrutura está sujeita;
- Dimensionar uma estrutura metálica de pilares e treliças;
- Dimensionar as ligações dos elementos estruturais tendo em conta as cargas nelas actuantes.

1.5. Justificativa

As estruturas de aço têm diversas vantagens frente a outros materiais, como por exemplo, a alta resistência do material, permitindo que os elementos constituintes da estrutura suportem elevados esforços com área relativamente pequena das secções transversais.

Diante do exposto acima, a opção pelo tema por parte do pesquisador deriva pelo facto de Moçambique em particular a cidade da Beira ser alvo de intempéries climáticas nos últimos 3 anos. Ainda nesta senda, o aeroporto internacional da Beira está inserido numa zona propensa à ciclones, afectando a segurança das infra-estruturas aeronáuticas bem como impactando a economia das linhas áreas de Moçambique-LAM.

Nestes termos, na perspectiva académica o trabalho pode servir de contributo ou base para futuras pesquisas em torno do dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas. Daí, surge a necessidade de dimensionar uma estrutura que possa resistir a essas intempéries climáticas (ciclones).

Na perspectiva pessoal, o tema despertou a curiosidade no pesquisador em perceber as diferentes etapas a realizar para o dimensionamento de estruturas metálicas de um Hangar para estacionamento de aeronaves no Aeroporto da Beira, seguindo todos os processos necessários, desde a descrição topográfica do terreno, a localização, dimensionamento de estruturas primária e secundárias, descrição do projecto por meio de memória descritiva e memória de cálculo para além da descrição analítica e de cálculo. Ademais, este tema será uma grande valia para a sociedade moçambicana bem como na área de engenharia civil, porque poderá despertar o interesse sobre o tema em alusão.

1.6. Organização do trabalho

O presente trabalho obedece a seguinte organização, baseada nas normas de estrutura e orientações para escrita da Monografia, estabelecidos pela ISGTC, o trabalho subdivide-se em (VI) capítulos:

CAPÍTULO (I) – INTRODUÇÃO: Este capítulo do trabalho abordará a metodologia de investigação a ser utilizada, o tema, introduzindo a formulação do problema a ser investigado, a pergunta a investigar, as hipóteses, os objetivos, justificativa e a respectiva organização do trabalho.

CAPÍTULO (II) – REVISÃO DA LITERATURA: Este capítulo do trabalho irá apresentar a definição de conceitos básicos relacionados com o tema, conjunto de teorias que servem de fundamentação e suporte explicativo à pesquisa.

CAPÍTULO (III) – METODOLOGIA: Este capítulo irá apresentar a metodologia de estudo usada para desenvolver o trabalho, técnicas, procedimentos, instrumentos de trabalho e tipo de estudo.

CAPÍTULO (IV) – ESTUDO DE CASO: Este capítulo irá apresentar a memória descritiva, memória de cálculo e os resultados obtidos.

CAPÍTULO (V) – ANÁLISE DE DADOS: Este capítulo consistirá na análise e explicação dos resultados observados e as suas implicações.

CAPÍTULO (VI) – CONCLUSÃO: Este capítulo irá apresentar os principais resultados obtidos com o dimensionamento e considerações finais

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO DA LEITURA

No presente capítulo, apresentam-se as abordagens teóricas que servem de sustento para o trabalho e que são imprescindíveis para a compreensão do mesmo. Não obstante, também faz-se uma discussão dos conceitos-chave e os complementares com base nas perspectivas de diferentes autores e uma consequente selecção das abordagens que se adequam melhor ao estudo.

2.1. Quadro Conceptual

2.1.1. Estrutura Metálica

A estrutura metálica, de acordo com Sales, Sousa e Neves (2001) possui metodologia construtiva própria e desconhecer essa tecnologia leva a adopção de solução incompatível com o sistema estrutural, por isso esse tipo de construção exige conhecimento das potencialidades e das limitações e grande atenção no planeamento e interacção desde a concepção de projecto até a finalização da obra.

Nesta esfera, estrutura metálica³ é um tipo de sustentação usada na construção civil composta por perfis metálicos, principalmente aço. Ela pode ser aplicada em diversos tipos de projectos e tem como principal vantagem a rapidez. Apesar de muitos benefícios, estruturas metálicas também podem trazer alguns problemas na obra.

Por outro lado, estrutura metálica⁴ é um elemento estrutural cuja seção é produzida totalmente em material metálico, principalmente aço. Este é formado essencialmente por ferro e carbono e sua resistência depende da quantidade de carbono utilizado.

Portanto, dos conceitos acima afluídos, Sales, Sousa e Neves (2001) apresenta um conceito mais ideal para este estudo, visto que, a estrutura metálica é composta por perfis metálicos, principalmente aço. Ela pode ser aplicada em diversos tipos de projectos e tem como principal vantagem a rapidez.

³ <https://www.vivadecora.com.br/pro/estrutura-metalica/>, a cessado no dia 07 de Dezembro de 2021.

⁴ <https://www.escolaengenharia.com.br/estrutura-metalica/> a cessado no dia 07 de Dezembro de 2021.

2.1.2. Aço

O aço é uma liga de ferro e carbono, com outros elementos de dois tipos, tais como: elementos residuais decorrentes da fabricação, como silício, manganês, fosforam e enxofre, e elementos adicionados com o intuito de melhorar as características físicas e mecânicas do material denominados elementos de liga. O teor de carbono no aço varia desde 0.008% até o 2.11%. (Pfeil & Pfeil, 2009).

Ferraz (2003) afirma que o aço é o resultado da descarbonatação do ferro, adicionado e controlando-se a quantidade de carbono. O aço por tanto, é uma liga metálica composta basicamente de ferro e carbono, além de outros elementos resultantes de seu processo de fabricação.

Dito isto, poderíamos optar por outras definições do conceito Aço, mas estas acima referenciadas pareceu-nos muito mais úteis na abordagem do nosso objecto, porque abarca diferentes dimensões de análise.

2.1.3. Intempéries Climáticas

De acordo com o IPCC (2007), as intempéries climáticas podem ser definidas como as alterações de clima no tempo devido á variabilidade natural e o resultado das actividades humanas (acções antrópicas, dentre elas a emissão dos gases do efeito estufa).

Na perspectiva de MICOA (2012), considera as intempéries climáticas como sendo, as alterações do clima atribuídas directa ou indirectamente ás actividades humanas que alteram a composição global da atmosfera e que se adicionam ás variabilidades naturais observadas num período de tempo.

Segundo Le Truet *et al* (2007), intempéries climáticas são resultado da evolução do sistema climático no tempo que pode, pode ser influenciada por dinâmicas internas próprias e devido ás alterações em factores externos denominados forçantes. Esses forçantes externos podem incluir: fenómenos naturais como erupções vulcânicas e variações solares, bem como mudanças na atmosfera induzidas pelo homem.

Portanto, das definições acima supracitas, o de Le Truet *et al* (2007), é a indicada para este estudo por apresentar uma definição muito clara e esclarecedora.

2.2. Fundamentação Teoria

Ao se escolher o sistema estrutural da obra, é relevante perceber que o que deve ser considerado são as necessidades da obra e conhecendo as características de cada um dos sistemas, escolher aquele que atende tais necessidades. Dessa maneira, antes de escolher o sistema estrutural, é preciso conhecer as características da obra, Penna e Pinto (2008:19) elencam algumas características de obra que influenciam na decisão do sistema estrutural a se escolher, nomeadamente :Tipo de fundação ;Tempo de construção; Tipo de ocupação; Disponibilidade e custo dos materiais ; Recursos da construtora ; Local da obra e acessos ; Possibilidade de adaptações ; Compatibilidade c/ sist. Complementares ; Manutenção e reparos ; Vãos livres - Espaço livre para a estrutura ; Espaço livre para utilidades ; Altura da edificação ; Protecção contra a corrosão ; Protecção contrafogo ; Estética ; Desperdício materiais/mão-de-obra ; Segurança do trabalhador ; Custos financeiros ; Adequação ambiental ;Qualidade e durabilidade ; Desempenho ; Incómodo de áreas próximas.

➤ Propriedades dos aços

➤ Constantes físicas do Aço

As seguintes características físicas podem ser adoptadas em todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

- Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade $E = 200.000 \text{ Mpa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ por } ^\circ\text{C}$
- Massa específica $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

➤ Ductilidade

Denomina-se ductilidade a capacidade de o material se deformar sob a acção das cargas. Os aços dúcteis, quando sujeitos a tensões locais elevadas, sofrem deformações plásticas capazes de redistribuir as tensões. Esse comportamento plástico permite, por exemplo, que se considere numa ligação parafusada distribuição uniforme da carga entre parafusos. Além desse efeito local, a

ductilidade tem importância porque conduz a mecanismos de ruptura acompanhados de grandes deformações que fornecem avisos de actuação de cargas elevadas. (Pfeil & Pfeil, 2009).

➤ **Fragilidade**

É o oposto da ductilidade. Os aços podem se tornar frágeis pela acção de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais causados, por exemplo, por solda eléctrica.

O estudo das condições em que os aços se tornam frágeis tem grande importância nas construções metálicas, uma vez que os materiais frágeis se rompem bruscamente, sem aviso prévio. Dezenas de acidentes com navios, pontes, foram provocadas pela fragilidade do aço, decorrente de procedimentos inadequados de solda, (*Ibid*).

O comportamento frágil é analisado sob dois aspectos: iniciação da fractura e sua propagação.

A iniciação ocorre quando uma tensão ou deformação unitária elevada se desenvolve num ponto onde o material perdeu ductilidade. As tensões elevadas podem resultar de tensões residuais, concentração de tensões, efeitos dinâmicos. A falta de ductilidade pode originar-se de temperatura baixa, estado triaxial de tensões, efeito de encruamento, fragilização por hidrogénio. Uma vez iniciada, a fractura se propaga pelo material, mesmo em tensões moderadas. (Pfeil & Pfeil, 2009)

➤ **Resiliência e Tenacidade**

Estas duas propriedades se relacionam com a capacidade do metal de absorver energia mecânica. Elas podem ser definidas com auxílio dos diagramas tensão-deformação.

Resiliência é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástica, ou, o que é equivalente, a capacidade de restituir energia mecânica absorvida. Denomina-se módulo de resiliência ou simplesmente resiliência a quantidade de energia elástica que pode ser absorvida por unidade de volume do metal traccionado.

Tenacidade é a energia total, elástica e plástica que o material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura. (Pfeil & Pfeil, 2009)

➤ **Dureza**

Denomina-se dureza a resistência ao risco ou abrasão. Na prática mede-se a dureza pela resistência que a superfície do material oferece a penetração de uma peça de maior dureza. (Pfeil & Pfeil, 2009).

➤ **Efeito de temperatura elevada**

As temperaturas elevadas modificam as propriedades físicas dos aços. Temperaturas superiores a 100°C tendem a eliminar o limite de escoamento bem definido. (Pfeil & Pfeil, 2009).

➤ **Fadiga**

A resistência a ruptura dos materiais é, em geral, medida em ensaios estáticos. Quando as peças metálicas trabalham sob efeito de esforços repetidos em grande número, pode haver ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos. Esse efeito denomina-se fadiga do material.

A resistência à fadiga é geralmente determinante no dimensionamento de peças sob acção de efeitos dinâmicos importantes, tais como peças de máquinas, de pontes.

A resistência à fadiga das peças é fortemente diminuída nos pontos de concentração de tensões, provocadas, por exemplo, por variações bruscas na forma de seção, indentações devidas a corrosão.

As uniões por solda provocam modificação na estrutura cristalina do aço junto à solda, bem como concentrações de tensões, com a conseqüente redução da resistência a fadiga nesses pontos.

A ocorrência de fadiga é caracterizada pelo aparecimento de fracturas que se propagam com a repetição do carregamento. Em geral, essas fracturas se iniciam nos pontos de concentração de tensões já mencionadas. (Pfeil & Pfeil, 2009).

➤ **Corrosão**

Denomina-se corrosão o processo de reacção do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que se encontra, sendo o produto desta reacção muito similar ao minério de ferro. A corrosão promove a perda de seção das peças de aço, podendo se constituir em causa principal de colapso.

A protecção contra corrosão dos aços expostos ao ar é usualmente feita por pintura ou por galvanização. A vida útil da estrutura de aço protegida por pintura depende dos procedimentos adoptados para sua execução nas etapas de limpeza das superfícies, especificação da tinta e sua aplicação. Em geral as peças metálicas recebem uma ou duas demãos de tinta de fundo (primer) após a limpeza e antes de se iniciar a fabricação em oficina, e posteriormente são aplicadas uma ou duas demãos de tinta de acabamento.

A galvanização consiste na adição, por imersão, de uma camada de zinco as superfícies de aço, após a adequada limpeza das mesmas. Alternativamente, a adição de cobre na composição química do aço aumenta sua resistência à corrosão atmosférica. O aço resistente à corrosão, ao ser exposto ao ar, desenvolve uma película (pátina) produzida pela própria corrosão, que se transforma em uma barreira reduzindo a evolução do processo

Algumas providencias adoptadas no projecto contribuem para o aumento da vida útil da estrutura de aço exposto ao ar, tais como evitar pontos de umidade e sujeira, promover a drenagem e aeração e evitar pontos inacessíveis à manutenção e pintura. Deve-se também evitar o contacto entre metais diferentes (por exemplo, aço e alumínio), intercalando entre eles um isolamento eléctrico. (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.3. Estrutura de Aço

Segundo a composição química os aços, usados em estruturas são divididos em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga. Os dois tipos podem receber tratamentos térmicos que modificam suas propriedades mecânicas. Nos Aços para estruturas são requeridas as seguintes propriedades: boa ductilidade, homogeneidade, soldabilidade, resistência a corrosão que é alcançada com pequenas adições de cobre. (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.3.1. Aços-carbono

Os aços-carbono são os tipos mais usados, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pelo manganês.

O aumento de teor de carbono eleva a resistência do aço, porém diminui a sua ductilidade (capacidade de se deformar), o conduz a problemas na soldagem. (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.3.2. Aços de baixa liga

Os aços de baixa liga são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fosforo, vanádio, zircônio) os quais melhoram algumas propriedades mecânicas.

Alguns elementos de liga produzem aumento de resistência através da modificação da microestrutura para grãos finos. Graças a esse facto pode obter resistência elevada com teor de carbono de ordem de 0.20%, o que permite a soldagem dos aços sem preocupações especiais. (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.4. Produtos Siderúrgicos Estruturais

2.4.1. Tipos de produtos estruturais

As usinas produzem aços para utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos.

Os três primeiros tipos são fabricados em laminadores que, em sucessivos passes, dão ao aço pré-aquecido a seção desejada.

Os fios trefilados são obtidos puxando uma barra de aço sucessivamente por meio de feiras com diâmetros decrescentes. A trefilação é feita a frio, utilizando-se lubrificantes para evitar superaquecimento dos fios e das feiras. As cordoalhas e os cabos são formados por associação de fios. Perfis estruturais podem ainda ser fabricados por dobramento de chapas (perfis de chapa dobrada) e por associação de chapas através de solda (perfis soldados). (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.4.2. Produtos laminados

Os produtos laminados, em geral, se classificam em barras, chapas e perfis.

➤ Barras

As barras são produtos laminados nos quais duas dimensões (da seção transversal) são pequenas em relação à terceira (comprimento). As barras são laminadas em seção circular, quadrada ou rectangular alongada. Estas últimas chamam-se comumente de barras chatas. (Pfeil & Pfeil, 2009).

Figura 1 - Barras com diversas seções transversais.

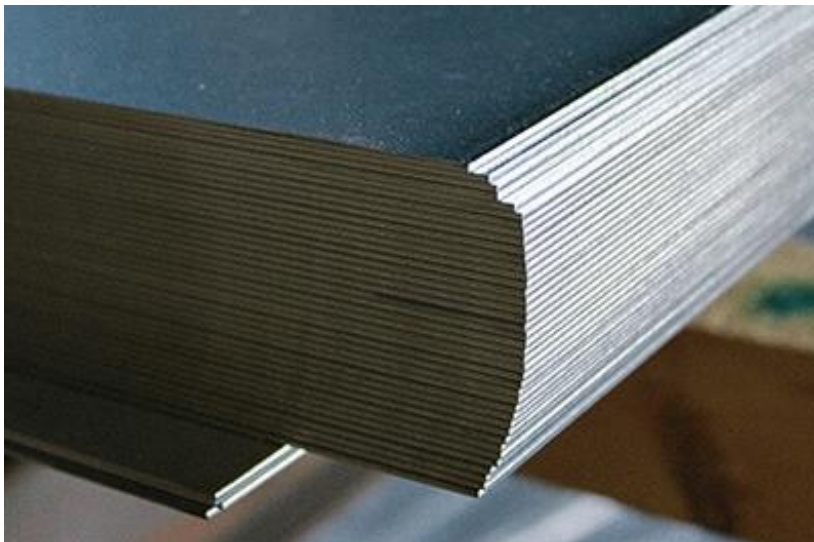


Fonte: (Preto, s.d.)

➤ Chapas

As chapas são produtos laminados, nos quais uma dimensão (a espessura) é muito menor que as outras duas (largura e comprimento).

Figura 2 - Chapas



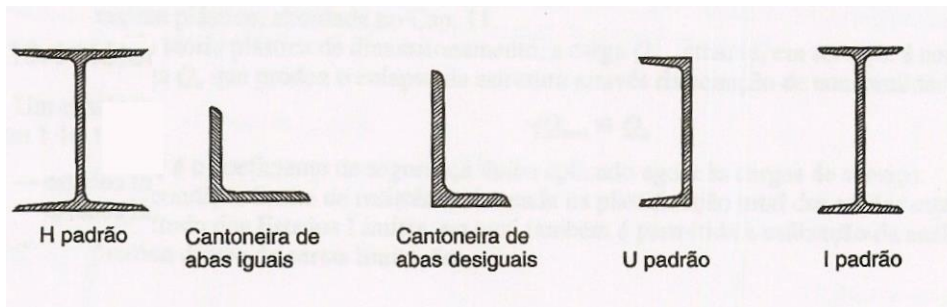
Fonte: (Nogueira, s.d.)

➤ **Perfis laminados**

Os laminadores produzem perfis de grande eficiência estrutural em forma de H, I, C, L, os quais são denominados correntemente perfis laminados.

Os perfis C são correntemente denominados perfis U. (Pfeil & Pfeil, 2009)

Figura 3 - Perfis laminados

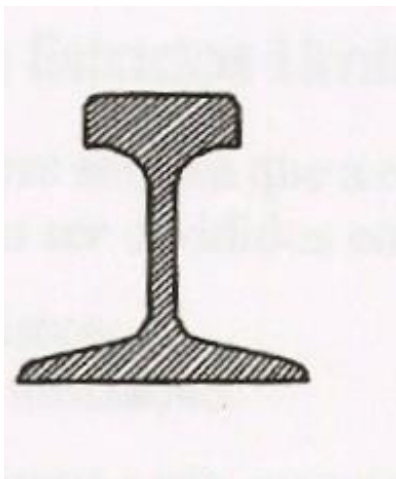


Fonte: (Pfeil & Pfeil, 2009)

➤ **Trilhos**

Os trilhos são produtos laminados destinados a servir de apoio para as rodas metálicas de pontes rolantes ou trens. (Pfeil & Pfeil, 2009)

Figura 4 - Trilhos

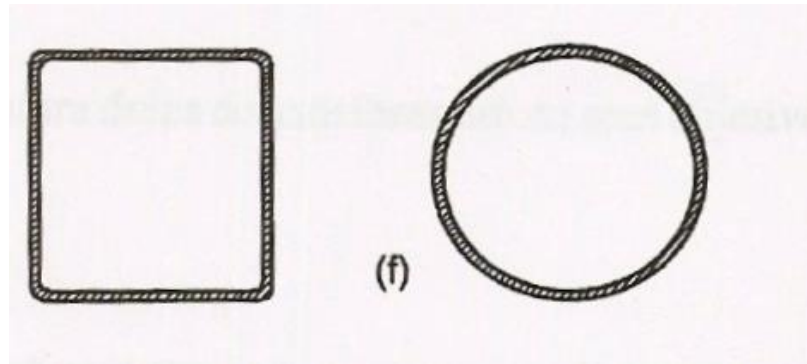


Fonte: (Pfeil & Pfeil, 2009)

➤ Tubos

Os tubos são produtos ocos, de seção circular, retangular ou quadrada. Eles podem ser produzidos em laminadores especiais (tubos sem costura) ou com chapa dobrada e soldada (tubos com costura). (Pfeil & Pfeil, 2009)

Figura 5 - Tubos



Fonte: (Pfeil & Pfeil, 2009)

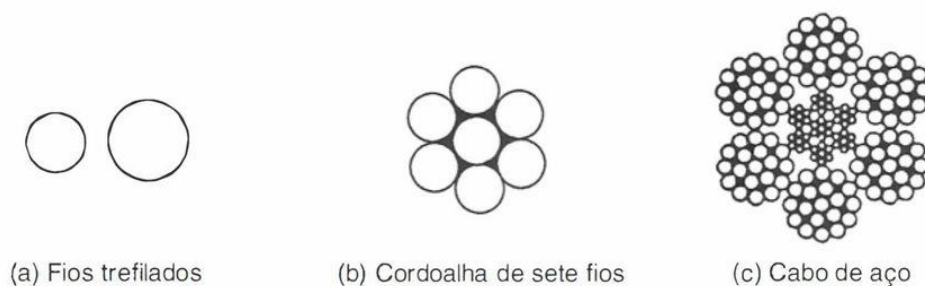
2.4.3. Fios, cordoalhas, cabos

Os fios ou arames são obtidos por trefilação. Fabricam-se fios de aço doce e também de aço duro (aço de alto carbono).

Os fios de aço duro são empregados em molas, cabos e proteção de estruturas.

As cordoalhas são formadas por três ou sete fios arrumados em forma de hélice. O modulo de elasticidade de cordoalha é quase tao elevado quanto o de uma barra maciça de aço. (Pfeil & Pfeil, 2009)

Figura 6 - Fios, cordoalhas, cabos



Fonte: (Pfeil & Pfeil, 2009)

2.4.4. Ligações de peças metálicas

As peças metálicas estruturais são fabricadas com dimensões transversais limitadas pela capacidade dos laminadores e com comprimentos limitados pela capacidade dos veículos de transporte.

As estruturas de aço são formadas por associação de peças ligadas entre si. Os meios de união entre peças metálicas têm assim importância fundamental. Basicamente, há dois tipos de ligação: por meio de conectores ou por solda. Os conectores (rebites, parafusos) são colocados em furos que atravessam as peças a ligar. A ligação por solda consiste em fundir as partes em contacto de modo a provocar coalescência das mesmas.

No século XIX e ainda na primeira metade do século XX. Os rebites foram os eixos de ligação mais utilizados. Nos últimos decénios a solda se transformou no elemento preponderante de ligação, graças ao progresso nos equipamentos e a difusão de aços-carbono e aços liga soldáveis. A tendência moderna é utilizar solda na fabricação em oficina, empregando conectores nas ligações executadas no campo. (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.5. Sistemas Estruturais em Aço

2.5.1. Elementos estruturais

Os principais elementos estruturais metálicos são:

- Elementos lineares alongados, denominadas hastes ou barras.
- Elementos bidimensionais, geralmente denominados elementos planos, constituídos por placas ou chapas. (Pfeil & Pfeil, 2009).

➤ Hastes

As hastes formam elementos alongados cujas dimensões transversais são pequenas em relação ao comprimento. Dependendo da solicitação predominante, as hastes podem ser classificadas em:

- Tirantes (tracção axial);
- Colunas ou escoras (compressão axial);
- Vigas (cargas transversais produzindo momentos flectores e esforços cortantes);

- Eixos (torção). (Pfeil & Pfeil, 2009)

➤ Placas

As placas são elementos de espessura pequena em relação a largura e ao comprimento. As placas são utilizadas isoladamente ou como elementos constituintes de sistemas planos ou espaciais.

2.5.2. Sistemas planos de elementos lineares

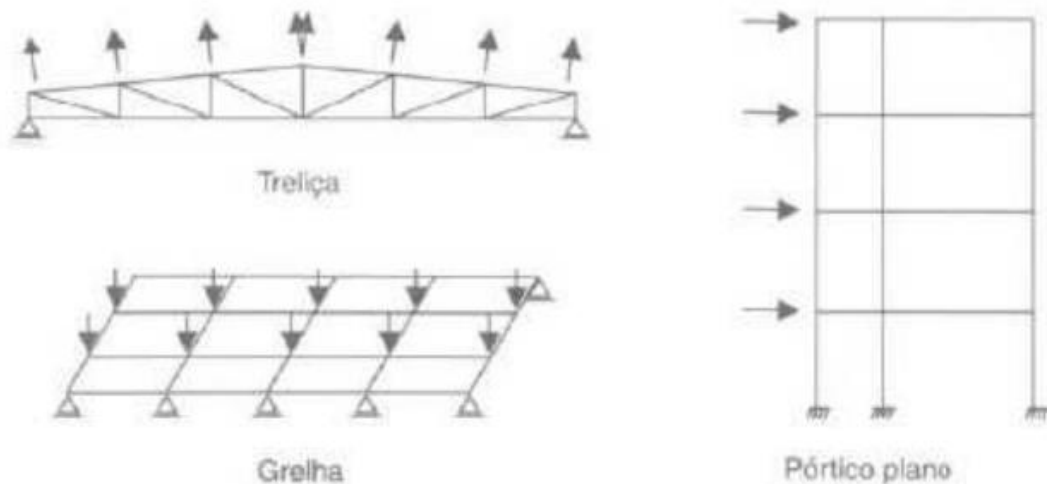
Os sistemas de elementos lineares são formados pela combinação dos principais elementos lineares (tirantes, colunas, vigas), constituindo as estruturas portantes das construções civis.

A **treliça** ilustrada é um sistema utilizado tipicamente em coberturas de edifícios industriais (galpões). Nas treliças as hastes trabalham predominantemente a tracção ou compressão simples. O modelo teórico de análise estrutural de treliça tem os nós rotulados, porém as treliças construídas na prática apresentam nós rígidos, os quais introduzem momentos flectores nas hastes. Entretanto, como as hastes individuais são geralmente esbeltas, as tensões de flexão resultam pequenas.

A **grelha** plana é formada por dois feixes de vigas, ortogonais ou oblíquas, suportando conjuntamente cargas actuando na direcção perpendicular ao plano da grelha. As grelhas são usadas em pisos de edifícios e superestruturas de pontes.

Os pórticos, também denominados quadros, são sistemas formados por associação de hastes rectilíneas ou curvilíneas com ligações rígidas entre si. O pórtico ilustrado é um sistema estrutural típico de edificações. (Pfeil & Pfeil, 2009)

Figura 7 - Sistemas planos constituídos de elementos lineares



Fonte: (Pfeil & Pfeil, 2009)

2.5.3. Galpões Industriais Simples

A ilustração 8a) ilustra o esquema de um galpão metálico simples (sem ponte rolante), formado por associação de elementos lineares e sistemas planos.

As terças são vigas longitudinais (com comprimentos de vão em torno de 6m) dispostas nos planos da cobertura e destinadas a transferir a estrutura principal as cargas actuantes naqueles planos, tais como peso do telhamento e sobrepessões e sucções devidas ao vento. As cargas de vento (V) produzem nas terças flexões rectas em torno do eixo de maior inércia, enquanto as cargas gravitacionais (G) produzem flexão oblíqua. O espaçamento entre as terças é definido pelo vão das chapas que compõem o telhamento e situa-se em geral na faixa entre 2 e 4 m para chapas metálicas.

O cobrimento das faces laterais dos galpões é em geral também executado com chapas corrugadas de aço, as quais se apoiam nas vigas de tapamento lateral. Essas vigas destinam-se também a transferir as cargas de vento das fachadas as estruturas principais através do apoio dessas vigas directamente nas colunas dos pórticos principais. Para reduzir o vão das vigas de tapamento são instalados os tirantes de tapamento, os quais mobilizam a viga longitudinal superior e o contraventamento longitudinal no planos do telhado para transferir as cargas de vento as colunas principais. Podem também ser instaladas colunas de tapamento com fundação própria.

O sistema portante principal é, o pórtico transversal formado pela associação rígida entre a treliça de cobertura e as duas colunas. Esse pórtico deve resistir à acção do vento nas fachadas longitudinais e na cobertura além das cargas gravitacionais. (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.6. Projecto Estrutural

As etapas de um projecto estrutural podem ser reunidas em três fases:

- a) Anteprojecto ou projecto básico, quando são definidos o sistema estrutural, os materiais a serem utilizados, o sistema construtivo;
- b) Dimensionamento ou cálculo estrutural, fase na qual são definidas as dimensões dos elementos da estrutura e suas ligações de maneira a garantir a segurança e o bom desempenho da estrutura.
- c) Detalhamento, quando são elaborados os desenhos executivos da estrutura contendo as especificações de todos os seus componentes.

Nas fases de dimensionamento e detalhamento, utiliza-se, além dos conhecimentos de análise estrutural e resistência dos materiais, grande número de regras e recomendações referentes a:

- Critérios de segurança;
- Padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores de características mecânicas;
- Definição de níveis de carga que representam a situação mais desfavorável;
- Limites de tolerância para imperfeições na execução;
- Regras construtivas. (Pfeil & Pfeil, 2009)

2.7. Estados Limites

Aos objectivos de um projecto estrutural são:

- Garantia de segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura.
- Garantia de bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações e danos locais.

Um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objectivos. Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos; e
- Estados limites de utilização.

Os estados limites últimos estão associados a ocorrência de cargas excessivas e consequente colapso da estrutura devido, por exemplo:

- Perda de equilíbrio como corpo rígido;
- Plastificação total de um elemento estrutural ou de uma secção;
- Ruptura de uma ligação ou secção;
- Flambagem em regime elástico ou não; e
- Ruptura por fadiga.

Os estados limites últimos de utilização (associados a cargas em serviço) incluem

- Deformações excessivas;
- Vibrações excessivas; (Pfeil & Pfeil, 2009).

2.8. Método de Tensões Admissíveis

O dimensionamento utilizando o método das tensões admissíveis se originou dos desenvolvimentos da resistência dos materiais em regime elástico. Neste método, o dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante σ em cada secção é inferior a uma tensão resistente reduzida por um coeficiente de segurança γ .

A tensão resistente é calculada considerando-se que a estrutura pode atingir uma das condições limites (estados limites últimos).

No caso de elemento estrutural submetido a flexão simples sem flambagem lateral, a tensão resistente é tomada, neste método, igual a tensão de escoamento f_{yk} , o que corresponde ao início de plastificação da secção, e a equação de conformidade da estrutura é expressa por:

$$\sigma_{\max} < \sigma^{\text{adm}} = f_{yk} / \gamma$$

Onde σ^{adm} = tensão admissível.

Os esforços solicitantes (momento flector, esforço normal, etc), a partir dos quais se calcula a tensão σ_{\max} , são obtidos através de análise em regime elástico da estrutura para cargas em serviço.

O coeficiente γ traduz o reconhecimento de que existem diversas fontes de incerteza; por exemplo, incertezas quanto:

- À magnitude e distribuição do carregamento;

- Às características mecânicas dos materiais;
- A modelagem estrutural (o modelo representa adequadamente a estrutura?)
- Às imperfeições na execução da estrutura.

Para limitar as incertezas nos projectos, foram adoptadas as seguintes providências:

- Padronização dos testes para determinação de características dos materiais;
- Especificação de limites ou tolerâncias nas imperfeições de fabricação e execução;
- Desenvolvimento de métodos de análise estrutural adequados, identificando-se as diferenças entre a estrutura real e o modelo;
- Estudos estatísticos dos carregamentos ou especificações de níveis extremos de carga baseados em experiência anterior.

Além das verificações de resistência (estado limite último) são também necessárias verificações quanto a possibilidade de excessivas deformações sob cargas em serviço (estado limite de utilização).

O método das tensões admissíveis possui as seguintes limitações:

- a) Utiliza-se de um único coeficiente de segurança para expressar todas as incertezas, independentemente de sua origem. Por exemplo, em geral a incerteza quanto a um valor especificado de carga de peso próprio e menor do que a incerteza associada a uma carga proveniente do uso da estrutura;
- b) Em sua origem o método previa análise estrutural em regime elástico com o limite de resistência associado ao início de plastificação da secção mais solicitada. Não se consideravam reservas de resistência existentes após o início da plastificação, nem a redistribuição de momentos flectores causada pela plastificação de uma ou mais secções de estrutura hiperestética. (Pfeil & Pfeil, 2009)

2.9. Método dos Estados Limites

Estados Limites Últimos. A garantia de segurança no método dos estados limites é traduzida pela equação de conformidade, para cada secção da estrutura:

$$S_d = S (\sum \gamma_i F_i) < R_d = R(f_k/\gamma_m)$$

Onde a solicitação de projecto S_d é menor que a resistência de projecto R_d . A solicitação de projecto ou solicitação de cálculo é obtida a partir de uma combinação de ações F_i , cada uma majorada pelo coeficiente γ_{fi} , enquanto a resistência de projecto é função da resistência característica do material f_k , minorada pelo coeficiente γ_m . Os coeficientes γ_f , de majoração das cargas (ou acções), e γ_m de redução da resistência interna, reflectem as variabilidades dos valores característicos dos diversos carregamentos e das propriedades mecânicas do material e outros factores como discrepâncias entre o modelo estrutural e o sistema real. (Pfeil & Pfeil, 2009)

2.10. Vantagens e Desvantagens do Aço Estrutural

Como **Vantagens**, é possível citar:

- Fabricação das estruturas com precisão milimétrica, possibilitando um alto controle de qualidade do produto acabado;
- Garantia das dimensões e propriedades dos materiais;
- Material resistente a vibração e a choques;
- Possibilidade de execução de obras mais rápidas e limpas;
- Em caso de necessidade, possibilita a desmontagem das estruturas e sua posterior montagem em outro local;
- Alta resistência estrutural, possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos,
- Possibilidade de reaproveitamento dos materiais em estoque, ou mesmo, sobras de obra. (Fonseca & Pinheiro, 2005)

Como **Desvantagens**, é possível citar:

- Limitação de execução em fábrica, em função do transporte até o local de sua montagem final;
- Necessidade de tratamento superficial das peças contra oxidação, devido ao contacto com o ar atmosférico;
- Necessidade de mão de obra e equipamentos especializados para sua fabricação e montagem;
- Limitação de fornecimento de perfis estruturais.

CAPÍTULO 3

3. METODOLOGIA DO TRABALHO

Segundo Prodanov (2013:14)⁵ metodologia é a aplicação de procedimentos e técnicas que devem ser observados para construção do conhecimento, com o propósito de comprovar sua validade e utilidade nos diversos âmbitos da sociedade.

3.1. Classificação da Pesquisa

- **Quanto à natureza do estudo**

Quanto a natureza a pesquisa é aplicada – esta pesquisa objectiva gerar conhecimentos para aplicação prática dirigidos à solução de problemas específicos. Envolve verdades e interesses locais (Gil, 2014). Esta pesquisa permitiu a identificação e proposta de soluções ligadas ao dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves, resiliente a intempéries climáticas na cidade da Beira.

- **Quanto à forma de abordagem**

Quanto à forma de abordagem, a pesquisa é quantitativa. Na pesquisa quantitativa, as informações são de natureza numérica, o pesquisador busca classificar, ordenar, ou medir as variáveis para apresentar estatísticas, comparar grupos ou estabelecer associações (Vieira, 2009: 6). Assim, fez-se a utilização de instrumentos estatísticos, tanto na colecta como no tratamento dos dados, garantindo-se uma medição e quantificação dos dados relacionados com o dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves na cidade da Beira.

- **Quanto aos Objectivos**

Quanto aos objectivos, a pesquisa é explicativa – visa identificar os factores que determinam ou contribuem para a ocorrência dos fenómenos. Aprofunda o conhecimento da realidade porque explica a razão e o “porquê” das coisas (Marconi & Lakatos, 2006). Com o estudo, foi possível dar a conhecer e explicar os factores que acompanham o exercício do dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves.

⁵ Prodanov. (2013). Metodologia do trabalho Científico: Métodos e Técnicas da Pesquisa e do Trabalho Académico. 2ª edição. São Paulo. Brasil.

3.2. Procedimentos Técnicos/ Técnicas de recolha de dados

- **Técnica Bibliográfica**

Trata-se de informação já retrabalhada por actores especialistas na matéria em questão e analisada ao redor de um suporte teórico segundo uma cadeia de raciocínio próprio, (Lundin 2016:147). Esta técnica poderá auxiliar na pesquisa trazendo trabalhos elaborados por outros autores que podem estar publicados ou não, em livros, jornais ou revistas científicas sobre dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves.

- **Técnica Cartográfica:**

A técnica cartográfica, por seu turno, refere-se uso de mapas, cartas, desenhos gráficos, tabelas e outros meios gráficos que estão à disposição do pesquisador para ilustrar seus dados, para melhor ilustrar o desenvolvimento do seu tema e de suas conclusões, Lakatos (1979), citado por Lundin (2016: 154). Esta técnica serviu de apoio no que toca a ilustração de dados concretos sobre as projecções de onde constam os números sobre o dimensionamento da estrutura metálica de um hangar para estacionamento de aeronaves. Ainda nesta seda, esta pesquisa permitiu o uso de Uso de softwares de Desenho (AutoCAD, ArchiCAD) e cálculo estrutural (Ftool).

3.3. Métodos de Pesquisa

- **Métodos de Abordagem**

No que concerne ao método de abordagem, este trabalho baseou-se no Método Hipotético Dedutivo, de acordo com Karl Popper (1961)⁶ citado por Lundin (2016: 132-133), defende que se torna necessário fazer a verificação factual, ou seja, o pesquisador deve verificar a cadeia que se forma entre os problemas, conjecturas, dedução de consequências observadas, tentativa de falseamento, para chegar (ou antes de chegar) à corroboração. Com efeito, este método ajudou na verificação das hipóteses elaboradas e a resposta às questões de pesquisa.

⁶ Popper, K. (1935/1959), *The logic of scientific Discovery*, (translation of *logic der forschung* 1935). Hutchinson: London; (1961) science Ed.: NEW YORK.

CAPÍTULO 4

4. ESTUDO DE CASO.

4.1. Memória Descritiva e Justificativa

4.1.1. Localização

A estrutura a ser construída estará localizada na Província de Sofala, concretamente no Aeroporto da Beira.

4.1.2. Adequação da Edificação à Utilização Pretendida

A construção destina-se exclusivamente a serviço de condicionamento de voos pelo que ao elaborar o projecto de dimensionamento dos elementos aqui apresentados foi nosso cuidado cumprir as normas em vigor bem como as necessidades inerentes ao uso que se ambiciona.

4.1.3. Descrição da estrutura

A estrutura metálica será executada em pórticos metálicos, compostos por: pilares (em perfil HEM), asnas (perfil INP e LNP) e madres (perfil UNP).

Ao nível da cobertura, serão instalados termo painéis para dar luz natural ao interior da edificação. Os pilares possuem uma altura de 15.0m e são encimados por vigas de travamento em perfil INP.

4.1.4. Disposição Construtiva

A escolha dos materiais é feita tendo como base as normas construtivas/técnicas vigentes e sempre atendendo os parâmetros referentes a qualidade, segurança, economicidade e facilidade na execução da construção.

A estrutura será baseada em peças metálicas compostos por:

- Pilares (em perfil HEM);
- Asnas (em perfil INP e LNP);
- Madres (em perfil UNP).

Para garantir a ligação dos elementos estruturais serão utilizados parafusos e serão feitas ligações soldadas, ao nível da cobertura serão utilizadas chapas metálicas (IBR de 0.6 mm espessura).

4.1.5. Disposições normativas

Este projecto foi elaborado à luz dos pressupostos estabelecidos nos seguintes regulamentos:

- Regulamento de Estruturas de Aço e Edificações (REAE);
- Tabelas técnicas de engenharia civil- versão 1993;
- Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA).

4.1.6. Concepção Arquitectónica

Apresentam-se as plantas da estrutura nas folhas em anexo e a mesma possui 40m de comprimento e 40 m de largura.

4.1.7. Materiais empregues

Aço estrutural

O material empregue na estrutura será primariamente o aço estrutural.

O aço a empregar nos elementos estruturais é o Fe360, macio, de textura homogénea, de grão fino não quebradiço e isento de zincagens, pinturas, argila, óleo ou ferrugem solta. As características satisfarão às condições mínimas impostas pelo REBAP e o REAE.

Tintas

As tintas a aplicar serão apropriadas aos processos de aplicação e finalização. Serão puras e de marcas que ofereçam garantia de qualidade. Para as pinturas interiores, tectos, serão de marca ROBBIALAC (qualidade interior) e para as pinturas exteriores serão da marca CIN (qualidade exterior).

Diversos

Em tudo o que for omissa deverão ser respeitadas as normas e regulamentos em vigor, bem como as instruções da fiscalização e do técnico responsável pela execução da obra.

4.1.8. Cobertura

A cobertura é ordinária com duas vertentes, de chapa "IBR", sendo a estrutura da cobertura constituída por asnas e as respectivas madres.

A cobertura será em chapa metálica de aço IBR, assentes sobre madres metálicas e fixas por grampos de fixação.

Serão colocadas chapas translúcidas ao longo das faixas longitudinais da cobertura para permitir a penetração da luz solar no interior do Edifício.

4.1.9. Critérios de Dimensionamento

Este Projecto incide apenas sobre os requisitos de segurança e de utilização tendo-se utilizado no seu dimensionamento os conceitos de estados limites últimos e de utilização.

Faz referência, também, que as estruturas devem ser projectadas e construídas de modo a apresentarem bom desempenho, durante o período de vida útil, desde que sejam cumpridos entre outros, os seguintes requisitos fundamentais:

- Segurança - Devem resistir a todas as combinações de acções, mesmo as de probabilidade de ocorrência reduzida;
- Utilização - Sob influência das acções de serviço devem apresentar um "comportamento" adequado;
- Durabilidade - Devem manter-se em boas condições de segurança durante todo o período de vida útil;
- Robustez - Quando sujeitas a acções acidentais não devem sofrer danos que possam por em causa a sua segurança.

➤ Critérios gerais de verificação da segurança

Estados limites últimos

São aqueles de cuja ocorrência resultam prejuízos muito severos (clausula 4.2 do RSA). A verificação a este estado permitirá que a capacidade de carga da estrutura não seja ultrapassada.

A segurança em relação aos ELU está verificada se o valor de cálculo do esforço actuante (S_d) em todas as secções não ultrapassar o valor de cálculo resistente do respectivo esforço (R_d) na referida secção, ou seja, se $S_d \leq R_d$.

Os estados limites últimos considerados foram:

- Estado limite último de resistência sem plastificação, para as madres e pórticos;
- Estados limites de encurvadura para os pilares;

Os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança aos ELU foram obtidos recorrendo às regras de combinação prescritas pelo RSA na sua cláusula 9.2.

Estados limites de utilização

São aqueles de cuja ocorrência resultam prejuízos pouco severos, continuando a estrutura a desempenhar sua função, mas com menor eficácia (clausula 4.2 do RSA).

O ELS considerado neste projecto é o estado limite de deformação.

4.2. Memória de Cálculo

4.2.1. Quantificação das acções

As acções foram quantificadas com base no regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA).

Acções permanentes

A carga permanente é formada pelo peso próprio de todos os elementos constituintes da estrutura.

Para o projecto em causa não existem equipamentos suportados na estrutura.

Pelas Tabelas Técnicas, versão 1993, secção 4.2.3. obteve-se,

- Peso próprio da chapa= $0.196kN/m^2$
- Peso próprio das madres= $0.20kN/m^2$
- Peso próprio das asnas= $0.20kN/m^2$

Acções variáveis

As cargas variáveis são aquelas que resultam do uso ou ocupação do edifício.

No caso do presente projecto serão considerados a **sobrecarga** e o **vento**.

➤ Sobrecarga

De acordo com o RSA (artigo no 34.2 a) é prevista uma sobrecarga de utilização de valor **0.30 KN/m²**, referente aos equipamentos e pessoas durante a montagem das peças.

➤ Acção do vento

A determinação dos esforços devidos ao vento pode ser realizada assumindo que o vento é uma acção estática actuando em determinada superfície:

$$p = w_k x \delta$$

Em que:

p - Pressão estática equivalente (variável conforme a altura);

w_k – Pressão dinâmica característica devido ao vento (variável conforme a altura);

δ - Coeficiente de forma (variável com as características geométricas).

Parâmetros necessários à quantificação da acção do vento

a. Zoneamento

A região onde será implantada a estrutura pertence à zona A por se situar a uma altitude inferior aos 600 metros e cujas condições de orografia não determinam uma exposição desfavorável ao vento, segundo as indicações do artigo 20.º (do RSA).

b. Rugosidade aerodinâmica do solo

A rugosidade a considerar é do tipo II, por se tratar de uma região fora das zonas urbanas.

Com base na altura determinada de 20.5m e a rugosidade aerodinâmica do solo, a partir da tabela abaixo extraída do artigo 24º do RSA, chega-se à uma pressão dinâmica de 1.15kN/m².

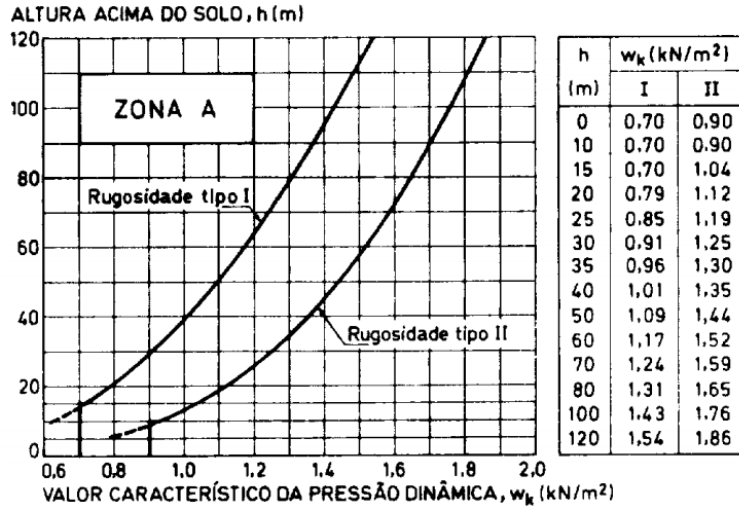


Figura 8 - Pressão dinâmica do vento em função da altura acima do solo e rugosidade aerodinâmica.

Fonte: RSA

c. Coeficientes de forma

Não sendo uma estrutura reticulada, não se determinará o coeficiente de força, apenas os coeficientes de pressão.

Coeficientes de pressão exterior

Os coeficientes de pressão exterior para a cobertura dependem da forma, bem como da direcção e sentido do vento, estes coeficientes são determinados conhecendo a inclinação das vertentes, estes coeficientes são apresentados no quadro I-II do anexo I RSA.

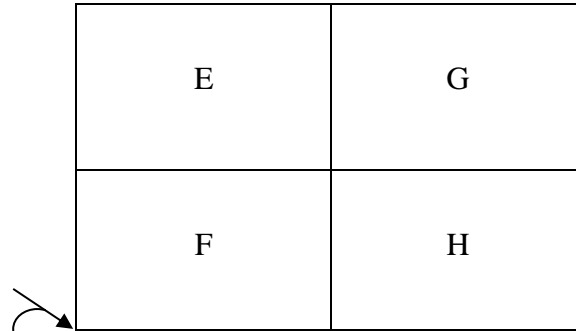
Segundo o quadro I-II do anexo do RSA obteve-se:

$$\frac{h}{B} = \frac{15}{40} = 0,375 < \frac{1}{2}, \text{ verifica-se } \frac{h}{b} \leq \frac{1}{2};$$

Sendo inclinação da nossa vertente 15,38° teremos os seguintes valores de acção do vento em relação as fachadas. Note-se pela tabela dos coeficientes de pressão do vento, que as fachadas são consideradas em conjunto as paredes e coberturas do mesmo lado e para cada fachada existe um coeficiente de pressão do vento. Apos analisarem-se esses coeficientes ira se adoptar para todas

fachadas o mesmo coeficiente, este que apresentar maior valor apos os cálculos que serão efectuados.

Figura 9 - Coeficiente de pressão do vento



Fonte: RSA

Tabela 1 - Projecções globais do vento (0-90°)

Relações geométricas do edifício	Inclinação da vertente β em graus	Acções globais				Acções Locais			
		Direcção do vento							
		0°		90°		L1	L2	L3	L4
		E, F	G, H	E, G	F, H				
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0			-1,2
	30	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8			-1,1
	45	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6				-1,1

Fonte: RSA

Na tabela não se encontram valores que correspondem a coberturas com inclinação de 15,38° como é o caso em estudo, pelo que foi necessário fazer uma interpolação para poder ter estes valores. Para esta interpolação teve-se em conta os valores mais desfavoráveis, ou seja, os maiores coeficientes de pressão do vento tanto para ventos a 0° e 90°, obtemos:

Para 0°

E,F = -0.82

G,H = -0.4

Para 90°

E,G = -0.75

F,H = -0.6

Com $\delta p_i = -0,3$

Coefficientes de pressão exterior, interior e suas combinações para fachadas (δp)

Os coeficientes de pressão exterior dependem de dois factores um deles é a forma do edifício e o outro é a direcção do vento, com estes dados podemos recorrer ao quadro I-I do anexo I do R.S.A. Atendendo as relações geométricas do edifício podemos obter o valor dos coeficientes de pressão exterior para as situações de vento longitudinal e vento transversal.

Tabela 2 - Coeficiente de pressão exterior para fachadas

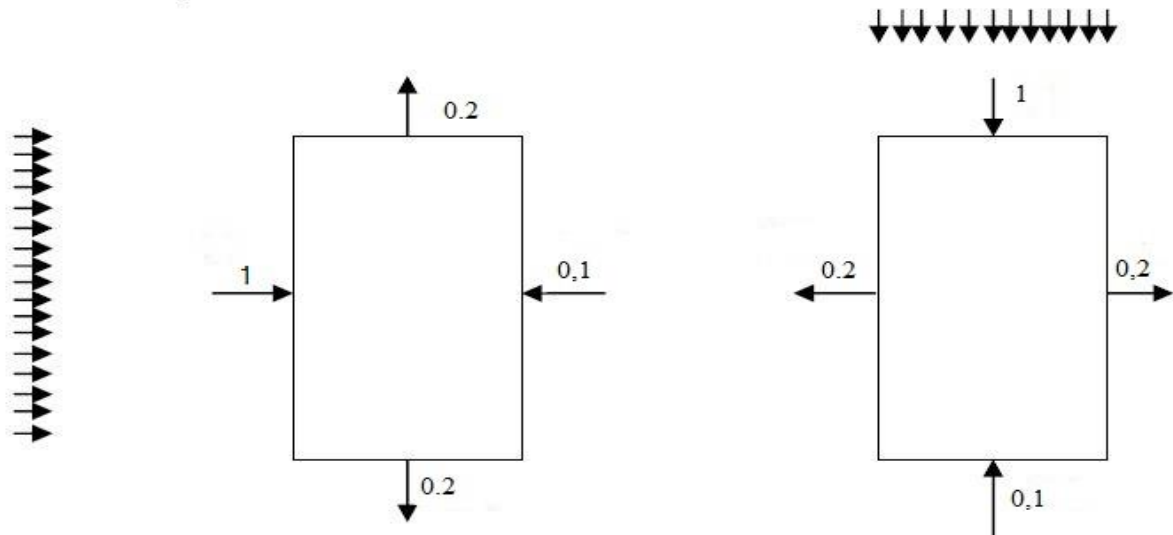
Relações geométricas		Planta	Direcção do vento α (graus)	Acções globais sobre as superfícies			
$\frac{h}{b}$	$\frac{a}{b}$			A	B	C	D
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$	$1 < \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$		0	+0,7	-0,2	-0,5	-0,5
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,2
	$\frac{3}{2} < \frac{a}{b} \leq 4$		0	+0,7	-0,25	-0,6	-0,6
			90	-0,5	-0,5	+0,7	-0,1

Fonte: Quadro I-I Anexo I-RSA

$$\frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 = 1, \text{ verifica-se } \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$$

Com $\delta p_i = -0,3$

Figura 10 – Acção do vento nas fachadas



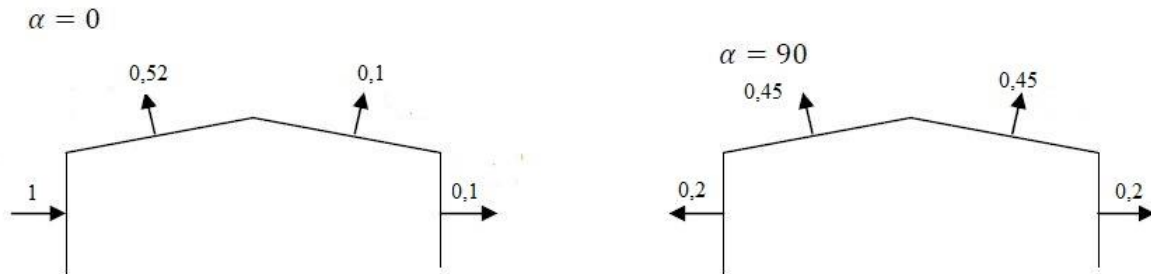
Fonte: Autor

Coefficientes de pressão interior δ_{pi}

Os coeficientes de pressão interiores, δ_{pi} , dependem em termos gerais dos factores já antes referidos para coeficientes de pressão exteriores, que são a forma do edifício e o sentido e direcção de actuação do vento, sendo também um factor de elevada relevância a posição das janelas bem como a existência ou não de compartimentos interiores. Segundo o RSA, Anexo I, em edifícios para os quais não existe compartimentação interior ou, se esta existir não impeça a livre circulação do ar, os coeficientes de pressão interior podem ser obtidos através de regras que vêm descritas no RSA, que tem como principal factor a posição das aberturas para o exterior. Considerando que num edifício é pouco provável que haja aberturas na fachada durante a ocorrência de vento, e as quatro paredes têm a mesma permeabilidade, segundo o RSA podemos considerar o coeficiente de pressão interior $\delta_{pi} = -0,3$ tanto para a cobertura como para as fachadas.

Para o projecto em análise considerou-se as quatro fachadas tendo permeabilidade semelhante, sendo o coeficiente de pressão interior igual a $\delta_{pi} = -0,3$ tanto para as paredes como para a cobertura.

Figura 11 - Acção do vento na cobertura



Fonte: Autor

4.2.2. Combinação das Acções

Para a verificação da segurança aos estados limites, serão consideradas apenas combinações de cuja acção simultânea seja verosímil, não se considerando verosímil a acção simultânea da sobrecarga e vento.

Na verificação aos estados limites últimos, considerar-se-á combinações fundamentais, em que intervêm as acções permanentes (com coeficiente de segurança 1,5 no caso desfavorável e 1 no caso favorável), e acções variáveis, apenas entrando na combinação no caso desfavorável, com factor de segurança = 1,5.

Combinação fundamental geral: verificação dos ELU.

$$E_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{G_i} x G_{ik} + \gamma_q x Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \gamma_q x \psi_{oj} x Q_{jk}$$

4.2.3. Dimensionamento

4.2.3.1. Dimensionamento dos elementos da cobertura

Acções e alguns dados a considerar:

- Peso da chapa (IBR,e=0.6mm): 0.196Kn/m²

- Largura de influência: $l=2.0\text{m}$
- Peso próprio da madre= 0.2 Kn/m^2
- Sobrecarga (artigo 34°, RSA): $Q=0.3\text{kN/m}^2$
- Acção do vento

$$\left\{ \begin{array}{l} Wk = 1.15\text{Kn/m}^2(\text{artigo } 24^\circ, \text{RSA}) \\ \text{Coeficientes de pressão: } \varphi_{pe} = -0.52; \varphi_{pi} = -0.3 \end{array} \right\}, \varphi_{pe} + \varphi_{pi} = -0.82$$

➤ Combinação das acções

Peso próprio

$$G = P_{\text{madre}} + P_{\text{chapa}}$$

$$G = 0.2 + 0.196 = 0.396\text{Kn/m}^2$$

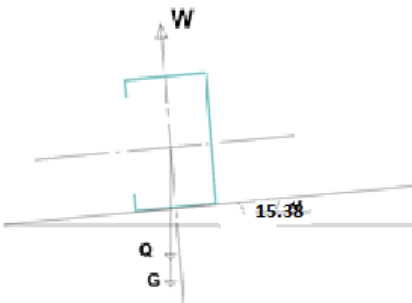
Combinação das acções para o caso A

Caso A (Caso da pressão na cobertura)

$$P_{sd} = 1.5 * (G + Q) * l$$

$$P_{sd} = 1.5 * (0.396 + 0.3) * 2.0 = 2.09\text{Kn/m}$$

Figura 12 – Esquema de corpo livre da Madre



Fonte: Autor

Caso B (Caso da sucção na cobertura)

➤ Cálculo da distribuição de carga devido à acção do vento (sucção)

- Carga dinâmica

$$Wk=1,15\text{KN/m}^2$$

$$W=Wk*li*(\varphi_{pe} + \varphi_{pi})$$

$$W=1.15*2.0*0.82=1.88 \text{ kN/m}$$

- **Carga Permanente**

$$G=0.396 * 2.0$$

$$G=0.79\text{KN/m}$$

Combinação das acções para o Caso B

$$P_{sdx} = 1.5W - G \cdot \cos\beta$$

$$P_{sdx} = 1.5 * 1.88 - 0.79 * \cos(15.38)$$

$$P_{sdx} = 2.05\text{kN/m}$$

$$P_{sdy} = G * \sin(15.38) = 0.79 * \sin(15.38)$$

$$P_{sdy} = 0.21\text{kN/m}$$

$$P_{sd} = \sqrt{P_{sdx}^2 + P_{sdy}^2}$$

$$P_{sd} = \sqrt{2.05^2 + 0.21^2}$$

$$P_{sd} = 2.06 \text{ KN/m}$$

O caso mais desfavorável é o da pressão:

$$P_{sd}=2.09 \text{ kN/m}$$

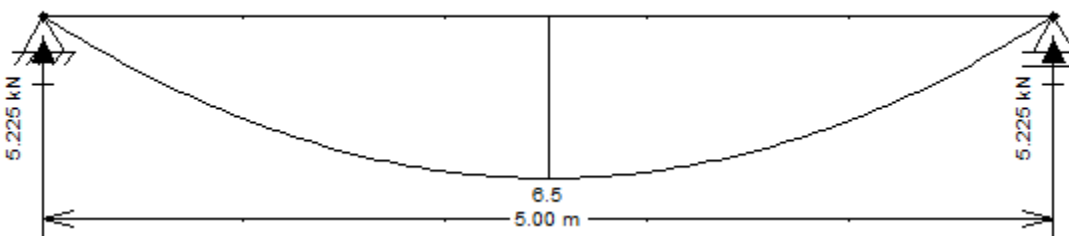
O espaçamento máximo entre as asnas é de **5.0m**.

➤ **Cálculo do momento máximo**

De forma a agravar os esforços de tracção na madre, considera-se que a mesma se encontra simplesmente apoiada.

$$M_{max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{2.09 * 5^2}{8} = 6.53 \text{ kN.m}$$

Figura 13 - Momento máximo na madre devido a sucção



Fonte: Autor

➤ **Dimensionamento da madre com perfil UNP**

- Dados

$$A=6.6$$

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\frac{M}{W_x} \cdot (1 + A \cdot \operatorname{tg}\beta) \leq 235 \text{ Mpa}$$

$$\frac{6.53}{W_x} \cdot (1 + 6.6 \cdot \operatorname{tg}(15,38)) \cdot 10^{-3} \leq 235$$

$$W_x \geq 78.23 \text{ cm}^3$$

Na posse do valor de **W_x** e recorrendo às tabelas técnicas, obtém-se:

$$\text{UNP140} \left\{ \begin{array}{l} W_x = 86.4 \text{ cm}^3 \\ m = 16 \text{ Kg/m}, A = 20.4 \text{ cm}^2, I = 605 \text{ cm}^4 \end{array} \right\}$$

Verificação da Resistência (com o peso próprio da Madre)

$$G = \frac{16 \cdot 9.8}{1000} + 0.196 \cdot 2.0$$

$$G = 0.55 \text{ kN/m}$$

$$P_{sdx} = 1.5W - G \cdot \cos\beta$$

$$P_{sdx} = 1.5 \cdot 1.48 - 0.55 \cdot \cos(15.38)$$

$$P_{sdx} = 1.7 \text{ kN/m}$$

$$P_{sdy} = G \cdot \operatorname{sen}5 = 0.55 \cdot \operatorname{sen}(15.38)$$

$$P_{sdy} = 0.15 \text{ kN/m}$$

$$P_{sd} = \sqrt{P_{sdx}^2 + P_{sdy}^2}$$

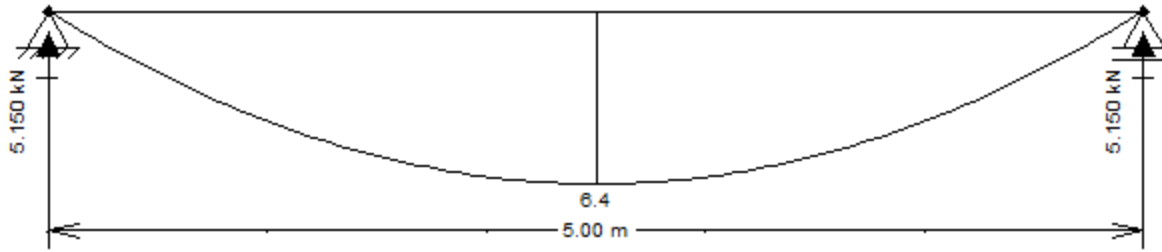
$$P_{sd} = \sqrt{1.7^2 + 0.15^2}$$

$$P_{sd} = 1.71 \text{ kN/m}$$

Cálculo do momento máximo da Madre (com o peso próprio da Madre)

$$M_{max} = \frac{Ql^2}{8} = \frac{2.06 \cdot 5^2}{8} = 6.44 \text{ kN/m}$$

Figura 14 - Momento máximo na madre devido a sucção (com o peso próprio da Madre)



Fonte: Autor

Logo,

$$\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\frac{M}{W_x} \cdot (1 + A \cdot \operatorname{tg} \beta) \leq 235 \text{ Mpa}$$

$$\frac{6.44}{86.4 \cdot 10^{-6}} \cdot (1 + 6.6 \cdot \operatorname{tg}(15,38)) \cdot 10^{-3} \leq 235 \text{ Mpa}$$

$$209.86 \text{ Mpa} < 235 \text{ Mpa ok!! (Verifica!)}$$

Verificação da Flecha Máxima da Madre UNP140

$$f_{sd} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = \frac{5}{200}$$

$$f_{adm} = 0.025 \text{ m}$$

$$\frac{5 \cdot q l^4}{384 E I} < 0.025 \text{ m} \rightarrow \frac{5 \cdot q l^4}{384 E I} = 0.014 \text{ m} < 0.025 \text{ m (Verifica!)}$$

➤ Dimensionamento da asna

Acção do vento

i) Caso B da sucção

Carga dinâmica

Após o dimensionamento da madre chegou-se à conclusão de que a carga linear da madre (0.157 kN/m) deverá ser transformada em carga superficialmente distribuída para o dimensionamento da asna, dividindo este pela sua largura de influência ($L_i = 2.0 \text{ m}$), sendo esta correspondente à $PM = 0.0785 \text{ kN/m}^2$.

$$PM = 0.0785 \text{KN/m}^2$$

$$Pchapa = 0.196 \text{KN/m}^2$$

Para cargas permanentes superficialmente distribuídas

$$G_s = PM + Pchapa$$

$$G_s = 0.0785 + 0.196$$

$$G_s = 0.275 \text{KN/m}^2$$

Para cargas permanentes linearmente distribuídas

$$G = G_s * L_i$$

$$G = 0.275 L_i$$

Para carga resultante da pressão do vento

$$W_s = W_k * (\delta p_i + \delta p_e)$$

$$W_s = 1.15 * (0.52 + 0.3)$$

$$W_s = 0.94 \text{kN/m}^2$$

Para carga resultante da pressão do vento

$$W = W_s * L_i$$

$$W = 0.94 * L_i$$

Cálculo da tensão resistente

$$P_{sdx} = 1.5W - G \cdot \cos(15.38^\circ)$$

$$P_{sdy} = G \cdot \sin(15.38^\circ)$$

$$P_{sd} = \sqrt{P_{sdx}^2 + P_{sdy}^2}$$

Mediante as equações acima descritas, procede-se à determinação das tensões de cálculo, mediante a tabela abaixo:

Asnas	Li(m)	G(KN/m ²)	W(KN/m ²)	Psdx(KN/m)	Psdy(KN/m)	Psd(KN/m)
Nas Extremidades	2.5	0.275	0.94	2.86	0.18	2.87
Intermédias	5	0.275	0.94	5.72	0.36	5.73

Tabela 3 - Determinação das tensões de cálculo para o caso da sucção nas asnas

Fonte: Autor

Observação: A tensão de cálculo mais desfavorável é referente aos pórticos intermédios
(**Psd=5.73 KN/m**)

ii) Caso A da pressão

Combinação das cargas permanentes e sobrecarga

$$G=PM+Pchapa+q$$

$$G=(0.3+0.0785+0.196)*1.5$$

$$G=0.86 \text{ KN/m}^2$$

Determinação da carga distribuída nas Asnas

Análise do caso mais gravoso

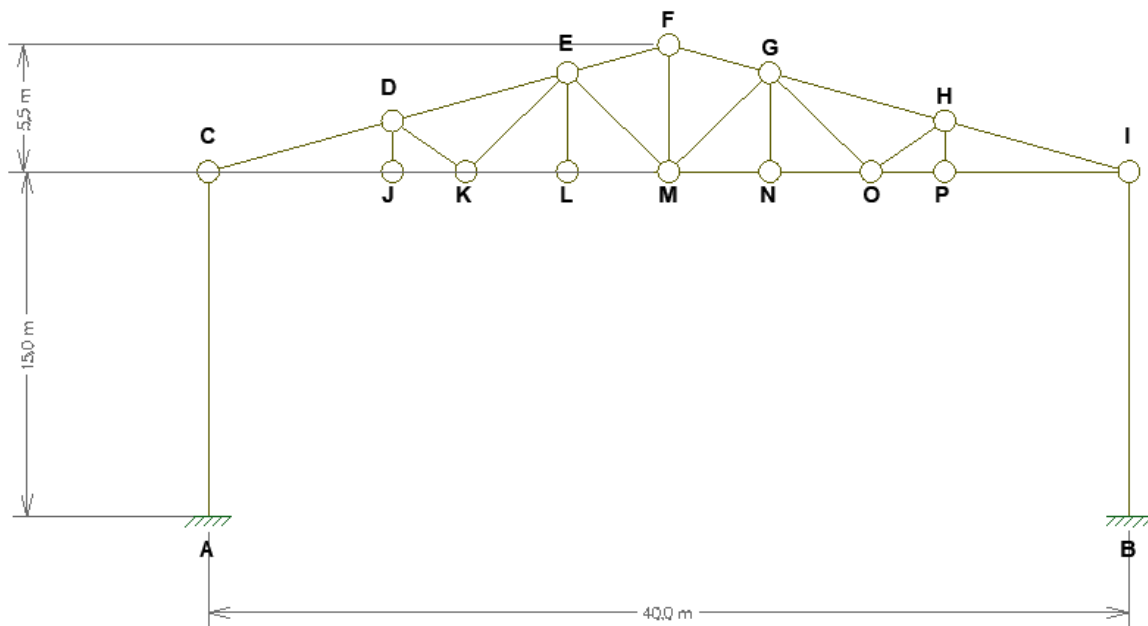
Tabela 4 - Determinação das cargas distribuídas nas asnas.

Asna	G(KN/m ²)	Li(m)	Psd(KN/m)
Nas Extremidades	0.86	2.5	2.15
Intermédias	0.86	5	4.3

Fonte: Autor

➤ Discretização da estrutura

Figura 15 - Discretização da estrutura

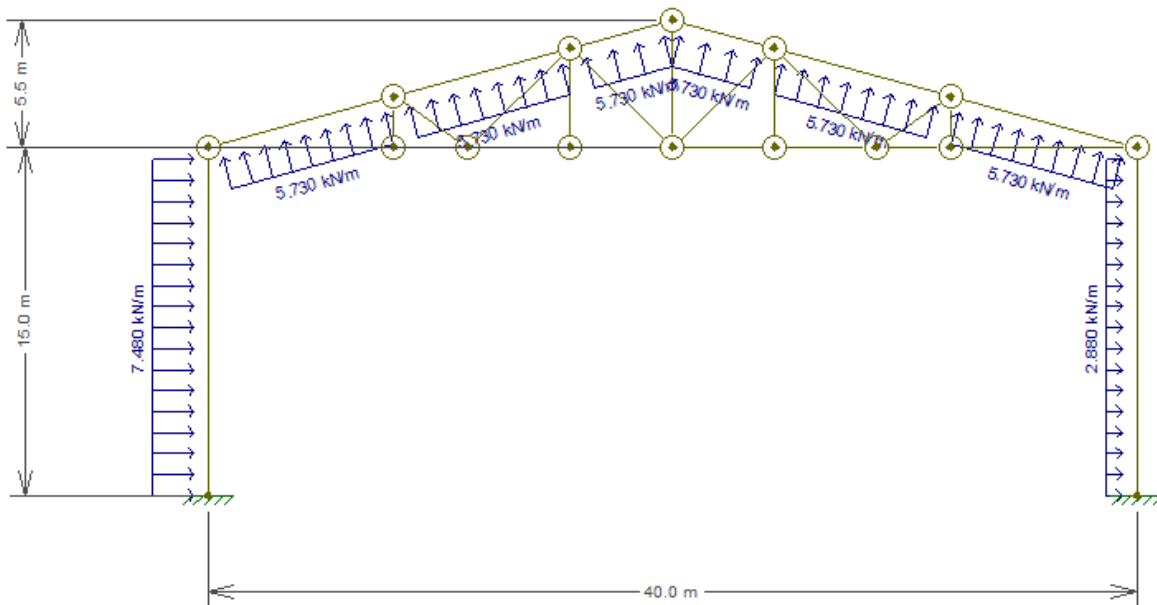


Fonte: Autor

Cálculo dos esforços internos

- Modelos estáticos para acção do vento

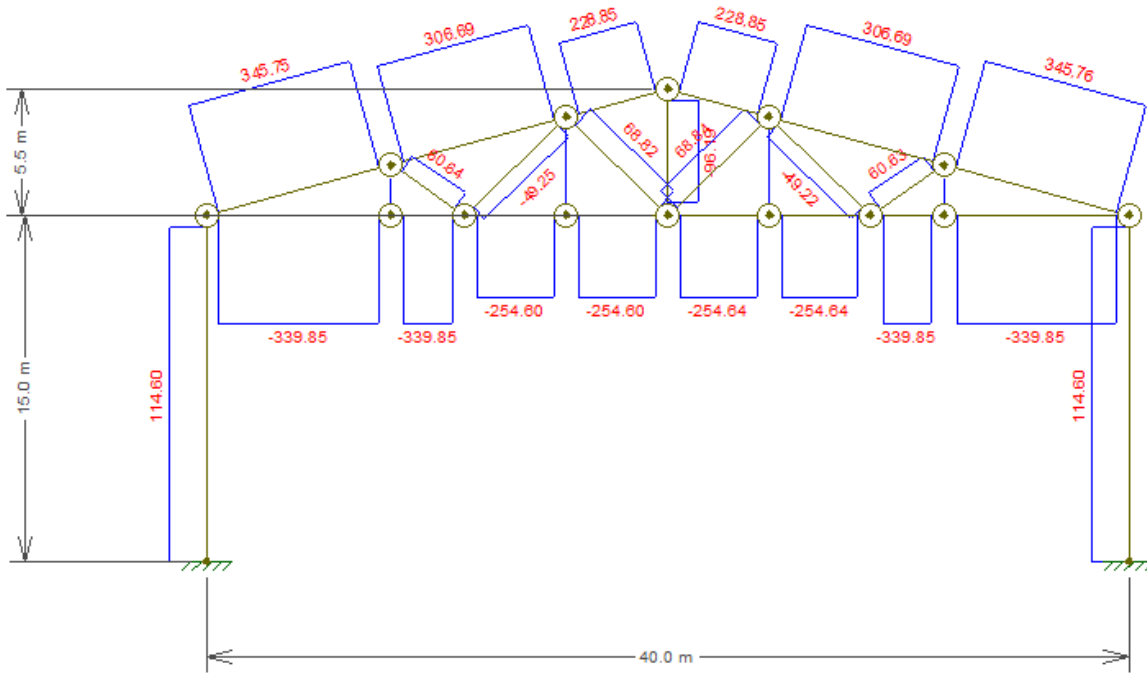
Figura 16 - Modelo estático para a asna sujeita a sucção



Fonte: Autor

- **Análise do esforço axial dN(KN)**

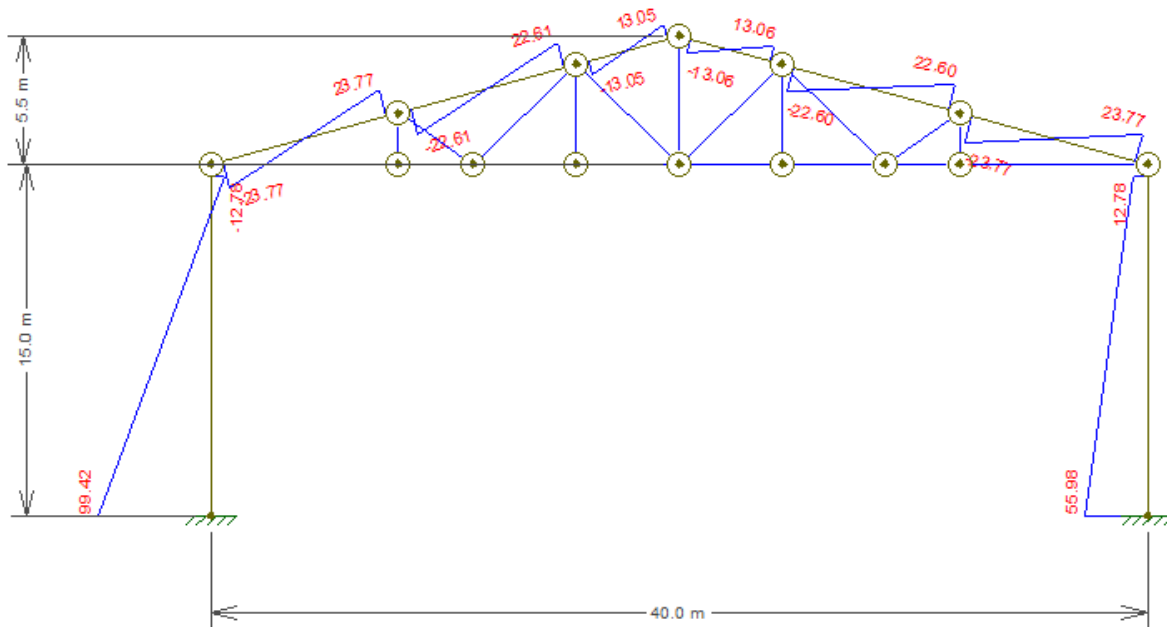
Figura 17 - Diagrama de esforço normal devido a acção do vento.



Fonte: Autor

- **Análise dos esforços transversos dT(KN)**

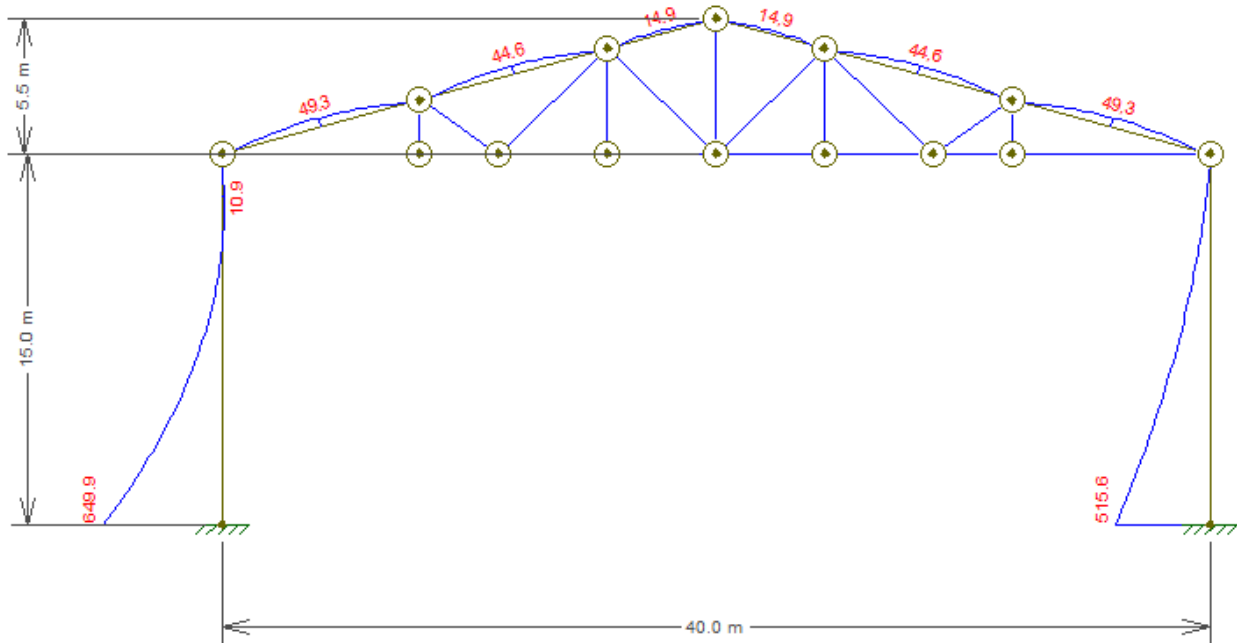
Figura 18 - Diagrama de esforço Transverso devido a acção do vento.



Fonte: Autor

- **Análise dos momentos flectores dM(KN.m)**

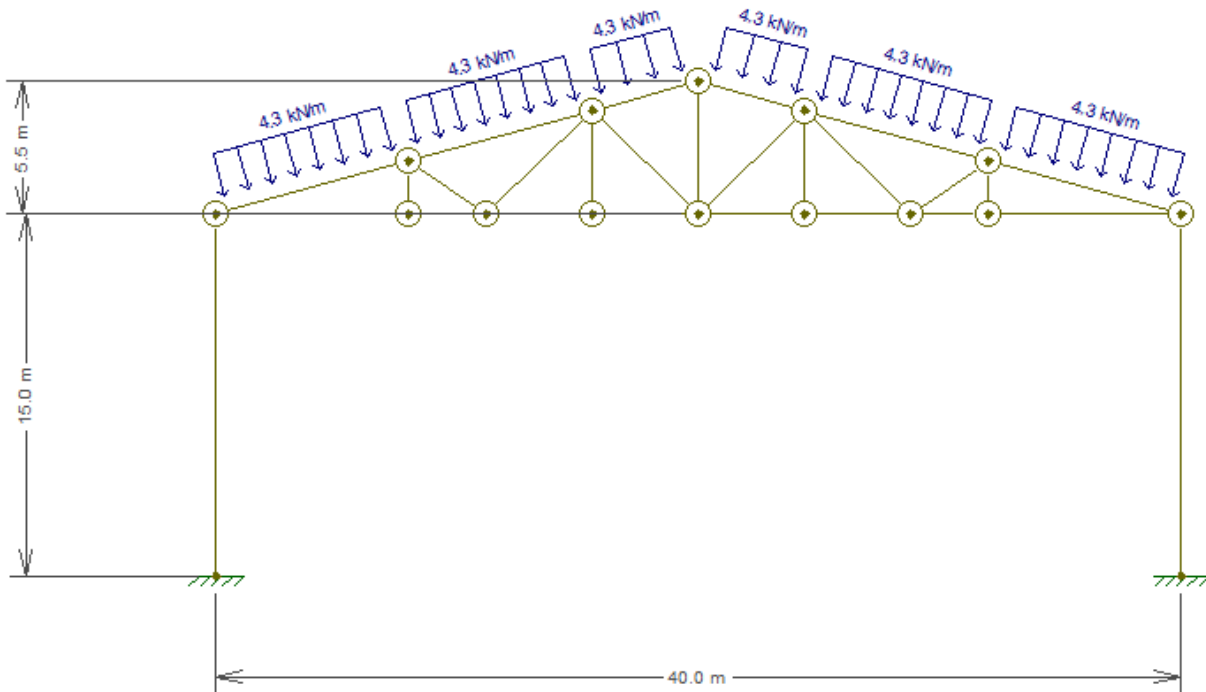
Figura 19 - Diagrama de Momento flector devido a acção do vento.



Fonte: Autor

- **Modelos estáticos para acção de pressão.**

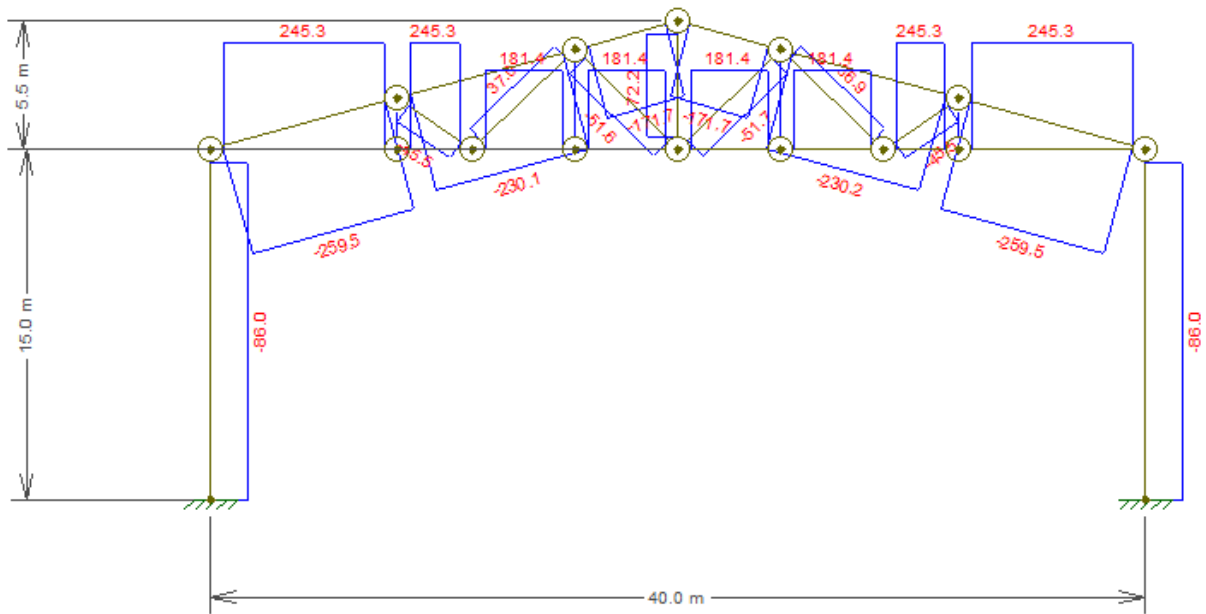
Figura 20 - Modelo estático para a asna sujeita a Pressão.



Fonte: Autor

- **Análise do esforço axial dN(KN)**

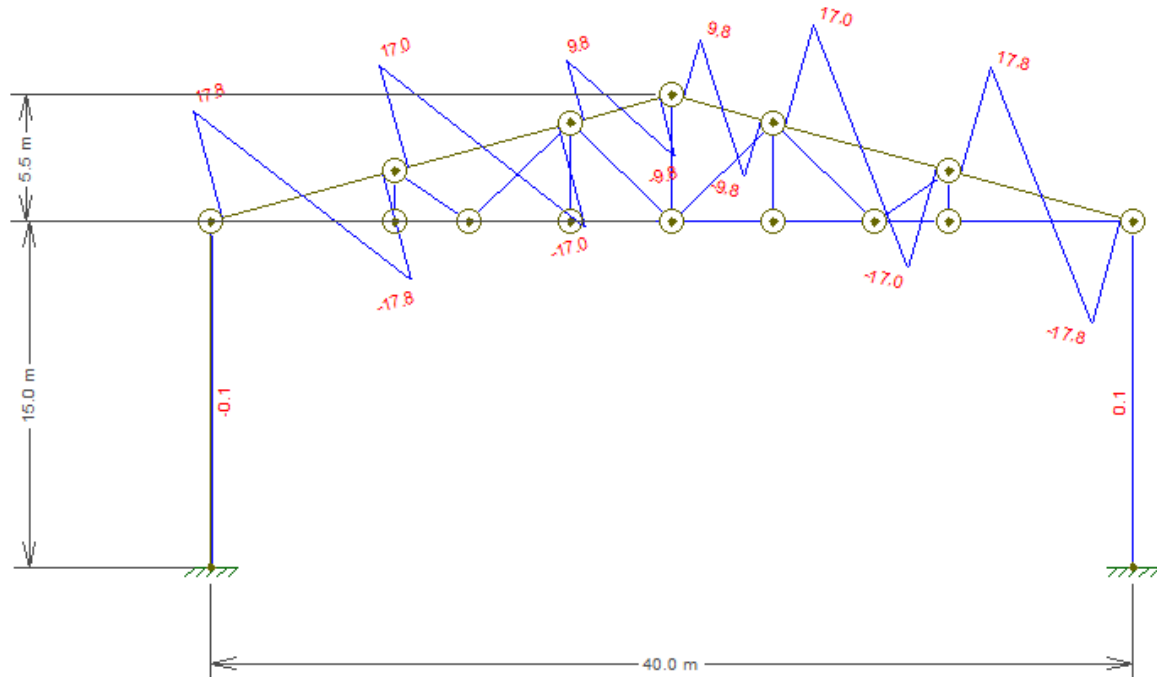
Figura 21 - Diagrama de esforço normal devido a Pressão (Sem o peso próprio da Asna).



Fonte: Autor

- **Análise dos esforços transversos dT(KN)**

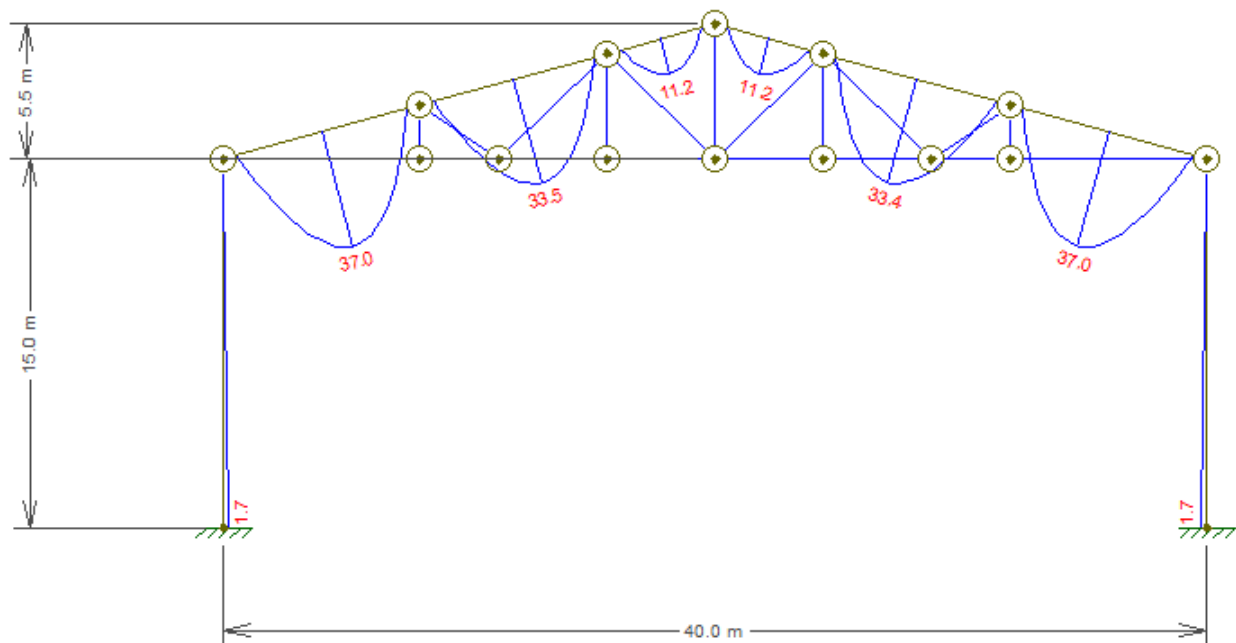
Figura 22 - Diagrama de esforço transverso devido a Pressão (Sem o peso próprio da Asna).



Fonte: Autor

- **Análise dos momentos flectores dM(KN.m)**

Figura 23 - Diagrama de momento flector devido a Pressão (Sem o peso próprio da Asna).



Fonte: Autor

Resumo de esforços de cálculo (Sem o peso próprio da Asna)

Tabela 5 - Esforços máximos de cálculo devido à pressão (Sem o peso da Asna)

Esforços máximos de cálculo devido a Pressão (sem o peso próprio da Asna)					
Posição da barra	NÓ	Barra	Nmáx (KN)	Vmáx (KN)	Mmáx (KN.m)
Diagonal superior	H	H-I	-259.5	17.8	37
Banzo inferior	J	C-J	245.3	0	0
Montante	F	F-M	72.2	0	0
Diagonais	M	M-G	-51.7	0	0

Fonte: Autor

Tabela 6 - Esforços máximos de cálculo devido à acção do vento (Sem o peso da Asna)

Esforços máximos de cálculo devido a acção do vento					
Posição da barra	NÓ	Barra	Nmáx (KN)	Vmáx (KN)	Mmáx (KN.m)
Diagonal superior	H	H-I	345.8	23.8	-49.3
Banzo inferior	J	C-J	-339.9	0.0	0.0
Montante	F	F-M	-96.20	0.0	0.0
Diagonais	M	M-G	68.8	0.0	0.0

Fonte: Autor

Observação: Das tabelas acima, conclui-se que o caso mais desfavorável é o caso B (Sucção), assim sendo o dimensionamento será feito para o mesmo caso.

➤ **Pré-dimensionamento da diagonal superior e banzo inferior**

Visto que os esforços no banzo inferior e na diagonal superior andam na mesma ordem de grandeza, tomar-se-á Diagonal superior igual á banzo inferior.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_x}$$

Dados

$$N_{sd} = 1.5 * 345.8 = 518.7 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 1.5 * 49.3 = 73.95 \text{ kN.m}$$

- Face ao esforço axial

$$A \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{rd}} \rightarrow A \geq \frac{518.7}{235 * 10^3}$$
$$A \geq 22.07 \text{ cm}^2$$

Com base nas tabelas técnicas, versão 2010, Secção 9.2.1:

$$IPE180 \rightarrow \begin{cases} W_x = 146 \text{ cm}^3 \\ A = 23.90 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Devido Momento flector

$$W_x \geq \frac{M_{sd}}{\sigma_{rd}} \rightarrow W_x \geq \frac{73.95}{235 * 10^3}$$

$$W_x \geq 314.68 \text{ cm}^3$$

Com base nas tabelas técnicas, versão 2010, Secção 9.2.1:

$$IPE240 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Wx = 324cm^3 \\ A = 39.1cm^2 \\ peso = 30.7 Kg/m \end{array} \right\}$$

Verificação da Segurança da diagonal superior

- Quanto aos esforços actuantes- Análise do perfil IPE240

$$\sigma_{sd} = \frac{518.7 * 10^{-3}}{39.1 * 10^{-4}} + \frac{73.94 * 10^{-3}}{324 * 10^{-6}}$$

$$\sigma_{sd} = 360.89Mpa < 235Mpa(N\tilde{a}o\ verific\tilde{a}!))$$

Seja:

$$IPE330 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Wx = 713cm^3 \\ A = 62.20cm^2 \\ peso = 49.1 Kg/m \end{array} \right\}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{518.7 * 10^{-3}}{62.20 * 10^{-4}} + \frac{73.94 * 10^{-3}}{713 * 10^{-6}}$$

$$\sigma_{sd} = 187.10Mpa < 235Mpa(Verifica!))$$

- Quanto aos esforços actuantes (considerando o peso próprio) - Análise do perfil IPE330

$$\text{Peso pr\acute{o}prio} = 49.10Kg/m = 0.48kN/m$$

Caso B (sucção)

- Cálculo da tensão resistente

$$P_{sdx} = 1.5W - G \cdot \cos(15.38^\circ)$$

$$P_{sdy} = G \cdot \sin(15.38^\circ)$$

$$P_{sd} = \sqrt{P_{sdx}^2 + P_{sdy}^2}$$

Mediante as equações acima descritas, procede-se à determinação das tensões de cálculo, mediante a tabela abaixo:

Tabela 7 - Determinação das tensões de cálculo para o caso da sucção nas asnas

Asnas	Li(m)	G(KN/m ²)	W(KN/m ²)	Psdx(KN/m)	Psdy(KN/m)	Psd(KN/m) Sem o peso Próprio	Psd(KN/m) com o peso próprio
Nas Extremidades	2.5	0.275	0.94	2.86	0.18	2.87	3.35
Intermédias	5	0.275	0.94	5.72	0.36	5.73	6.21

Fonte: Autor

Observação: A tensão de cálculo mais desfavorável é referente aos pórticos intermédios
(Psd=6.21 kN/m)

Caso A da pressão

Combinação das cargas permanentes e sobrecarga

$$G=PM+Pchapa+q$$

$$G=(0.3+0.0785+0.196)*1.5$$

$$G=0.86 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 0.86 * Li + Pp$$

$$Pp = 0.48 \text{ KN/m}$$

➤ Determinação das cargas distribuídas nas asnas

- Análise do caso mais gravoso

Tabela 8 - Determinação das cargas distribuídas nas asnas

Asna	G(KN/m ²)	Li(m)	Psd(KN/m) Sem o peso Próprio	Psd(KN/m) com o peso próprio
Nas Extremidades	0.86	2.5	2.15	2.63
Intermédias	0.86	5	4.3	4.78

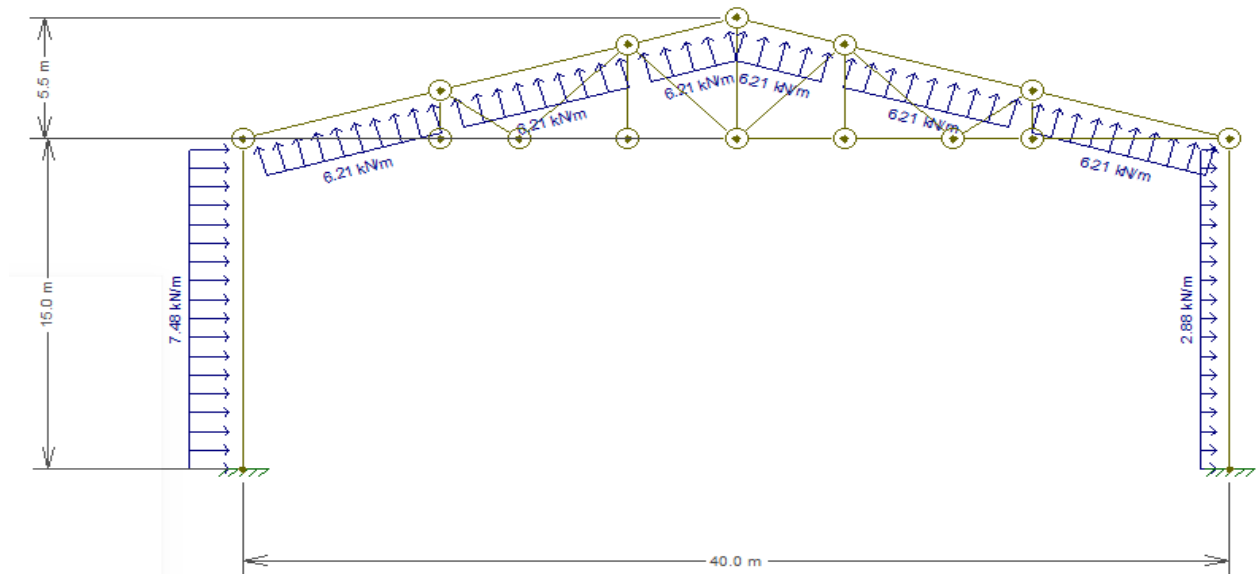
Fonte: Autor

Observação: A tensão de cálculo mais desfavorável é referente aos pórticos intermédios
(Psd=4.78 KN/m)

Nota: A condição mais desfavorável dos esforços que actuam na asna, com o acréscimo do peso próprio é o de sucção.

➤ **Cálculo dos esforços internos (com o peso próprio da asna)**

Figura 24 - Modelo estático para a asna sujeita a sucção (com o peso próprio)

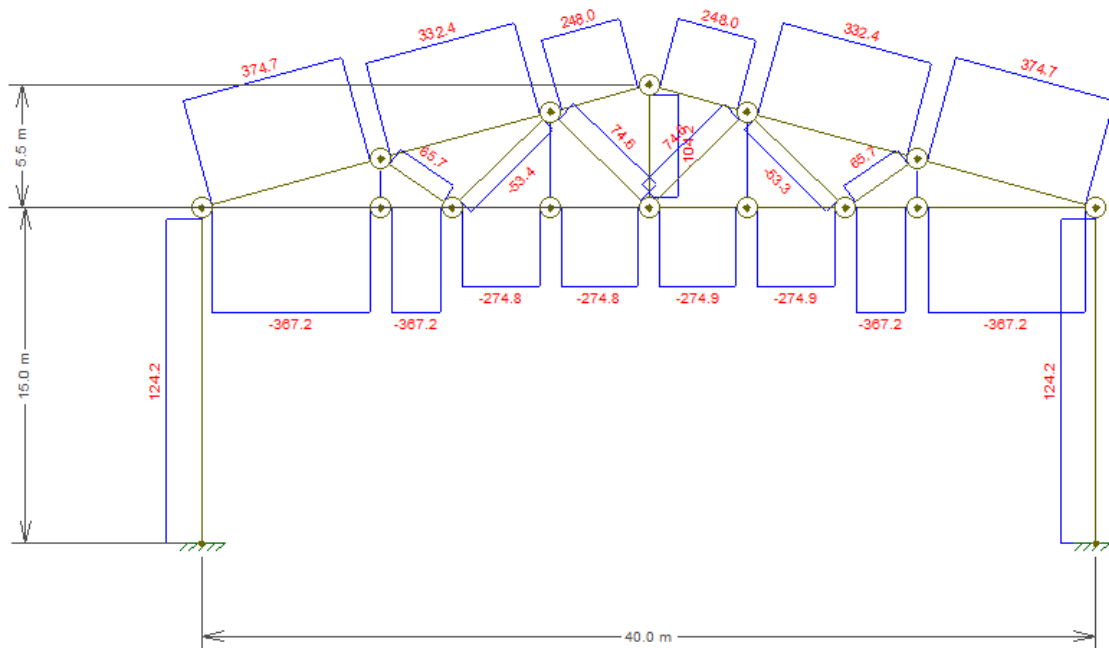


Fonte: Autor

- **Análise do esforço axial dN(KN)**

-

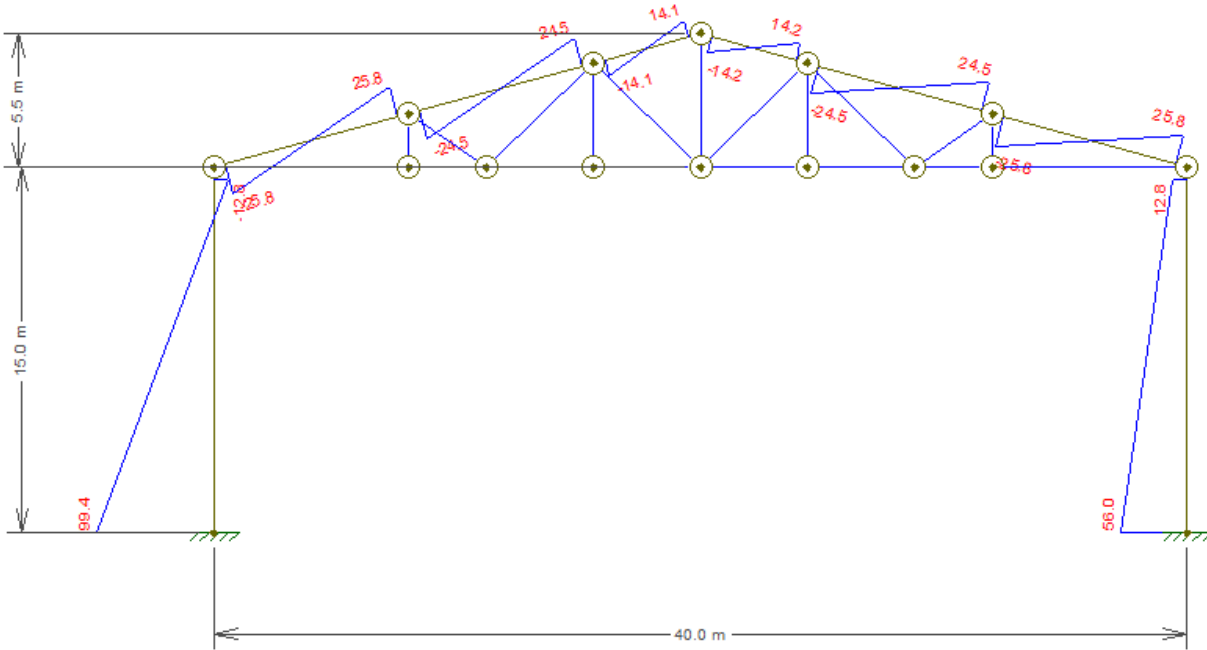
Figura 25 - Diagrama de esforço normal devido à Pressão (Com o peso próprio da Asna).



Fonte: Autor

- **Análise dos esforços transversos dT(KN)**

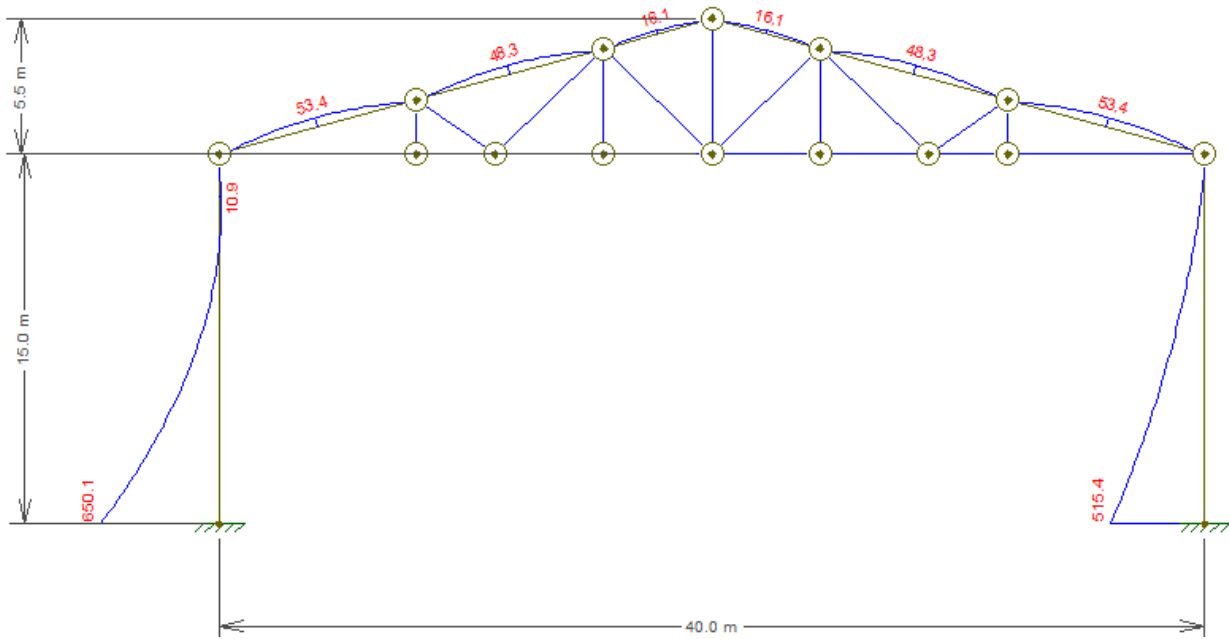
Figura 26 - Diagrama de esforço normal devido a Pressão (Com o peso próprio da Asna).



Fonte: Autor

- **Análise dos momentos flectores dM(KN.m)**

Figura 27 - Diagrama de momento flector devido a sucção (Com o peso próprio da Asna).



Fonte: Autor

➤ **Resumo de esforços de cálculo (com o peso próprio da asna)**

Tabela 9 - Esforços máximos de cálculo devido a pressão (Com o peso da Asna)

Esforços máximos de cálculo devido a Pressão					
Posição da barra	NÓ	Barra	Nmáx (KN)	Vmáx (KN)	Mmáx (KN.m)
Diagonal superior	H	H-I	374.7	25.8	53.40
Banzo inferior	J	J-C	-367.20	0.0	0.0
Montante	F	F-M	-104.2	0	0
Diagonais	M	M-G	74.60	0	0

Fonte: Autor

➤ **Verificação da segurança**

Quanto aos esforços actuantes- Análise do perfil IPE330 Banzo inferior e a Diagonal superior (IPE330)

$$M_{sdmáx} = 1.5 * 53.40 = 80.1 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1.5 * 374.70 = 562.05 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{562.05 * 10^{-3}}{62.6 * 10^{-4}} + \frac{80.1 * 10^{-3}}{713 * 10^{-6}}$$

$$\sigma_{sd} = 202.13 \text{ Mpa} < \sigma_{Rd}$$

$$\sigma_{Rd} = 235 \text{ Mpa Ok!! Verifica!!}$$

Quanto à flecha máxima

Sendo uma estrutura primária, pelo REAE, artigo 45.3:

$$f_{max} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{400}$$

$$f_{adm} = \frac{8m}{400}$$

$$f_{adm} = 0.02 \text{ m}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 * 6.21 * 10^3 * 10^4}{384 * 205 * 10^9 * 11770 * 10^{-8}}$$

$$f_{max} = 0.034 > 0.025 \text{ m (Não verifica!)}$$

Com base nas tabelas técnicas, versão 2010, Secção 9.2.1:

$$IPE550 \rightarrow \{I_x = 67120 \text{ cm}^4\}$$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 * 6.21 * 10^3 * 10^4}{384 * 205 * 10^9 * 67120 * 10^{-8}}$$

$$f_{max} = 0.0059 > 0.025 \text{ m (Verifica!)}$$

Logo, o perfil a usar nas asnas (Banzo inferior e Diagonal Superior) será o **IPE550**.

➤ Dimensionamento das diagonais e montantes

Nota Introdutória

Por razões construtivas e pelos esforços que andam na mesma ordem de grandeza serão uniformizado os perfis, para o dimensionamento dos elementos em menção. Assim sendo o dimensionamento será feito tendo como foco o maior esforço.

Logo: $N_{sd\text{máx}} = 1.5 \times 104.2 = 156.3 \text{ kN}$

Quanto a tracção pura

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \leq \sigma_{rd}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{rd}} \rightarrow A \geq \frac{156.3}{235 * 10^3}$$

$A \geq 6.65 \text{ cm}^2$ Com base nas tabelas técnicas, versão 2010, Secção 9.2.1:

→ **LNP60x6**

4.2.3.2. Dimensionamento dos pilares

➤ Pré-dimensionamento

A seguir apresenta-se o dimensionamento à flexão composta do pilar mais solicitado em termos de esforços e assumir-se-á o mesmo perfil para os outros.

Tabela 10 - Resumo dos esforços a considerar para o dimensionamento dos pilares.

	Sucção	Pressão
Nsd (kN)	186.30	-143.40
Msd (kN.m)	975.15	2.85

Fonte: Autor

$$\sigma_{Rd} = 235 \text{Mpa} \text{ (Para aço Fe360)}$$

Logo,

$$A \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{sd}}$$

$$A \geq 7.93 \text{cm}^2$$

Pelas tabelas técnicas, chega-se ao perfil HEA100

$$W_x \geq \frac{M_{sd}}{\sigma_{sd}}$$

$$W \geq 4149.57 \text{cm}^3$$

Pelas tabelas técnicas, chega-se ao perfil HEM360

Adopta-se o maior perfil, **HEM360** ($A=318.8 \text{cm}^2$, $W_x=4300 \text{cm}^3$)

➤ **Verificação da resistência**

$$\sigma_{sd} = \frac{186.30 \times 10^3}{318.8 \times 10^{-4}} + \frac{975.15 \times 10^3}{4300 \times 10^{-6}}$$

$$\sigma_{sd} = 232.62 \text{Mpa} < 235 \text{Mpa} \text{ (Verifica!)}$$

➤ **Verificação à encurvadura**

Por varejamento

Segundo o REAE, Artigo 42.4, para barras sujeitas simultaneamente a esforços de compressão e de flexão, como é o caso, a tensão de cálculo é dada pela fórmula:

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A \cdot \varphi} + \frac{c_x \cdot M_{sdx}^{max}}{k \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{\frac{N_{Ex}}{1.8}}\right)} + \frac{c_y \cdot M_{sdy}^{max}}{W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{\frac{N_{Ey}}{1.8}}\right)}$$

Sendo:

φ – coeficiente calculado para o valor de λ ;

w – módulo de flexão, dado pelas Tabelas Técnica;

k – coeficiente que tem em conta o risco de bambeamento;

N_{Ex} – cargas críticas de Euler.

Cálculo do coeficiente de esbelteza

Considerando a asna travada nas duas direcções, uma estrutura de nós fixos.

Logo, $l_o = \frac{l}{2}$, estrutura biencastada sem possibilidade de movimento, de acordo com REAE, artigo 48.

Para o perfil adoptado para os pilares, $i_{min} = 7.83cm$

$$l_o = \frac{15}{2} = 7.50m$$

$$\lambda = \frac{l_o}{i_{min}} = \frac{750cm}{7.83cm} = 95.79 < 250 \text{ (Ok!)}$$

$\varphi = 1.1328 - 0.00664\lambda$, por se tratar de um regime elasto-plástico, segundo o REAE, quadro II

Logo, $\varphi = 1.1328 - 0.00664 \times 95.79 = 0.5$

Cálculo do valor de c

Para o valor de c, considerando estrutura de nós móveis:

$$c_x = c_y = 0.85$$

Cálculo do k

Pelo artigo 43, sendo Fe360, k relaciona-se com:

$$\frac{l_o x h}{b x t}$$

Pelas tabelas técnicas, perfil HEM 360:

h=395mm

b=308mm

t=40mm

assim,

$$\frac{750 \times 395}{308 \times 40} = 24.05$$

Sendo Fe360

$$k = 1$$

Cálculo do NE

$$N_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_0^2} = 220.50 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{186.30 \times 10^3}{318.8 \times 10^{-4} \times 0.50} + \frac{0.85 \times 975.15 \times 10^3}{1 \times 4300 \times 10^{-6} \times \left(1 - \frac{186.30 \times 10^3}{\frac{220.50 \times 10^6}{1.8}}\right)} = 11.69 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{sd} < \sigma_{Rd}$, logo a segurança é verificada aos ELU de encurvadura por varejamento.

Por bambeamento

$$\sigma_{sd} = \frac{c_x \times M_{sd,x}^{max}}{kW}$$
$$\sigma_{sd} = \frac{0.85 \times 975 \times 10^3}{1 \times 4300 \times 10^{-6}}$$
$$\sigma_{sd} = 185.93 \text{ Mpa}$$

Sendo que, $\sigma_{sd} < \sigma_{Rd}$, logo a segurança é verificada aos ELU de encurvadura por bambeamento.

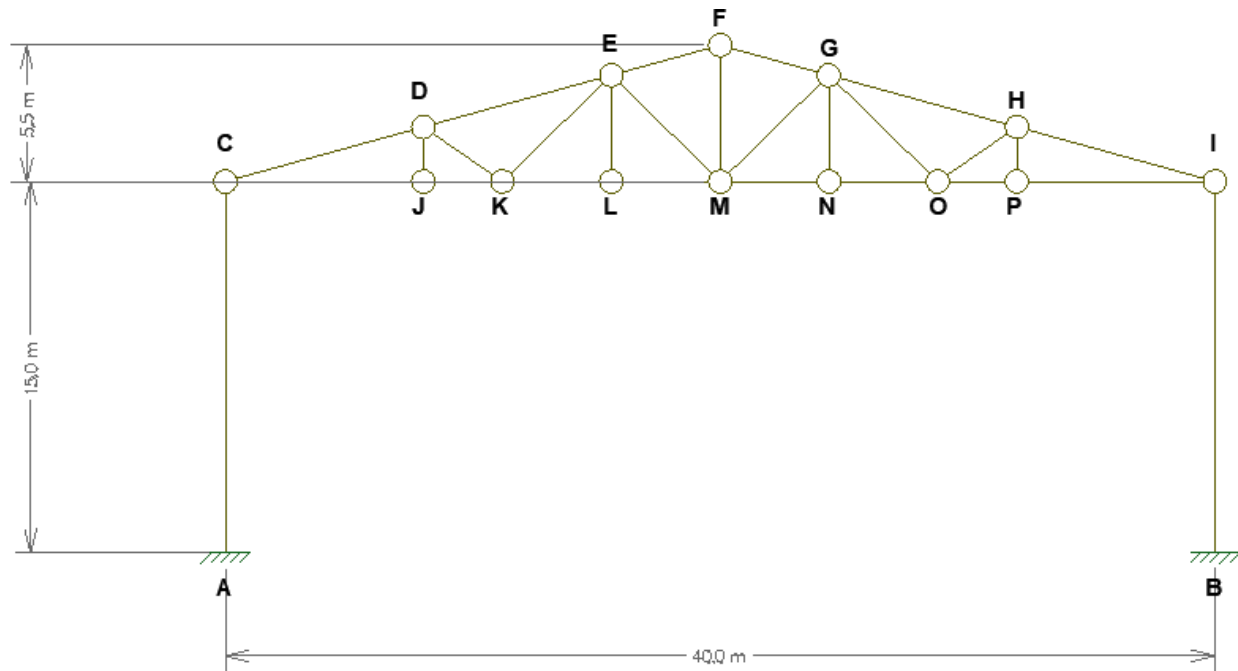
Consequentemente,

O perfil adoptado para o pilar é o **HEM360**, tendo verificado a segurança para todos os critérios

4.2.3.3. Dimensionamento das ligações

Por razões construtivas, assume-se que para barras simétricas as ligações serão dimensionadas para a situação mais desfavorável, isto é, para situação com maiores esforços solicitantes.

Figura 28 - Indicação dos nós onde serão realizadas ligações.



Fonte: Autor

➤ **Ligação soldada banzo inferior- Diagonal superior com (IPE550) – Nó F**

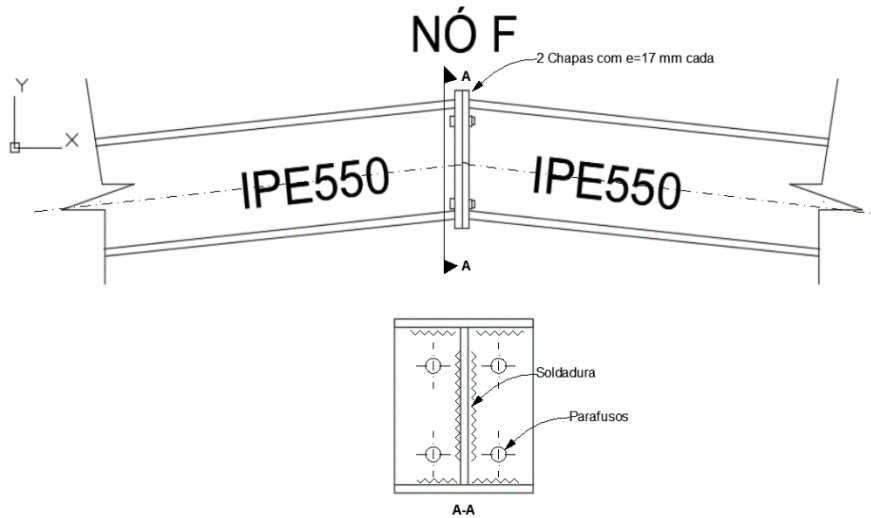
Considerando a espessura máxima das peças a ligar, cujo valor é de 17.1mm. Assim como os esforços seguintes, vem que:

$$N_{sd}=372 \text{ kN}$$

$$M_{sd}=24.15 \text{ kNm}$$

$$T_{sd}=21.3 \text{ KN}$$

Figura 29 - Esquema de ligação (Nó F).



Fonte: Robot

Banzo da viga ao pilar:

$$(1) \sigma_{sd,ref} = \frac{1}{0.77} * \left(\frac{N_{sd}}{\sum l a} + \frac{M_{sd}}{h_{11} I_{a1}} \right);$$

Alma Da viga ao pilar:

$$(2) \sigma_{sd,ref} = \frac{1}{0.90} * \sqrt{1.4 * \left(\frac{N_{sd}}{\sum l a} \right)^2 + 1.8 * \left(\frac{T_{sd}}{\sum l_2 a_2} \right)^2};$$

Assumindo que $a_1 = a_2$, Vem que:

Para $a_{min} \leq 0.7 * t_{min}$, segundo o R.E.A.E artigo 29, com $t_{min} = 11 \text{ mm}$ logo $a_{min} = a_1 = a_2 = 7.7 \text{ mm}$.

$\sum l a = 2 l_1 a_1 + 2 l_2 a_2 = 2 a_1 (l_1 + l_2)$, associando as equações acima num sistema temos o seguinte:

$$l_1 = 0.032 \text{ m} = 32 \text{ mm}$$

$$l_2 = 0.052 \text{ m} = 52 \text{ mm}$$

Segundo o REAE, artigo 29º (alínea d), para cordões de angulo: $l \geq 40 \text{ mm}$

Logo, Adopta-se $l_1 = 150 \text{ mm}$ e $l_2 = 400 \text{ mm}$

Verificação da segurança (Ligação soldada Banzo inferior- Diagonal superior)

Ligação entre o Banzo da Diagonal superior e a chapa

$$\sigma_{sd} = 193.6 \text{Mpa} < 235 \text{Mpa} (\text{verifica!})$$

Ligação entre a alma da asna a chapa

$$\sigma_{sd} = 1.57 \text{Mpa} < 235 \text{Mpa} (\text{verifica!})$$

➤ **Dimensionamento da ligação aparafusada entre as chapas**

$$\tau_{rd} = 188 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{rd} = 528.75 \text{Mpa}$$

Corte simples

$$\tau_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

$$\frac{T_{sd}}{n * A} \leq \tau_{rd}$$

$$\frac{21.3 * 10^{-3}}{n * \pi * \frac{D^2}{4}} \leq 188 \text{Mpa}$$

Esmagamento

$$\frac{T_{sd}}{n * e * D} \leq 528.75 \text{Mpa}$$

$$\frac{21.3 * 10^{-3}}{n * 17.1 * 10^{-3} * D} \leq 528.75 \text{Mpa}$$

Resolve-se o sistema de equações abaixo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{21.3 * 10^{-3}}{n * \pi * \frac{D^2}{4}} \leq 188 \text{Mpa} \\ \frac{21.2 * 10^{-3}}{n * 17.1 * 10^{-3} * D} \leq 528.75 \text{Mpa} \end{array} \right\}$$

$$n = 1$$

$$D = 61 \text{mm}$$

Verificação quanto ao esforço de tracção

$$\frac{N_{sd} + \frac{M_{sd}}{0.55/2}}{A} \leq \sigma_{rd} \rightarrow \frac{372 + \frac{24.15}{0.55/2}}{A} \leq \sigma_{rd} \rightarrow \frac{459.82 \text{KN}}{A} \leq \sigma_{rd}$$

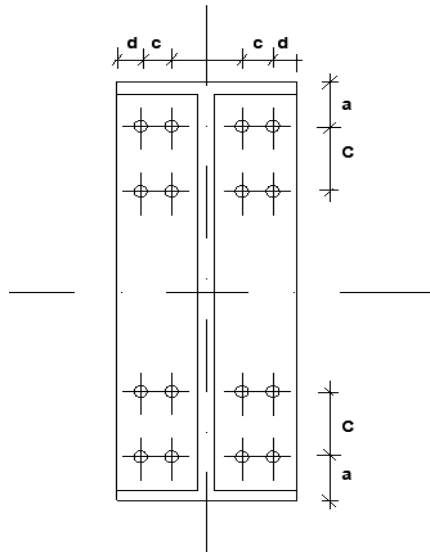
$$\frac{459.45 * 10^{-3}}{\pi * \frac{D^2}{4}} \leq \sigma_{rd}$$

Adopto 8 M36 Acima do centro de gravidade do perfil.

$$\frac{459.45 * 10^{-3}}{8 * \pi * \frac{0.036^2}{4}} \leq \sigma_{rd} \rightarrow 46.42 \text{Mpa} < \sigma_{rd} \text{ OK!!! (Verifica!)}$$

Solução da Ligação soldada de Nó F $\rightarrow n = 16$ e $D = 36 \text{ mm}$

Figura 30 - Esquema da disposição dos parafusos.



Fonte: Robot

Dimensões da chapa

$$2d \leq a \leq 3d$$

$$1.5d \leq b \leq 2.5d$$

$$3d \leq c \leq 10d (\text{ambiente moderadamente agressivo})$$

$$72 \leq a \leq 108$$

$$54 \leq b \leq 90$$

$$108 \leq c \leq 360 (\text{ambiente moderadamente agressivo})$$

Seja: $d=a$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2d + 3 * c = 210 \\ 3c + 2a = 550 \\ d = 72 \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} a = 72 \text{ mm} \\ c = 102 \text{ mm} \\ d = 72 \text{ mm} \end{array}$$

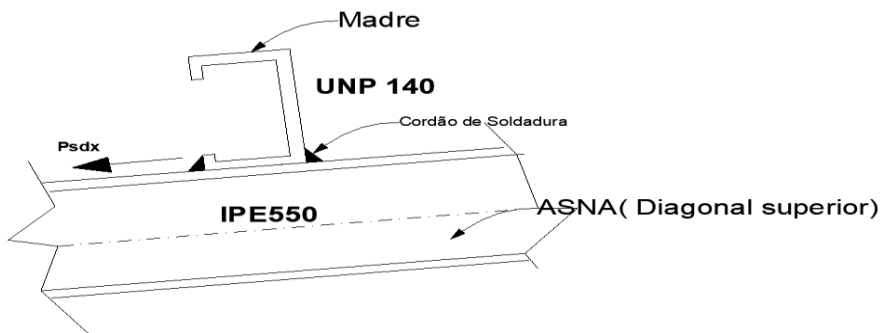
➤ **Ligação soldada entre as madres (UNP140) e as asnas (IPE550)**

Fe 360;

$$P_{sd} = 2.09 \text{ kN/m}$$

$P_{sd} = 2.09 * L_i$; onde L_i - Largura de influência, cujo valor é 5m, logo $P_{sd} = 10.45 \text{ kN}$

Figura 31 - Esquema da ligação soldada entre as madres e a asnas.



Fonte: Robot

Cálculo do comprimento e espessura do cordão

Espessura (e) para o perfil UNP140 é de 9 mm, por outro lado, o perfil IPE550 tem 17.1mm.

Contudo, a espessura mínima (e_{min}) é igual a 9 mm relativamente a outra.

Cordão frontal

$$\sigma_{sd, ref} = \frac{F_{sd}}{0.77 * l_a}$$

Condicionantes

$a_{min} \geq 0.7 * t_{min}$; sendo $t_{min} = 9 \text{ mm}$ logo $a_{min} \geq 6.3 \text{ mm}$, onde a -espessura do cordão;

$L \geq 40 \text{ mm}$, onde L -comprimento do cordão.

Alguns parâmetros adicionais a considerar são, $F_{sd} = 10.45 \text{ Kn}$, $\sigma_{rd} = 235 \text{ Mpa}$, a seguir faz a estimativa do valor de L :

$\sigma_{sd,ref} = \frac{10.45 \cdot 10^3}{0.77 \cdot l \cdot 6.3 \cdot 10^{-3}} = 235 \cdot 10^6$, donde resulta que $l=9.17\text{mm} < 40\text{mm}$ não verifica, segundo REAE artigo 29º alínea d).

Assumindo o comprimento mínimo admissível, vem que:

$L=40\text{mm}$,

$$\sigma_{sd,ref} \leq \sigma_{rd}$$

$$\sigma_{sd,ref} = \frac{10.45 \cdot 10^3}{0.77 \cdot 40 \cdot 10^{-3} \cdot 6.3 \cdot 10^{-3}} \leq 235 \cdot 10^6$$

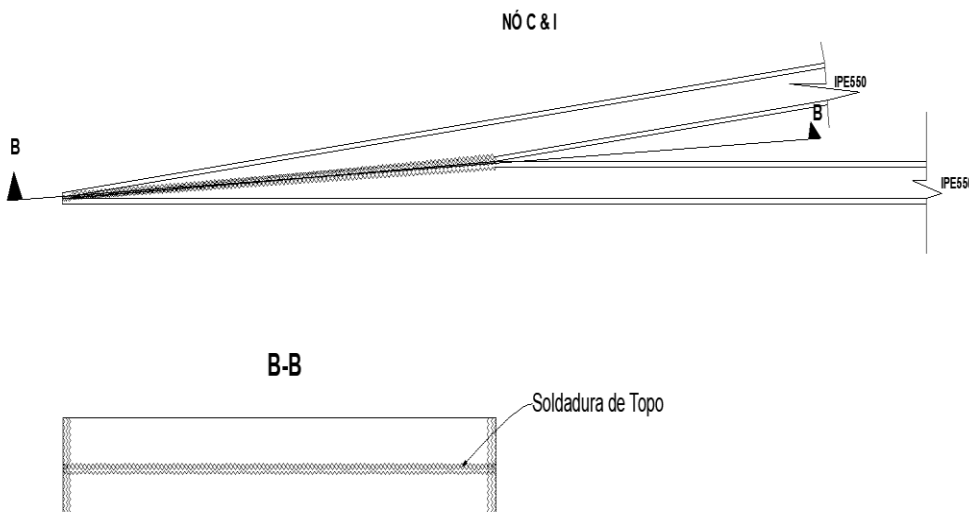
$$53.85\text{Mpa} < 235\text{Mpa}, \text{ verifica!}$$

➤ **Ligação soldada entre o banzo inferior (IPE550) e a diagonal de superior (IPE550)**

Nota introdutória

O dimensionamento efectuado para o nó C é aplicável ao nó I, visto que se considerou a situação mais desfavorável em ambos.

Figura 32 - Esquema da ligação soldada entre o banzo inferior e a diagonal superior.



Fonte: Robot

Segundo o R.E.A.E artigo 28º

No caso de os cordões de topo terem a mesma espessura, será essa a espessura do cordão, no caso de terem espessuras diferentes considera-se a menor espessura. Deste modo, a espessura a considerar para a ligação em análise é de 11.1 mm para o banzo e 17.2 mm para a alma.

Verificação da segurança da ligação entre o banzo inferior e a diagonal superior

Segundo o R.E.A.E artigo 60º

- a) **No caso** dos cordões de topo, não é necessário comprovar por cálculo a sua segurança desde que sejam satisfeitas na execução as condições nos artigos 29º, 30º, 31º.

➤ **Dimensionamento da ligação entre a asna e o pilar**

A ligação destes elementos será feita do seguinte modo:

- Será soldada uma chapa rigidificadora junto à asna, e de seguida, a chapa será aparafusada ao pilar.

Adopção das dimensões iniciais para a chapa

A chapa terá a altura e largura iguais as dimensões do perfil IPE 500, ou seja:

$$h=500\text{mm}$$

$$b=200\text{mm}$$

$$e=16\text{mm}$$

Dimensionamento da ligação aparafusada entre a chapa e o pilar

É de salientar que os esforços abaixo considerados são resultado de combinações que foram realizadas de forma a obter os esforços mais desfavoráveis.

$$N_{sd} = 372 \text{ kN}$$

$$T_{sd} = 38.7\text{kN} + \frac{M_{sd}}{h_{pilar}} = 38.70\text{kN} + \frac{24.15}{15} = 40.31\text{kN}$$

Observação: O valor do esforço transversal foi incrementado considerando a contribuição do momento flector na tracção do parafuso. Outra consideração esta relacionada com a terminologia usada nos esforços acima, sendo o N_{sd} esforço de corte e T_{sd} esforço de tracção sobre o parafuso, e respectivamente, esforço de tracção e de corte do pilar. Deste modo as equações estão modificadas por forma a respeitar a terminologia e a acção dos esforços sobre o parafuso.

Tabela 11 - Valores de cálculo das tensões resistentes em ligações aparafusadas correntes (MPa).

Tipo de aço	Corte	Tracção	Esmagamento
	$0,7.f_{yd}$	$0,8.f_{yd}$	$2,25.f_{yd}$
Fe 360	164,5	188	528,75
Fe 430	192,5	220	618,75
Fe 510	234,5	284	798,75

Fonte: RSA

1º: Características geométricas e verificações necessárias

- i. Área do parafuso: $A_p = \frac{\pi d^2}{4}$
- ii. Área total: $A = nA_p$, onde: n- número de parafusos
- iii. Resistência ao corte: $\tau_{sd} = \frac{T}{n.A_p} \leq \tau_{Rd}$
- iv. Resistência ao esmagamento: $\sigma_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{d.e} = \frac{T_{sd}}{n.d.e} \leq \sigma_{Rd}$

2º: Determinação do diâmetro dos parafusos

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{Rd} = \frac{T_{sd}}{n \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}} \\ \sigma_{Rd} = \frac{T_{sd}}{n \cdot d \cdot e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_{Rd} = \frac{T_{sd}}{n \cdot \frac{\pi \cdot d_1^2}{4}} \\ n = \frac{T_{sd}}{\sigma_{Rd} \cdot d_1 \cdot e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \tau_{Rd} = \frac{\sigma_{Rd} \cdot e}{\pi \cdot d_1} \\ d_1 = \frac{\sigma_{Rd} \cdot e}{\pi \cdot \tau_{Rd}} \end{array} \right.$$

$$d_1 = \frac{528.75 \times 16}{\pi \times 164.5} = 16.37 \text{ mm} \Rightarrow \text{Parafusos M20 } (d_1 = 16.933 \text{ mm}; d = 20 \text{ mm})$$

$$A_p = \frac{\pi \cdot d_1^2}{4} = \frac{\pi \cdot (16.933)^2}{4} = 2.25 \text{ cm}^2$$

e- é a menor espessura entre os elementos a ligar.

3º: Determinação do número de parafusos

i. Resistência ao corte

$$\tau_{sd} = \frac{T_{sd}}{n \cdot A_p} \leq \tau_{Rd}$$

$$n = \frac{40.31 \times 10^{-3}}{2.25 \times 10^{-4} \times 164.5} = 1.089 \cong 2$$

ii. Resistência ao esmagamento

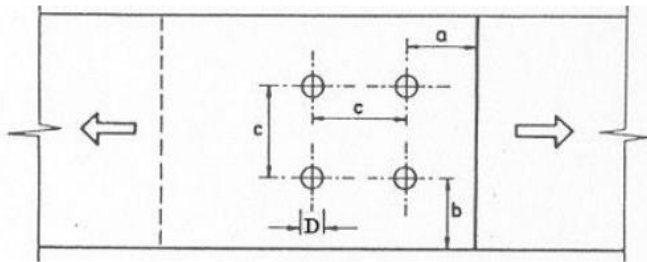
$$\sigma_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{d \cdot e} = \frac{T_{sd}}{n \cdot d \cdot e} \Rightarrow n = \frac{T_{sd}}{d \cdot e \cdot \sigma_{Rd}^{esm}} = \frac{40.31 \times 10^{-3}}{2 \times 10^{-2} \times 16 \times 10^{-3} \times 528.75} = 0.24$$

Solução:

$n = 2$ parafusos M20 com $d_1 = 16.933$ mm. Porém, serão utilizados 4 parafusos para tomar em conta as questões relativas às facilidades de execução, simetria e estética da ligação.

4º Disposição dos parafusos

Figura 33 - Posicionamento dos parafusos no processo de ligação segundo o REAE.



Fonte: RSA

i. $2d \leq a \leq 3d$

$$2 \times 20 \leq a \leq 3 \times 20$$

Adopto $a=60$ mm

ii. $1.5d \leq b \leq 2.5d$

$$1.5 \times 20 \leq b \leq 2.5 \times 20$$

Adopto $b=50$ mm

iii. $3d \leq c \leq 10d$

$$3 \times 20 \leq c \leq 10 \times 20$$

Adopto $c=200$ mm

Em que:

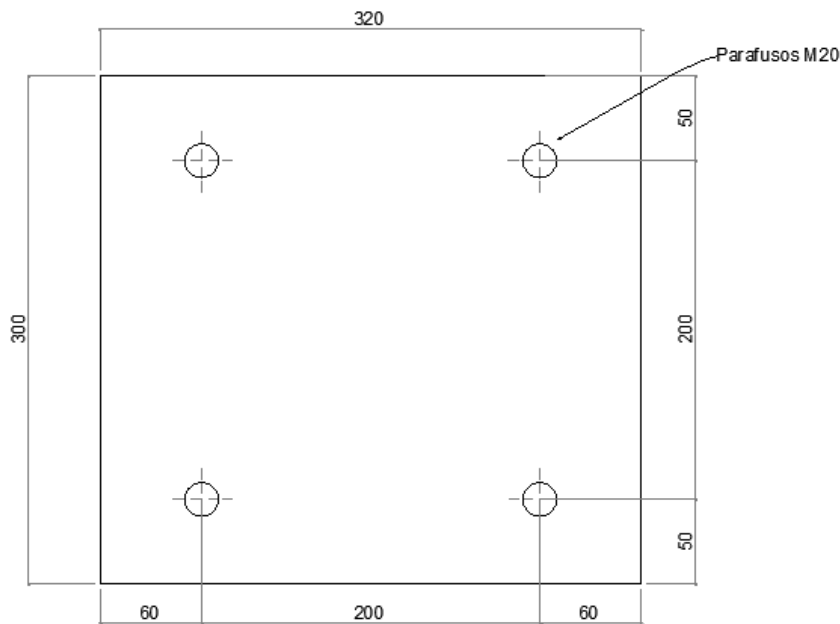
d - diâmetro dos furos;

a - distância do eixo do parafuso ao bordo mais próximo, na direcção do esforço que solicita a ligação;

b - distância do eixo do parafuso ao bordo mais próximo, na direcção normal à do esforço que solicita a ligação;

c - Menor distância entre os eixos dos parafusos.

Figura 34 - Disposição dos parafusos na ligação chapa-Pilar.



Fonte: Autor

5º Verificação da estabilidade da ligação

i. Verificação da resistência da chapa

$$\frac{0.8F_{sd}}{a.e} \leq f_{yd} \Rightarrow \frac{0.8F_{sd}}{n.a.e} = \frac{0.8 \times 40.31 \times 10^{-3}}{4 \times 3.2 \times 10^{-3} \times 16 \times 10^{-3}} = 157.46 \text{ Mpa} < 235 \text{ Mpa (Verifica!)}$$

ii. Verificação da resistência ao corte

$$\sigma_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{A} = \frac{T_{sd}}{n.A_p} = \frac{40.31 \times 10^{-3}}{4 \times 2.25 \times 10^{-4}} = 44.79 \text{ Mpa} < \tau_{Rd} = 164.5 \text{ Mpa (Verifica!)}$$

iii. Verificação da resistência ao esmagamento

$$\sigma_{sd}^{esm} = \frac{T_{sd}}{d.e} = \frac{T_{sd}}{n.d.e} = \frac{40.31 \times 10^{-3}}{4 \times 2 \times 10^{-2} \times 16 \times 10^{-3}} = 31.49 \text{ Mpa}$$

$$< 528.75 \text{ Mpa (Verifica!)}$$

NB: Em anexo se encontra a ligação pormenorizada entre o pilar e a asna.

➤ **Dimensionamento da ligação entre a asna e a chapa**

Dados do perfil IPE550

$$e_{banzo} = 17.2 \text{ mm}$$

$$e_{alma} = 11.1 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

$$b = 210 \text{ mm}$$

De acordo com o artigo 26º- Verificações das condições para a ligação soldada

$$e_{max} = 17.2 \text{ mm} < 30 \text{ mm (OK!)}$$

A soldadura será feita a base de cordões de ângulo e da condição do artigo 29º, tem-se:

$$a) \quad a \leq 0.7 t_{min} = 0.7 \times 16 = 11.2 \text{ mm}$$

$$a = 11.2 \text{ mm} \geq 3 \text{ mm (Ok!)}$$

Considerando apenas cordões laterais, temos:

$$\sum la = 2.l.a$$

Cordões laterais [fig.25,b], REAE:

$$\sigma_{sd,ref} = \frac{F_{sd}}{0.67 \sum la} = \frac{F_{sd}}{0.67 \times 2 \times l \times a} \leq f_{yd}$$

$$l = \frac{F_{sd}}{1.34 \times a \times f_{yd}} = \frac{40.31 \times 10^{-3}}{1.34 \times 11.2 \times 10^{-3} \times 235}$$

$$l = 0.0114 = 1.14 \text{ cm}$$

Considerando a existência de caracteres de extremidade, temos:

$$l = l_t - 2a$$

$$l_t = 1.14 + 2 \times 1.12 = 3.38 \text{ cm} \cong 4 \text{ cm}$$

4.2.3.4. Dimensionamento dos montantes e diagonais que constituem a asna

➤ Montantes

Barra D-J, E-L, G-N, H-P

O dimensionamento das barras acima mencionados, serão dimensionadas considerando o caso mais desfavorável, tendo como $N_{sd}=1.5 \times 104.2=156.3 \text{ kN}$.

Cantoneira de abas iguais LNP

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \leq \sigma_{rd}$$

$$A \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{rd}} \rightarrow A \geq \frac{156.3}{235 \times 10^3} \rightarrow A \geq 6.64 \text{ cm}^2$$

$$LNP 60 \times 6 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} W_x = 5.29 \text{ cm}^3 \\ A = 6.91 \text{ cm}^2 \\ \text{peso} = 5.42 \text{ Kg/m} \end{array} \right\}$$

➤ Diagonais

Barra K-E, K-D, E-M, M-G, G-O, O-H

O dimensionamento das barras acima mencionados, serão dimensionadas considerando o caso mais desfavorável, tendo como $N_{sd}=1.5 \times 74.6=111.9 \text{ kN}$.

$$\sigma_{sd} = \frac{N_{sd}}{A} \leq \sigma_{rd}$$

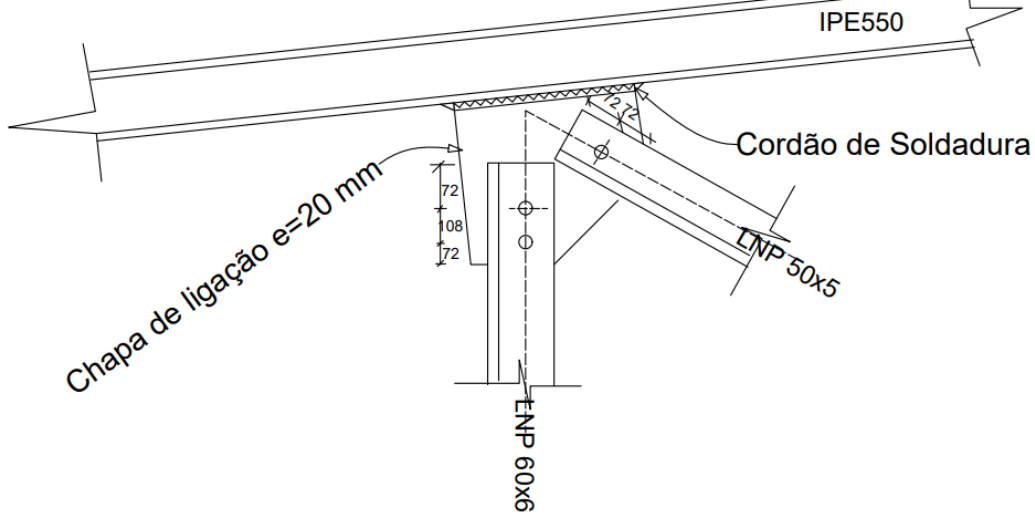
$$A \geq \frac{N_{sd}}{\sigma_{rd}} \rightarrow A \geq \frac{111.9}{235 \times 10^3} \rightarrow A \geq 4.76 \text{ cm}^2$$

$$LNP 50 \times 5 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} W_x = 3.05 \text{ cm}^3 \\ A = 4.80 \text{ cm}^2 \\ \text{peso} = 3.77 \text{ Kg/m} \end{array} \right\}$$

➤ Dimensionamento da ligação do nó D

Figura 35 - Esquema da ligação aparafusada do nó D

Pormenor de Ligação do Nó D



Fonte: Robot

Tensões resistentes para Fe360

$$\tau_{rd} = 188 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{rd} = 528.75 \text{ Mpa}$$

Para Barra D-J (Montante)

Corte simples

$$\tau_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

$$\frac{T_{sd}}{n * A} \leq \tau_{rd}$$

$$\frac{1.5 * 25.8 * 10^{-3}}{n * \pi * \frac{D^2}{4}} \leq 188 \text{ Mpa}$$

Esmagamento

$$\frac{T_{sd}}{n * e * D} \leq 528.75 \text{ Mpa}$$

$$\frac{1.5 * 25.8 * 10^{-3}}{n * 6 * 10^{-3} * D} \leq 528.75 \text{ Mpa}$$

Resolve-se o sistema de equações abaixo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{38.7 * 10^{-3}}{n * \pi * \frac{D^2}{4}} \leq 188 \text{Mpa} \\ \frac{38.7 * 10^{-3}}{n * 6 * 10^{-3} * D} \leq 528.75 \text{Mpa} \end{array} \right\}$$

Logo,

$$n = 1$$

$$D = 21.486 \text{ mm}$$

Adopto parafuso M22

Para Barra D-K (Diagonal)

Corte simples

$$\tau_{sd} \leq \sigma_{rd}$$

$$\frac{T_{sd}}{n * A} \leq \tau_{rd}$$

$$\frac{38.7 * 10^{-3}}{n * \pi * \frac{D^2}{4}} \leq 188 \text{Mpa}$$

Esmagamento

$$\frac{T_{sd}}{n * e * D} \leq 528.75 \text{Mpa}$$

$$\frac{38.7 * 10^{-3}}{n * 5 * 10^{-3} * D} \leq 528.75 \text{Mpa}$$

Resolve-se o sistema de equações abaixo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{38.7 * 10^{-3}}{n * \pi * \frac{D^2}{4}} \leq 188 \text{Mpa} \\ \frac{38.7 * 10^{-3}}{n * 5 * 10^{-3} * D} \leq 528.75 \text{Mpa} \end{array} \right\}$$

Logo,

$$n = 1$$

$$D = 18 \text{ mm}$$

Adopto parafuso M20

Dimensões da chapa

$$2d \leq a \leq 3d$$

Cálculo da espessura da base

$\sigma_c = 0.35f_{ck}$ – Tensão admissível a compressão do Betão

$\sigma_s = 0.33f_u$ - Tensão admissível tracção do aço;

$\sigma_s = 0.4f_y$ - Tensão admissível de corte de aço.

Dados do perfil HEM360

$$d = 395mm$$

$$b = 308mm$$

$$t_w = 21mm$$

Adopção de dimensões para a chapa.

$$B = b + 10 = 30.8 + 10 = 40.8cm \approx 41cm$$

$$L = h + 10 = 39.5 + 10 = 49,5 \approx 65 cm$$

Logo, determinação da espessura t da base:

$$m = n = 5cm = 50 mm$$

$$M = \frac{f_c * m^2}{2}$$

$$w = \frac{t^2}{6}$$

Da substituição, na equação de tensão de tracção, tem-se:

$$\sigma_s = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{186.3 \times 10^3}{0.41 \times 0.65} \pm \frac{975.15 \times 10^3}{\frac{0.41 \times 0.65^3}{12} \times \frac{2}{0.65}} =$$

$$\sigma_{s+} = 34,47 MPa \quad e \quad \sigma_{s-} = -33,07 MPa$$

$$\sigma_{s+} = 34,47 MPa < 0.35 \times 235 = 82.25 MPa OK!$$

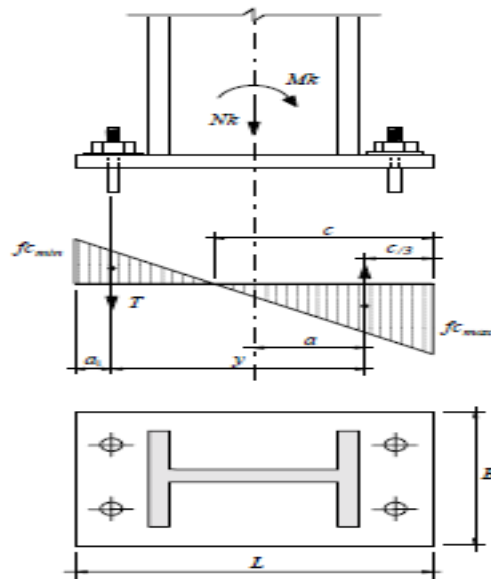
Cálculo da excentricidade

$$c = \frac{\sigma_{s+} \times L}{\sigma_{s+} + \sigma_{s-}} = 16mm$$

$$a = \frac{650}{2} - \frac{16}{3} = 31.97 \text{ cm}$$

$$y = L - a_1 - \frac{c}{3} = 65 - 5 - \frac{1.6}{3} = 59.5 \text{ cm}$$

Figura 37 - Parâmetros para o cálculo de bases de coluna engastada.



Fonte: Tabelas técnicas

Para Tracção

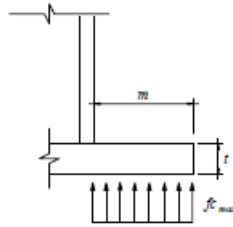
$$0.33f_u * t^2 = 3 * f_c * m^2$$

$$t = m \sqrt{\frac{f_e}{f_u} * \frac{3}{0.33}} = 3m \sqrt{\frac{f_e}{f_u}}$$

$$t \geq 3 * 10 * \sqrt{\frac{f_c}{f_u}}, \text{ onde } f_c = 25 \text{ MPa e } f_u = 235 \text{ MPa}$$

$$t \geq 4.9 \text{ cm}$$

Figura 38 - Representação de tensões na base.



Fonte: RSA

Para Corte

$$0.4f_y t^2 = 3f_c m^2$$

$$t = m \sqrt{\frac{f_c}{f_y} * \frac{3}{0.4}}$$

$$t \geq 4.5 \text{ cm}$$

Observação: A espessura adoptada para a placa de base é : $t = 5 \text{ cm}$

➤ **Dimensionamento dos chumbadores**

Os chumbadores estarão sujeitos a esforços axiais e de corte, para uso de base encastradas serão usados 4 chumbadores , um em cada canto da base.

Tensão de tracção

$$\sigma_{t_1} = \frac{T_1}{A_1}$$

Onde:

σ_{t_1} - Tensão de tracção de um chumbador

T_1 - Carga axial de tracção em um chumbador:

$$T_1 = \frac{T}{n}$$

$$n=4$$

$$T_1 = \frac{99.4}{4} = 24.85 \text{ kN}$$

E

Tensão de corte

$$\sigma_{c_1} = \frac{N_1}{A_1}$$

Onde a força cortante do chumbador é:

$$N_1 = \frac{N}{n} = \frac{124.2}{4} = 31.05 \text{ kN}$$

Então o esforço combinado será:

$$\sigma_1 = \sqrt{\sigma_{t_1}^2 + \sigma_{c_1}^2}$$

Onde:

$$\sigma_1 \leq \sigma_s \text{ e } \sigma_s = 0,33f_u$$

$$\sigma_1 = 0,33 \times 235 = 77.88 \text{ MPa}$$

Logo,

$$\sigma_1 = \sqrt{\left(\frac{T_1}{A_1}\right)^2 + \left(\frac{N_1}{A_1}\right)^2}$$

$$A_1 \geq \frac{\sqrt{\frac{24.85^2 + 31.05^2}{2}}}{\sigma_1}$$

$$A_1 \geq \frac{\sqrt{\frac{24.85^2 + 31.05^2}{2}}}{77.88 \times 10^3}$$

$$A_1 \geq 3.61 \text{ cm}^2$$

Segundo o REBAP serão usados 4 pernos de $\varnothing 25$.

Para os esforços solicitantes será usado um comprimento de ancoragem dos pernos será de 300mm.

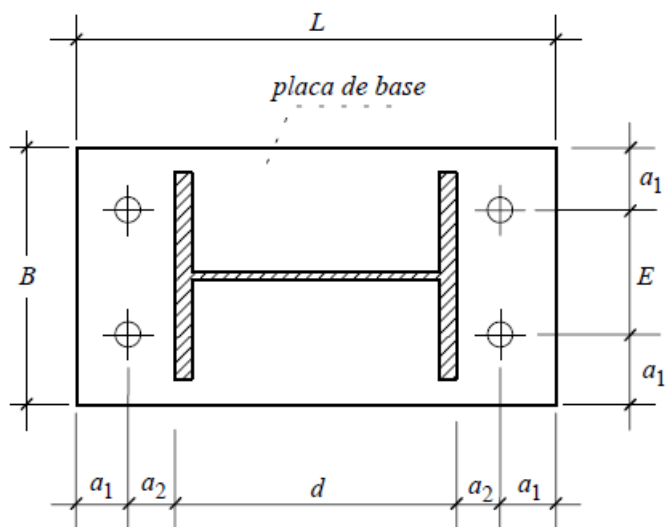
Dimensões mínimas para a base de colunas

Verificação das dimensões mínimas

$$a_1 = a_2 = 25 \text{ mm}$$

$$E = 135 \text{ mm}$$

Figura 39 - Disposição construtiva da base



Fonte: RSA

CAPÍTULO 5

5. ANÁLISE DE DADOS

Este trabalho apresentou as diferentes fases de um projecto de estruturas de hangares no Aeroporto internacional da Beira, desde a sua concepção inicial até à fase final de dimensionamento.

Fez-se a passagem por todas as fases de projecto e dimensionamento. Nessas fases incluem-se a interpretação dos elementos arquitectónicos fornecidos, a definição do sistema estrutural, o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, a modelação da estrutura, o dimensionamento de todos os elementos resistentes e a sua pormenorização. A pormenorização é feita em simultâneo com os cálculos de dimensionamento de maneira a não serem projectados elementos não exequíveis na prática.

Na verificação aos estados limites últimos e estados limites de serviço dos vários elementos estruturais, foram aplicados os critérios gerais de dimensionamento da regulamentação em vigor em Moçambique (REAE e RSA). Neste dimensionamento, a combinação de acções mais desfavorável foi devido à actuação simultânea do peso próprio e do vento (sucção na cobertura). Para o efeito, e uma vez que os programas de cálculo automático têm uma relevância cada vez mais significativa na realidade de projecto de estruturas metálicas, foi utilizado o software *fTool* de forma a obter os esforços para os vários casos de actuação das cargas.

No dimensionamento dos elementos da cobertura, a não verificação à flecha de alguns elementos tais como madres, resultou no uso de perfis com secções maiores.

No dimensionamento dos pilares, além dos esforços de primeira ordem foi necessário considerar os esforços de segunda ordem devido à encurvadura dos pilares, dado que os mesmos são elementos esbeltos

No que se refere às ligações uniformizou-se os parafusos a utilizar, para facilitar a montagem dos mesmos e armazenamento, sem ter que dividi-los por diâmetro. Optou-se por ligações aparafusadas, porque são as de maior facilidade de execução e permitem troca de perfis caso assim se deseje no futuro. Nas ligações entre os pilares e os elementos de fundação recorreu-se aos

chumbadores dado que os mesmos podem suportar cargas mais elevadas e também permitem fixar elementos metálicos no betão.

Validando à hipótese $H(0)$ '*Pode-se dimensionar uma estrutura metálica de um hangar, resiliente a intempéries climáticas*', sim é possível dimensionar uma estrutura metálica de um hangar, resiliente a intempéries climáticas, conforme apresentam os cálculos.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÃO

As construções metálicas têm tido uma ampla evolução na actualidade oferecendo diversas soluções na Engenharia civil, comparativamente as soluções disponibilizadas por estruturas ou elementos em betão, as estruturas metálicas dispõem de soluções sustentáveis de menores custos e prazos para sua execução. Foi pensando nessas soluções sustentáveis disponíveis nas estruturas metálicas que se centrou o dimensionamento da estrutura metálica em estudo.

As acções do vento foram fundamentais para o dimensionamento deste tipo de estrutura, sendo este estudo fundamental para o dimensionamento, foram feitas análises da sua influência no dimensionamento dos elementos da cobertura e pilares.

Para as madres utilizou-se o mesmo perfil, para garantir uniformização do projecto e facilitação da aquisição do perfil e gerência, tal simplificação também foi adoptada para os pilares.

Referir que a estrutura estudada possui um potencial de melhoria em termos de concepção e constituição.

- Tendo em conta o que foi realizado neste trabalho, julgo que os objectivos definidos foram alcançados, uma vez que:
- Foi conseguida a aplicação dos conhecimentos adquiridos;
- Sempre que possível, foi feita a aplicação dos Regulamentos e tabelas técnicas;
- As Folhas de cálculo desenvolvidas com base nas expressões preconizadas nas normas confirmaram os resultados obtidos através do *software* de cálculo escolhido.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fontes Secundárias

a) Livros

Albuquerque, A. T.; Pinheiro, Libânio Miranda. (2002). *Viabilidade económica de alternativas estruturais de concreto armado para edifícios*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n. 19, p. 1-19.

Fonseca, A. C., & Pinheiro, B. (2005). *Estruturas Metálicas: Cálculos, Detalhes, Exercícios e Projectos*. Edgard Blucher.

Gil, A. (2014) *Métodos e Técnicas de Pesquisa Social*, 6ª Ed, Editora Atlas: São Paulo

Lakatos E. M. & M. de A. Marconi (2011), *Metodologia do Trabalho Científico*, 6ªEd, Editora Atlas: São Paulo.

Lundin, I. (2016) *Metodologia de Pesquisa em Ciências Sociais*. Escolar Editora: Maputo, Moçambique.

Pfeil, W., & Pfeil, M. (2009). *Estruturas de Aço*. Rio de Janeiro: Grupo Editorial Nacional.

Popper, K. (1935/1959), *The logic of scientific Discovery*, (translation of logic der forschung 1935). Hutchinson: London; (1961) science Ed.: NEW YORK.

Reis, A. J. (1977). *Instabilidade em Elementos de Construção Metálica*, IST, Lisboa,

b) Portais ou Páginas da Internet

Nogueira. (s.d.). *chapa galvanizada liSA*. Obtido de Master Ferro: <https://www.masterferro.pt/pt/catalogo/go/chapa-galvanizada-lisa>

Preto, R. (s.d.). *Produtos Siderúrgicos*. Obtido de Aço novo: <https://aconovo.com.br/acos-descricao-tecnica-e-aplicacoes/>

Signer, S. (1996). *Engenharia Civil: Projeto Estrutural*. Obtido de Oficina de textos: <https://www.ofitexto.com.br/comunitexto/engenharia-civil-projeto-estrutural/>

c) Artigos de Revista Científica

Ferraz, H. (2003). *O Aço na Construção Civil. Revista Eletrônica de Ciências, Arquitetura e Urbanismo*, São Carlos: Universidade de São Paulo, n. 22. 16 p.

IPCC. (2007). *Mudança do Clima: A Base das Ciências Física - Contribuição do I grupo ao Quarto Relatório de Avaliação do Painel Intergovernamental sobre Mudança do Clima*. Paris;

MICOA. (2012). *Estratégia Nacional de Mudanças Climáticas 2013 – 2025*. Maputo.

Reis, A. J.; *Estabilidade de Estruturas; Curso de Mestrado em Engenharia de Estruturas*;

Sales, U. C.; Souza, H. A.; Neves, F. A. (2001). *Mapeamento de problemas na construção industrializada em aço*. Ouro preto, Rem: Revista Escola de Minas, v. 54, n. 4, p. 303-309.

d) Regulamentos

REAE – *Regulamento de Estruturas de Aço e Edificações*;

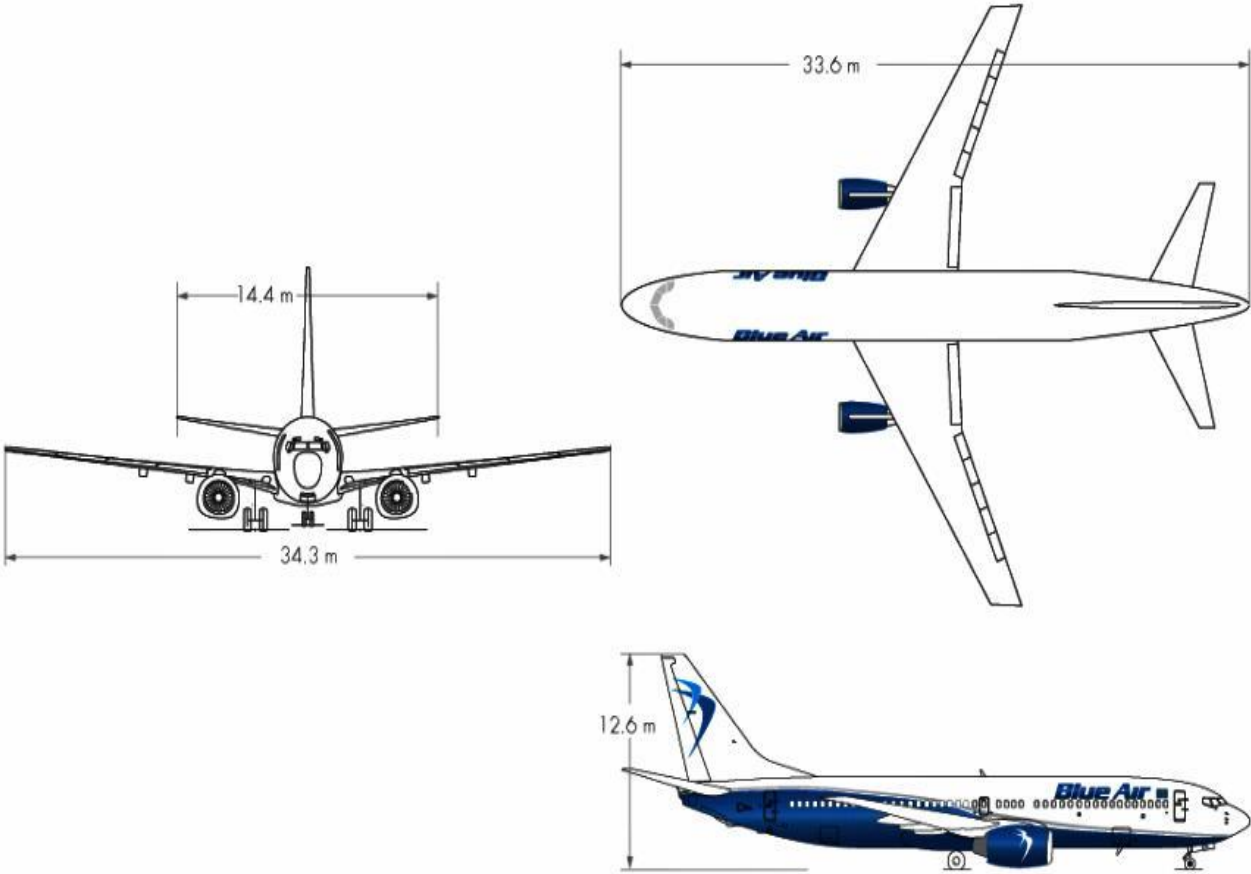
RGEU - *Regulamento Geral de Edificações Urbanas*;

RSA – *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*.

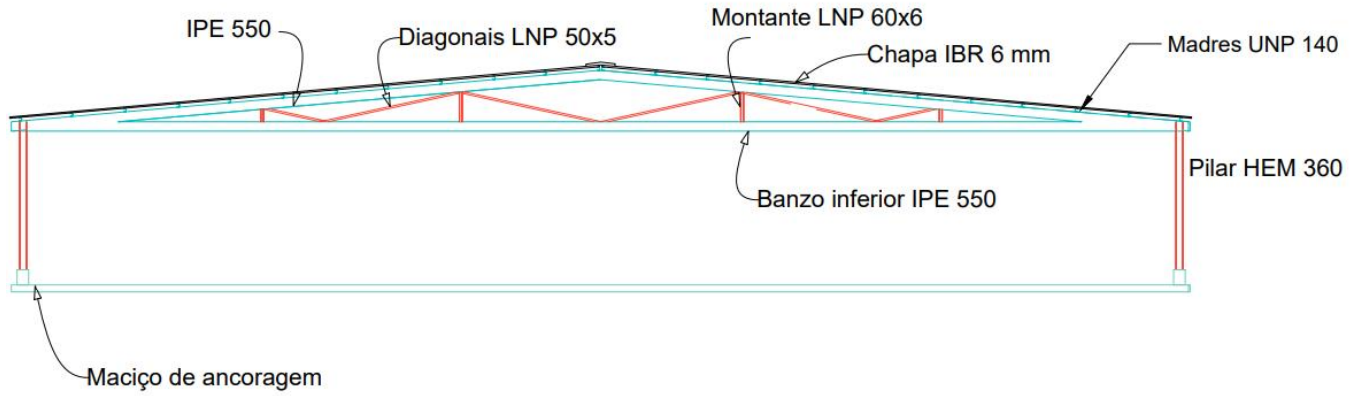
Tabelas Técnicas de engenharia civil versão 2007 e 1996;

ANEXOS

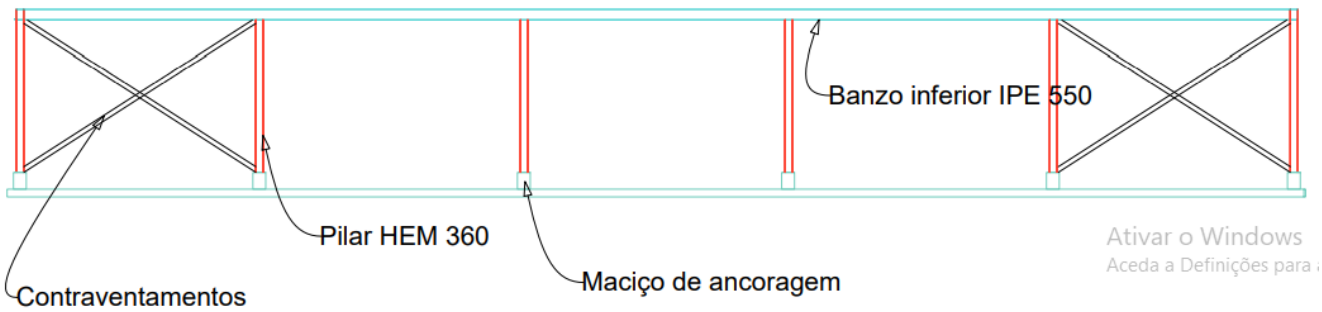
BOEING 737-700



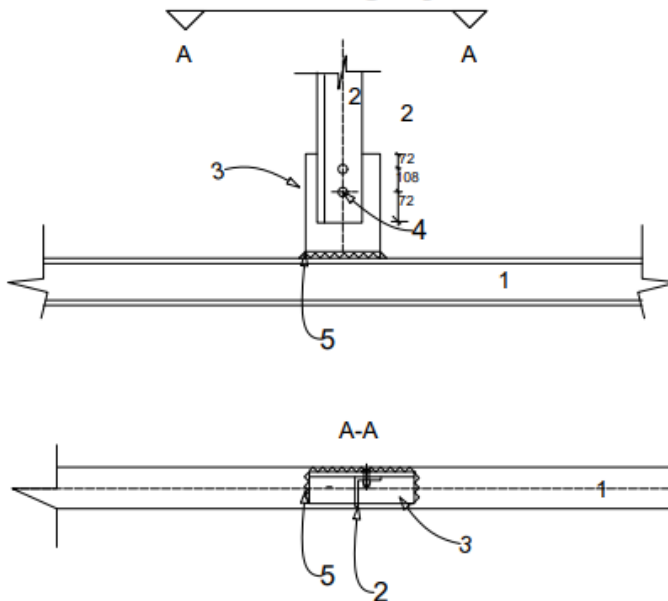
Secção Transversal



Secção Longitudinal



Pormenor de Ligação do Nó J, L, N & P



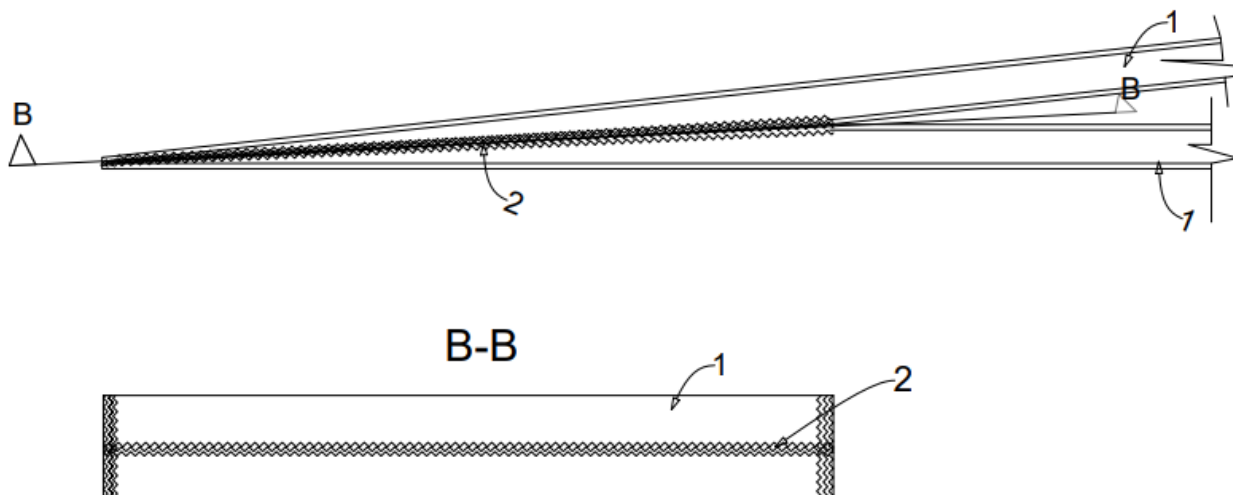
LEGENDA

- 1- Perfil IPE 550
- 2- Perfil LNP60x6
- 3- Chapa de Ligação
- 4- 2 Parafusos M20
- 5- Cordão de Soldadura

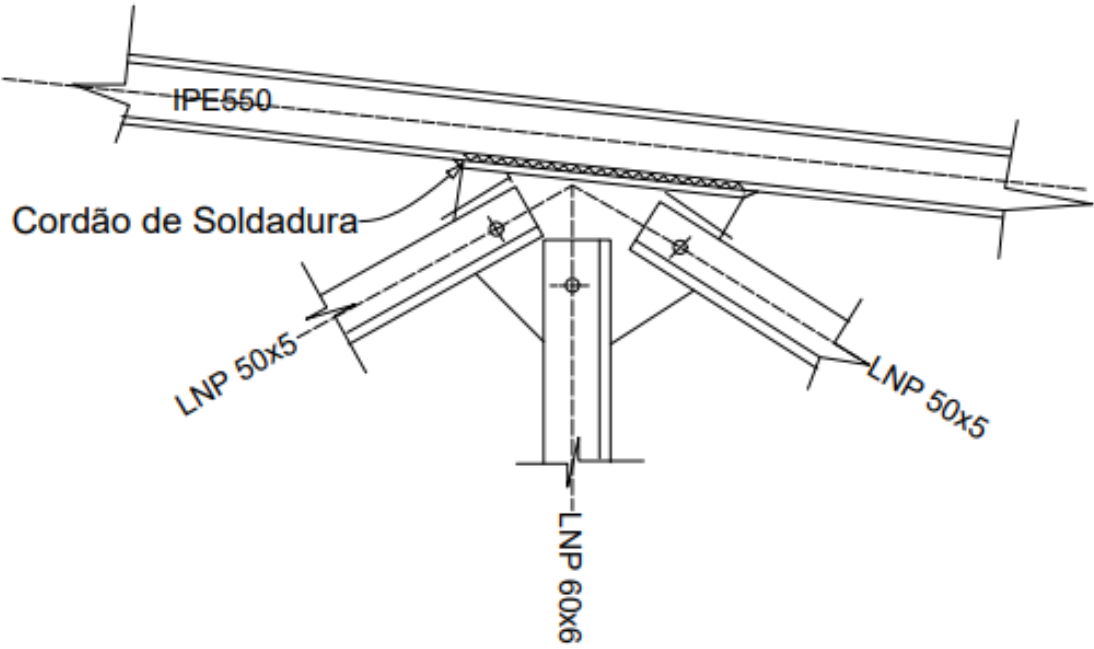
Pormenor de Ligação do Nó C

LEGENDA

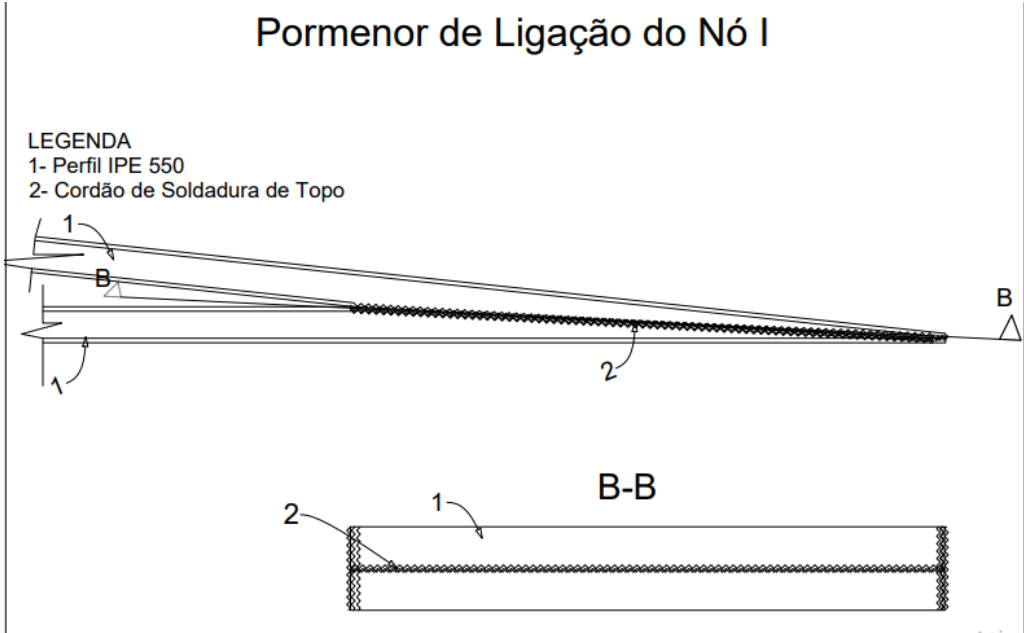
- 1- Perfil IPE 550
- 2- Cordão de Soldadura de Topo



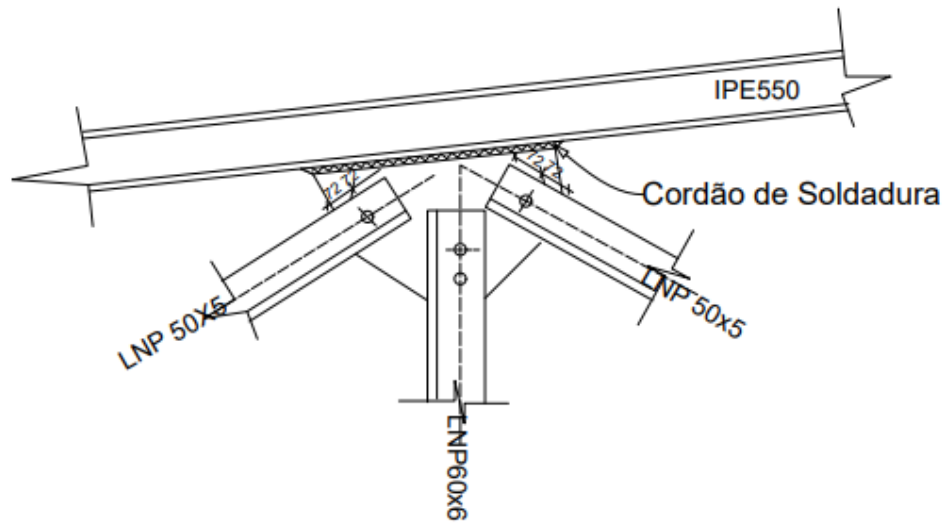
Pormenor de Ligação do Nó G



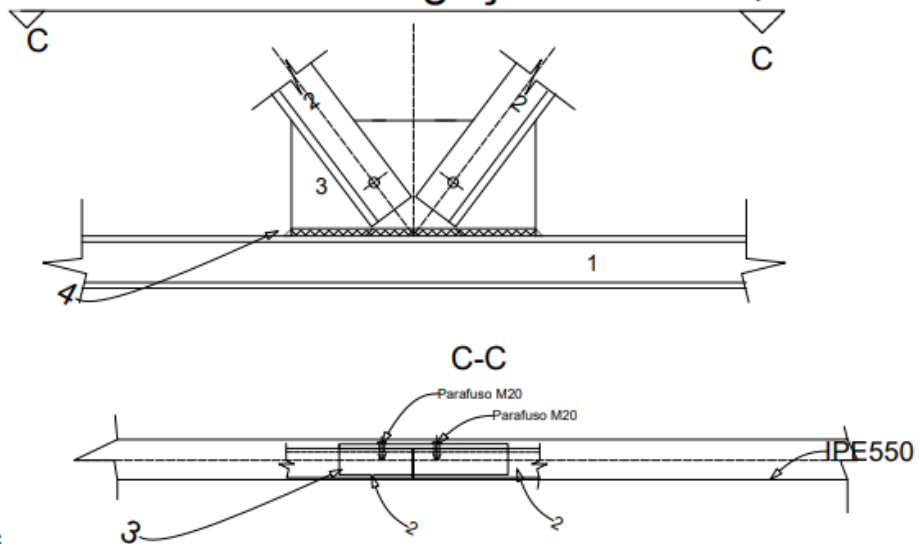
Pormenor de Ligação do Nó I



Pormenor de Ligação do Nó E



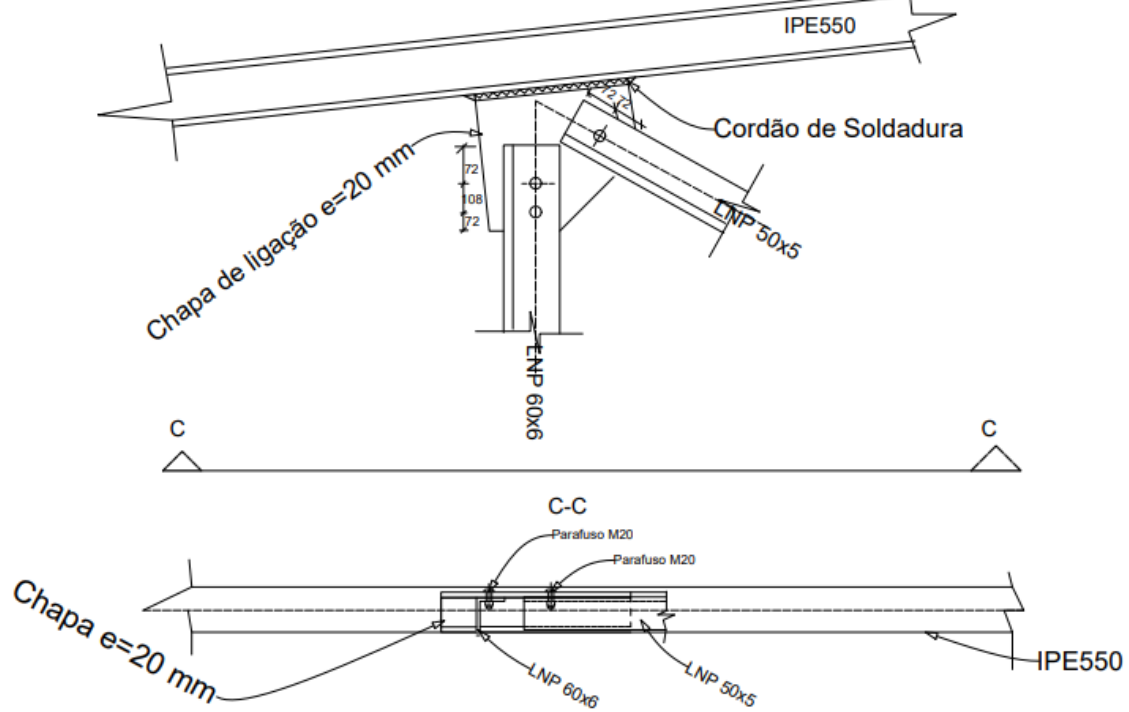
Pormenor de Ligação do Nó K,M & O



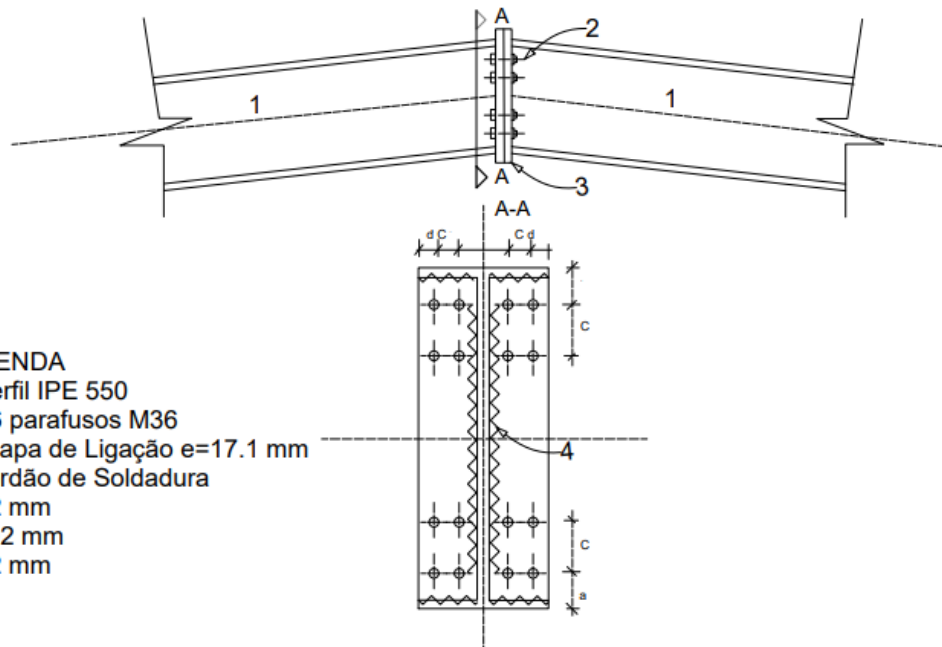
LEGENDA

- 1- Perfil IPE 550
- 2- Perfil LNP 50x6
- 3-Chapa de Ligação
- 4-Cordão de Soldadura

Pormenor de Ligação do Nó D



Pormenor de Ligação do Nó F



LEGENDA

- 1- Perfil IPE 550
- 2- 16 parafusos M36
- 3-Chapa de Ligação e=17.1 mm
- 4-Cordão de Soldadura
- a=72 mm
- c=102 mm
- d=72 mm