



JOSÉ NETO DA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO INDUSTRIAL EM
ESTRUTURA METÁLICA E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL
– ESTUDO DE CASO PARA A CIDADE DE CAJAZEIRAS -
PARAÍBA**

Cajazeiras

2019

JOSÉ NETO DA SILVA

**DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO INDUSTRIAL EM
ESTRUTURA METÁLICA E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL –
ESTUDO DE CASO PARA A CIDADE DE CAJAZEIRAS -
PARAÍBA**

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba - *Campus* Cajazeiras, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Raphael Henrique Falcão de Melo

Cajazeiras

2019

IFPB
Campus Cajazeiras
Coordenação de Biblioteca
Catalogação na fonte: *Daniel Andrade CRB-15/593*

S586d

Silva, José Neto da

Dimensionamento de um galpão industrial em estrutura metálica e simulação computacional: estudo de caso para a cidade de Cajazeiras-PB / José Neto da Silva; orientador Raphael Henrique Falcão de Melo.- Cajazeiras, 2019.

151 f. : il.

Orientador: Raphael Henrique Falcão de Melo.
TCC (Bacharelado em Eng. Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, Cajazeiras 2019.

1 Estruturas metálicas 2 Simulação computacional 3 Software Solidworks I Título.

CDU 624.014(0.067)

José Neto da Silva

Dimensionamento de um galpão industrial em estrutura metálica e simulação computacional – estudo de caso para a cidade de Cajazeiras -Paraíba

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à Coordenação do Curso de Bacharelado em Engenharia Civil do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

(Prof. Dr. Raphael Henrique Falcão de Melo) – (Professor) (IFPB-*Campus* Cajazeiras)

Orientador

(Prof. Msc. Austriclínio da Costa Wanderley Neto) – (Professor) (IFPB-*Campus* Cajazeiras)

Examinador 1

(Prof. Esp. Daniel Torres Filho) – (Professor) (IFPB-*Campus* Cajazeiras)

Examinador 2

Cajazeiras, 11 de abril de 2019

DEDICATÓRIA

À Paulo e Santana, por serem os melhores pais
que Deus poderia ter me dado.

AGRADECIMENTOS

À Deus por ser meu refúgio.

À minha família, pois sem eles eu não teria chegado a lugar algum, foi com vocês que eu aprendi a lutar, em especial as minhas irmãs Aparecida e Mim que nunca mediram esforços para que nós estudássemos, até mesmo abdicando de suas próprias coisas para que não nos faltasse nada.

À minha namorada Simone por ter enfrentado comigo essa difícil batalha, seu sorriso é a coisa mais bonita que já vi na vida.

Ao meu orientador e amigo, Raphael Melo, por toda paciência e tempo dispensados a mim, guardarei comigo cada conselho seu.

Aos meus professores, por serem os melhores mestres que alguém poderia ter. Em especial a professora Tassia Melo que me motivou em momentos difíceis, nunca deixando eu desistir e abandonar a pesquisa.

Ao Instituto Federal da Paraíba, IFPB, funcionários e direção por nos dar as condições acadêmicas de concretizarmos esse sonho.

Aos meus colegas da turma de engenharia pioneira do IFPB, *campus* Cajazeiras. Vocês foram fundamentais em minha formação, em especial ao nosso grupo de trabalho “Come Keto”, vocês serão engenheiros de excelência.

RESUMO

Adequar a arquitetura, aspectos estruturais e as propriedades dos materiais de construção empregados nas edificações são algumas das principais preocupações de engenheiros e arquitetos. Dessa maneira, é essencial a utilização de métodos que auxiliem no projeto e dimensionamento de edificações. Diante dessa necessidade, este trabalho busca auxiliar profissionais da construção civil realizando o dimensionamento de um galpão em estrutura metálica, bem como avaliar o comportamento da estrutura quando submetida a diferentes tipos de carregamentos usando para isso simulações computacionais. Para isso, foi realizado um estudo de caso de um galpão industrial em estruturas metálicas na cidade de Cajazeiras-PB, a concepção do objeto de estudo foi feita a partir de uma proposta meramente ilustrativa dos projetos arquitetônicos e estrutural da edificação. O presente estudo mostrou-se eficiente pois possibilitou entender a dinâmica do dimensionamento de estruturas metálicas, bem como os resultados obtidos com as simulações computacionais, as quais foram realizadas usando o *software Solidwork*.

Palavras-Chave: Estruturas metálicas. Simulação computacional. *Software Solidworks*.

ABSTRACT

Adjust the architecture, structural aspects and properties of building materials used in buildings are some of the main concerns of engineers and architects. In this way, it is essential to use methods that aid in the design and design of buildings. Given this need, this work seeks to assist civil construction professionals by sizing a shed in a metallic structure, as well as evaluating the behavior of the structure when submitted to different types of loads using computational simulations. For this, a case study of an industrial shed in metallic structures in the city of Cajazeiras-PB was carried out, the conception of the object of study was made from a proposal merely illustrative of the architectural and structural projects of the building. The present study was efficient because it allowed to understand the dynamics of the dimensioning of metallic structures, as well as the results obtained with the computational simulations, which were carried out using Solidwork software.

Keywords: Metallic structures. Computational simulation. *Solidworks Software*.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Ponte Coalbrookdale.....	5
Figura 2- Ponte Firth of Forth	5
Figura 3-Diagrama Tensão Deformação Para o Aço A36/M250	10
Figura 4 - Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços com patamar de escoamento.	10
Figura 5 - Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços sem patamar de escoamento.	10
Figura 6- Elementos estruturais típicos de uma estrutura metálica.....	12
Figura 7- Perfis mais utilizados conforme solicitação.....	14
Figura 8-Pórtico de alma cheia.....	15
Figura 9 - Pórtico treliçado – banzo paralelo	16
Figura 10 - Pórtico treliçado - em arco.....	16
Figura 11- Pórtico treliçado - trapezoidal.....	17
Figura 12- Pórtico treliçado - triangular.....	17
Figura 13- Valor dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$	21
Figura 14 - Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis.....	24
Figura 15 - Árvore natalina na cidade de João Pessoa.....	25
Figura 16-Galpão metálico em estruturas metálicas.....	28
Figura 17- Dimensões do objeto de estudo	31
Figura 18 - Mapa de isopletas.....	32
Figura 19- Dimensões do Lanternim.....	36
Figura 20-Dimensões da telha trapezoidal em alumínio	38
Figura 21- Ligação telha – terça.....	47
Figura 22 - Ligação Terça-Viga	49
Figura 23 - Ligação Viga de tapamento – pilar	51
Figura 24 - Ligação viga - pilar e viga -viga – Regiões de soldagem.....	52
Figura 25- Ligação viga-viga	52
Figura 26- ligação viga-pilar	53
Figura 27 - Vista isométrica do objeto de estudo - Solidworks,2018.....	54
Figura 28- Análise estrutural – Tensão no pórtico principal.....	55
Figura 29- Análise Estrutural – Deslocamento no pórtico principal.....	56
Figura 30 - Análise Estática – Tensão no pórtico do lanternim	56
Figura 31- Análise Estática – Deslocamento no pórtico do lanternim	57
Figura 32- Coeficientes para o Fator de Rugosidade	62
Figura 33- Escalonamento da ação do vento no pórtico.....	64
Figura 34- Coeficiente de pressão externa para telhado.....	65
Figura 35- Coeficiente de pressão externa para paredes	66
Figura 36 - Dimensões do Lanternim.....	67
Figura 37- Distribuição para C_{pi} igual a - 0,3.....	69
Figura 38- Distribuição para C_{pi} igual a + 0,2.....	69
Figura 39- Distribuição para C_{pi} igual a - 0,3.....	70
Figura 40- Distribuição para C_{pi} igual a + 0,2.....	71
Figura 41- Distribuição para $C_{pi} = +0,2$ a 90°	72

Figura 42- Distribuição para $C_{pi} = +0,2$ a 0°	73
Figura 43- Posicionamento das rodas do trole no vão da viga de rolamento para maior flexão	75
Figura 44 - Posicionamento das rodas do trole no vão da viga de rolamento para maior esforço cortante	75
Figura 45- 1ª Combinação	83
Figura 46- Diagrama de esforço axial - 1ª Combinação.....	83
Figura 47- Diagrama de esforço cortante - 1ª Combinação.....	84
Figura 48- Diagrama de momento fletor - 1ª Combinação.....	84
Figura 49- 2ª Combinação	85
Figura 50- Diagrama de esforço axial - 2ª Combinação.....	85
Figura 51- Diagrama de esforço cortante - 2ª Combinação.....	86
Figura 52- Diagrama de momento fletor - 2ª Combinação	86
Figura 53- Diagrama de momento fletor - 3ª Combinação	87
Figura 54- Diagrama de esforço axial - 3ª Combinação.....	87
Figura 55- Diagrama de esforço cortante - 3ª Combinação.....	88
Figura 56- Diagrama de momento fletor - 3ª Combinação	88
Figura 57- 4ª Combinação	89
Figura 58- Diagrama de esforço axial - 4ª Combinação.....	89
Figura 59- Diagrama de esforço cortante - 4ª Combinação.....	90
Figura 60- Diagrama de momento fletor - 4ª Combinação	90
Figura 61- Diagrama de esforço cortante para as terças - Eixo y.....	92
Figura 62- Diagrama de momento fletor para as terças - Eixo y.....	92
Figura 63- Diagrama de esforços cortante para as terças - Eixo x	93
Figura 64- Diagrama de momento fletor para as terças - Eixo x.....	93
Figura 65- Diagrama de esforço cortante para vigas de tapamento lateral – Eixo Y do Peso Próprio	94
Figura 66- Diagrama de momento fletor para as vigas de tapamento lateral - Eixo de Peso Próprio	94
Figura 67- Diagrama de esforço cortante para as vigas de tapamento lateral – Eixo X do Vento	94
Figura 68- Diagrama de momento fletor para as vigas de tapamento lateral – Eixo X do Vento	95
Figura 69- Diagrama de esforço normal para o lanternim – 1ª Combinação	96
Figura 70- Diagrama de esforço cortante para o lanternim – 1ª Combinação.....	97
Figura 71- Diagrama de momento fletor para o lanternim – 1ª Combinação.....	97
Figura 72- Diagrama de esforço normal para o lanternim – 2ª Combinação	98
Figura 73- Diagrama de esforço cortante para o lanternim – 2ª Combinação.....	98
Figura 74- Diagrama de momento fletor para o lanternim – 2ª Combinação.....	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Produção Siderúrgica Brasileira, Junho de 2018. Adaptado de Instituto Aço Brasil.	8
Tabela 2 - Propriedades mecânicas do aço	9
Tabela 3- Dados do Projeto	28
Tabela 4 - Propriedade do Aço A36/MR250.....	29
Tabela 5- Fator topográfico	33
Tabela 6- Fator estatístico.....	33
Tabela 7- Número de renovações de ar por hora em diferentes ambientes	37
Tabela 8- Esforços máximos para cada componente dos pórticos principal.....	40
Tabela 9- Esforços máximos para as terças	40
Tabela 10- Esforços máximos para as vigas de tapamento	41
Tabela 11- Esforços máximos para cada componente do lanternim	41
Tabela 12- Ligação telha-terça	48
Tabela 13 - Ligação telha-viga de tapamento.....	48
Tabela 14 - Ligação terça-viga	50
Tabela 15 - Ligação viga de tapamento - pilar	51
Tabela 16- Ligação viga-pilar e viga-viga.....	53
Tabela 17- Resumo dos perfis obtidos com o dimensionamento	53
Tabela 18 - Fatores de rugosidade	63
Tabela 19 - Pressão dinâmica	63
Tabela 20- Coeficiente de pressão externa para o telhado, segundo a ABNT NBR 6123 (1988)	64
Tabela 21- Coeficiente de pressão externa para a parede, segundo a NBR 6123:1988	65
Tabela 22- Comprimento de carga de vento.....	66
Tabela 23- Coeficiente de pressão interna para telhado	68
Tabela 24- Coeficiente de pressão interna para paredes.....	68
Tabela 25 - Coeficiente de pressão interna para telhado	69
Tabela 26- Coeficiente de pressão interna para paredes.....	70
Tabela 27 - Cargas no pórtico.....	71
Tabela 28- Cargas devido à $C_{pi} = +0,2$ a 90°	72
Tabela 29- Cargas devido à $C_{pi} = +0,2$ a 0°	73
Tabela 30- Características da ponte rolante.....	74
Tabela 31- Características do perfil W610x155	74
Tabela 32 - Esforços máximos	75
Tabela 33- Esforços máximos para cada componente dos pórticos	90
Tabela 34- Esforços máximos para cada componente das terças	93
Tabela 35- Esforços máximos para cada componente das vigas de tapamento lateral	95
Tabela 36- Esforços máximos para cada componente do lanternim	99

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Cargas atuantes na estrutura.....	39
Quadro 2 - Verificação dos resultados para a coluna.....	42
Quadro 3 - Verificação dos resultados para a viga.....	43
Quadro 4 - Verificação dos resultados para as terças.....	44
Quadro 5 - Verificação dos resultados para a coluna.....	44
Quadro 6 - Verificação dos resultados para a viga.....	45
Quadro 7 - Verificação dos resultados para a ponte rolante.....	46

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas;

A_e – Área líquida efetiva da seção transversal da barra;

A_g – Área bruta da seção transversal da barra;

b_f – Largura de perfil metálico;

CAD- Desenho assistido por computador;

C_{pi} – Coeficiente de pressão interna;

C_{pe} – Coeficiente de pressão externa;

C_w – Constante de empenamento da seção transversal;

E – Módulo de elasticidade;

ELU– Estado Limite Último;

ELS – Estado Limite de Serviço;

f_u – Resistência à ruptura;

f_y – Limite de escoamento;

F_d – Força; valor de ação;

FG,k – Valores característicos das ações permanentes;

FQ,k – Valor característico das ações variáveis;

G – Módulo de elasticidade transversal do aço;

H – Altura do pilar;

I_t – Momento de inércia à torção uniforme;

I_y – Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y ;

I_x – Momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x ;

$K_x L_x$ – Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x ;

$K_y L_y$ – Comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y ;

$K_z L_z$ – Comprimento de flambagem por torção;

L – Vão livre do pórtico;

M_{Sd} – Momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} – Momento fletor resistente de cálculo;

$M_{x,Sd}$ – Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal;

$M_{y,Sd}$ – Momento fletor solicitante de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal;

$M_{x,Rd}$ – Momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção transversal;

$M_{y,Rd}$ – Momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção transversal;

NBR – Norma Brasileira;

$N_{t,Sd}$ – Força axial de tração solicitante de cálculo;

$N_{t,Rd}$ – Força axial de tração resistente de cálculo;

N_{Sd} – Força axial solicitante de cálculo;

N_{Rd} – Força axial resistente de cálculo;

$N_{c,Sd}$ – Força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$ – Força axial de compressão resistente de cálculo;

Q – Fator de redução total associado à flambagem local;

q – Pressão dinâmica do vento;

r_o – Raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento;

S1 – Fator topográfico;

S2 – Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S3 – Fator estatístico;

V_{Sd} – Força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} – Força cortante resistente de cálculo;

V_0 – velocidade básica do vento;

V_k – Velocidade Característica do Vento;

Z – Altura acima do nível geral do terreno;

3-D – Três dimensões

LISTA DE SIMBOLOS

σ – Tensão;

ε – Deformação;

ν – Coeficiente de Poisson;

ρ – Massa específica do aço;

γ_g – Coeficiente de ponderação das ações permanentes;

γ_q – Coeficiente de ponderação das ações variáveis;

Ψ_0 – Fator de combinação;

γ_{a1} – Coeficiente de ponderação das resistências;

γ_{a2} – Coeficientes de ponderação das resistências;

χ – Fator de redução associado à resistência a compressão;

λ – Parâmetro de esbeltez;

λ_p – Parâmetro de esbeltez correspondente a à plastificação;

λ_r – Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
2.1 GERAL.....	3
2.2 ESPECÍFICOS.....	3
3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	4
3.1 HISTÓRICO E DESENVOLVIMENTO DAS CONSTRUÇÕES METÁLICAS.....	4
3.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS CONSTRUÇÕES METÁLICAS.....	6
3.3 USO DO AÇO NO BRASIL.....	7
3.4 PROPRIEDADES DOS AÇOS.....	8
3.5 CONSTANTES FÍSICAS DOS AÇOS ESTRUTURAIS.....	9
3.6 DIAGRAMA TENSÃO – DEFORMAÇÃO.....	9
3.7 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS ESTRUTURAIS.....	11
3.8 SISTEMA ESTRUTURAL.....	11
3.8.1 Pórticos transversais.....	12
3.8.2 Cobertura e tapamento lateral.....	12
3.8.3 Terças.....	12
3.8.4 Travessas e longarinas.....	13
3.8.5 Tirantes.....	13
3.8.6 Barras rígidas.....	13
3.8.7 Contraventamentos.....	13
3.9 TIPOS DE PÓRTICO TRANSVERSAIS.....	14
3.9.1 Pórtico de alma cheia.....	15
3.9.2 Pórtico treliçado.....	15
3.9.2.1 Pórtico treliçado – banzo paralelo.....	15
3.9.2.2 Pórtico treliçado – em arco.....	16
3.9.2.3 Pórtico treliçado – trapezoidal.....	16
3.9.2.4 Pórtico treliçado – triangular.....	17
3.10 SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	18
3.11 CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA.....	19
3.11.1 Cargas permanentes.....	19
3.11.2 Cargas variáveis.....	19
3.11.2.1 Ação dos ventos.....	20
3.11.3 Ações excepcionais.....	20
3.12 COMBINAÇÕES DOS ESFORÇOS.....	20

3.12.1	Combinações últimas normais	22
3.12.2	Combinações últimas especiais ou de construção	22
3.12.3	Combinações última excepcionais	23
3.12.4	Combinações últimas de serviços	23
3.13	MODELAGEM E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL.....	25
4	METODOLOGIA.....	27
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	27
4.2	PROJETO	27
4.3	ESCOLHA DO AÇO.....	29
4.4	PERFIS METÁLICOS UTILIZADOS.....	30
4.5	TIPO DE GALPÃO METÁLICO ADOTADO.....	30
4.6	DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS METÁLICOS	31
4.7	CARREGAMENTO DEVIDO AS AÇÕES DO VENTO	32
4.7.1	Velocidade básica do vento.....	32
4.7.2	DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CARACTERÍSTICA	32
4.7.3	Determinação da pressão dinâmica.....	34
4.7.4	Determinação dos coeficientes de pressão externa e interna	34
4.7.5	Combinações dos coeficientes de pressão externa e interna.....	35
4.7.6	Determinação das forças estáticas devidas ao vento.....	35
4.8	DIMENSIONAMENTO DO LANTERNIM.....	35
4.9	COMBINAÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA.....	37
4.10	OUTROS ELEMENTOS CONSTITUINTES DA ESTRUTURA	37
4.10.1	Ponte rolante.....	37
4.10.2	Telhas	38
4.11	SOFTWARES.....	38
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	39
5.1	CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA.....	39
5.2	COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS.....	40
5.2.1	Pórtico principal	40
5.2.2	Terças	40
5.2.3	Viga de tapamento lateral.....	41
5.2.4	Lanternim	41
5.3	SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO	42
5.3.1	Pórtico principal	42
5.3.1.1	Coluna.....	42

5.3.1.2	Viga.....	43
5.3.1.3	Terças.....	43
5.3.2	Lanternim	44
5.3.2.1	Coluna.....	44
5.3.2.2	Viga.....	45
5.3.3	Ponte rolante.....	46
5.4	DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES	47
5.4.1	Telha – terça	47
5.4.2	Telha-viga de tapamento	48
5.4.3	Terça-viga.....	49
5.4.4	Viga de tapamento – pilar	50
5.4.5	Viga-pilar e viga-viga.....	52
5.5	PERFIS OBTIDOS APÓS O DIMENSIONAMENTO	53
5.6	MODELAGEM COMPUTACIONAL DO OBJETO DE ESTUDO	54
5.7	SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL	55
5.7.1	Pórtico principal	55
5.7.2	Pórtico do lanternim.....	56
6	CONCLUSÃO.....	58
7	REFERÊNCIAS	59
8	APENDICE – MEMORIAL DE CÁLCULO	62
8.1	Carregamento devido às ações de vento	62
8.2	PONTE ROLANTE.....	73
8.3	CARGAS PERMANENTES	79
8.4	CARGAS VARIÁVEIS.....	81
8.5	OUTRAS CARGAS	81
8.6	PONTE ROLANTE.....	81
8.7	COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	82
8.7.1	Pórtico:	82
8.7.2	Terças	91
8.7.3	Viga de tapamento lateral.....	93
8.8	LANTERNIM.....	95
8.9	SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO	99
8.10	DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA A COLUNA.....	100
8.10.1	Verificação da esbeltez:	100
8.10.2	Verificação da capacidade à compressão	100

8.10.3	Verificação da capacidade à flexão	103
8.10.4	Verificação da capacidade ao cisalhamento	105
8.10.5	Verificação para a combinação de esforços solicitantes	106
8.11	DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO PARA VIGAS.....	106
8.11.1	Verificação da capacidade à compressão	107
8.11.2	Verificação da capacidade à flexão	109
8.11.3	Verificação da capacidade ao cisalhamento	111
8.11.4	Verificação para a combinação de esforços solicitantes	112
8.12	DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS.....	113
8.12.1	Verificação da capacidade à flexão	114
8.12.2	Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo y.....	116
8.12.3	Verificação da capacidade ao cisalhamento	117
8.12.4	Verificação para a combinação de esforços solicitantes	119
8.13	DIMENSIONAMENTO DO LANTERNIM.....	120
8.13.1	. Coluna	120
8.13.1.1	Verificação da esbeltez	120
8.13.1.2	Verificação da capacidade à compressão.....	120
8.13.1.3	Verificação da capacidade à flexão.....	123
8.13.1.4	Verificação da capacidade ao cisalhamento	125
8.13.1.5	Verificação para a combinação de esforços solicitantes.....	126
8.13.2.	Vigas	127
8.13.2.1.	Verificação da capacidade à compressão.....	127
8.13.2.2.	Verificação da capacidade à flexão.....	130
8.13.2.3.	Verificação da capacidade ao cisalhamento	132
8.13.2.4.	Verificação para a combinação de esforços solicitantes.....	132

1 INTRODUÇÃO

Adequar a arquitetura, aspectos estruturais e as propriedades dos materiais de construção empregados nas edificações são algumas das principais preocupações dos engenheiros e arquitetos, pois esses aspectos norteiam o processo de criação e execução das obras de construção civil.

Assim, é essencial a utilização de métodos que auxiliem o estudo da viabilidade do projeto, principalmente dos aspectos estruturais da edificação, buscando compreender os riscos aos quais as construções estão expostas e se há compatibilidade entre os projetos arquitetônico, estrutural e de instalações.

A utilização de estruturas metálicas na construção de edificações residenciais, comerciais e industriais, com o progresso tecnológico da siderurgia, vem sendo cada vez mais utilizadas no Brasil. Isso se deve a sua facilidade de construção e organização do canteiro de obras, o que possibilita construções mais rápidas e com menor desperdício. Também a utilização de estruturas metálicas permite a elaboração de projetos arquitetônicos arrojados, com maior facilidade para otimização de espaços e com elevada precisão construtiva. Outra vantagem é a compatibilidade com outros materiais (tijolos, lajes, painéis) (BELLEI; PINHO; PINHO, 2008).

A modelagem 3D é adotada como uma das ferramentas que auxilia no estudo da viabilidade estrutural de uma edificação, principalmente quando associada a elementos previamente determinados, como os carregamentos estruturais – peso próprio e cargas acidentais e os aspectos naturais – precipitações, ventos, insolação, dentre outros.

Diante disso, novos *softwares* estão sendo adotados para auxiliar os profissionais da construção civil na elaboração de projetos estruturais mais eficientes. Tais *softwares* são capazes de criar objetos de estudo e realizar simulações que identificam os principais desafios e vulnerabilidades a serem superados na fase de anteprojeto e, assim, propiciar maior eficiência no produto final, gerando com isso economicidade.

Essas soluções são baseadas nos Estados Limites Últimos e nos Estados Limites de Serviço.

Segundo a NBR 8800(2008) (p.14)

Os estados-limites últimos (E.L.U) estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Os estados-limites de serviço (E.L.S) estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização.

Ainda, de acordo com a NBR 8800(2008) (p.14)

O método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Se um ou mais estados-limites forem excedidos, a estrutura não atende mais aos objetivos para os quais foi projetada.

Portanto, tomando como base o exposto acima, é notória a necessidade dos projetistas de um roteiro estruturado de cálculo baseado na NBR 8800(2008) – Projeto de estruturas em aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, que possam nortear o processo de desenvolvimento dos projetos, auxiliando esses profissionais na concepção correta e eficiente da edificação bem como de ferramentas que avaliem o comportamento da estrutura quando submetida a diferentes tipos de carregamentos e que possam simular computacionalmente essas solicitações, justificando, assim, a necessidade da realização do presente trabalho.

2 OBJETIVOS

2.1 GERAL

Realizar através da norma brasileira para estruturas em aço, NBR 8800 (2008), o dimensionamento de um galpão industrial em estruturas metálicas para abrigar uma indústria de fundição e avaliar o comportamento dessa estrutura quando submetida a diferentes tipos de carregamentos usando para isso o método das diferenças finitas.

2.2 ESPECÍFICOS

- Realizar o dimensionamento do objeto de estudo – Galpão Industrial em Estrutura Metálica – a partir de uma geometria propostos;
- Identificar e quantificar os esforços incidentes sobre a estrutura (vento, peso próprio, carregamentos acidentais);
- Realizar simulações utilizando o software *solidworks* 2018 para identificar as regiões mais solicitadas dos pórticos a fim de otimizar e reforçar essas regiões evitando que venha a ocorrer manifestações patológicas nesses locais.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 HISTÓRICO E DESENVOLVIMENTO DAS CONSTRUÇÕES METÁLICAS

O homem evoluiu, passou de nômade a sedentário, deixou de lado o uso de ferramentas arcaicas e passou a utilizar instrumentos mais elaborados, aprimorou seu sistema de caça, descobriu o fogo e fundou núcleos familiares. Diante desse contexto evolutivo, ganhou especial destaque as moradias, as quais acompanharam e evoluíram com a própria civilização.

Inicialmente, o espaço de cavernas foi utilizado como moradia, passando em seguida ao uso de pedras, madeira e argila para construção de pequenas edificações. Outro material que ocupou papel de destaque no processo evolutivo das construções foi o ferro.

De acordo com Zacarias e Drehmer (2004), os primeiros usos do ferro aconteceram, aproximadamente, 8.000 anos atrás, em civilizações tais como as do Egito, da Babilônia e da Índia. Essas civilizações usaram o ferro apenas como adorno nas construções ou com fins militares. O uso do ferro em escala industrial só teve lugar em meados do século XIX, decorrente da Revolução Industrial na Inglaterra, França e Alemanha.

Graças ao uso do ferro foi possível superar uma grande dificuldade presente na engenharia das estruturas, dificuldade essa que consistia em vencer grandes vãos, visto que a utilização dos demais materiais de construção traziam consigo uma série de limitações. Inicialmente usou-se o ferro fundido, seguido pelo ferro forjado e finalmente a utilização do aço.

Bellei, Fernando Pinho e Mauro Pinho (2008), salientam que a primeira obra importante construída em ferro fundido foi a ponte sobre o Rio Severn, em Coalbrookdale, Inglaterra, em 1779. Essa ponte, com um vão simples de 42m é formada por um arco de elementos de ferro fundido e existe até hoje.

Figura 1 - Ponte Coalbrookdale



FONTE: Chamberlain, Ficanha e Fabeane, 2013

Segundo Walter Pfeil e Michèle Pfeil (2009), a ponte suspensa de Menai, no País de Gales, representa um exemplo notável do emprego de barras de ferro forjado e sua eficiente utilização. Enquanto a ponte denominada Firth of Forth, na Escócia, atingiu 521m de vão, em 1890, sendo considerada um recorde mundial em vão livre.

Figura 2- Ponte Firth of Forth



FONTE: Walter Pfeil e Michèle Pfeil, 2009

A partir da Ponte sobre o Rio Severn, a utilização do ferro fundido se intensificou passando a ser usado, em 1851, em edifícios de múltiplos andares tendo o Palácio de Cristal, em Londres, como exemplo mais notável desse processo evolutivo.

Os avanços no desenvolvimento dos processos de obtenção do aço e sua metalurgia possibilitou a elaboração de projetos mais arrojados, devido a maior qualidade dos produtos siderúrgicos.

3.2 VANTAGENS E DESVANTAGENS DAS CONSTRUÇÕES METÁLICAS

As construções metálicas possuem inúmeras vantagens frente as construções de concreto e argamassa. No entanto, também possuem limitações que asseveram o processo de tomada de decisão por uma obra em estrutura metálica. Logo, faz-se necessário discutir suas vantagens e desvantagens.

De acordo com o Portal Metálica (2019) podemos citar as vantagens do uso do aço em detrimento de outros materiais como:

- Tempo de execução menor: A estrutura metálica é projetada para fabricação industrial e seriada dessa forma levando a um menor tempo de fabricação e montagem;
- Confiabilidade maior: O aço é um material de obtenção controlada e é um material homogêneo, com limites de escoamento e ruptura e módulo de elasticidade bem definidos;
- Menos entulho: Devido à ausência de escoramento e fôrmas;
- Maior facilidade de transporte e manuseio: As peças de aço são menores, com menor peso relativo, isso devido a sua maior resistência, facilitando assim o carregamento, transporte e manipulação;
- Maior facilidade de ampliação: É bastante frequente a necessidade de ampliação de estruturas industriais, ocasião em que a expansão deve ser executada sem interferir nas outras atividades: isso só é possível devido à precisão e menores dimensões das peças e à fabricação fora do local da obra;
- Maior facilidade de montagem: Sendo a estrutura de aço feita em regime de fabricação industrial, a equipe montadora já recebe as peças nos tamanhos definidos, com as extremidades preparadas para soldagem ou parafusamento durante a montagem, sendo rápida e eficiente, feita com mão de obra qualificada e equipamentos leves;
- Facilidade de desmontagem e reaproveitamento: As estruturas em aço permitem a desmontagem e a transferência de local reaproveitando suas peças;
- Facilidade de vencer grandes vãos: O aço permite a fabricação de vários conceitos construtivos tendo várias alternativas para vencer grandes distâncias;

- Precisão das dimensões dos componentes estruturais: As tolerâncias para estruturas de aço podem atingir tolerâncias milimétricas para as peças que a compõem;
- Maior facilidade de reforço: Em casos que houver a necessidade de aumento de carga é possível reforçar a estrutura através de colocação de peças soldadas ou parafusadas;
- Redução da carga nas fundações: A grande consequência da alta resistência do aço aos esforços de tração, compressão e cisalhamento é o enorme alívio de cargas para as fundações. As estruturas em aço são cerca de 6 vezes menos pesadas que as estruturas em concreto.

E, como desvantagem, podemos citar:

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

3.3 USO DO AÇO NO BRASIL

No Brasil o processo de uso do aço intensificou-se a partir do final da 2ª Guerra Mundial com a implementação da Indústria Siderúrgica Nacional, com a construção da Usina Presidente Vargas, em Volta Redonda – Rio de Janeiro.

Segundo Bellei, Fernando Pinho e Mauro Pinho (2008, p.20)

Em 1940, foi instituída no Brasil a Comissão Executiva do Plano Siderúrgico Nacional, a partir da fundação da Companhia Siderúrgica Nacional, que entrou em operação em 12 de outubro de 1945, com a finalidade de produzir chapas, trilhos e perfis nas bitolas americanas. Para consolidar o mercado, entraram em operação na década de 60 as usinas da Usiminas e Cosipa, para produção de chapas, e mais recentemente a entrada da Gerdau Açominas para produção de perfis laminados de abas paralelas.

Atualmente, o aço vem sendo largamente usado como um dos principais materiais de construção civil, individualmente sob forma de perfis e elementos de junta, ou juntamente com o concreto dando origem ao concreto armado ou ao concreto protendido. Na Tabela 1, é

demonstrado as quantidades de aços comercializados no Brasil no mês de junho de 2018, expondo a grande importância desse material no cenário da construção civil.

Tabela 1- Produção Siderúrgica Brasileira, Junho de 2018. Adaptado de Instituto Aço Brasil

Produtos	Jan/Jun		18/17	Abril	Mai	Junho		18/17	Últimos
	2018*	2017	(%)	2018	2018	2018*	2017	(%)	12 meses
Aço Bruto	17.192	16.711	2.9	2.949	2.678	2.920	2.649	10.2	34.813
Laminados	11.648	10.910	6.8	2.005	1.950	1.880	1.797	4.6	23.155
Planos	7.112	6.619	7.4	1.222	1.244	1.134	1.083	4.7	14.180
Longos	4.536	4.291	5.7	783	706	746	714	4.5	8.975
Semi-acabados p/vendas	4.704	4.618	1.9	773	794	802	766	4.7	9.923
Placas	4.187	4.038	3.7	687	724	743	639	16.3	8.768
Lingotes, blocos e tarugos	517	580	(10.9)	86	70	59	127	(53.5)	1.155
Ferro-gusa (Usinas integradas)	13.801	13.826	(0.2)	2.334	2.213	2.340	2.266	3.3	28.306

Unid.:10³t

FONTE: Instituto Aço Brasil

3.4 PROPRIEDADES DOS AÇOS

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), as características físicas que podem ser adotadas em todos os tipos de aços estruturais que estejam na faixa normal de temperatura atmosférica são:

- Ductibilidade: é a capacidade que o material tem de se deformar quando da existência de ações de cargas e vai até o material atingir a sua ruptura;
- Fragilidade: é exatamente o oposto do material dúctil; o material se torna frágil quando expostos a diversos agentes como baixas temperaturas, entre outros;
- Resilência e Tenacidade: essas propriedades são diretamente relacionadas à capacidade que o material tem em absorver energia mecânica;
- Dureza: é a resistência ao risco (ou abrasão);
- Fadiga: é uma medida feita em ensaio estático, pois é a resistência à ruptura do material;
- Elasticidade: é a capacidade de um material ter grandes deformações antes do escoamento.

3.5 CONSTANTES FÍSICAS DOS AÇOS ESTRUTURAIS

De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), os seguintes valores devem ser adotados para parâmetro de cálculo quando se dimensiona elementos estruturais em aço:

Tabela 2 - Propriedades mecânicas do aço

Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade	$E = 200.000 \text{ Mpa}$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ por } ^\circ\text{C}$
Massa específica	$\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$
Modulo de elasticidade transversal	$G = 77.000 \text{ Mpa}$

FONTE: ABNT NBR 8800 (2008)

3.6 DIAGRAMA TENSÃO – DEFORMAÇÃO

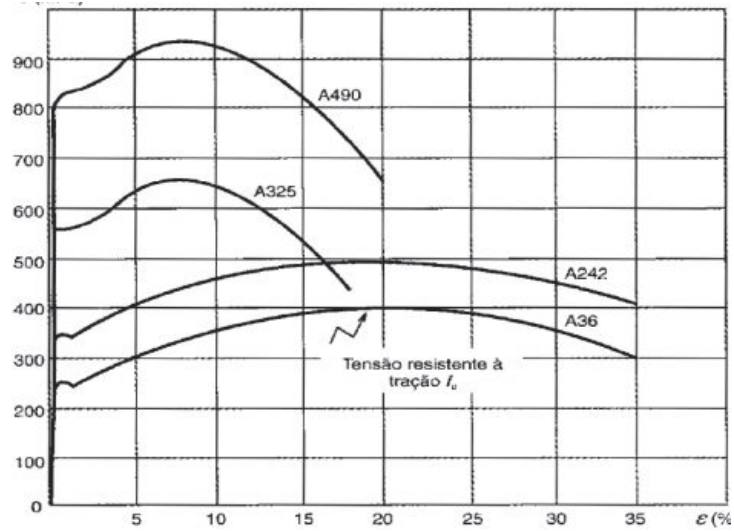
Para Pfeil e Pfeil (2009), nas aplicações estruturais as grandezas utilizadas com mais frequência são as tensões (σ) e as deformações (ϵ).

Pfeil e Pfeil (2009, p.11) explicam as solicitações de uma haste:

Uma haste reta solicitada por uma força F , aplicada na direção do eixo da peça. Esse estado de solicitação chama-se tração simples. Dividindo a força F pela área A da seção transversal, obtemos a tensão normal σ . Expressa na formula: $\sigma = \frac{F}{A}$ Este é um exemplo de tração simples, as tensões são iguais em todos os pontos da seção transversal. Sob o efeito da força F de tração simples, o segmento da barra de comprimento inicial L_0 se alonga passando a ter o comprimento $L_0 + \Delta L$. Denomina-se alongamento unitário ϵ (deformação) a relação: $\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$.

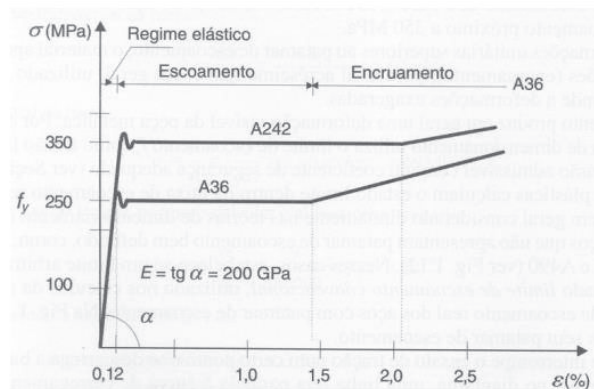
Segundo Bellei (2004), as propriedades mecânicas dos aços estruturais que descrevem a sua resistência, ductibilidade são dadas em termos de comportamento em ensaios de tração simples. Isso pode ser verificado com base nas figuras 3, 4 e 5.

Figura 3-Diagrama Tensão Deformação Para o Aço A36/M250



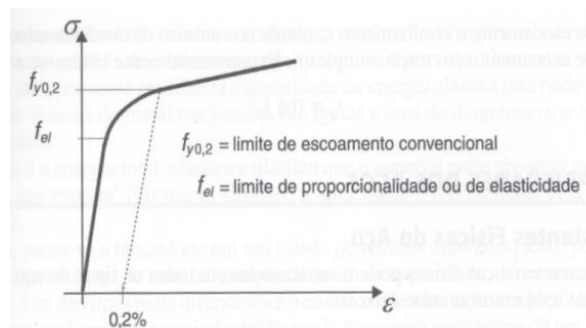
FONTE: Pfeil; Pfeil, 2015

Figura 4 - Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços com patamar de escoamento.



FONTE: Pfeil; Pfeil, 2015

Figura 5 - Trecho inicial dos diagramas tensão x deformação dos aços sem patamar de escoamento.



Fonte: Pfeil; Pfeil, 2015

3.7 CLASSIFICAÇÃO DOS AÇOS ESTRUTURAIS

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), os aços são classificados segundo sua composição química, sendo que 98% de sua composição é o ferro e o restante é dividido em pequenas quantidades de carbono, silício, enxofre, fósforo e manganês, dessas, o carbono é o que exerce maior efeito sobre o aço.

Dentre as principais propriedades dos aços estruturais, podemos citar sua alta resistência mecânica e sua ductibilidade, que é a capacidade do aço se deformar antes de haver ruptura.

Os aços utilizados em estruturas podem ser divididos em dois grandes grupos:

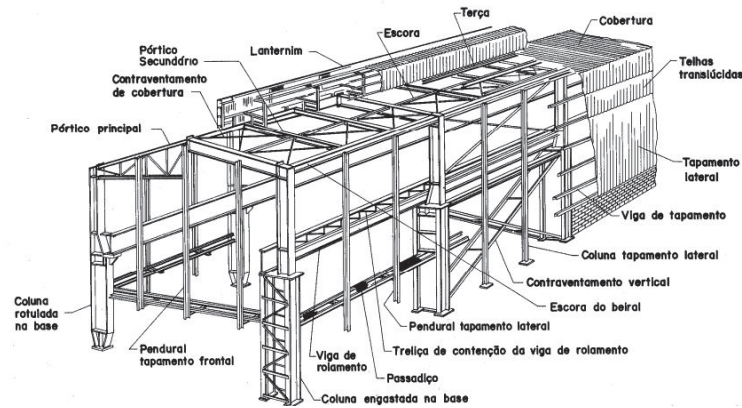
- Aço Carbono: O carbono produz um aumento de resistência em relação ao ferro puro e em menor escala pelo manganês. As porcentagens de carbono podem variar de 0,008% a 2,11% sendo classificados como: baixo, moderado, médio e alto carbono. Quanto maior a porcentagem de carbono maior a resistência. No entanto, sua ductibilidade é diminuída, tornando o material mais quebradiço e, sua soldabilidade também é reduzida consideravelmente;
- Aço de baixa liga: Para melhorar algumas das propriedades mecânicas são acrescentados elementos de liga, tais como: cromo, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio. Através da modificação da microestrutura, essas ligas conseguem elevar a resistência, atingindo uma faixa de carbono em torno de 0,20%, permitindo, assim, uma boa soldabilidade sem preocupações especiais.

Tanto o aço carbono quanto o de baixa liga podem sofrer tratamentos térmicos para aumentar sua resistência, mas, isto reduz sua soldabilidade.

3.8 SISTEMA ESTRUTURAL

Segundo Pfeil e Pfeil (2009) sistemas estruturais de edifícios são formados principalmente por elementos verticais (pilares), horizontais (vigas), treliças, terças, entre outros. A Figura 6 mostra os componentes estruturais típicos de uma estrutura metálica.

Figura 6- Elementos estruturais típicos de uma estrutura metálica



Fonte: Bellei (2004)

3.8.1 Pórticos transversais

São importantes para suprir as ações transversais da estrutura transferindo-as para as fundações. Apresentam-se como coberturas em vigas-tesoura compostas por perfis, tipo “I” ou treliçados, como tesouras por exemplo. Existem dois tipos que são: de alma cheia ou treliçados. Sua seção é constante ou também pode ser variável.

3.8.2 Cobertura e tapamento lateral

A cobertura e o tapamento constituem o fechamento da construção. Possuem o objetivo de proteger a edificação contra as intempéries do tempo. São executados com telhas metálicas (pode ser em aço, ou em alumínio) e também em alvenaria.

3.8.3 Terças

Às terças são as vigas que compõem a cobertura da edificação que é o que segura as telhas de cobertura. São as terças que fazem a transmissão da sobrecarga da cobertura e as ações do vento para os pórticos transversais. Sua execução é conformada a frio ou podem ser laminados. Tem a função de montante de contraventamento.

3.8.4 Travessas e longarinas

As travessas são as vigas laterais e sua execução é conformada a frio ou pode ser laminadas. Tem a função de transmitir as cargas para as colunas e de fazer o apoio do tapamento lateral.

3.8.5 Tirantes

Os tirantes têm seu formato , normalmente, circular. A função é de reduzir os vãos entre as terças e travessas, assim, possibilitando uma melhor trabalhabilidade a tração.

3.8.6 Barras rígidas

As barras rígidas suprimem os esforços à compressão e normalmente são formadas por cantoneiras simples, cantoneiras duplas ou com perfil laminado do tipo I. Essa barra faz o travamento do banzo superior.

3.8.7 Contraventamentos

Os contraventamentos são executados com barras de aço. Servem para estabilizar a estrutura na posição longitudinal e transmitem os esforços para a fundação. Normalmente tem um formato circular e sua disposição é na forma de X. Seus esforços de compressão podem ser desprezados, pois ele é insignificante para as barras.

Na Figura 7 é possível identificar os principais perfis utilizados na composição de elementos estruturais.

Figura 7- Perfis mais utilizados conforme solicitação.

Elementos Estruturais	Solicitações						Tipos de Materiais Empregados	
	Tração	Compressão	Flexão		Cisalhamento	Fadiga		Verificação Deformação
			S	D				
Tercas			x	x			x	
Escoras do Beiral		x	x	x			x	
Tirantes	x							Ø Barra Redonda
Cumeeira			x	x			x	
Vigas de Tapamento				x			x	
Colunas de Tapamento	x	x	x				x	
Contrav. Horizontais	x	x						Ø L L L L +
Contrav. Verticais	x	x						Ø L L L L I
Placas de Base		x	x					Chapas
Chumbadores	x				x			Ø
Tesouras	x	x					x	L L L L + I I
Vigas do Pórtico		x	x		x		x	I I I
Vigas Int. do Pórtico			x		x		x	I I
Colunas	x	x	x	x			x	I I I I I I
Vigas de Rolamento		x	x	x	x	x	x	I I T T
Juntas Soldadas	x	x	x	x	x	x		
Juntas Parafusadas	x	x			x	x		

Fonte: Bellei (2004)

3.9 TIPOS DE PÓRTICO TRANSVERSAIS

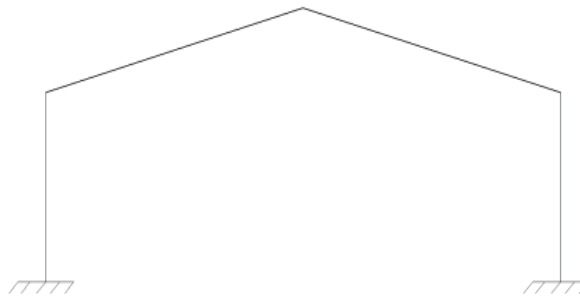
De acordo com Chaves (2007), para se fazer a escolha do arranjo estrutural (perfil, detalhes construtivos e ligações) de uma edificação, consideram-se vários aspectos construtivos da estrutura em um contexto geral. Como por exemplo, deve ser analisada a distância necessária entre pórticos (que é em função da utilização da edificação), deve atender aos aspectos economia e segurança, e principalmente o consumo de aço que será necessário.

Existem dois tipos de pórticos transversais que são os pórticos com perfis de alma cheia e os pórticos com perfis treliçados. O perfil de alma cheia é um perfil em forma de I e o perfil treliçado são várias barras, sendo compostas por banzos, montantes e diagonais.

3.9.1 Pórtico de alma cheia

Esse modelo estrutural tem várias vantagens. Exige uma altura pequena, sua melhor estética, facilidade na sua limpeza, pintura e na conservação, facilidade na fabricação, pois têm poucos elementos diferenciados, é rápido de ser montado, entre outras inúmeras vantagens. Pode-se dizer que é o processo mais rápido para execução (CHAVES, 2007). Segundo Chaves (2007), geralmente são utilizados perfis laminados ou soldados com sua inércia constante. Os perfis com inércia constante têm peso menor e se encontram com facilidade em siderúrgicas, porém ainda se tem certa dificuldade em encontrar perfis com dimensões menores. A Figura 8 permite visualizar esse tipo de pórtico

Figura 8-Pórtico de alma cheia.



Fonte: Chaves (2007)

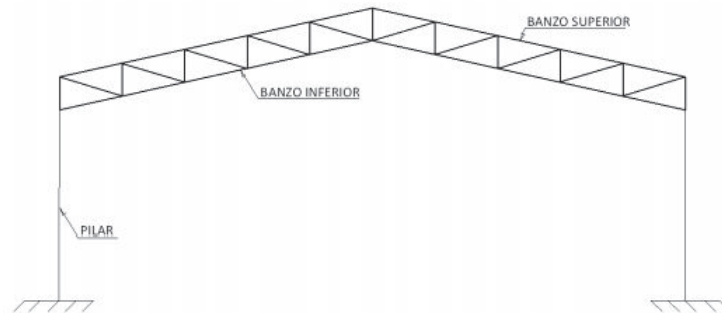
3.9.2 Pórtico treliçado

Esse modelo estrutural tem várias vantagens como grande eficiência estrutural, e os equipamentos necessários para fabricação são simples. Podem ser divididos em quatro tipos: Pórticos treliçados com banzo paralelo (Figura 9), em arco (Figura 10), trapezoidal (Figura 11) e triangular (Figura 12).

3.9.2.1 Pórtico treliçado – banzo paralelo

Segundo Chaves (2007), o pórtico treliçado tem sistema muito parecido com a treliça em arco. E suas diagonais e montantes são todas com o mesmo tamanho, dessa forma facilitando o processo de fabricação. No pórtico treliçado há esforços significativos no topo da coluna, assim como acontece com o pórtico treliçado em arco.

Figura 9 - Pórtico treliçado – banzo paralelo

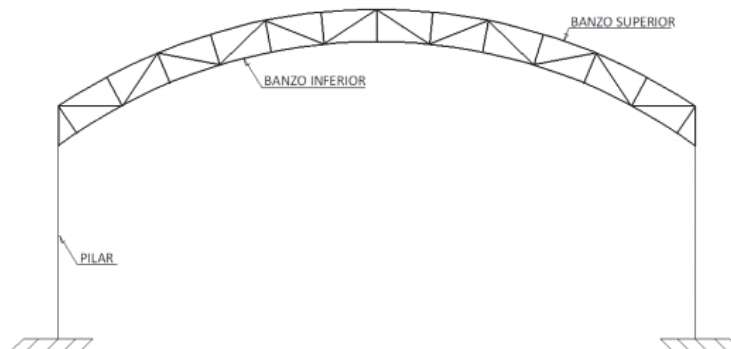


Fonte: Chaves (2007)

3.9.2.2 Pórtico treliçado – em arco

O pórtico treliçado em arco pode ser executado com ou sem coluna, sendo que os mais utilizados são arcos apoiados e contínuos com as colunas. Normalmente seus banzos são paralelos. Sua fabricação é muito trabalhosa, pois é necessário que sejam feitas formas específicas assim aumentando o tempo de execução. Segundo Chaves (2007), em muitos casos, o arco atirantado pode ser muito econômico, assim como carregamentos no sentido vertical na direção da gravidade sejam predominantes. Mas em casos de acontecer inversão de carregamento o arco pode se fechar e o tirante não terá mais nenhuma finalidade.

Figura 10 - Pórtico treliçado - em arco



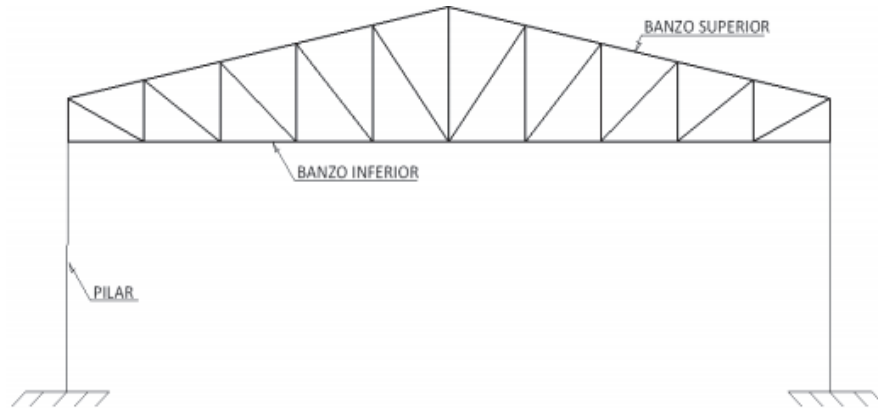
Fonte: Chaves (2007)

3.9.2.3 Pórtico treliçado – trapezoidal

Esse tipo de pórtico tem um bom desempenho estrutural. Devido à extremidade do pórtico estar diretamente ligado com a coluna ocorre uma grande rigidez entre viga e coluna.

Porém com esse modelo, devido à grande diferenciação de peças, torna-se mais longo o prazo de execução que o processo de alma cheia. (CHAVES, 2007).

Figura 11- Pórtico treliçado - trapezoidal

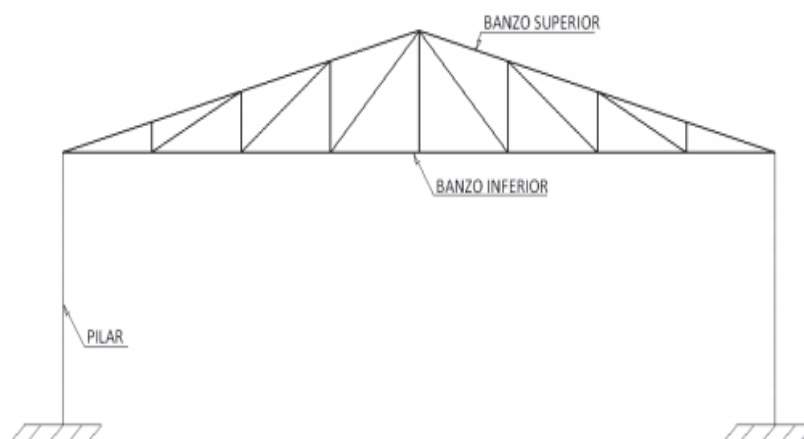


Fonte: Chaves (2007)

3.9.2.4 Pórtico treliçado – triangular

Por terem pequeno ângulo junto aos apoios, exigem que os vãos sejam pequenos. Seus detalhes construtivos não são muito favoráveis a grandes esforços no banzo superior próximo ao apoio. Sua eficiência estrutural é muito limitada, pois suporta somente os esforços de cobertura, uma vez que é rotulada nos apoios e não contribui para o enrijecimento do pórtico transversal (CHAVES, 2007). Assim como o modelo de pórtico trapezoidal, devido à grande diferenciação de peças, torna-se mais longo, neste caso, o prazo de execução no que no processo de alma cheia.

Figura 12- Pórtico treliçado - triangular



Fonte: Chaves (2007)

3.10 SEGURANÇA ESTRUTURAL

O dimensionamento de perfis metálicos parte da premissa de que os esforços resistentes devem sempre ser superiores aos solicitantes para garantir a estabilidade da estrutura. As solicitações são informações conhecidas nos problemas de dimensionamento sendo que a parcela a ser determinada é a força resistente, que varia de acordo com o tipo de solicitação e com o tipo de seção estudada. O dimensionamento é feito de acordo com o que é proposto pela ABNT NBR 8800 (2008) (GUINZELLI,2017).

A ABNT NBR 8800 (2008) aplica para o dimensionamento de estruturas metálicas o método dos estados limites. Um estado limite ocorre quando a estrutura deixa de atender algum de seus objetivos.

Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos: considera a resistência da estrutura quando submetida a carregamentos excessivos que levam, conseqüentemente, ao colapso da estrutura, podendo ser estes: flambagem, resistência dúctil, flambagem máxima, fratura, torção ou cisalhamento. No caso da segurança ser verificada isoladamente a solicitação de projeto S_d deve ser menor que a resistência de projeto R_d dado pela expressão:

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

- Estados limites de serviço ou estado limite de utilização: considera as cargas de serviço ou de utilização da estrutura, e incluem deformações e vibrações excessivas que provocam efeitos não compatíveis às condições de uso da estrutura. As condições usuais referentes ao estado limite de serviço é dada pela expressão:

$$S_{ser} \leq S_{lim} \quad (2)$$

Onde: S_{ser} é o esforço solicitante de serviço;

S_{lim} é o esforço solicitante limite de serviço.

3.11 CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA

As cargas que atuam sobre uma estrutura podem ser isoladas ou combinadas umas com as outras, e devem ser levadas em consideração para o cálculo do princípio estático das construções. As seguintes cargas devem ser consideradas para o dimensionamento, segundo a ABNT NBR 8800 (2008): carga permanente, cargas variáveis, ações excepcionais e outras que possam surgir em casos especiais.

3.11.1 Cargas permanentes

São as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida útil da construção. As ações que crescem com o tempo, tendo um valor limite constante (NBR 8800/2008). A seguir algumas ações permanentes atuantes em estruturas usuais:

- Pesos dos elementos da própria estrutura;
- Pesos dos elementos construtivos associados a estrutura (laje, telhado, etc).

Os pesos específicos dos materiais comumente utilizados nas construções são indicados pela ABNT NBR 6.120 (1980- Revisada em 2000) e, na falta desses valores podem ser obtidos dos catálogos de fabricantes.

3.11.2 Cargas variáveis

São as que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção.

As ações variáveis comumente existentes são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostática e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação de temperaturas (NBR 8800/2008).

Valores para o uso e ocupação da edificação podem ser obtidos pela NBR 6120 (1980 – Revisada em 2000) e a ação dos ventos é determinada pela ABNT NBR 6123 (1988 – Revisada em 2013).

3.11.2.1 Ação dos ventos

Segundo BELLEI (2008) a ação dos ventos é uma das mais importantes e não pode ser negligenciada, sob o risco de colocar a estrutura em colapso. De acordo com a ABNT NBR 8800 (2008), as estruturas com alturas que não ultrapassam 5 vezes a menor dimensão horizontal podem ser consideradas rígidas, ou seja, pode se considerar que o vento é uma ação estática.

A ação e considerações dos ventos, para efeito de cálculo em edificações, neste trabalho, seguiram exclusivamente as determinadas pela ABNT NBR 6123 (1988) e as combinações foram feitas de modo a considerar a condição mais desfavorável a qual a edificação é sujeita.

3.11.3 Ações excepcionais

São as que têm duração extremamente curta e probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida da construção, mas que devem ser consideradas nos projetos de determinadas estruturas. São ações excepcionais aquelas decorrentes de causas como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes e sismos excepcionais (NBR 8800/2008).

3.12 COMBINAÇÕES DOS ESFORÇOS

Definida as cargas e ações atuantes na estrutura, passa-se a trabalhar o conceito de combinação de esforços.

Para determinar essas combinações é necessário inicialmente determinar os coeficientes de ponderação.

Os coeficientes γ_f de ponderações das ações são os produtos de dois outros coeficientes, γ_{f1} e γ_{f3} sendo que o coeficiente Ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente γ_{f2} onde:

- γ_{f1} é o coeficiente que considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} é o coeficiente que considera a simultaneidade de atuação das ações;
- γ_{f3} é o coeficiente que considera possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

O desdobramento do coeficiente γ_f permite que os valores gerais especificados possam ser discriminados em função de peculiaridade dos diferentes tipos de estruturas e de materiais

de construção considerados. Na Figura 13 é possível identificar os coeficientes de ponderação para as mais diversas solicitações.

Figura 13- Valor dos coeficientes de ponderação das ações $\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f3}$

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a,c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_w) ^{a,d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

^a Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

^b O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

^c Nas combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

^d Nas combinações normais, se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,50 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5 kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação). Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,30 e 1,20, e nas combinações excepcionais, sempre 1,00.

^e Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico, de modo que o valor dessa ação não possa superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado nesta Tabela se aplica a este valor-limite.

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

Para cada caso de dimensionamento estrutural deve ser considerado o conjunto das ações atuantes que não são desprezíveis e que possam atuar simultaneamente durante um período de tempo. Essas ações devem ser combinadas de várias maneiras, a fim de determinar os efeitos mais desfavoráveis e devem ser feitas combinações para verificar todos os possíveis estados limites da estrutura.

3.12.1 Combinações últimas normais

Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas como secundárias, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681(2003).

De modo geral, as combinações últimas usuais de ações deverão considerar:

- Esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais;
- Perda de equilíbrio como corpo rígido.

A equação para o cálculo de solicitações considerando o possível esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais, pode ser representada por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{g1} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3)$$

3.12.2 Combinações últimas especiais ou de construção

Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes e uma ação variável especial (carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura), quando existir, com seus valores característicos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme ABNT NBR 8681 (2003). Caso exista a possibilidade da ocorrência de carregamentos durante a construção que provoquem estados limites últimos, estes deverão ser verificados, tratando-se o carregamento de construção como uma ação especial, para efeito de aplicação da expressão do carregamento.

As combinações últimas de ações deverão considerar o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais. A equação para o cálculo de solicitações pode ser representada por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{g1} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (4)$$

3.12.3 Combinações última excepcionais

As combinações últimas excepcionais decorrem da atuação de ações excepcionais que podem provocar efeitos catastróficos. O carregamento excepcional é transitório, com duração excepcionalmente curta. Em cada combinação devem figurar: as ações permanentes e a ação variável excepcional, quando existir, com seus valores representativos e as demais ações variáveis com probabilidade não desprezível de ocorrência simultânea, com seus valores reduzidos de combinação, conforme NBR 8681. No caso de ações sísmicas, deve ser utilizada a NBR 15421:2006.

As combinações últimas de ações deverão considerar o esgotamento da capacidade resistente de elementos estruturais. A equação para o cálculo de solicitações pode ser representada por:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{g1} F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{Qj} \Psi_{0j,ref} F_{Qj,k}) \quad (5)$$

3.12.4 Combinações últimas de serviços

As combinações de serviço são classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir:

- Quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura. São relacionados a deslocamentos excessivos;
- Frequentes: se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura (da ordem de 5% do período de vida da estrutura). São relacionados a vibrações excessivas, movimentos laterais excessivos que comprometam vedação ou provoquem empoçamentos em coberturas e aberturas de fissuras;
- Raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura.

Combinações quase permanentes de serviço:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (6)$$

Combinações frequentes de serviço:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m (F_{Gi,k}) + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (7)$$

Combinações raras de serviço:

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \quad (8)$$

Na Figura 14 é possível identificar os coeficientes de combinação e redução para as solicitações atuantes na estrutura.

Figura 14 - Valores dos fatores de combinação ψ_0 e de redução ψ_1 e ψ_2 para as ações variáveis

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ⁽¹⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ⁽²⁾	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: ABNT NBR 8800 (2008)

3.13 MODELAGEM E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL

Componentes reais são mais complexos para aproximações de soluções analíticas, experimentação ou métodos numéricos. Assim utilizam-se programas (CAD) que permitem o desenvolvimento de desenhos tridimensionais (3-D), possibilitando realização de cálculos rápidos e precisos de propriedades de massa, centro de gravidade e momentos de inércia das massas. Alguns pacotes de programas realizam tarefas de análise de engenharia e/ou simulações específicas que são capazes de realizar análise de tensão, deflexão, vibração e até mesmo transferência de calor. (BUDYNAS, 2011).

De acordo com o trabalho *Análise dos Esforços atuantes em um Galpão Metálico devido à ação do vento*, de autoria do engenheiro civil Davi Ferreira Leite (2016), aponta a real necessidade do uso de métodos computacionais que auxiliem os profissionais da construção civil na verificação dos esforços estruturais solicitantes.

O mesmo aponta a existência de alguns casos de danos à estrutura, causados pelo vento na região nordeste. Por exemplo, na Figura 15, a destruição da maior árvore natalina de João Pessoa – PB devido à ação de uma forte ventania em 20 de dezembro de 2013.

Figura 15 - Árvore natalina na cidade de João Pessoa.



Fonte: G1 Paraíba, 2013.

Diante desse cenário é de fundamental importância entender o que é dinâmica dos fluidos computacionais e como essa ferramenta auxilia durante o processo de modelagem. A Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD) é uma ferramenta altamente difundida na engenharia, que pode ser empregada para melhorar a estimativa de prognósticos de vento em terrenos complexos (FREITAS FILHO, 2012). Trata-se da interação existente entre um fluido

e um corpo sólido imerso quando existe o movimento relativo entre ambos, o fluido se movimenta ou o corpo se movimenta (BRUNETTI, 2008).

A CFD faz parte da abordagem da Dinâmica dos Fluidos, área de pesquisa onde confluem técnicas de Análise Matemática, a exemplo dos métodos assintótico e teoria da aproximação, e Experimentos Puros, como o uso de túneis de vento para simular solicitações aerodinâmicas em estruturas ou peças mecânicas. A Dinâmica dos Fluidos Computacional ajuda a compreender e interpretar os resultados teóricos e experimentais obtidos, transformando em um conjunto de equações algébricas o que antes havia sido obtido em forma integral ou diferencial, facilitando assim o processo analítico desses dados com o uso de computadores, reduzindo com isso o tempo necessário para resolver problemas complexos, e minimizando possíveis erros decorrentes desse processo (IMPA,2017).

Outro conceito de grande importância de ser conhecido é o método das diferenças finitas, uma vez que o software utilizado, *Solidworks*, usa esse método numérico. Ruggiero (1996) afirma que diferenças finitas é um método numérico usado como uma abordagem alternativa para obter a aproximação da solução de uma equação diferencial parcial. A ideia básica desse método é transformar a resolução de uma equação diferencial em um sistema de equações algébricas substituindo as derivadas por diferenças.

O método numérico das diferenças finitas é facilmente executado em computadores. Ele consiste na discretização do domínio e na substituição das derivadas presentes na equação diferencial por aproximações utilizando apenas os valores numéricos da função. A ferramenta básica no cálculo das aproximações das derivadas é a fórmula de Taylor (FRANCO, 2006).

O *Solidworks* formula as equações que controlam o comportamento de cada elemento levando em consideração a conectividade com outros elementos. Essas equações relacionam a resposta a restrições, cargas e propriedades de materiais que são conhecidas. Em seguida o programa organiza as equações em um grande conjunto de equações algébricas simultâneas e calcula as incógnitas (SOLIDWORKS, 2017).

4 METODOLOGIA

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como descrito no item 2.1, o propósito deste trabalho é realizar o dimensionamento de um galpão em estrutura metálica para abrigar uma indústria de fundição, para isso será necessário realizar o dimensionamento de seus elementos constituintes.

Para o adequado dimensionamento da estrutura fez-se necessário seguir as orientações normativas presentes na normatização vigente no país, assim serão usadas como referência base para o presente estudo as normas abaixo:

- ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Revisada em 2000.
- ABNT NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações. Revisada em 2000.
- ABNT NBR 8800 (2008) – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios.
- ABNT NBR 8681:2003: Ações e Segurança nas Estruturas: procedimento.

4.2 PROJETO

O local de construção do galpão localiza-se no Alto Sertão Paraibano, na cidade de Cajazeiras. De acordo com o Ministério da Integração Nacional (SDR/MI, 2005), a cidade está inserida na delimitação do semiárido brasileiro, sendo caracterizada pela ocorrência de elevados índices de vento. Localizado em terreno plano e com poucas edificações existentes em seu entorno.

Devido aos elevados índices de vento e ao porte do galpão todos os fatores devem ser analisados de forma integrada, assim, no dimensionamento do objeto de estudo será verificado os mais diversos fatores, a exemplo das ações do vento, flexão, compressão, cisalhamento, entre outros que podem afetar diretamente os perfis.

O modelo estrutural escolhido como objeto de estudo é um galpão industrial em estrutura metálica. A escolha foi realizada devido esse tipo de edificação ser comumente

adotada quando se deseja uma estrutura que comporte um grande vão livre. Na Figura 16 é possível ter uma visão espacial da geometria adotada.

Figura 16-Galpão metálico em estruturas metálicas



FONTE: Instituto Aço Brasil - Galpões para usos gerais (2010).

Em seguida foram levantados os dados das dimensões do projeto. Na tabela 3 é possível identificar o tipo de estrutura que será dimensionada e suas particularidades estruturais a exemplos dos vãos, bem como os tipos de cobertura e fechamento lateral.

Tabela 3- Dados do Projeto

Local de implantação	Zona industrial da cidade de Cajazeiras/PB
Utilização	Estrutura para fabricação de materiais através de fundição
Comprimento em planta	90 m
Largura em planta	30 m
Área de projeção	2700 m ²
Comprimento das colunas	8 m
Altura total da edificação	11 m
Largura de influência dos pórticos	10 m
Número de níveis	Um
Cobertura	Com inclinação de 10°, composta por terças e telhas metálicas
Fechamento lateral	Chapa trapezoidal e viga de tapamento
Piso da edificação	Industrial

FONTE: Autoria própria (2019)

O galpão é formado por pórticos bidimensionais em estrutura metálica. Estes pórticos são ligados entre si por vigas. Os pilares têm comprimento de 8 metros enquanto o vão livre é de 30 metros de eixo a eixo de pilar.

A estrutura de sustentação de cobertura é composta de vigas em alma cheia inclinadas a 10° em relação a horizontal. A altura do galpão é de 10,64m sendo que 2,64m são provenientes da inclinação das vigas da cobertura. Para fins de cálculo, a altura do galpão foi considerada 11 metros. As paredes de vedação são feitas de chapas trapezoidais e vigas de tapamento. E o telhado é composto de telhas trapezoidais em alumínio.

4.3 ESCOLHA DO AÇO

Outro ponto importante diz respeito a escolha do aço a qual é realizada em função de aspectos ligados ao ambiente em que as estruturas se localizam e da previsão do comportamento estrutural de suas partes, devido à geometria e aos esforços solicitantes.

Para a execução da obra, foi escolhido o aço A36/MR250 que, além de apresentar propriedade mecânicas bem definidas, é fácil de conformar e apresenta excelente soldabilidade, o que permite sua utilização nos mais variados projetos.

Conforme a ABNT NBR 8800 (2008), apresenta 250 MPa para limite de escoamento e 400 MPa para limite de ruptura conforme pode ser observado na Tabela 4.

Tabela 4 - Propriedade do Aço A36/MR250

Propriedade	Magnitude
Densidade	7.85 g/cm ³
Limite de Escoamento	250 MPa
Resistência a Tração	400 MPa
Modulo de Elasticidade	200 GPa
Coefficiente de Poisson	0,26
Alongamento base de medida 200mm	20%
Alongamento base de medida 50mm	23%
Dureza Brinell	Varia entre 130 e 150 HB

FONTE: PFEIL; PFEIL, 2015

Segundo a norma ASTM A36, a aplicação desse aço a processos de usinagem se mostra eficiente, pois ele apresenta boa usinabilidade a qualquer método tradicional, assim como pode ser soldado através de qualquer processo tradicional.

É importante a observação de que a flecha das peças não é afetada pela resistência do aço, e sim pelo módulo de elasticidade, que de acordo com a ANBT NBR 8800 (2008), é igual para todos os aços estruturais estabelecidos nesta norma.

4.4 PERFIS METÁLICOS UTILIZADOS

Ao longo do trabalho buscou-se determinar os perfis metálicos utilizados que por serem, em sua maioria, industrializados, possuem dimensões definidas. Para estes perfis existem tabelas que informam as características geométricas necessárias para o dimensionamento, o que facilita muito a escolha do perfil mais adequado. De maneira geral pode-se dizer que os perfis de aço utilizados na construção de edifícios de andares múltiplos são os mesmos empregados na construção de galpões e outras estruturas.

4.5 TIPO DE GALPÃO METÁLICO ADOTADO

Após determinado os perfis que seriam utilizados partimos para a escolha do sistema estrutural que sustentará a edificação, essa escolha é de fundamental importância para o resultado final do conjunto da obra no que tange aos aspectos de peso das estruturas, da facilidade de fabricação, da rigidez de montagem e, conseqüentemente, do custo final da estrutura. A estrutura e os elementos que a constituem devem ter resistência e rigidez, permitindo adequada funcionalidade durante sua vida útil. Conforme o item 3.9.1. foi adotado na construção do galpão pórticos de alma cheia

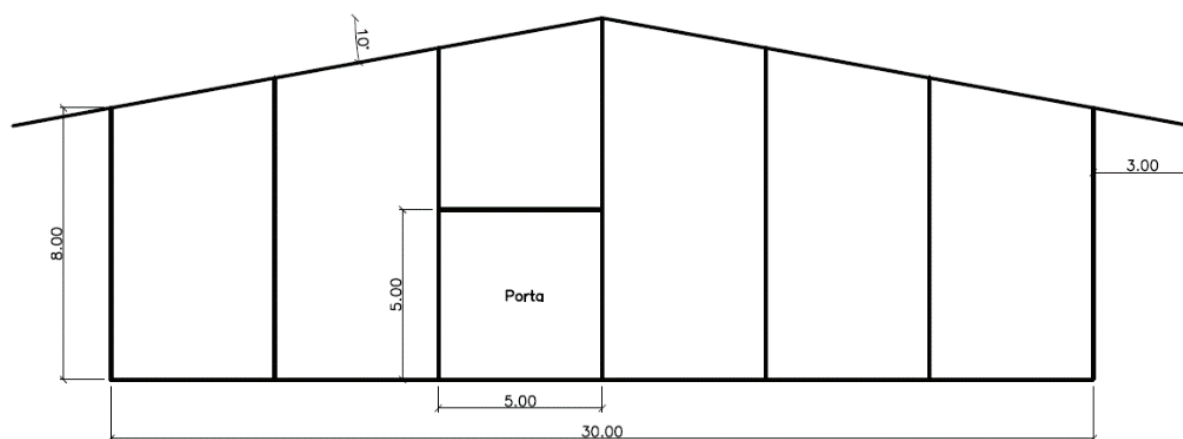
Ainda, no tocante ao sistema estrutural é necessário determinar os tipos de ligações das peças metálicas. Entende-se por ligação a união entre peças constituintes de um todo em qualquer tipo de estrutura. Em estruturas metálicas, as ligações representam maior importância, pois delas depende a segurança da estrutura. É um item que exige cuidado. Além da segurança, também apresenta um papel importante na logística de execução. Uma ligação muito complexa pode ocasionar atrasos devido a erros e acidentes. Outro fator importante é o econômico, pois a ligação pode se tornar muito dispendiosa.

Os pontos mais comuns a serem unidos em estruturas metálicas são: viga-viga; viga-pilar e pilar-fundação. Essas uniões são realizadas de duas maneiras atualmente: através de soldas e parafusos. Nesse trabalho as ligações foram unidas através de parafusos.

4.6 DIMENSIONAMENTO DOS PERFIS METÁLICOS

Após as considerações iniciais realizou-se o dimensionamento inicial das peças. Para isso foi necessário saber quais são os componentes do pórtico e suas respectivas dimensões. Na Figura 17, é possível observar algumas dimensões da estrutura.

Figura 17- Dimensões do objeto de estudo



FONTE: Autoria própria (2019)

- O comprimento do pilar é de 8000 mm
- O vão livre da estrutura possui 30000 mm
- A distância entre os pórticos são de 10000 mm.
- A inclinação do telhado é de 10°

Segundo o Manual Galpões para usos gerais – Instituto Aço Brasil (2010) os perfis mais utilizados em estruturas metálicas são:

- Perfil “H” muito utilizado para pilares, pois apresenta grande inércia nos dois eixos transversais ao eixo principal da peça;
- Perfil “I” muito utilizado para vigas, pois apresenta grande inércia em um só eixo transversal;
- Perfil “U” utilizado largamente para terças, escadas e acabamentos;

- Perfil “L” utilizado para construção de escadas, tesouras, contraventamentos e detalhes construtivos.

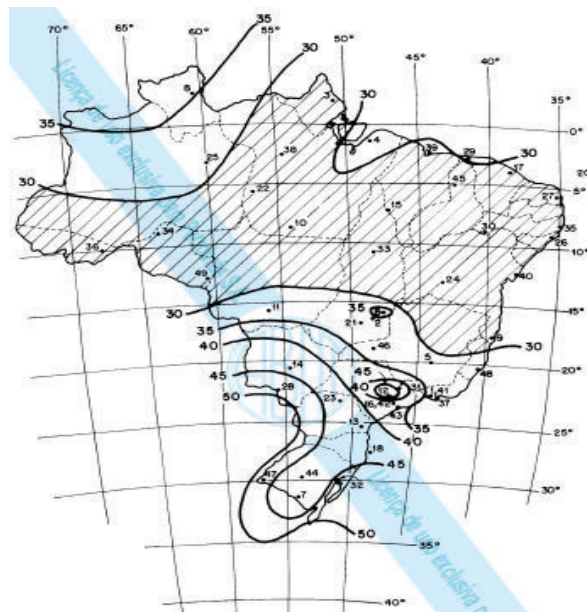
4.7 CARREGAMENTO DEVIDO AS AÇÕES DO VENTO

Neste tópico será abordado a metodologia de cálculo para determinar os carregamentos de vento atuantes na estrutura com base na ABNT NBR 6123 (1988).

4.7.1 Velocidade básica do vento

A velocidade básica do vento, V_0 , é definida fazendo análise do local onde a estrutura será construída, observando as isopletas de velocidade do vento mostrada pela Figura 18.

Figura 18 - Mapa de isopletas



Fonte: ABNT NBR 6123,1988 (Versão corrigida:2013)

4.7.2 DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE CARACTERÍSTICA

A ABNT NBR 6123:1988 determina a velocidade característica do vento V_k como:

$$V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 \quad (9)$$

Onde:

- Fator topográfico, S_1 ;

Este fator considera a influência da topografia do terreno no aumento ou diminuição da velocidade básica do vento. A ABNT NBR 6123 (1988) considera as situações apresentadas na Tabela 5.

Tabela 5- Fator topográfico

Classe A	Terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$
Classe B	Taludes ou morros (para definição de valores idem a item 5.2 da norma)
Classe C	Vales profundos protegidos do vento em qualquer direção: $S_1 = 0,9$

Fonte: ABNT NBR 6123,1988 (Versão corrigida:2013)

- Fator da rugosidade do terreno e dimensões da edificação, S_2 ;

O fator de rugosidade (S_2) está relacionado com a existência ou não de edificações próximas, esse fator é classificado em 5 categorias que vão desde grandes campos abertos com mais de 5 km de extensão até grandes metrópoles. Esse coeficiente ainda considera as dimensões da edificação, classificando em 3 classes, onde a classe A tem maior dimensão (vertical ou horizontal), menor que 20 metros, a classe B apresenta maior dimensão, (vertical ou horizontal), entre 20 e 50 metros e classe C com maior dimensão (vertical ou horizontal), maior que 50 metros.

- Fator estatístico, S_3 ;

Este fator é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. A Tabela 6 apresenta estes valores.

Tabela 6- Fator estatístico

Grupo	Descrição	S_3
I	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade	1,10

	destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	
II	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,0
III	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
IV	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
V	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: ABNT NBR 6123,1988 (Versão corrigida:2013)

4.7.3 Determinação da pressão dinâmica

A pressão dinâmica, segundo a ABNT NBR 6123 (1988), é determinada pela seguinte equação:

$$q = 0,613 * V_k^2 \quad (10)$$

4.7.4 Determinação dos coeficientes de pressão externa e interna

Os coeficientes de pressão externos C_{pe} e internos C_{pi} utilizados para a definição da ação estática do vento na estrutura são coeficientes de forma definidos experimentalmente em túneis de vento.

Devem ser definidos separadamente para paredes, telhados e elementos de vedação. Para geometrias comuns podem ser definidos por tabelas de pressão e de forma disponíveis na ABNT NBR 6123 (1988). Para este procedimento é importante ficar atento que a norma define valores positivos de coeficientes de pressão externa ou interna para sobrepções, e valores negativos para sucções.

Se as superfícies da edificação forem consideradas impermeável ao ar, a pressão interna será invariável no tempo e independente da corrente de ar externa. São consideradas superfícies impermeáveis como: lajes, paredes de alvenaria e afins, sem aberturas. Os demais

elementos construtivos são considerados permeáveis. Para determinação dos coeficientes de pressão interna, devesse observar o item 6.2 da ABNT NBR 6123 (1988).

A Tabela 4 da ABNT NBR 6123 (1988) fornece os coeficientes de pressão para paredes laterais e frontais de edificações de plantas retangulares. E a Tabela 5 da ABNT NBR 6123 (1988) fornece os coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular.

4.7.5 Combinações dos coeficientes de pressão externa e interna

As combinações foram feitas utilizando os coeficientes mais significativos das paredes externas, telhado e internas para os dois casos de incidência dos ventos considerados, 0° e 90°.

4.7.6 Determinação das forças estáticas devidas ao vento

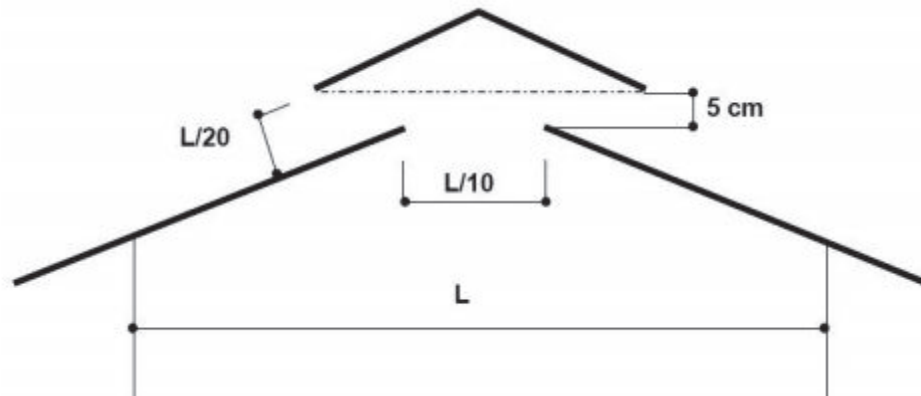
Segundo a ABNT NBR 6.123 (1988), a força estática devida ao vento é determinada pela seguinte equação.

$$F = (C_{pe} - C_{pi}) * q * A \quad (11)$$

4.8 DIMENSIONAMENTO DO LANTERNIM

A utilização de galpões industriais exige que o mesmo possua uma ventilação adequada. A fim de tornar o projeto mais eficiente economicamente, optou-se pelo uso de dispositivos de ventilação natural e aberturas laterais e lanternim (Figura 19). Assim, foi necessário, inicialmente, determinar essas aberturas.

Figura 19- Dimensões do Lanternim



FONTE: Embrapa, 2000

Para obter as aberturas laterais e do lanternim foi necessário usar as seguintes relações.

$$h1 = \frac{nV}{Lv3600} \text{ (Largura da abertura do lanternim)} \quad (12)$$

$$h2 = \frac{1,5h1}{2} \text{ (Altura da Abertura lateral)} \quad (13)$$

$$h3 = \frac{1}{20}L \text{ (Altura do lanternim)} \quad (14)$$

V= Volume interno do galpão

Velocidade do vento no exterior do galpão é considerada nula;

v – Velocidade de saída do através da abertura do lanternim, considerada entre 1 e 1,5 m/s;

L – Comprimento total do galpão;

n – Número de vezes que o ar interno do galpão vai ser renovado por hora, considerando de 5 a 20 renovações por hora.

Para determinar o número de renovações é necessária fazer uso da Tabela 7, na qual estão contidas diferentes áreas funcionais e sua taxa de renovação preconizadas pelos órgãos de higiene e segurança no trabalho.

Tabela 7- Número de renovações de ar por hora em diferentes ambientes

ÁREA FUNCIONAL	TAXA DE RENOVAÇÃO (Trocax/hora)	VAZÃO (ft³/min)/pessoa
Hospitais (Sala de anestesia)	8-12	-
Salas de animais	12-16	-
Auditórios	10-20	10
Hospitais (Salas de autópsia)	8-12	10
Padaria e confeitaria	20-60	
Boliches	15-30	30
Igrejas	15-25	5
Hospitais (Salas de citoscopia)	8-10	20
Salas de aula	10-30	40
Salas de conferência	25-35	-
Corredores	3-10	-
Hospitais (Salas de parto)	8-12	-
Fundações	5-20	-

FONTE: OLIVEIRA, J.M. 2018

4.9 COMBINAÇÃO DAS AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

Segundo a ABNT NBR 8800 (2008) As combinações devem ser feitas de modo a considerar as condições mais desfavoráveis e que tenham probabilidade de atuarem simultaneamente sobre a estrutura.

4.10 OUTROS ELEMENTOS CONSTITUINTES DA ESTRUTURA

4.10.1 Ponte rolante

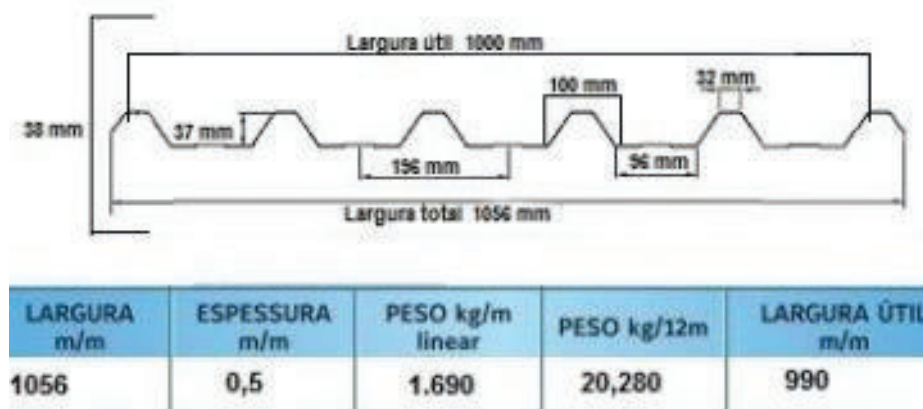
Convencionou-se dividir as pontes em grupos em função da capacidade de carga. O grupo leve engloba as pontes de 3 t à 15 t, o grupo médio, as de 20 t à 50 t e o grupo pesado, as

de 50 t à 120 t. Os grupos médios e pesados podem ser equipados com gancho auxiliar no carro, que permite maior versatilidade no levantamento da carga.

4.10.2 Telhas

As telhas utilizadas para cobertura do lanternim, telhado e tapamentos laterais e frontais são telhas trapezoidais em alumínio conforme figura 20.

Figura 20-Dimensões da telha trapezoidal em alumínio



FONTE: Incometal.

4.11 SOFTWARES

Nesse trabalho foi usado nas simulações computacionais o software *Solidworks* 2018, pois com este software é possível empregar o Método das Diferenças Finitas para a análise de sólidos, permitindo expor a estrutura, previamente construída graficamente, a simulações de solicitações estruturais que ocorrerão quando esta for construída.

Foram usadas, ainda, as seguintes ferramentas:

- O software FTOOL, usado para a obtenção de esforços que atuarão nas barras da estrutura.
- O software Excel, usado para diminuir o tempo gasto e a incidência de erros provenientes dos cálculos

Essas ferramentas permitiram facilitar a reprodução dos resultados e também tornam o processo produtivo mais dinâmico e célere.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados aqui expostos estão contidos no memorial de cálculo presente no apêndice deste trabalho.

5.1 CARGAS ATUANTES NA ESTRUTURA

Após realizado o dimensionamento com base na metodologia de cálculo apresentada na ABNT NBR 6123 (1988) e, também na metodologia do presente trabalho, foram obtidos os resultados para as cargas atuantes na estrutura conforme Quadro 1.

Quadro 1- Cargas atuantes na estrutura

Cargas permanentes (item 8.3)	<i>Peso próprio do pórtico principal = 4974,86 N/m</i>
	<i>Peso próprio do lanternim = 1511,84 N/m</i>
Carga variáveis (item 8.1)	<i>Vento a 0° = -417,165 N/m</i> <i>Vento a 90° = -584,036 N/m</i>
Cargas acidental (ABNT NBR 6120:1980)	<i>2500 N/m</i>
Carga proveniente da ponte rolante (item 8.2)	<i>1323,75 KN.m</i>
Força nocional (item 8.5)	<i>$F_n = 711,684 N$</i>

FONTE: Autoria própria (2019)

A determinação desses dados é fundamental para a realização do dimensionamento das peças uma vez que se pode conhecer as cargas atuantes na estrutura.

5.2 COMBINAÇÕES DE ESFORÇOS

5.2.1 Pórtico principal

Após serem obtidas as cargas atuantes na estrutura iniciou-se a realização das combinações. A tabela 8 traz os esforços máximos presentes em cada elemento constituinte do pórtico principal conforme o item 8.7.

Tabela 8- Esforços máximos para cada componente dos pórticos principal

Esforços máximos	Pilar esquerdo	Viga esquerda	Viga direita	Pilar direito
n (kn)	-128,7	-193,7	-194,8	-134,1
v (kn)	-198,9	87,4	-92,6	208,0
m (kn.m)	-1168,4	229,1	204,7	1229,3
m _a (kn.m)	-395,6	224	203,8	413,7
m _b (kn.m)	-783,9	197,9	157,4	823,6
m _c (kn.m)	-1168,4	48,8	-11,7	1229,3

FONTE: Autoria própria (2019)

Quantificar esses esforços é fundamental para poder conferir se os esforços resistentes são maiores que os solicitantes.

5.2.2 Terças

De acordo com a ABNT NBR 6120:1980, para elementos como a terça é necessário verificar sua resistência para uma situação de peso próprio somado a uma carga de 1 KN no centro da terça, assim, conforme tabela 9 temos os carregamentos solicitantes desse elemento.

Tabela 9- Esforços máximos para as terças

	EIXO X	EIXO Y
v (kn)	2,0	0,6
m (kn.m)	5,0	0,27
m _a	3,8	0,27
m _b	5,0	0,18

m_c	3,8	0,27
-------	-----	------

FONTE: Autoria própria (2019)

5.2.3 Viga de tapamento lateral

Os resultados obtidos para as vigas de tapamento lateral foi feito de forma análoga as terças descritas acima e estão presentes na Tabela 10.

Tabela 10- Esforços máximos para as vigas de tapamento

	eixo x	eixo y
v (kn)	5,2	0,3
m (kn.m)	13,0	0,12
m_a (kn.m)	9,8	0,12
m_b (kn.m)	13,0	0,08
m_c (kn.m)	9,8	0,12

FONTE: Autoria própria (2019)

5.2.4 Lanternim

Os resultados para o lanternim foram obtidos de forma semelhante aos do pórtico principal e estão expostos na tabela 11.

Tabela 11- Esforços máximos para cada componente do lanternim

Esforços máximos	Pilar esquerdo	Viga esquerda	Viga direita	Pilar direito
n (kn)	-5,2	-1,6	-1,4	-3,0
v (kn)	-2,2	5,1	-2,8	1,0
m (kn.m)	-2,3	-2,3	1,32	0,7
m_a (kn.m)	-0,7	-0,4	1,30	0,044
m_b (kn.m)	-1,3	0,9	0,97	0,18
m_c (kn.m)	-1,8	1,4	0,27	0,4

FONTE: Autoria própria (2019)

5.3 SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO

5.3.1 Pórtico principal

5.3.1.1 Coluna

Para a coluna foi utilizado um perfil W610x140. O momento solicitante de projeto é da ordem de 1229 kN.m, já o esforço solicitante de compressão é 134,1 kN, em módulo, e o esforço cortante de projeto foi de 208,0 kN. No Quadro 2, é possível observar o atendimento aos critérios de verificação empregados. Salienta-se que todos os valores solicitantes de projeto são inferiores a resistência de projeto calculada, bem como a esbeltez dos elementos, assim atendendo aos critérios estabelecidos por norma. Os valores apresentados abaixo estão contidos no item 8.10.

Quadro 2 - Verificação dos resultados para a coluna

Verificação da esbeltez	$\frac{L_x}{r_x} = \frac{800}{25,06} = 31,92 < 200$
	$\frac{L_y}{r_y} = \frac{800}{5,02} = 159,36 < 200$
Verificação da capacidade a compressão	$N_{c,Rd} = 346,375 \text{ kN} > N_{s,Sd} = 134,1 \text{ kN}$
Verificação da capacidade a flexão	$M_{Rd} = 94843,18 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 1229,3 \text{ kN.m}$
Verificação da capacidade ao cisalhamento	$V_{Rd,y} = \frac{V_{ply}}{\gamma_{\alpha 1}} = 632,97 \text{ kN} > V_{Sd} = 208,0 \text{ kN}$
Verificação para a combinação de esforços solicitantes	$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0$ $\frac{134,1}{346,375} + \frac{8}{9} \left(\frac{1229,3}{94843,18 \text{ kN}} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0$ $0,40 \leq 1,0$

FONTE: Autoria própria (2019)

5.3.1.2 Viga

Para a viga o momento solicitante de projeto é da ordem de 229,1 KN.m, já o esforço solicitante de compressão é 194,8 kN, em módulo, e o esforço cortante de projeto foi de 92,6 kN, em módulo. No Quadro 3, é possível observar o atendimento aos critérios de verificação empregados. Salienta-se que todos os valores solicitantes de projeto são inferiores a resistência de projeto calculada, bem como a esbeltez dos elementos, assim atendendo aos critérios estabelecidos por norma. Os valores apresentados abaixo estão contidos no item 8.11.

Quadro 3 - Verificação dos resultados para a viga

Verificação da esbeltez	$\frac{L_x}{r_x} = \frac{1530}{26,22} = 58,35 < 200$
	$\frac{L_y}{r_y} = \frac{1530}{7,66} = 199,7 < 200$
Verificação da capacidade a compressão	$N_{c,Rd} = 1075,64 \text{ kN} > N_{s,Sd} = 194,8 \text{ kN}$
Verificação da capacidade a flexão	$M_{Rd} = 156109,1 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 229,1 \text{ kN.m}$
Verificação da capacidade ao cisalhamento	$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl,y}}{\gamma_{a1}} = 1126,32 \text{ kN} > V_{Sd} = -92,6 \text{ kN}$
Verificação para a combinação de esforços solicitantes	$\frac{194,8}{1075,64} + \left(\frac{229,1}{156109,1 \text{ kN}} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0$ $0,20 \leq 1,0$

FONTE: Autoria própria (2019)

5.3.1.3 Terças

Para as terças o momento solicitante de projeto é da ordem de 5,0 KN.m, já o esforço solicitante de compressão é 2,0 kN, foi verificado que não ocorrem esforços normais atuantes nesse elemento. No Quadro 4 é possível observar o atendimento aos critérios de verificação empregados. Salienta-se que todos os valores solicitantes de projeto são inferiores a resistência de projeto calculada, bem como a esbeltez dos

elementos, assim atendendo aos critérios estabelecidos por norma. Os valores apresentados abaixo estão contidos no item 8.12.

Quadro 4 - Verificação dos resultados para as terças

Verificação da esbeltez	$\frac{L_x}{r_x} = \frac{1000}{5,64} = 177,20 < 200$
	$\frac{L_y}{r_y} = \frac{250}{1,35} = 185,19 < 200$
Verificação da capacidade a flexão	$M_{Rd} 16,78 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 5,0 \text{ kN.m}$
Verificação da capacidade a flexão em torno do eixo y	$M_{Rd} = 4,27 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 0,27 \text{ kN.m}$
Verificação da capacidade ao cisalhamento	$V_{Rd,x} = \frac{V_{pl,x}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{135,09}{1,1} = 122,8 \text{ kN} > V_{Sd} = 2,0 \text{ kN}$
Verificação para a combinação de esforços solicitantes	$\left(\frac{5,0 \text{ kN}}{16,68 \text{ kN}} + \frac{0,27}{4,27} \right) \leq 1,0$ $0,36 \leq 1,0$

FONTE: Autoria própria (2019)

5.3.2 Lanternim

5.3.2.1 Coluna

Para a coluna o momento solicitante de projeto é da ordem de 2,3 kN.m, já o esforço solicitante de compressão é 5,2 kN e o esforço cortante de projeto foi de 2,2 kN, todos em módulo. No Quadro 5 é possível observar o atendimento aos critérios de verificação empregados. Salienta-se que todos os valores solicitantes de projeto são inferiores a resistência de projeto calculada, bem como a esbeltez dos elementos, assim atendendo aos critérios estabelecidos por norma. Os valores apresentados abaixo estão contidos no item 8.13.

Quadro 5 - Verificação dos resultados para a coluna

Verificação da esbeltez	$\frac{L_x}{r_x} = \frac{150}{8,67} = 17,3 < 200$
--------------------------------	---

	$\frac{L_y}{r_y} = \frac{150}{4,09} = 36,67 < 200$
Verificação da capacidade a compressão	$N_{c,Rd} = 20,77kN > N_{s,Sd} = 5,2 kN$
Verificação da capacidade a flexão	$M_{Rd} = 3204,54kN.m > M_{sd} = 2,3kN.m$
Verificação da capacidade ao cisalhamento	$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl,y}}{\gamma_{\alpha 1}} = 208,64 kN$
Verificação para a combinação de esforços solicitantes	$\frac{5,2}{20,77} + \frac{8}{9} \left(\frac{2,3}{3204,54N} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0$ $0,25 \leq 1,0$

FONTE: Autoria própria (2019)

5.3.2.2 Viga

Para a viga o momento solicitante de projeto é da ordem de 2,3 kN.m, em módulo, já o esforço solicitante de compressão é 1,6 kN, em módulo, e o esforço cortante de projeto foi de 5,1 kN. No Quadro 6, é possível observar o atendimento aos critérios de verificação empregados. Salienta-se que todos os valores solicitantes de projeto são inferiores a resistência de projeto calculada, bem como a esbeltez dos elementos, assim atendendo aos critérios estabelecidos por norma. Os valores apresentados abaixo estão contidos no item 8.14.

Quadro 6 - Verificação dos resultados para a viga

Verificação da esbeltez	$\frac{L_x}{r_x} = \frac{180}{8,67} = 20,76 < 200$
	$\frac{L_y}{r_y} = \frac{180}{4,09} = 44,0 < 200$
Verificação da capacidade a compressão	$N_{c,Rd} = 20,77 kN > N_{s,Rd} = 1,6 kN$
Verificação da capacidade a flexão	$M_{Rd} = 3204,54kN.m > M_{sd} = 2,3kN.m$
Verificação da capacidade ao cisalhamento	$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl,y}}{\gamma_{\alpha 1}} = 208,64 kN > V_{sd} = 5,1kN$

Verificação para a combinação de esforços solicitantes	$\frac{1,6}{20,77} + \left(\frac{2,3}{3204,54N} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0$ $0,08 \leq 1,0$
---	--

FONTE: Autoria própria (2019)

5.3.3 Ponte rolante

Para a ponte rolante é necessário verificar os esforços atuantes nos eixos X e Y. Para o eixo local Y o momento solicitante de projeto é da ordem de 368 KN.m e o cortante é de 1,5kN. Já para o eixo local X momento solicitante de projeto é da ordem de 4,4 KN.m e o cortante é de 103,6kN. No Quadro 7, é possível observar o atendimento aos critérios de verificação empregados. Salienta-se que todos os valores solicitantes de projeto são inferiores a resistência de projeto calculada, bem como a esbeltez dos elementos, assim atendendo aos critérios estabelecidos por norma. Os valores apresentados abaixo estão contidos no item 8.2.

Quadro 7 - Verificação dos resultados para a ponte rolante

Verificações	Eixo x	Eixo y
Verificação da capacidade ao cisalhamento	$V_{Rd} = 1460,23 \text{ kN}$ $> 103,6 \text{ kN}$	$V_{Rd} = 2316,89 \text{ kN} > 1,5 \text{ kN}$
Verificação da capacidade a flexão	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{368}{906,64} = 0,40 < 1$	$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{4,4}{320,72} = 0,014 < 1$

FONTE: Autoria própria (2019)

Assim, observa-se que as verificações de cálculo feitas para os elementos constituintes do pórtico principal, do lanternim e da ponte rolante foram amplamente atendidas. Ressalta-se que o fato dos esforços resistentes serem maiores que os solicitantes não excluem a necessidade da realização de vistoriais e manutenções preventivas, o que confere maior durabilidade para a estrutura.

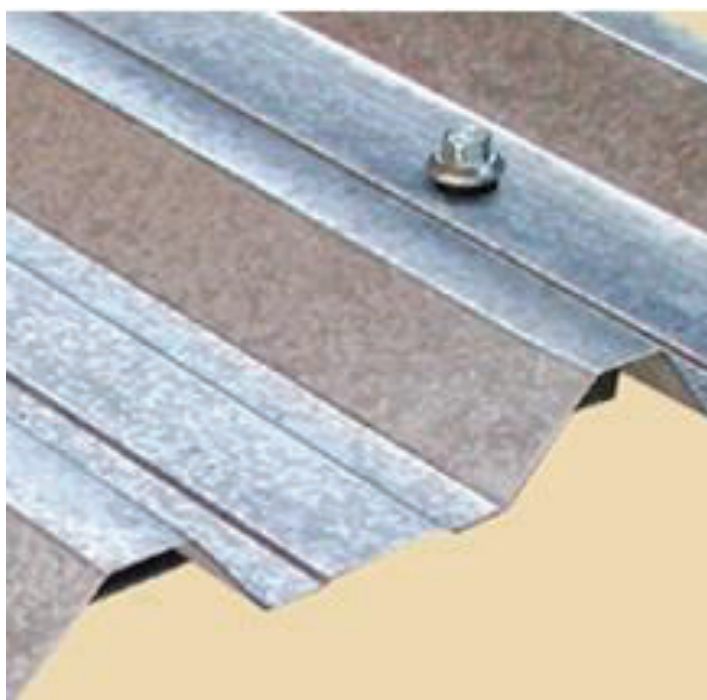
5.4 DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES

Abaixo serão detalhadas a verificação dos carregamentos solicitantes e resistentes presente em alguns conjuntos de ligações, bem como as especificações dos parafusos que serão utilizados.

5.4.1 Telha – terça

Para a fixação das telhas trapezoidais do lanternim e do telhado às terças de perfil U 150x15,6 foram utilizados fixadores para telha e terças metálicas auto perfurantes 12-14x3/4”, espaçados sob a terça a cada 800 mm. A figura 21 ilustra esse tipo de ligação.

Figura 21- Ligação telha – terça



FONTE: Catalogo Ciser, 2019

A tabela 12 trata da ligação executada para unir as telhas as terças, é possível verificar o tipo e diâmetro do parafuso, neste caso de 3/4” com uma resistência ao cisalhamento de 69,67 kN e uma resistência à tração de 130,64kN. Verificou-se que a resistência fornecida pelo parafuso atende, com folga, as solicitações existentes.

Tabela 12- Ligação telha-terça

Parafuso	Aço	Ligação	Terça
DN: 3/4"	Esp.: A325	m: 1	Comprimento: 10,00m
DN: 19,05 mm	Fu: 825 MPa	Plano de Corte: Passa na Rosca	Espaç. Paraf.: 0,80 m
Ap: 285,02 mm²			Parafusos por terça: 12
Solicitante ao Cisalhamento (Distribuída)		Solicitante ao Cisalhamento (1 parafuso)	Resistência ao Cisalhamento (1 parafuso)
F(V,Sd) = 809,18 N/m		F(V,Sd) = 0,10 kN	F(V,Rd) = 69,67 kN
Solicitante à Tração (Distribuída)		Solicitante à Tração (1 parafuso)	Resistência à Tração (1 parafuso)
F(T,Sd) = 142,68 N/m		F(T,Sd) = 0,012 kN	F(T,Rd) = 130,64 kN

FONTE: Autoria própria (2019)

5.4.2 Telha-viga de tapamento

O processo de ligação das telhas com a viga de tapamento foi análogo a união das telhas com as terças. A tabela 13 ilustra os esforços de solicitantes e resistentes presentes nesse tipo de ligação.

Tabela 13 - Ligação telha-viga de tapamento

Parafuso	Aço	Ligação	Terça
DN: 3/4"	Esp.: A325	m: 1	Comprimento: 10,00 m
DN: 19,05 mm	Fu: 825 MPa	Plano de Corte: Passa na Rosca	Espaç. Paraf.: 0,80 m
Ap: 285,02 mm²			Parafusos por VT: 12
Solicitante ao Cisalhamento (Distribuída)		Solicitante ao Cisalhamento	Resistência ao Cisalhamento (1 parafuso)

	(1 parafuso)	
F(V,Sd): 821,67N/m	F(V,Sd): 0,07 kN	F(V,Rd): 69,67 kN
Solicitante à Tração	Solicitante à Tração	Resistência à Tração
(Distribuída)	(1 parafuso)	(1 parafuso)
F(T,Sd): 654,79 N/m	F(T,Sd): 0,05 kN	F(T,Rd): 130,64 kN

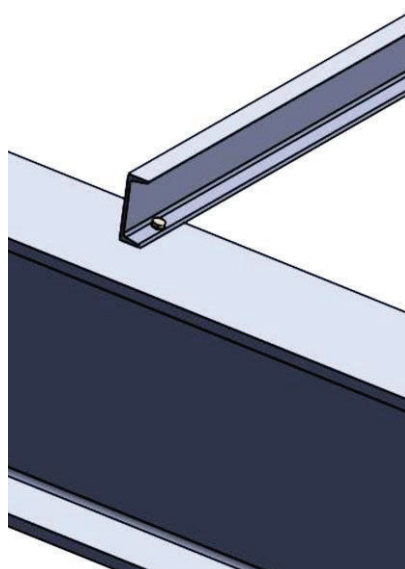
FONTE: Autoria própria (2019)

5.4.3 Terça-viga

Para a fixação das terças em perfil U 150x15,6 às vigas W610x217 foram utilizados parafusos Aço A325, com $DN = \frac{3}{4}''$, nas extremidades de cada terça. Os furos nas abas da terça e nas mesas das vigas devem ser executados por puncionamento, resultando diâmetros de 22,55 mm.

A ligação foi dimensionada para um furo único na extremidade da terça, distando 43 mm da borda da terça. A figura 22 ilustra essa ligação.

Figura 22 - Ligação Terça-Viga



FONTE: Autoria própria (2019)

A tabela 14 trata da ligação executada para unir as terças a viga, é possível verificar o tipo e diâmetro do parafuso, neste caso de $\frac{3}{4}''$ com uma resistência ao cisalhamento de 69,67 kN e uma resistência a tração de 130,64kN. Verificou-se que a resistência fornecida pelo parafuso atende, com folga, às solicitações existentes.

Tabela 14 - Ligação terço-viga

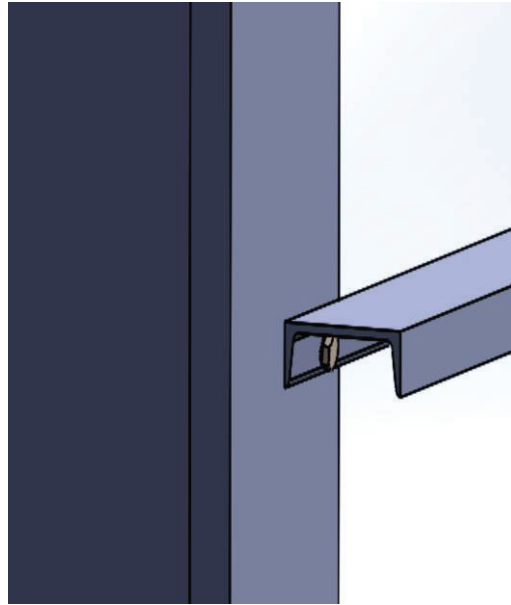
Parafuso	Aço	Ligação	Terça
DN: 3/4"	Esp.: A325	m: 1	Comprimento: 10,00 m
DN: 19,05 mm	Fu: 825 MPa	Plano de Corte: Passa na Rosca	Espaç. Paraf.: 5,00 m
Ap: 285,02 mm²			Parafusos por terça: 2
Solicitante ao Cisalhamento (Distribuída)	Solicitante ao Cisalhamento (1 parafuso)	Resistência ao Cisalhamento (1 parafuso)	
F(V,Sd): 937,21 N/m	F(V,Sd): 0,47 kN	F(V,Rd): 69,67 kN	
Solicitante à Tração (Distribuída)	Solicitante à Tração (1 parafuso)	Resistência à Tração (1 parafuso)	
F(T,Sd): 163,49 N/m	F(T,Sd): 0,08 kN	F(T,Rd): 130,64 kN	

FONTE: Autoria própria (2019)

5.4.4 Viga de tapamento – pilar

Para a fixação das vigas de tapamento em perfil U150x15,6 aos pilares W610x140 foram utilizados parafusos Aço A325, com DN = ¾", nas extremidades de cada viga. Os furos nas abas da viga e nas mesas dos pilares devem ser executados por puncionamento, resultando diâmetros de 22,55 mm. A ligação foi dimensionada para um furo único na extremidade da viga, distando 82 mm da borda da viga, conforme Figura 23.

Figura 23 - Ligação Viga de tapamento – pilar



FONTE: Autoria própria (2019)

A tabela 15 trata da ligação executada para unir as vigas de tapamento com o pilar, é possível verificar o tipo e diâmetro do parafuso, neste caso de $\frac{3}{4}$ ” com uma resistência ao cisalhamento de 69,67 kN e uma resistência a tração de 130,64kN. Verificou-se que a resistência fornecida pelo parafuso atende, com folga, as solicitações existentes.

Tabela 15 - Ligação viga de tapamento - pilar

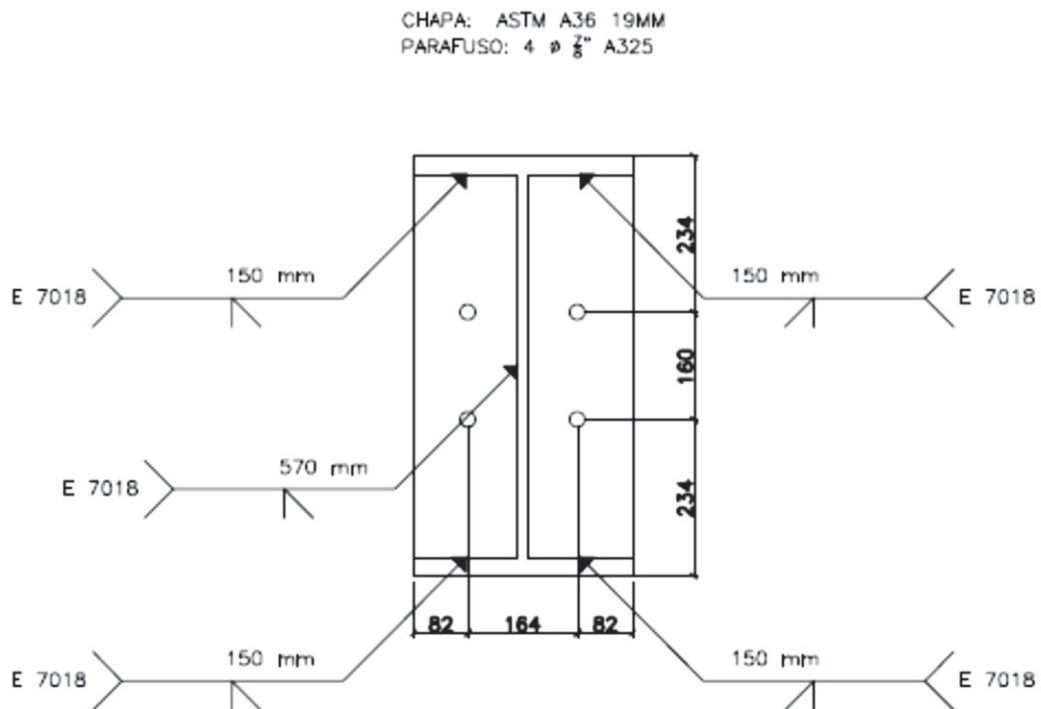
Parafuso	Aço	Ligação	Terça
DN: 3/4"	Esp.: A325	m: 1	Comprimento: 10,00 m
DN: 19,05 mm	Fu: 825 MPa	Plano de Corte: Passa na Rosca	Espaç. Paraf.: 5,00 m
Ap: 285,02 mm ²			Parafusos por VT: 2
Solicitante ao Cisalhamento (Distribuída)	Solicitante ao Cisalhamento (1 parafuso)		Resistência ao Cisalhamento (1 parafuso)
F(V,Sd): 937,21 N/m	F(V,Sd): 0,47 kN		F(V,Rd): 69,67 kN
Solicitante à Tração (Distribuída)	Solicitante à Tração (1 parafuso)		Resistência à Tração (1 parafuso)
F(T,Sd): 163,49 N/m	F(T,Sd): 0,08 kN		F(T,Rd): 130,64 kN

FONTE: Autoria própria (2019)

5.4.5 Viga-pilar e viga-viga

Para essas ligações, foram utilizadas chapas soldadas a seção do perfil que, pela inclinação do telhado, foi necessária a realização de um corte transversal, para a perfeita adesão de uma chapa a outra. Esse corte deve ser feito com o auxílio de um maçarico. Na Figura 23 é possível ver os locais onde serão necessários realizar soldagem.

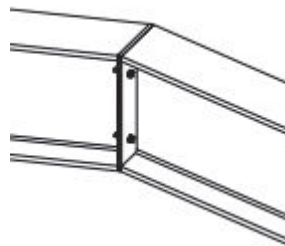
Figura 24 - Ligação viga - pilar e viga -viga – Regiões de soldagem



FONTE: Autoria própria (2019)

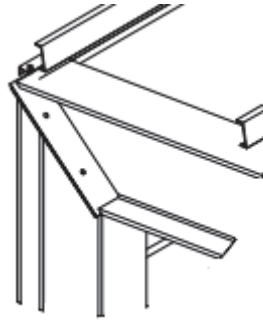
Nas Figuras 24 e 25 é possível identificar as ligações e a disposição da chapa metálica fornecendo uma visão espacial dessas ligações.

Figura 25- Ligação viga-viga



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 26- ligação viga-pilar



FONTE: Autoria própria (2019)

A tabela 16 trata dos esforços de cisalhamento máximos atuantes na ligação viga-pilar e viga-viga. Para combater as solicitações foram utilizados parafusos de 7/8” que apresentam uma resistência ao cisalhamento de 58,98 kN, resistindo, respectivamente, as solicitações de 51,9kN da ligação viga-pilar e aos 39,89 kN da ligação viga-viga. Verificou-se que a resistência fornecida pelo parafuso atende, com folga, às solicitações existentes.

Tabela 16- Ligação viga-pilar e viga-viga

Viga-pilar	Viga-viga
Esforço cisalhante máximo solicitante = 51,9 kN	Esforço cisalhante máximo solicitante = 36,7 kN
Esforço cisalhante resistente do parafuso de 7/8” = 58,98 kN	Esforço cisalhante resistente do parafuso de 7/8” = 39,89 kN

FONTE: Autoria própria (2019)

Verificou-se através do dimensionamento, apresentado no Apêndice – Memorial de cálculo, que os esforços resistentes pelos elementos de ligação foram maiores que os solicitantes, o que confere estabilidade a estrutura.

5.5 PERFIS OBTIDOS APÓS O DIMENSIONAMENTO

Tabela 17- Resumo dos perfis obtidos com o dimensionamento

Pórtico Principal	Coluna - W610x140
	Viga - W610x217,0
	Terça - U152x12,2
Lanternim	Coluna - W200x35,9
	Viga - W200x35,9
	Terça - U152x12,2

Viga de rolamento da ponte rolante

W610x155 ,0

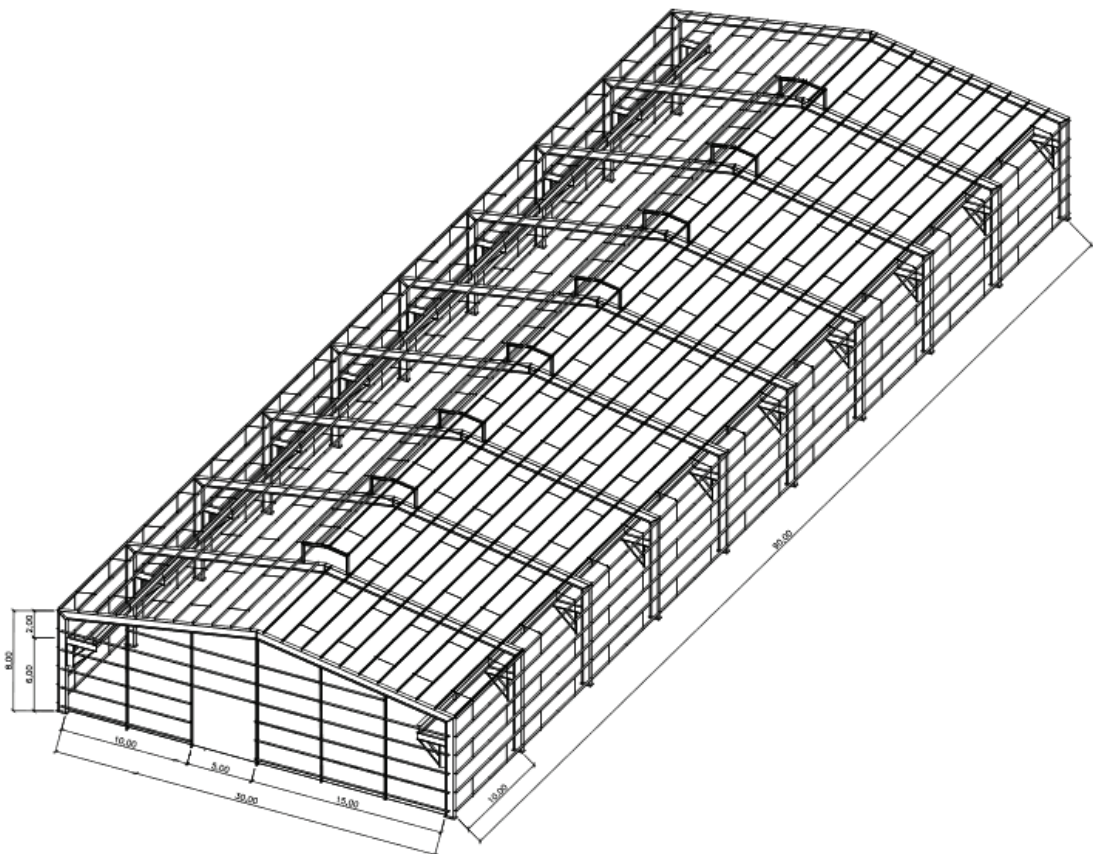
FONTE: Autoria própria (2019)

Esse quadro resumo é de fundamental importância, pois ele fornecerá os dados de entrada para a realização da modelagem computacional e posterior simulação.

5.6 MODELAGEM COMPUTACIONAL DO OBJETO DE ESTUDO

A partir do quadro resumo, presente na tabela 17, foi possível modelar computacionalmente, através do software *Solidworks*, o objeto de estudo (Figura 27). Essa modelagem é a primeira etapa da simulação computacional e permite ainda que tenhamos uma visão espacial da estrutura.

Figura 27 - Vista isométrica do objeto de estudo - Solidworks,2018.



FONTE: Autoria própria (2019)

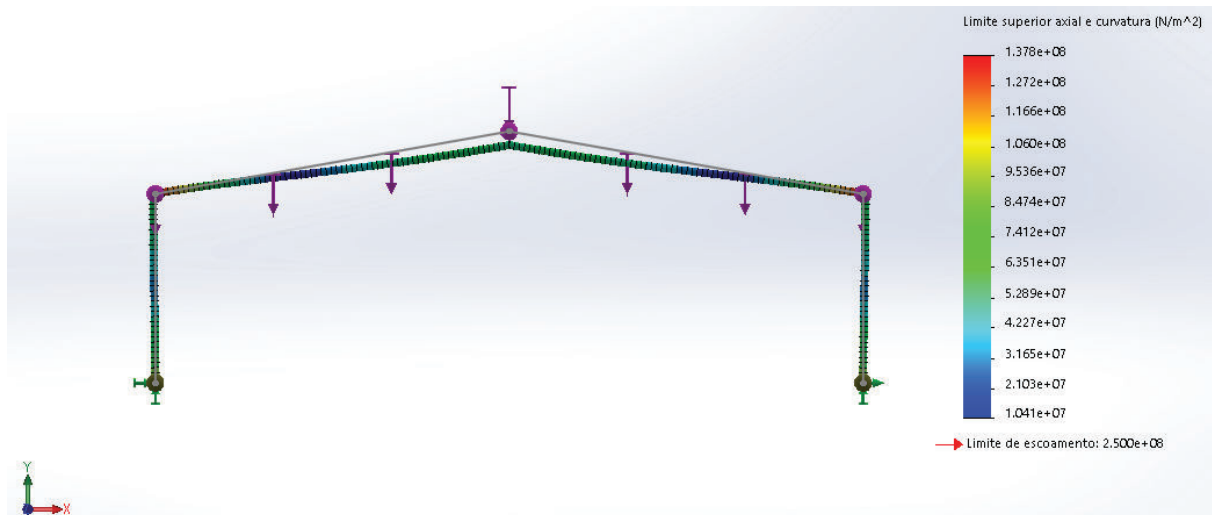
5.7 SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL

A partir dos dados fornecidos pelo dimensionamento foi realizada a modelagem computacional do objeto de estudo, usou-se para isso o software *Solidworks* 2018. A escolha desse software foi realizada devido a praticidade que essa ferramenta possui em realizar modelagens de sólidos 3D, permitindo, assim, que o objeto de estudo seja construído de maneira prática e fiel a estrutura existente.

5.7.1 Pórtico principal

Para o pórtico principal o momento solicitante máximo de projeto é da ordem de 1229,3 KN.m, enquanto o esforço cortante máximo de projeto foi de 208,0kN, conforme Tabela 8. A tensão nodal máxima aferida após as simulações computacionais foi de 137 MPa, como pode ser visto na Figura 28. A tensão resistida é da ordem de 250 MPa Logo, as tensões resultantes da ação das cargas não superam o esforço resistente.

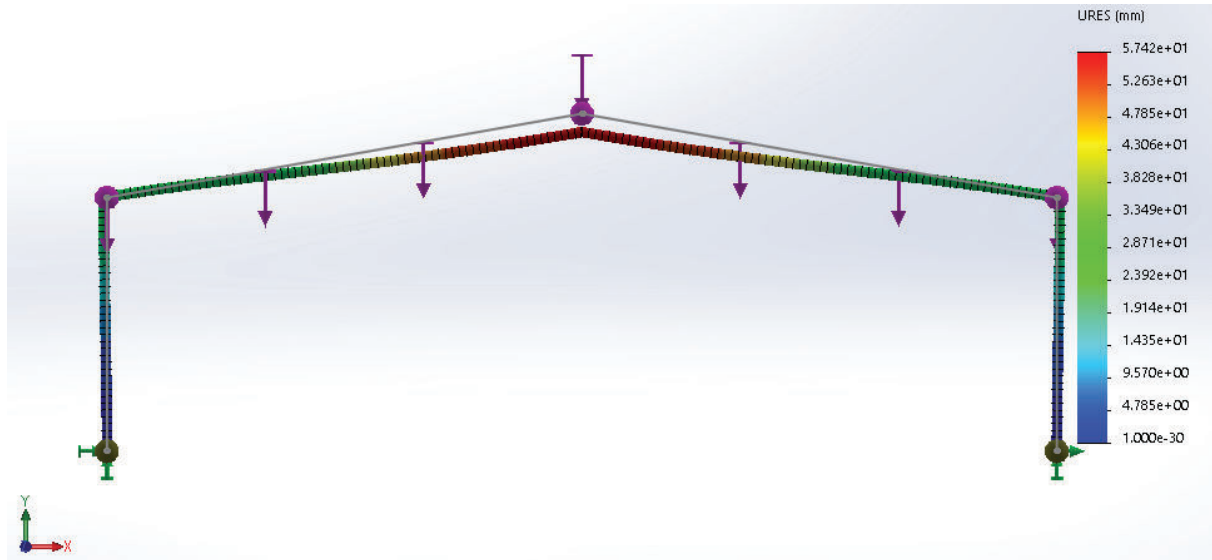
Figura 28- Análise estrutural – Tensão no pórtico principal



FONTE: Autoria própria (2019)

Outro parâmetro importante refere-se a deslocabilidade, para o pórtico principal, através da simulação computacional, foi verificado um deslocamento de 57,42 mm, conforme Figura 29. Enquanto o permitido pela relação $L/200$, com $L = 30\text{m}$, é de 150 mm, assim o parâmetro de deslocabilidade está assegurado.

Figura 29- Análise Estrutural – Deslocamento no pórtico principal

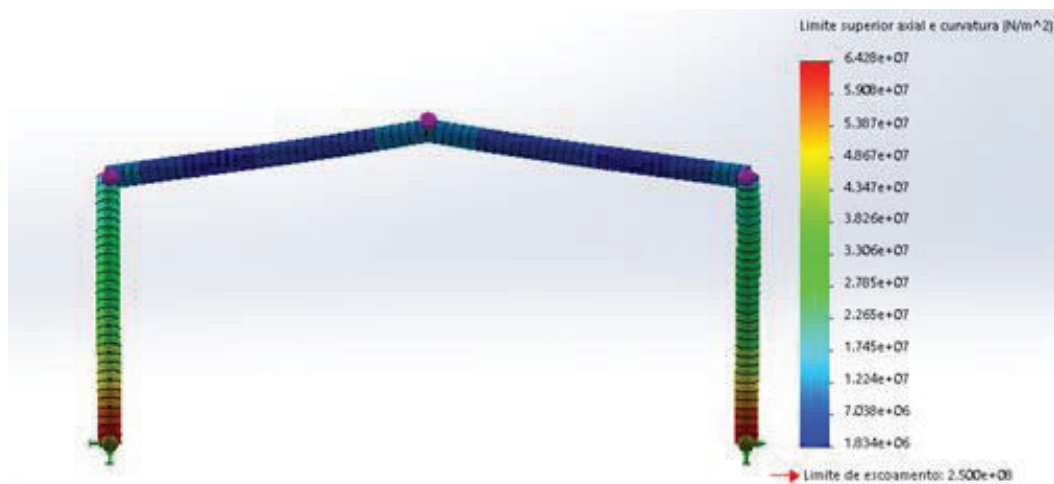


FONTE: Aatoria própria (2019)

5.7.2 Pórtico do lanternim

Para o pórtico do lanternim o momento solicitante máximo de projeto é da ordem de 2,3 KN.m, em módulo, enquanto o esforço cortante máximo de projeto foi de 5,1kN, conforme Tabela 11. A tensão nodal máxima aferida após as simulações computacionais foi de 64,3 MPa, como pode ser visto na Figura 30. A tensão resistida é da ordem de 250 MPa. Logo, as tensões resultantes da ação das cargas não superam o esforço resistente.

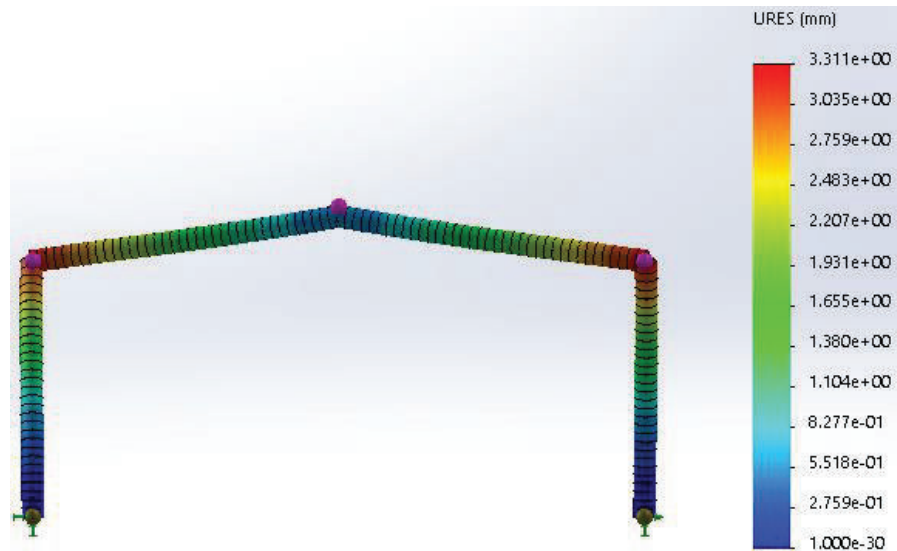
Figura 30 - Análise Estática – Tensão no pórtico do lanternim



FONTE: Aatoria própria (2019)

Outro parâmetro importante refere-se a deslocabilidade, para o pórtico do lanternim, através da simulação computacional, foi verificado um deslocamento de 3,31 mm, conforme Figura 31. Enquanto o permitido pela relação $L/200$, com $L = 3,6\text{m}$, é de 18 mm, assim o parâmetro de deslocabilidade está assegurado.

Figura 31- Análise Estática – Deslocamento no pórtico do lanternim



FONTE: Autoria própria (2019)

Com esses dados é possível determinar na fase de projeto materiais mais resistentes para essas ligações ou de maiores seções transversais para essas regiões, garantindo assim maior durabilidade para a estrutura e menores gastos com reparos quando a edificação já estiver finalizada.

Esses resultados fornecem dados importantes ao projetista o qual passa a ter fundamentação para adotar métodos para reforçar essas áreas críticas, prevendo e solucionando ainda na fase de concepção do projeto problemas futuros na estrutura.

6 CONCLUSÃO

Através deste estudo foi possível entender a dinâmica do dimensionamento de estruturas metálicas, bem como a importância das simulações computacionais, constatando assim, a importância do uso de métodos que se baseiam na Dinâmica dos Fluidos Computacional e no Método das Diferenças Finitas para modelagem matemática e análise gráfica das mais diversas estruturas, identificando e quantificando seus comportamentos frente as mais variadas formas de solicitações.

O correto dimensionamento junto das simulações computacionais possibilitou identificar os principais desafios a serem superados na fase de planejamento de determinado projeto e, assim atingir maior eficiência em sua concepção. Reduzindo, assim, os gastos com reparos e futuras manutenções decorrentes do surgimento de manifestações patológicas oriundas de fatores que poderiam ter sido identificados previamente.

Para trabalhos futuros o autor sugere que sejam analisados outros tipos de estruturas metálicas, a exemplo do item 3.9.2. - Pórticos treliçados, as quais são muito utilizadas em ginásios, postos de combustíveis e pavilhões metálicos.

7 REFERÊNCIAS

ABNT, NBR. 6118:2014 - **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT, NBR. 6120:1980 - **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações– Procedimento**. Rio de Janeiro, 1980. Versão corrigida em 2000.

ABNT, NBR. 6123:1988 - **Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. Versão corrigida em 2013.

ABNT, NBR. 8800: 2008. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, 2008.

ABNT, NBR. 8681: 2003. **Ações e segurança nas estruturas–Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

ARTIGO TÉCNICO VIGAS DE ROLAMENTO COM PERFIS ESTRUTURAIS DA GERDAU 2018. Disponível em: < <https://pt.scribd.com/document/187965438/Artigo-1-Ponte-Rolante-Gerdau> >. Acessado em 03/04/2018.

BELLEI, Ildony H.; PINHO, Fernando O.; PINHO, Mauro O. **Edifícios de múltiplos andares em aço**. 2.ed. São Paulo: Pini, 2008.

BELLEI, Ildony H. **Edifícios industriais em aço**. 5 ed. São Paulo: Pini, 2004. 533 p. il.

BUDYNAS, R. G. **Elementos de Máquinas de Shigley**. 8.Ed. Porto Alegre: AMGH, 2011.

BRUNETTI, F. **Mecânica dos Fluidos**. 2ª. ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2008.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. Ouro Preto, 2007.

DE ABREU, P. G.; ABREU, VMN. **Lanternim: função e construção. Embrapa Suínos e Aves-Séries anteriores (INFOTECA-E)**, 2000.

FICANHA, Ricardo; FABEANE, R. **Projeto e cálculo de estruturas de aço: Edifício industrial detalhado**. Elsevier Brasil, 2013.

FRANCO, N. B. **Cálculo numérico**. São Paulo: Person Prentice Hall, 2006.

FREITAS FILHO, D. G. R. **Análise da aplicação da dinâmica dos fluídos computacional para avaliação do potencial eólico em terrenos complexos.** Porto Alegre, 2012.

G1 Paraíba. TV Cabo Branco. **Árvore de Natal com mais de 100 metros de altura cai em João Pessoa.** Disponível em: Acessado em 16 de outubro de 2016.

GERDAU, **Produtos, Catálogos e Manuais.** Disponível em: <
<https://www.gerdau.com/br/pt/produtos/catalogos-e-manuais#k=#s=41> > Acessado em 30/04/2018.

GERDAU, **Manual de Ligações.** Disponível em: <
<https://www.gerdau.com/br/pt/productservices/products/Document%20Gallery/manual-de-ligacoes.pdf> > Acessado em 30/04/2018.

INCOMETAL, **Telha de Alumínio.** Disponível em: <
<https://www.incometal.com.br/produtos/aluminio-para-industria/telhas-de-aluminio/telha-trapezoidal-de-aluminio/> > Acessado em 30/04/2018.

INSTITUTO AÇO BRASIL, **Produção Siderúrgica Brasileira,** Março de 2018. Disponível em: < <http://www.acobrasil.org.br/site2015/estatisticas.asp> > Acessado em 01/05/2018.

INSTITUTO AÇO BRASIL, **Galpões para usos gerais,** Zacarias M. Chamberlain Pravia (revs.), Gilnei Artur Drehmer e Enio Mesacasa Júnior. - Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

Instituto de Matemática Pura e Aplicada (IMPA) – Dinâmica dos Fluídos – Disponível em: <
<https://impa.br/pesquisa/dinamica-dos-fluidos> > . Acessado em 28/05/2017.

LEITE, D. F. **Análise dos Esforços atuantes em um Galpão Metálico devido à ação do vento.** Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba. João Pessoa, 2016, 128 p.

MULTCALC – **Fator de Rugosidade.** Disponível em: <
<http://www.multcalc.com.br/estabilidade/estabilidade.htm> >. Acessado em 30/04/2018.

OLIVEIRA, Jaime Medeiros. Noções de Ventilação Industrial. **Apostila do Curso Técnico de Segurança do Trabalho CEFET-SC, Florianópolis.**

PRAVIA, Zacarias M. Chamberlain; DREHMER, Gilnei Artur e MESACASA JÚNIOR, Enio. **Instituto Aço Brasil, Galpões para usos gerais** - Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010.

PRAVIA, Zacarias M. Chamberlain; DREHMER, Gilnei Artur. Estruturas de - Rio Grande do Sul:UPF, 2004.

PIAZZE, Marco Aurélio Martins. **ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DO PROJETO DE UMA BARRA DE CARGA APÓS FALHA UTILIZANDO MÉTODO POR ELEMENTOS FINITOS** – Juiz de Fora, 2014.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço–Dimensionamento Prático de Acordo com a ABNT NBR 8800: 2008**. Editora LTC, 8ª. Edição, Rio de Janeiro, 2009.

PORTAL METALICA. Disponível em: < <http://wwwo.metallica.com.br/vantagens-da-construcao-em-aco>>. Acessado em 03/04/2019.

RUGGIERO, M. A. G.; LOPES, V. L. R. **Cálculo numérico: aspectos teóricos e computacionais**. 2 ed. São Paulo: Pearson Makron Books, 1996

SDR/MI – **Secretaria de Políticas de Desenvolvimento Regional do Ministério da Integração Nacional. Nova delimitação do semiárido brasileiro**. Brasília, 2005.

SOLIDWORKS 2016. Disponível em: < http://help.solidworks.com/2016/portuguese-brazilian/SolidWorks/cworks/c_Basic_Concepts_of_Analysis.htm >. Acessado em 03/04/2019.

8 APENDICE – MEMORIAL DE CÁLCULO

8.1 Carregamento devido às ações de vento

A determinação dessas forças foi feita para as direções de 0° e 90° em planta. Admitimos que a inclinação do telhado é de 10° assim teremos uma altura de 10,724 m, adotaremos 11m.

- Velocidade básica do vento

De acordo com o mapa de isopletras, de autoria do professor Ivo José Padaratz, publicada na ABNT NBR 6123(1988), o vento com velocidade básica na região do projeto é de 30 m/s.

$$V_0 = 30 \text{ m/s} \quad (1)$$

- Fator topográfico (s_1)

Situado em terreno plano, livre de obstáculos o que resultou em um fator topográfico $S_1=1,0$.

- FATOR DE RUGOSIDADE DO TERRENO (S_2)

Na Figura 32 é possível visualizar os fatores de rugosidade utilizados para as mais diversas situações, levando em conta a existência ou não de edificações no entorno do local onde será edificado o galpão.

Figura 32- Coeficientes para o Fator de Rugosidade

Altura acima do terreno (m)	Terreno aberto sem obstruções (zonas costeiras, campos planos e sem cercas)			Terreno aberto com poucas obstruções (sebes e muros não superiores a 2,00 m)			Terrenos com muitas obstruções (pequenas cidades e subúrbio das grandes cidades)			Terrenos com obstruções grandes e frequentes (centro de grandes cidades)		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 3	0.83	0.78	0.73	0.72	0.67	0.63	0.64	0.60	0.55	0.56	0.52	0.47
5	0.88	0.83	0.78	0.79	0.74	0.70	0.70	0.65	0.60	0.60	0.55	0.50
10	1.00	0.95	0.90	0.93	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.67	0.62	0.58
15	1.03	0.99	0.94	1.00	0.95	0.91	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.64
20	1.06	1.01	0.96	1.03	0.98	0.94	0.95	0.90	0.85	0.79	0.75	0.70
30	1.09	1.05	1.00	1.07	1.03	0.98	1.01	0.97	0.92	0.90	0.85	0.79
40	1.12	1.08	1.03	1.10	1.06	1.01	1.05	1.01	0.96	0.97	0.93	0.89
50	1.14	1.10	1.06	1.12	1.08	1.04	1.08	1.04	1.00	1.02	0.98	0.94
60	1.15	1.12	1.08	1.14	1.10	1.06	1.10	1.06	1.02	1.05	1.02	0.98

Fonte: Multcalc (2018)

A altura acima do terreno (Z) é calculada fazendo a altura do pilar mais a altura máxima do telhado:

$$Z = 8 + \tan 10^\circ = 11 \text{ m} \quad (2)$$

Considerando que o terreno possui muitas obstruções, a edificação está localizada no subúrbio da cidade, possui uma altura acima do terreno (Z) de 11 m e possui uma dimensão horizontal superior a 50 m. O que nos levou a adotar: a categoria III e a classe C.

Porém, não existe valor para $Z = 11$ m:

Tabela 18 - Fatores de rugosidade

Z (M)	S_2
≤ 3	0,55
5	0,60
10	0,69
15	0,78

FONTE: Multcalc (2018)

Então, faz-se necessário fazer interpolação:

$$\frac{S_2 - 0,69}{0,78 - 0,69} = \frac{11 - 10}{15 - 10} \therefore S_2 = 0,71 \quad (3)$$

- Fator estatístico (S_3)

Considera-se um fator $S_3 = 1,0$, pois o uso da edificação implica em fator de ocupação industrial.

- Cálculo da velocidade característica (V_k) e da pressão dinâmica (q) do vento

A determinação do valor da velocidade característica do vento é feita pela equação 4.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (4)$$

Enquanto a pressão dinâmica é obtida pela equação 5.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (5)$$

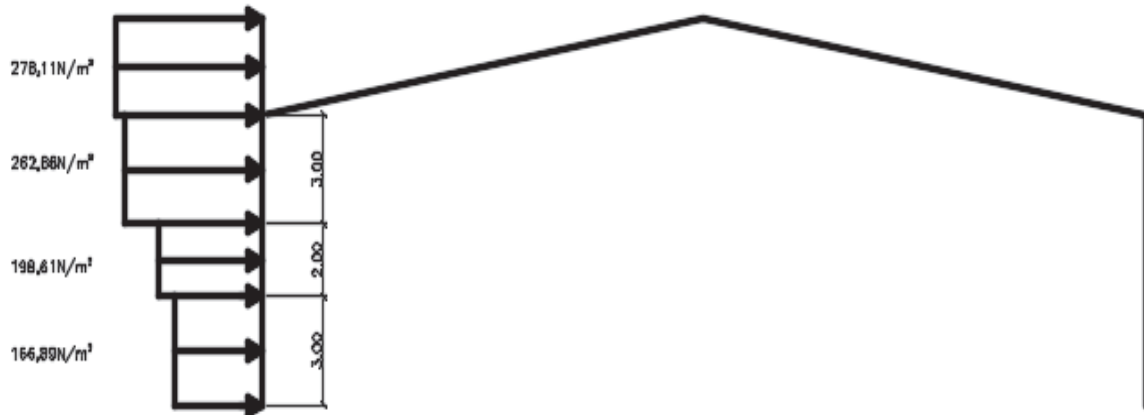
Assim como S_2 e V_k a pressão dinâmica q também é variável em função da altura. Na tabela 19 são mostrados os valores obtidos para q .

Tabela 19 - Pressão dinâmica

Z (m)	V_0	S_1	S_2	S_3	$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$	$q = 0,613 \cdot V_k^2$ (N/m^2)
≤ 3	30	1,0	0,55	1,0	22,0	166,8893
5	30	1,0	0,60	1,0	24,0	198,6120
8	30	1,0	0,69	1,0	27,6	262,6644
11	30	1,0	0,71	1,0	28,4	278,1120

FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 33- Escalonamento da ação do vento no pórtico



FONTE: Autoria própria (2019)

- Coeficiente de pressão externa (cpe)

Dimensões para classificação de edifício

- Relação altura/largura:

$$\frac{h}{b} = \frac{8}{30} = 0,27 \quad 0,27 < \frac{1}{2} \quad (6)$$

- Relação comprimento

$$\frac{a}{b} = \frac{90}{30} = 3 \quad 2 < \frac{a}{b} < 4 \quad (7)$$

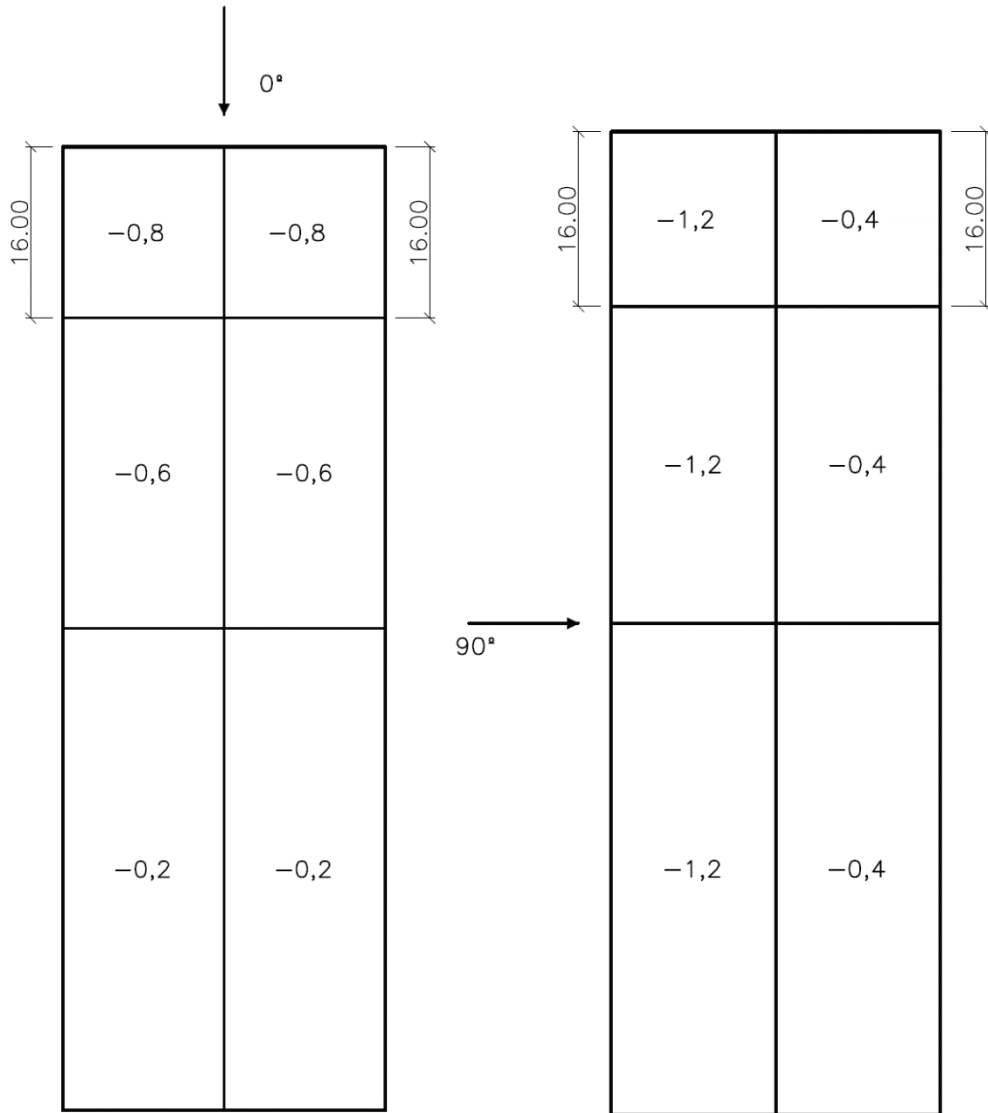
Usaremos os seguintes dados para o coeficiente de pressão e forma externos para o telhado:

Tabela 20- Coeficiente de pressão externa para o telhado, segundo a ABNT NBR 6123 (1988)

Proporção (altura relativa)		Ø	CE _E	CE _G
90°	$\frac{h}{b} \leq 0,5$	10°	-1,2	-0,4
0°	$\frac{h}{b} \leq 0,5$	10°	-0,8	-0,8

FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 34- Coeficiente de pressão externa para telhado



FONTE: Autoria própria (2019)

Usaremos os seguintes dados para o coeficiente de pressão e forma, externos para paredes:

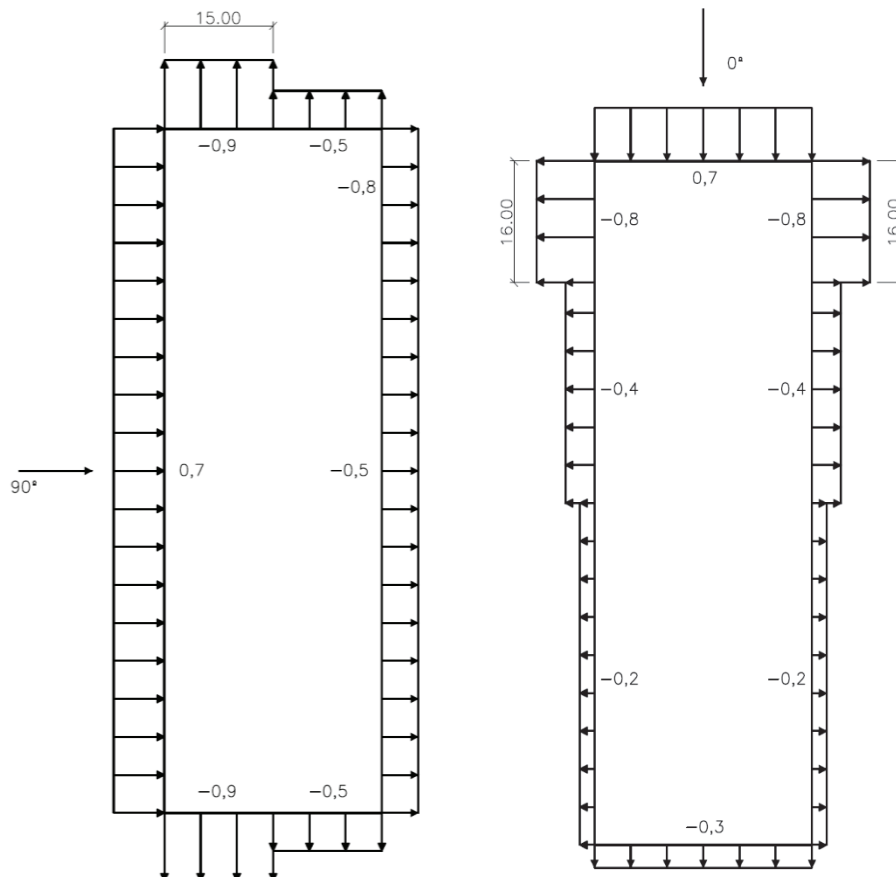
Tabela 21- Coeficiente de pressão externa para a parede, segundo a NBR 6123:1988

Proporção (altura relativa)		CE _A	CE _B	CE _C	CE _D
90°	$\frac{h}{b} \leq 0,5 ; 2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5
0°	$\frac{h}{b} \leq 0,5 ; 2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3

FONTE: Autoria própria (2019)

Foi determinado o comprimento de carga para o telhado e as paredes:

Figura 35- Coeficiente de pressão externa para paredes



FONTE: Autores, 2018

- Para o vento a 90° : $X = 2h$, onde h é o pé direito da edificação $h = 8$ m, ou $X = B/2$, onde B é igual a 30 m, como X deve ser igual ao menor valor;
- Para o vento a 0° : $X' = b/3$, $b = 30$ m, ou $X' = a/4$, onde a é igual a 90 m. X' deve ser igual ao maior entre essas duas relações, desde que $X' \leq 2h$, onde h é o pé direito da edificação.

Tabela 22- Comprimento de carga de vento

	$X = 2H$	$X = B/2$	$X = B/3$	$X = A/4$	VALOR ESCOLHIDO
0°	16 m	-	10 m	22,5 m	$X = 16$ m
90°	16 m	15 m	-	-	$X = 15$ m

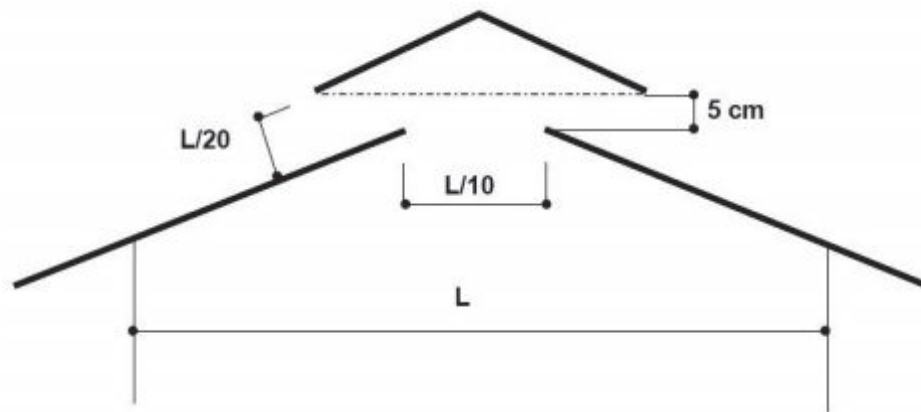
FONTE: Autoria própria (2019)

Na carga de vento a 0° , segundo a ABNT NBR 6123 (1988), existe um terceiro valor de coeficiente de pressão externa, no caso, calculado como sendo $-0,2$, já que: $2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$.

- Coeficiente de pressão interna (c_{pi})

Dimensionamento do dispositivos de ventilação natural e aberturas laterais e lanternim conforme Figura 34. Assim, é necessário, inicialmente, determinar essas aberturas.

Figura 36 - Dimensões do Lanternim



FONTE: Embrapa, 2000

Assim, teremos:

$$h1 = \frac{nV}{Lv^{3600}} \text{ (Largura da abertura do lanternim)} \quad (8)$$

$$h2 = \frac{1,5h2}{2} \text{ (Altura da Abertura lateral)} \quad (9)$$

$$h3 = \frac{1}{20} L \text{ (Altura do lanternim)} \quad (10)$$

Volume Interno do Galpão (V):

$$V = ((90 \times 20 \times 8) + (15 \times 90 \times 2,64)) = 25164 \text{ m}^3 \quad (11)$$

$$h1 = \frac{20(25164)}{90(1,0)^{3600}} = 1,55 \text{ m} \quad (12)$$

Por se tratar de um galpão para fundição onde há elevadas taxas de temperatura adotaremos a abertura do lanternim igual a 1,8 metros para cada água, totalizando um vão de 3,6m.

- E a altura da abertura lateral será igual a

$$h2 = \frac{1,5(1,8)}{2} = 1,35 \text{ m} \quad (13)$$

Portanto, a abertura lateral será arredondada para 1,5 m por motivos construtivos

- Altura do lanternim:

$$h_3 = \frac{1}{20}L = \frac{1}{20}(30) = 1,5 \text{ m} \quad (14)$$

No galpão serão usadas ainda dois portões de 5x5 metros, um na região frontal e o segundo na porção final do galpão.

Assim, para concluir o dimensionamento do carregamento de vento, admitiremos que existem duas faces opostas permeáveis e outras duas impermeáveis. Portanto, o coeficiente de pressão interna será igual a $-0,3$ e $+0,2$.

- Para 90°
 - Para o Telhado

Tabela 23- Coeficiente de pressão interna para telhado

Coeficiente de pressão interna	C_{eF}	C_{eG}
$-0,3$	$-1,2-(-0,3)$ $= -0,9$	$-0,4-(-0,3)$ $= -0,1$
$+0,2$	$-1,2-(+0,2)$ $= -1,4$	$-0,4-(+0,2)$ $= -0,6$

FONTE: Autoria própria (2019)

- Para as Paredes

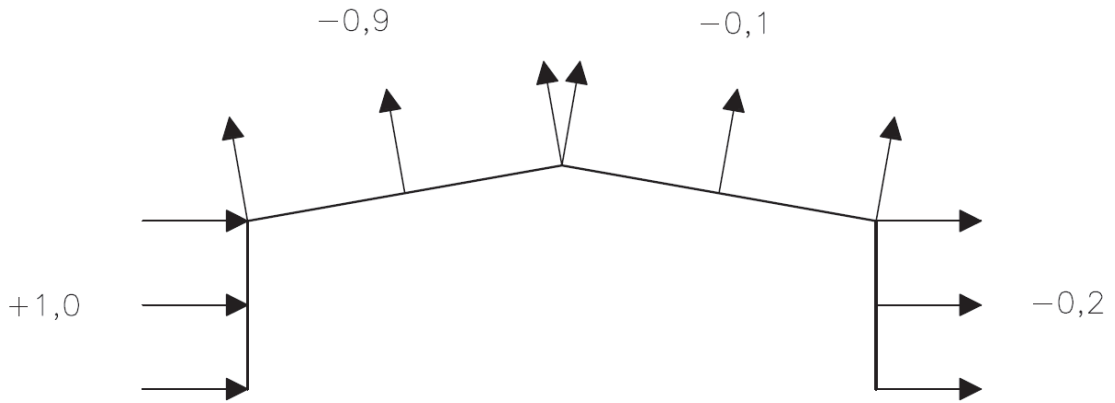
Tabela 24- Coeficiente de pressão interna para paredes

Coeficiente de pressão interna	C_{eA}	C_{eB}	C_{eC}	C_{eC}
$-0,3$	$+0,7-(-0,3)$ $= +1,0$	$-0,5-(-0,3)$ $= -0,2$	$-0,9-(-0,3)$ $= -0,6$	$-0,5-(-0,3)$ $= -0,2$
$+0,2$	$+0,7-(+0,2)$ $= +0,5$	$-0,5-(+0,2)$ $= -0,7$	$-0,9-(+0,2)$ $= -1,1$	$-0,5-(+0,2)$ $= -0,7$

FONTE: Autoria própria (2019)

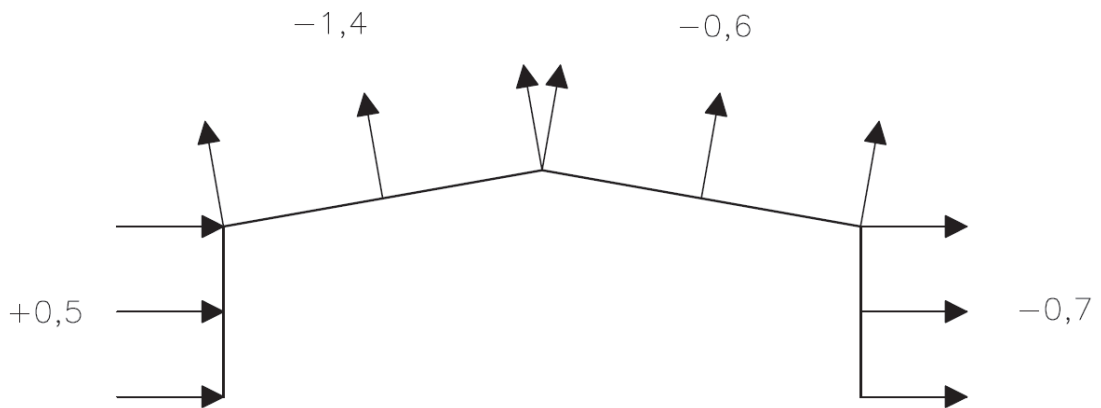
Assim, teremos a seguinte distribuição de carregamento nos pórticos:

Figura 37- Distribuição para Cpi igual à - 0,3



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 38- Distribuição para Cpi igual a + 0,2



FONTE: Autoria própria (2019)

- Para 0°
 - Para o Telhado

Tabela 25 - Coeficiente de pressão interna para telhado

Coeficiente de pressão interna	C_{eF}	C_{eG}
-0,3	$-0,8 - (-0,3)$ $= -0,5$	$-0,8 - (-0,3)$ $= -0,5$
+0,2	$-0,8 - (+0,2)$ $= -1,0$	$-0,8 - (+0,2)$ $= -1,0$

FONTE: Autoria própria (2019)

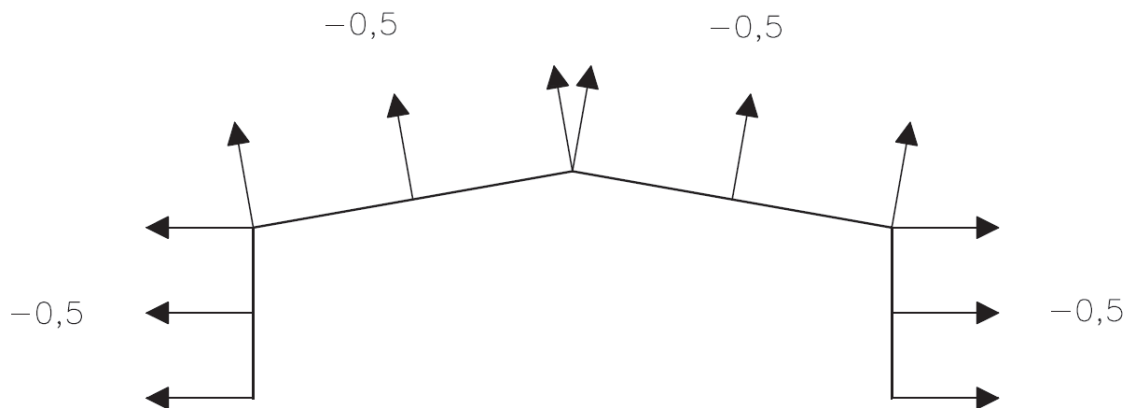
- Para as Paredes

Tabela 26- Coeficiente de pressão interna para paredes

Coeficiente de pressão interna	C _{eA}	C _{eB}	C _{eC}	C _{eD}
-0,3	-0,8-(-0,3) = -0,5	-0,4-(-0,3) = -0,1	+0,7-(-0,3) = +1,0	-0,3-(-0,3) = 0
+0,2	-0,8-(+0,2) = -1,0	-0,4-(+0,2) = -0,6	+0,7-(+0,2) = +0,5	-0,3-(+0,2) = -0,5

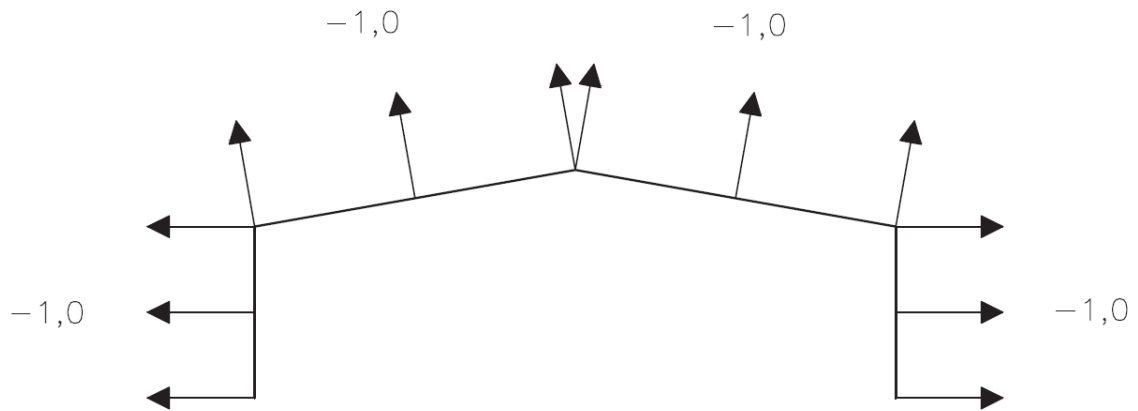
FONTE: Autoria própria (2019)

Assim, teremos a seguinte distribuição de carregamento nos pórticos:

Figura 39- Distribuição para C_{pi} igual a - 0,3

FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 40- Distribuição para Cpi igual a + 0,2



FONTE: Autoria própria (2019)

- Coeficiente de pressão para estrutura principal (pórticos)

Para o dimensionamento da estrutura principal, adota-se a combinação entre as pressões externas e internas mais crítica.

Para o cálculo de um pórtico isolado, multiplica-se esses coeficientes pela pressão dinâmica q e pela distância entre os pórticos d .

$$\text{Carga: Coeficiente} \times q \times d \text{ [N/m]} \quad (15)$$

Para o contraventamento, adota-se os valores das pressões atuando perpendicularmente aos pórticos, ou seja, neste caso, $\theta = 0^\circ$.

- Cargas finais para o galpão

Tabela 27 - Cargas no pórtico

Z (m)	$q = 0,613 V k^2$ (N/m ²)	d=distância entre os pórticos (m)	Carga (N/m)
≤ 3	166,8893	10	1668,893
5	198,6120	10	1986,12
8	262,6644	10	2626,644
11	278,1120	10	2781,12

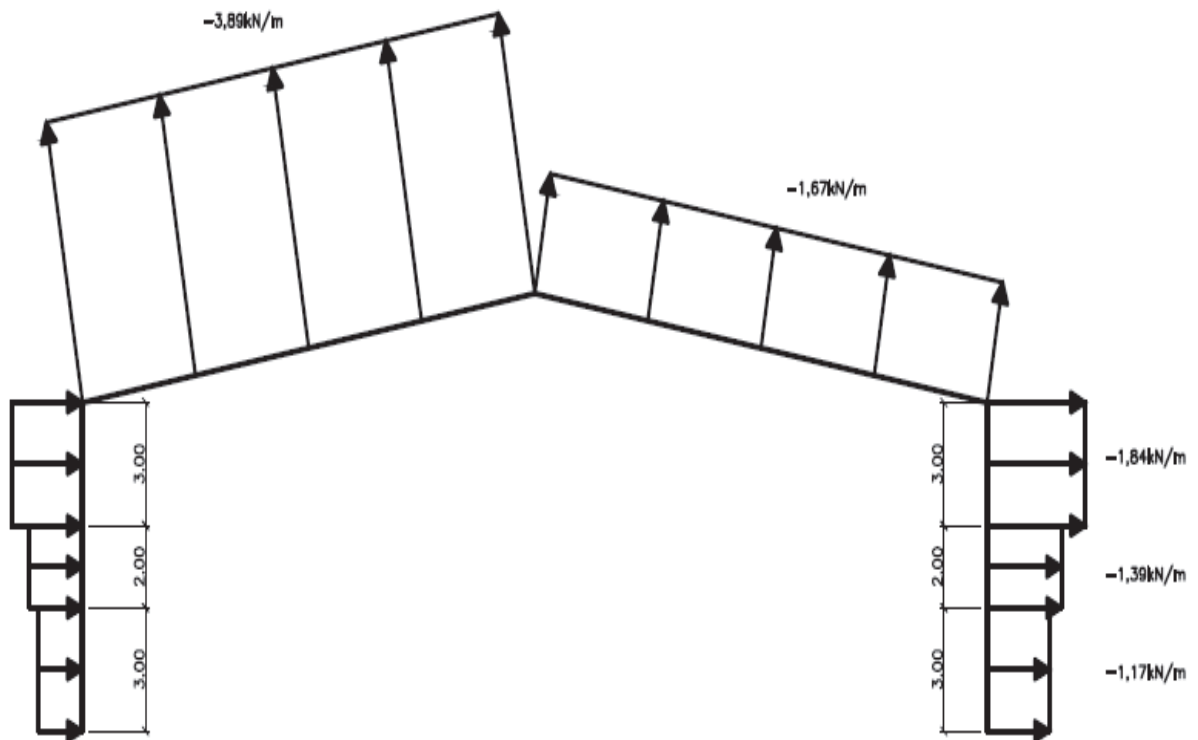
FONTE: Autoria própria (2019)

- ✓ Hipótese 1 (Cpi = +0,2) 90°:

Tabela 28- Cargas devido à $C_{pi} = +0,2$ a 90°

Carga (N/m)	C_{eA}	C_{eB}	C_{eF}	C_{eG}
	+0,5	-0,7	-1,4	-0,6
1668,893	834,4465	-1168,2251	-	-
1986,12	993,06	-1390,284	-	-
2626,644	1313,322	-1838,6508	-	-
2781,12	-	-	-3893,57	-1668,67

FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 41- Distribuição para $C_{pi} = +0,2$ a 90° 

FONTE: Autoria própria (2019)

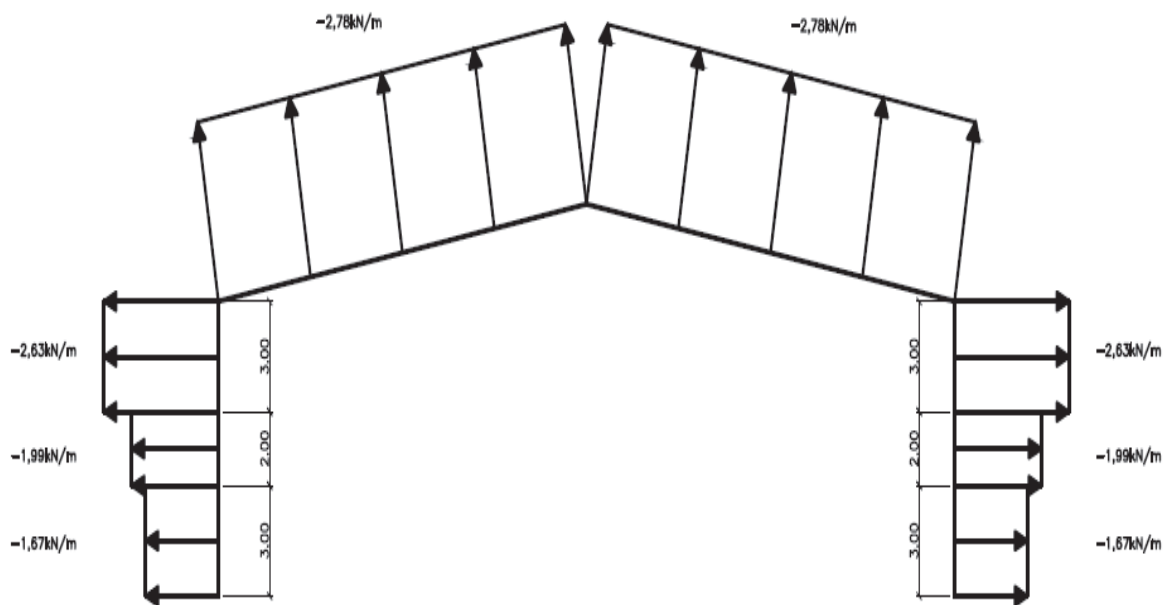
✓ Hipótese 2 ($C_{pi} = +0,2$) 0° :

Tabela 29- Cargas devido à $C_{pi} = +0,2$ a 0°

Carga (N/m)	C _{eA}	C _{eA}	C _{eF}	C _{eG}
	-1,0	-1,0	-1,0	-1,0
1668,893	-1668,9	-1668,9	-	-
1986,12	-1986,1	-1986,1	-	-
2626,644	-2626,6	-2626,6	-	-
2781,12	-	-	-2781,1	-2781,1

FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 42- Distribuição para $C_{pi} = +0,2$ a 0°



FONTE: Autoria própria (2019)

8.2 PONTE ROLANTE

Como o galpão projetado é para uma fundição utilizaremos uma ponte rolante com as seguintes características:

Tabela 30- Características da ponte rolante

Capacidade da Ponte Rolante	100 kN
Vão Livre da Ponte Rolante	28 m
Carga vertical máxima por roda do trole	75 kN
Peso do trole e dispositivo de içamento	25 kN
Comprimento destravado da viga	$L_b = 8 \text{ m}$
Espaçamento entre rodas do trole	3,4 m
Carregamento vertical permanente (peso próprio do perfil)	$155 \cdot 10 \cdot 1,4 = 2,17 \text{ kN/m}$
Carregamento vertical móvel (por roda)	$75 \cdot 1,5 \cdot 1,25 = 140,625 \text{ kN}$
Carregamento transversal móvel	$0,1 \cdot (1,5 \cdot 10 + 2,5) = 1,75 \text{ kN}$

FONTE: Autoria própria (2019)

O carregamento transversal móvel é dado por 10% da soma da carga içada e do peso do trole e dos dispositivos de içamento.

De acordo com o artigo técnico vigas de rolamento com perfis estruturais da Gerdau, para uma distância entre pórticos de 10 metros, capacidade de içamento de 100 kN e vão livre de 28 metros, podemos pré-dimensionar a viga de rolamento como sendo o seguinte perfil:

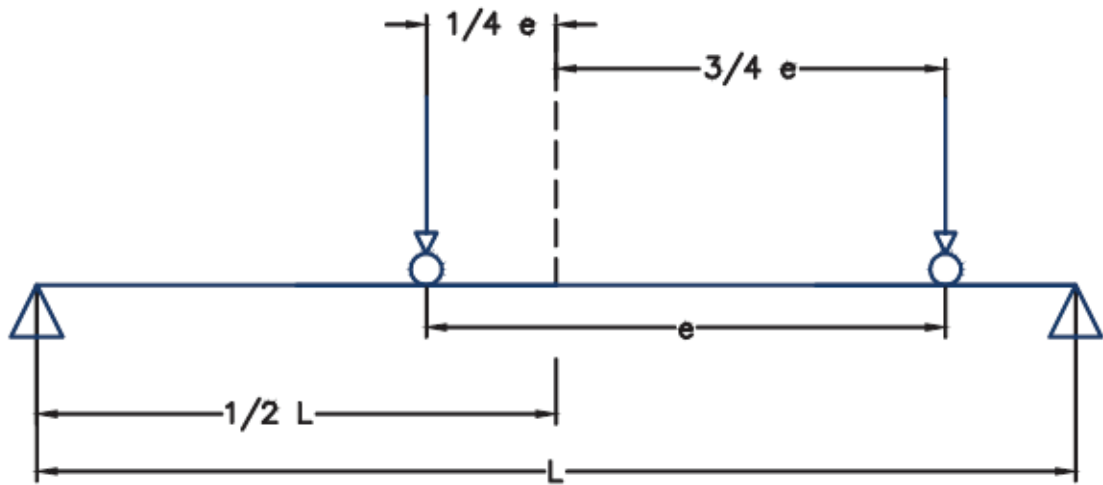
Tabela 31- Características do perfil W610x155

W610x155		
	$M = 155,0 \text{ kgf/m}$	$I_x = 129583 \text{ cm}^4$
	$A = 198,1 \text{ cm}^2$	$W_x = 4242 \text{ cm}^3$
	$D = 61,1 \text{ cm}$	$r_x = 25,6 \text{ cm}$
	$b_f = 32,4 \text{ cm}$	$Z_x = 4749 \text{ cm}^3$
	$h = 57,3 \text{ cm}$	$I_y = 10783 \text{ cm}^4$
	$d' = 54,1 \text{ cm}$	$W_y = 666 \text{ cm}^3$
	$t_w = 1,3 \text{ cm}$	$r_y = 7,4 \text{ cm}$
	$t_f = 1,9 \text{ cm}$	$Z_y = 1023 \text{ cm}^3$
	$r_t = 8,5 \text{ cm}$	$J = 200 \text{ cm}^4$

FONTE: Artigo técnico vigas de rolamento com perfis estruturais da Gerdau (2018)

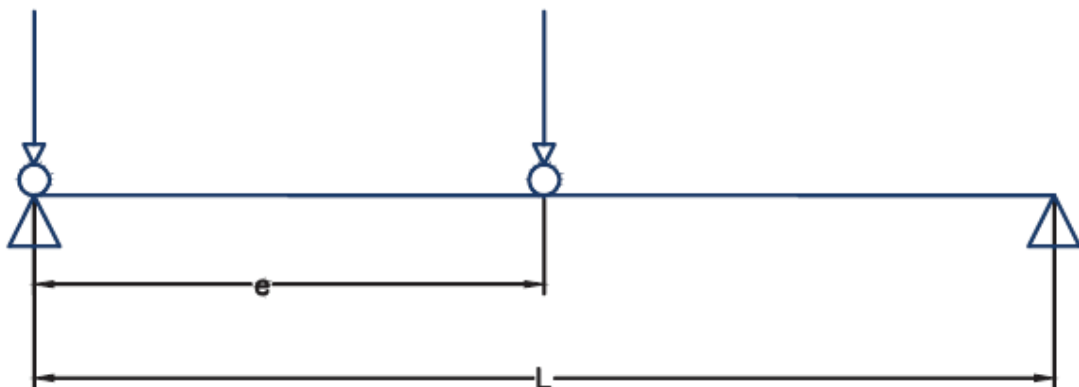
Ainda de acordo com o artigo, a posição das rodas do trole que provoca as situações mais desfavoráveis de momento fletor e esforço cortante são as seguintes:

Figura 43- Posicionamento das rodas do trole no vão da viga de rolamento para maior flexão



FONTE: Artigo técnico vigas de rolamento com perfis estruturais da Gerdau (2018)

Figura 44 - Posicionamento das rodas do trole no vão da viga de rolamento para maior esforço cortante



FONTE: Artigo técnico vigas de rolamento com perfis estruturais da Gerdau (2018)

Resultando assim, nos seguintes esforços máximos:

Tabela 32 - Esforços máximos

Eixo local	Esforço cortante	Momento fletor
	máximo	máximo
y	1,5 KN	368 KN.m
x	103,6 KN	4,4 KN.m

FONTE: Autoria própria (2019)

Verificação da resistência ao cisalhamento

Os formulários de cálculo usados foram obtidos na NBR 8800 (2008).

- Eixo x

$$V_{pl} = 0,6 \cdot d' \cdot t_w \cdot f_y \quad (16)$$

$$= 1606,26 \text{ kN}$$

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 42,60 \quad (17)$$

$$\lambda_p = 1,1 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 59,22 \quad (18)$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} = 73,76 \quad (19)$$

Considerando,

$k_v = 5$ por se tratar de uma alma sem enrijecedores transversais.

Assim:

$$\lambda < \lambda_p \therefore V_{Rd} = \frac{1606,26}{1,1} = 1460,23 \text{ kN} > 103,6 \text{ kN} \quad (20)$$

- Eixo y

$$V_{pl} = 0,6 \cdot b_f \cdot t_f \cdot f_y = 2548,58 \text{ kN} \quad (21)$$

$$\lambda = 8,53 \quad (22)$$

$$\lambda_p = 29,01 \quad (23)$$

$$\lambda_r = 36,13 \quad (24)$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore V_{Rd} = \frac{2548,58}{1,1} = 2316,89 \text{ kN} > 1,5 \text{ kN} \quad (25)$$

Considerando,

$$k_v = 1,2 \quad (26)$$

Cálculo da resistência à flexão

- Eixo x
 - Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = 135,50 \quad (27)$$

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 42,38 \quad (28)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27C_w \beta_1^2}{I_y}}} = 120,68 \quad (29)$$

Onde:

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J L_b^2}{C_w}\right)} = 997,30 \text{ kN.m} \quad (30)$$

$$\beta_1 = \frac{(L_b - \sigma_r) W}{E J} = 0,026 \text{ cm}^{-1} \quad (31)$$

$$M_{pl} = 1638,44 \text{ KN.m} \quad (32)$$

$$M_r = 1024,37 \text{ KN.m} \quad (33)$$

Por fim,

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \therefore M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{lp} - (M_{lp} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (34)$$

$$906,64 \text{ KN.m} < 1489,49 \text{ kN.m} \quad (35)$$

- Flambagem Local da Mesa (FLM)

$$\lambda = \frac{b}{t} = 8,53 \quad (36)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 9,15 \quad (37)$$

$$\lambda_r = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 23,89 \quad (38)$$

Onde:

$$M_{cr} = \frac{0,69E}{\lambda^2} W_c = 1024,37 \text{ KN} \text{ (Para perfis laminados)} \quad (39)$$

$$M_{pl} = 1638,44 \text{ kN.m} \quad (40)$$

Por fim,

$$\lambda < \lambda_p \therefore M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 1489,49 \text{ kN.m} \quad (41)$$

- Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 42,60 \quad (42)$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 90,53 \quad (43)$$

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{(f_y)}} = 137,24 \quad (44)$$

Onde,

$$M_{pl} = 1638,44 \text{ kN.m} \quad (45)$$

Por fim,

$$\lambda < \lambda_p \therefore M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = 1489,49 \text{ kN.m} \quad (46)$$

$$M_{Rd} = \text{mín}(906,64 \text{ KN.m}; 1489,49 \text{ kN.m}) \quad (47)$$

Verificação:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{368}{906,64} = 0,40 < 1 \quad (48)$$

- Eixo y
 - Flambagem Lateral com Torção (FLT)

$$\lambda = 135,50 \quad (49)$$

$$\lambda_p = 42,38 \quad (50)$$

$$\lambda_r = 504,76 \quad (51)$$

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r \therefore M_{Rd} = 399,64 \text{ kN.m} \quad (52)$$

- Flambagem Local da Mesa (FLM)

$$\lambda = 8,53 \quad (53)$$

$$\lambda_p = 9,15 \quad (54)$$

$$\lambda_r = 23,89 \text{ (laminado)} \quad (55)$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore M_{Rd} = 320,72 \text{ kN.m} \quad (56)$$

- Flambagem Local da Alma (FLA)

$$\lambda = 42,60 \quad (57)$$

$$\lambda_p = 90,53 \quad (58)$$

$$\lambda_r = 137,24 \quad (69)$$

$$\lambda < \lambda_p \therefore M_{Rd} = 320,72 \text{ kN.m} \quad (60)$$

$$M_{Rd} = \text{mín}(399,64 \text{ KN.m}; 320,72 \text{ kN.m}) \quad (61)$$

Verificação:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{4,4}{320,72} = 0,014 < 1 \quad (62)$$

8.3 CARGAS PERMANENTES

Para o galpão em questão, foram considerados os seguintes carregamentos como permanentes, salienta-se que o valor da aceleração da gravidade é igual a $9,81 \text{ m/s}^2$:

- Telha ($1,69 \text{ Kg/m}^2$, item 4.10.2):

$$\text{Área} = (\text{Tapamento lateral} + \text{Telhado}) = 6,5 \cdot 10 \cdot 2 + 30 \cdot 10 = 430 \text{ m}^2 \quad (63)$$

$$\text{Peso} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Vão livre}} = \frac{430 \cdot 1,69 \cdot 9,81}{30} = 237,6309 \text{ N/m} \quad (64)$$

- Terça ($12,2 \text{ Kg/m}$, o perfil adotado foi U152x12,2):

$$\begin{aligned} \text{Comprimento total} &= N^\circ \text{ de terças} \cdot \text{distância entre pórticos} = 34 \cdot 10 \quad (65) \\ &= 340 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Peso} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Vão livre}} = \frac{340 \cdot 12,20 \cdot 9,81}{30} = 1356,396 \text{ N/m} \quad (66)$$

- Viga (217 Kg/m , o perfil adotado foi W610x217):

$$\text{Comprimento total} = N^\circ \text{ de vigas} \cdot \text{comprimento} = 2 \cdot 15,47 = 30,94 \text{ m} \quad (67)$$

$$\text{Peso} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Vão livre}} = \frac{30,94 \cdot 217 \cdot 9,81}{30} = 2195,47 \text{ N/m} \quad (68)$$

- Coluna (140 Kg/m , o perfil adotado foi W610x140):

$$\text{Comprimento total} = N^\circ \text{ de colunas} \cdot \text{comprimento} = 2 \cdot 8 = 16 \text{ m} \quad (69)$$

$$Peso = \frac{Carga\ total}{V\tilde{a}o\ livre} = \frac{16 \cdot 140 \cdot 9,81}{30} = 732,48\ N/m \quad (70)$$

- Lanternim, constituído pelo peso próprio dos perfis utilizados (35,9 Kg/m):

$$Comprimento\ total = 6,6\ m \quad (71)$$

$$Peso = \frac{Carga\ total}{V\tilde{a}o\ livre} = \frac{6,6 \cdot 35,9 \cdot 9,81}{30} = 77,48\ N/m \quad (72)$$

Para a combinação de esforços do lanternim foram calculados novamente os pesos dos componentes que recaem sobre ele, sendo realizadas duas combinações com o vento como variável principal, desta forma:

Telha (1,69 Kg/m², item 4.10.2):

$$\acute{A}rea(lanternim) = 2 \cdot 10 \cdot 1,8 = 36\ m^2 \quad (73)$$

$$Peso(lanternin) = \frac{Carga\ total}{V\tilde{a}o\ livre} = \frac{36 \cdot 1,69 \cdot 9,81}{3,6} = 165,79\ N/m \quad (74)$$

Terça (12,2 Kg/m, o perfil adotado foi U152x12,2):

$$\begin{aligned} Comprimento\ total &= N^{\circ}\ de\ terças \cdot distância\ entre\ pórticos = 4 \cdot 10 \\ &= 40\ m \end{aligned} \quad (75)$$

$$Peso = \frac{Carga\ total}{V\tilde{a}o\ livre} = \frac{40 \cdot 12,20 \cdot 9,81}{3,6} = 1329,80\ N/m \quad (76)$$

Tirante, (0,994 Kg/m):

$$Comprimento\ total = 4 \times 1,5 = 6\ m \quad (77)$$

$$Peso = \frac{Carga\ total}{V\tilde{a}o\ livre} = \frac{6 \cdot 0,994 \cdot 9,81}{3,6} = 16,25\ N/m \quad (78)$$

$$Peso\ próprio\ total\ do\ lanternim = 1589,32\ N/m \quad (79)$$

- Console, constituído pelo peso próprio dos perfis utilizados (109 Kg/m, o perfil adotado foi W530x109):

$$Comprimento\ total = (1,263 + 0,737 + 0,885)m = 2,885\ m \quad (80)$$

$$Peso = \frac{Carga\ total}{V\tilde{a}o\ livre} = \frac{2,885 \cdot 109 \cdot 9,81}{30} = 102,83\ N/m \quad (81)$$

- Tirante, (0,994 Kg/m):

$$Comprimento\ total = 32 \times 1,5m = 48\ m \quad (82)$$

$$Peso = \frac{Carga\ total}{V\tilde{a}o\ livre} = \frac{48 \cdot 0,994 \cdot 9,81}{30} = 15,60\ N/m \quad (83)$$

$$\text{Peso próprio total} = 4974,86 \text{ N/m} \quad (84)$$

8.4 CARGAS VARIÁVEIS

Segundo o Anexo “B” da ABNT NBR 8800 (2008), a ação acidental em telhados não deve ser menor que 0,25 kN/m². Neste caso o carregamento linearmente distribuído sobre o pórtico é:

- Carga acidental (ABNT NBR 8800 (2008) – Anexo B)

$$\text{Carga} \cdot \text{distância entre pórticos} = 250 \text{ N/m}^2 \cdot 10 \text{ m} = 2500 \text{ N/m} \quad (85)$$

- Carga de vento:

Já calculada anteriormente, onde:

$$\text{Vento a } 0^\circ = (-2781,1 \text{ N/m} / 10 \text{ m}) \cdot 1,5 \text{ m} = -417,165 \text{ N/m} \quad (86)$$

$$\text{Vento a } 90^\circ = (-3893,57 \text{ N/m} / 10 \text{ m}) \cdot 1,5 \text{ m} = -584,036 \text{ N/m} \quad (87)$$

8.5 OUTRAS CARGAS

Força horizontal equivalente (força nocional – fn)

Essa força é obtida a partir da equação 88

$$F_n = 0,3\% \cdot (PP \cdot yg + \text{Sobrecarga} \cdot yq) \cdot \text{Vão Livre} \quad (88)$$

$$F_n = 0,003 \cdot (3511,27 \cdot 1,25 + 2500 \cdot 1,5) \cdot 30 = 711,684 \text{ N} \quad (89)$$

8.6 PONTE ROLANTE

A carga da ponte rolante é determinada através da equação 90

$$\frac{PP(PR) \cdot yq + PP(\text{Carga içada}) \cdot yq + PP(\text{viga de Rolamento}) \cdot yq}{\text{N}^\circ \text{ de Pilares de sustentação}} \cdot \text{Lvão} \quad (90)$$

$$(91)$$

$$\frac{(25 \cdot 1,5 + 100 \cdot 1,2 + 15,2 \cdot 1,25)}{2} \cdot 15 = 1323,75 \text{ KNm}$$

8.7 COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a edificação. Como o vento atua somente à sucção, haverá quatro combinações para os cálculos do pórtico, duas referentes ao vento como carga variável principal e duas com a sobrecarga como hipótese de carga variável principal. Além disso, as forças devidas ao vento serão decompostas segundo os eixos globais para a montagem das combinações finais. No cálculo das terças foram realizadas cinco combinações, duas referentes ao vento de sucção como variável principal, duas com a sobrecarga como ação principal e uma de acordo com a ABNT NBR 6120 (1980).

8.7.1 Pórtico:

- 1ª Combinação

Variável principal – Carga acidental (1,5)

Variável secundária – Vento a 90° (1,4 x 0,6 = 0,84) (92)

$$4974,86 \cdot 1,25 + 1,5 \cdot 2500 + 0,84 \cdot (-3893,57) \cdot \cos 10 = 6747,66 \text{ N/m} \quad (93)$$

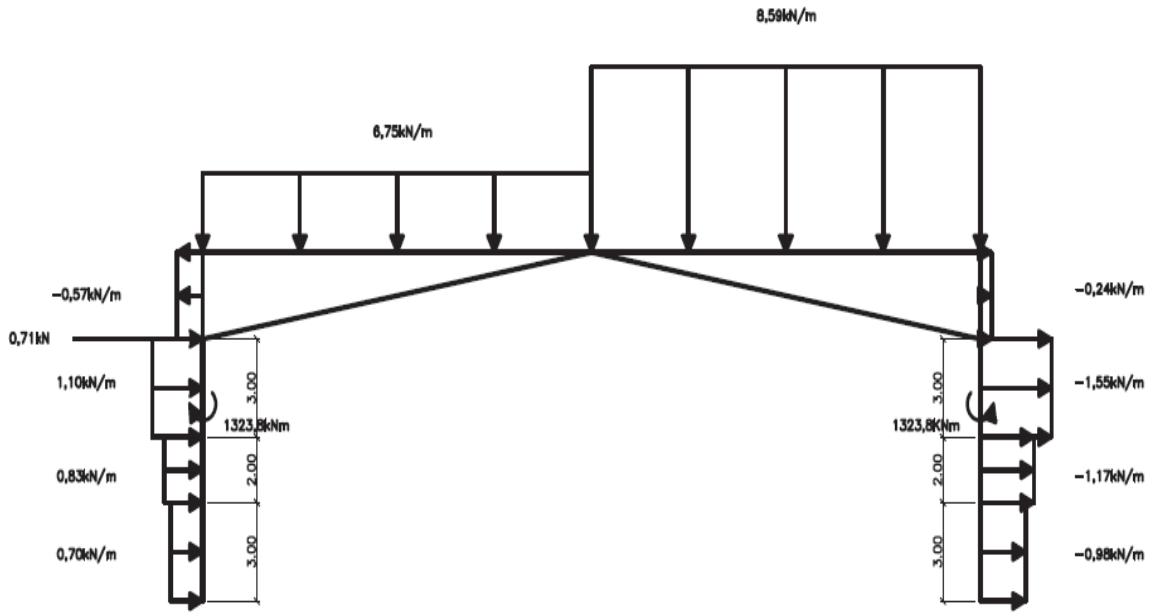
$$4974,86 \cdot 1,25 + 1,5 \cdot 2500 + 0,84 \cdot (-1668,67) \cdot \cos 10 = 8588,19 \text{ N/m} \quad (94)$$

$$0,84 \cdot (-3893,57) \cdot \sin 10 = -567,93 \text{ N/m} \quad (95)$$

$$0,84 \cdot (-1668,67) \cdot \sin 10 = -243,4 \text{ N/m} \quad (96)$$

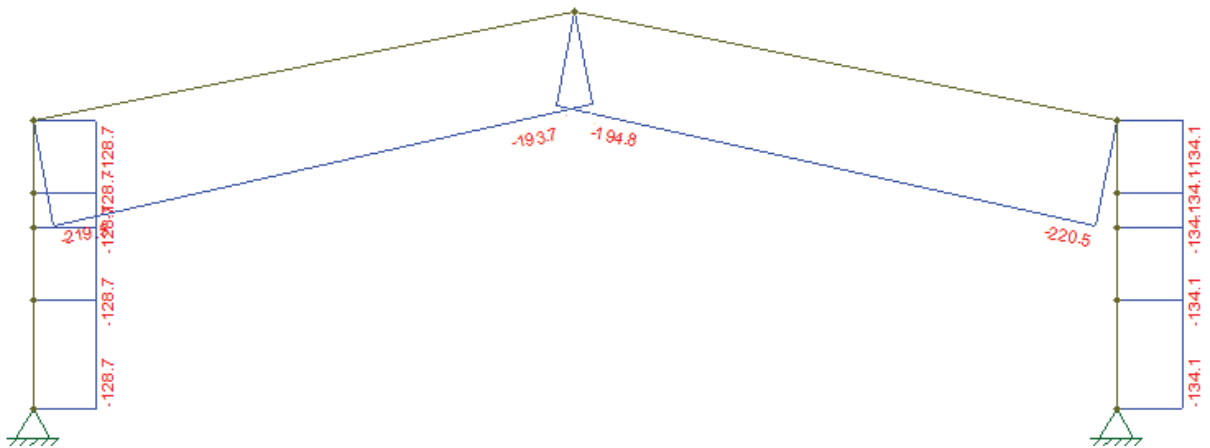
Os restantes das cargas horizontais de vento são multiplicados por 0,84. A análise desse pórtico gera os diagramas a seguir:

Figura 45- 1ª Combinação



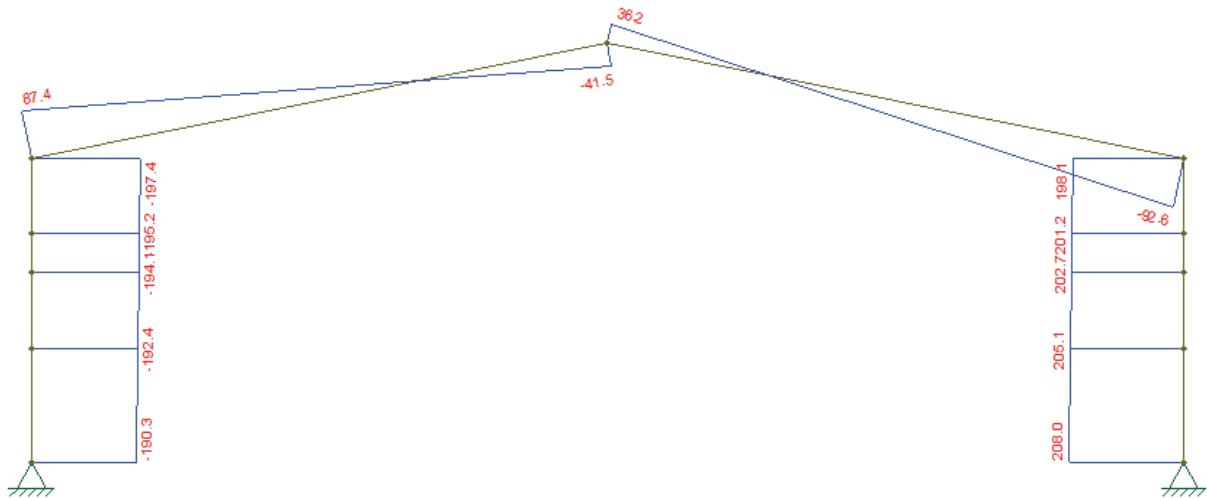
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 46- Diagrama de esforço axial - 1ª Combinação



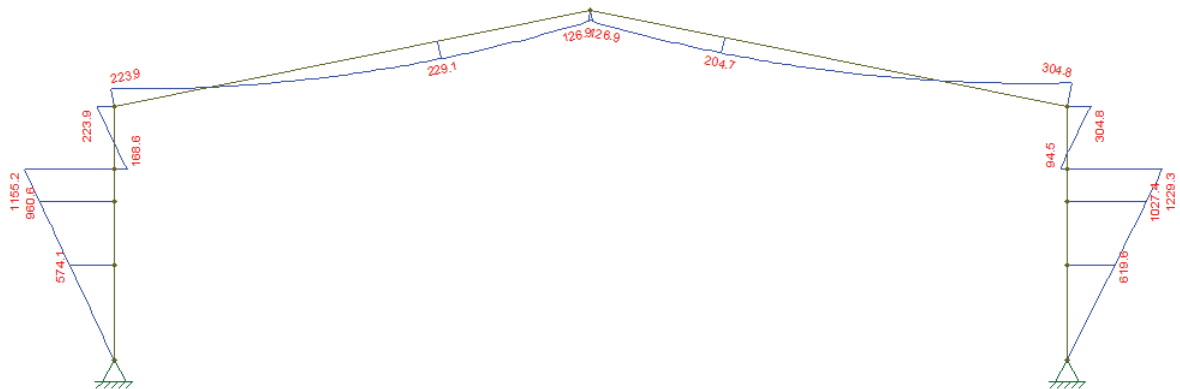
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 47- Diagrama de esforço cortante - 1ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 48- Diagrama de momento fletor - 1 Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

- 2ª Combinação

Variável principal – Carga acidental (1,5)

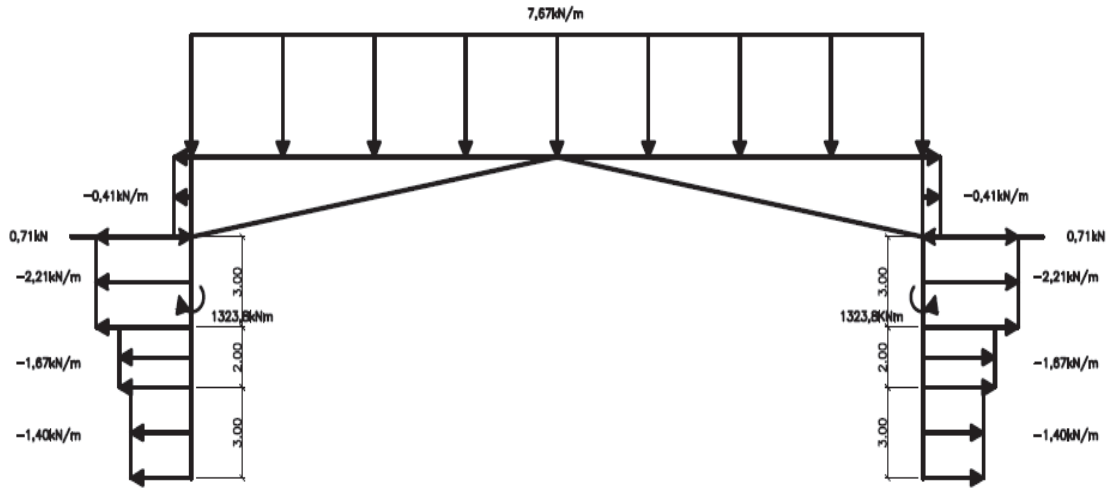
Variável secundária – Vento a 0° ($1,4 \times 0,6 = 0,84$) (97)

$$4974,86 \cdot 1,25 + 1,5 \cdot 2500 + 0,84 \cdot (-2781,1) \cdot \cos 10 = 7667,94 N/m \quad (98)$$

$$0,84 \cdot (-2781,1) \cdot \sin 10 = -405,66 N/m \quad (99)$$

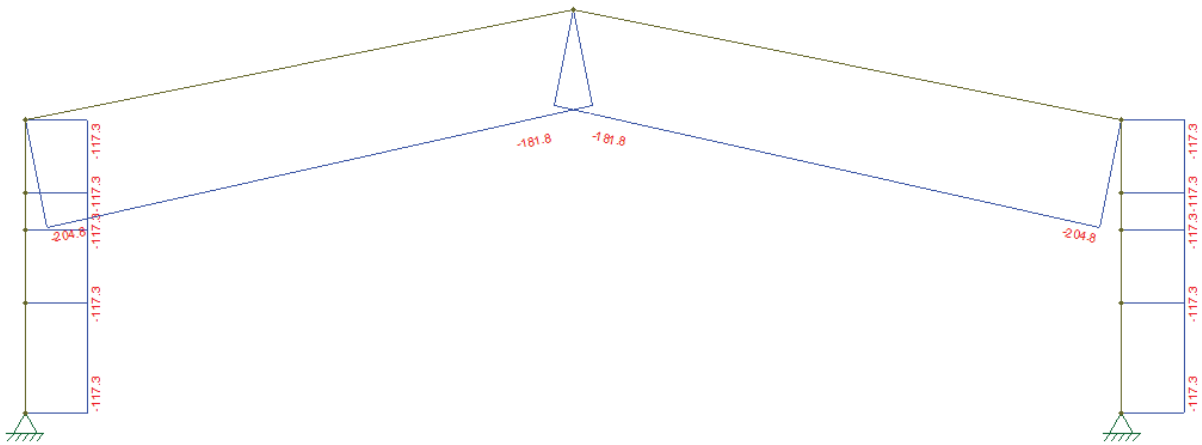
Os restantes das cargas horizontais de vento são multiplicados por 0,84. A análise desse pórtico gera os diagramas a seguir:

Figura 49- 2ª Combinação



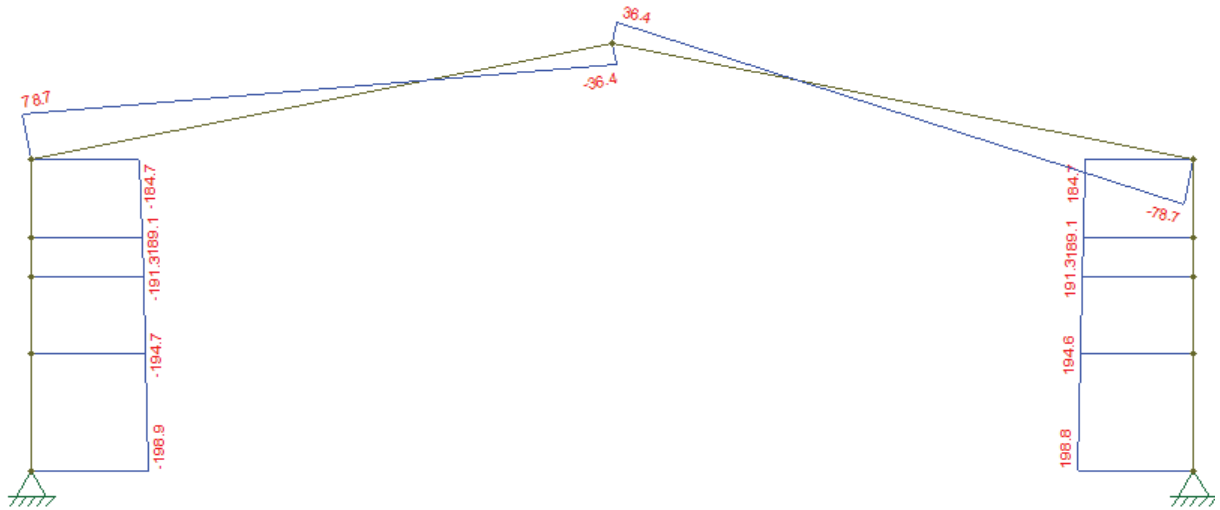
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 50- Diagrama de esforço axial - 2ª Combinação



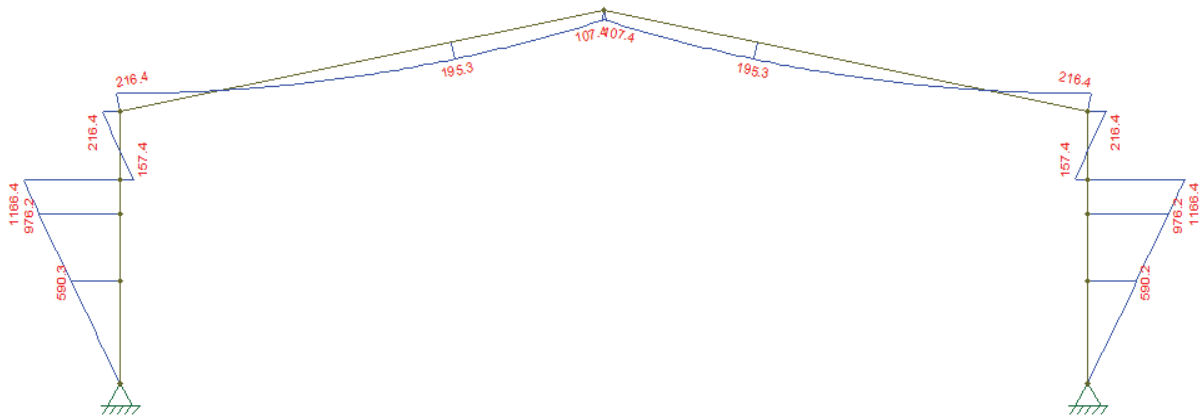
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 51- Diagrama de esforço cortante - 2ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 52- Diagrama de momento fletor - 2ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

- 3ª Combinação

Variável principal – Vento a 90° (1,4)

Variável secundária – Sobrecarga (1,5 x 0,7 = 1,05) (100)

$$4974,86 \cdot 1,25 + 1,4 \cdot (-3893,57) \cdot \cos 10 + 1,05 \cdot 2500 = 3475,39 \text{ N/m} \quad (101)$$

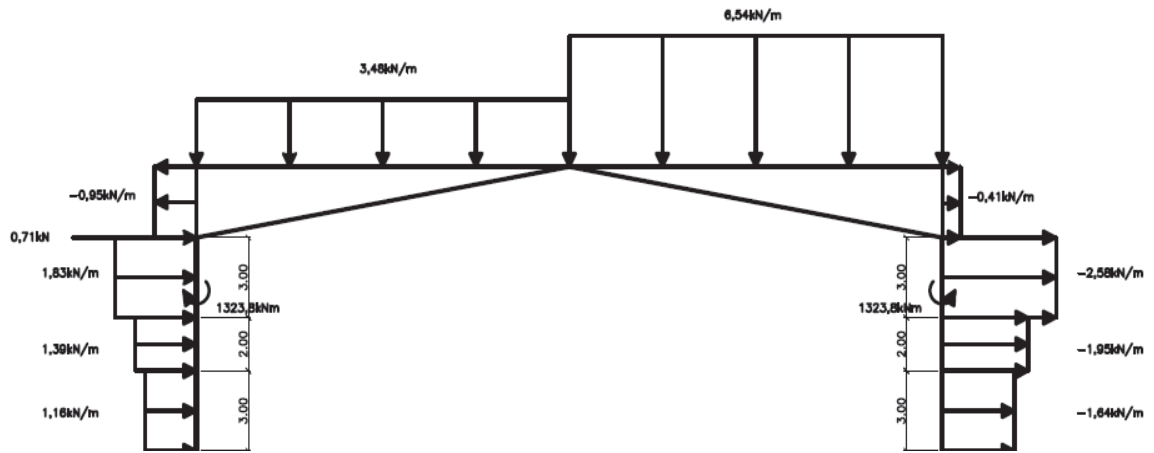
$$4974,86 \cdot 1,25 + 1,4 \cdot (-1668,67) \cdot \cos 10 + 1,05 \cdot 2500 = 6542,93 \text{ N/m} \quad (102)$$

$$1,4 \cdot (-3893,57) \cdot \sin 10 = -946,56 \text{ N/m} \quad (103)$$

$$1,4 \cdot (-1668,67) \cdot \sin 10 = -405,67 \text{ N/m} \quad (104)$$

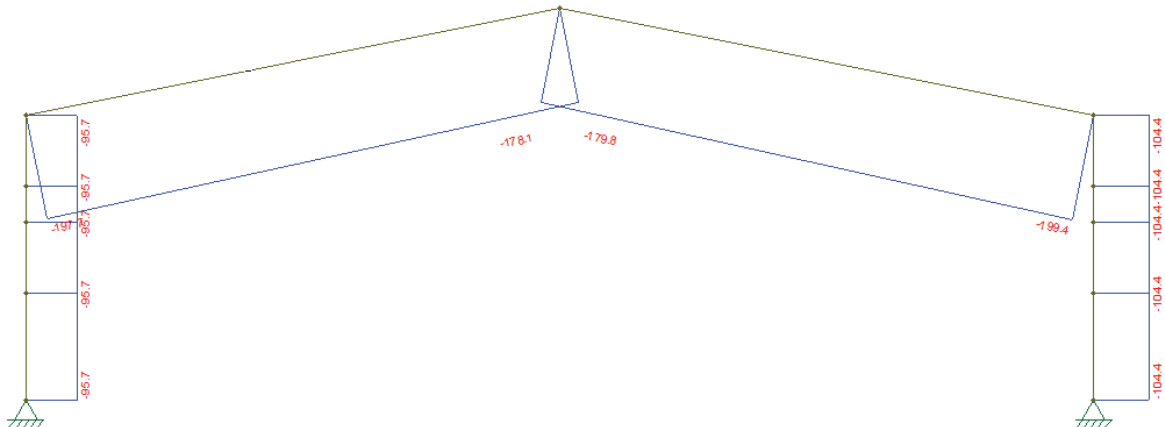
Os restantes das cargas horizontais de vento são multiplicados por 1,4. A análise desse pórtico gera os diagramas a seguir:

Figura 53- Diagrama de momento fletor - 3ª Combinação



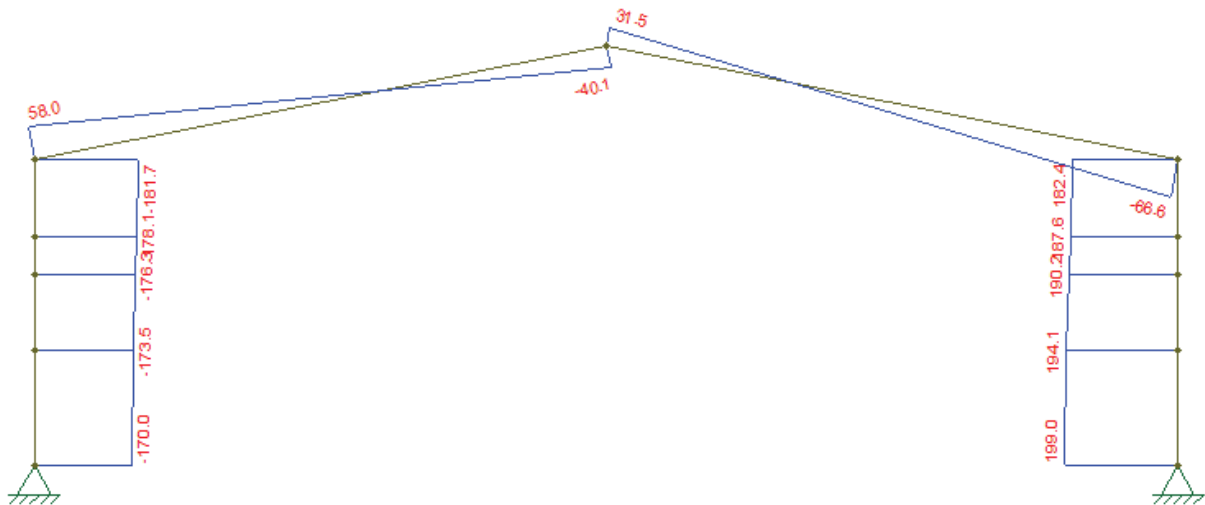
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 54- Diagrama de esforço axial - 3ª Combinação



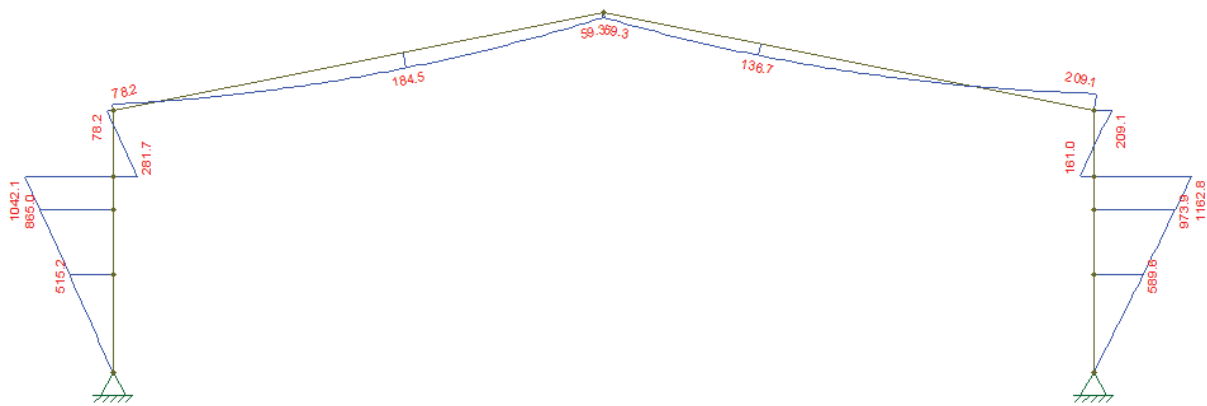
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 55- Diagrama de esforço cortante - 3ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 56- Diagrama de momento fletor - 3ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

- 4ª Combinação

Variável principal – Vento a 0° (1,4)

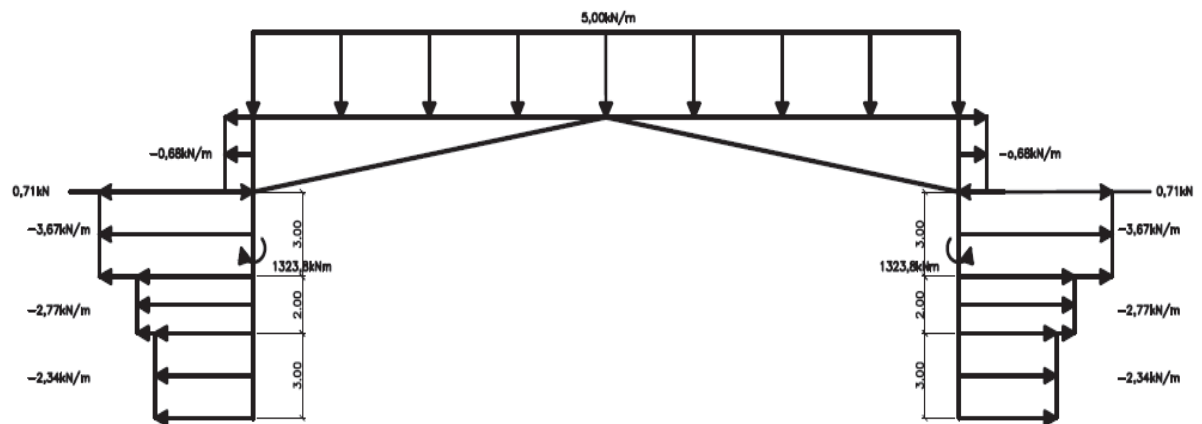
Variável secundária – Sobrecarga ($1,5 \times 0,7 = 1,05$) (105)

$$4974,86 \cdot 1,25 + 1,4 \cdot (-2781,1) \cdot \cos 10 + 1,05 \cdot 2500 = 5009,19 \text{ N/m} \quad (106)$$

$$1,4 \cdot (-2781,1) \cdot \sin 10 = -676,11 \text{ N/m} \quad (107)$$

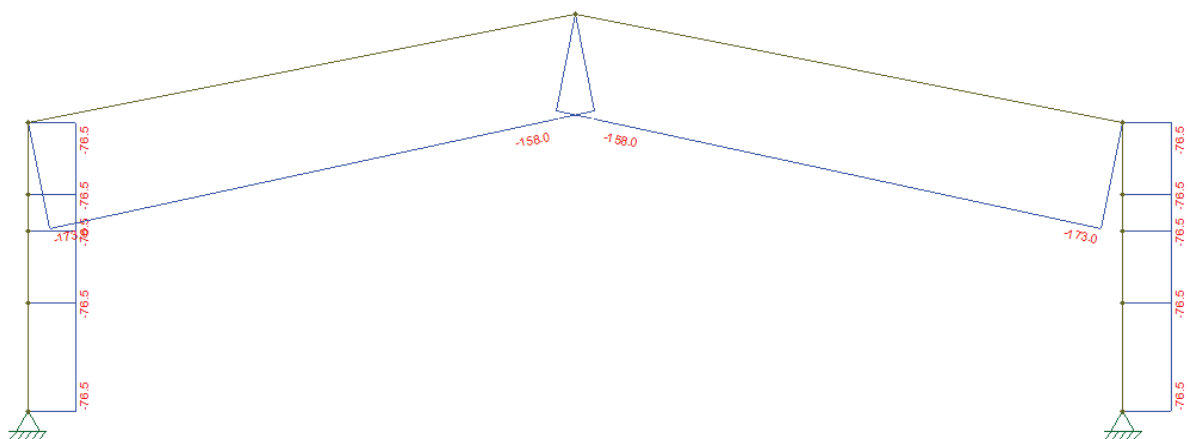
Os restantes das cargas horizontais de vento são multiplicados por 1,4. A análise desse pórtico gera os diagramas a seguir:

Figura 57- 4ª Combinação



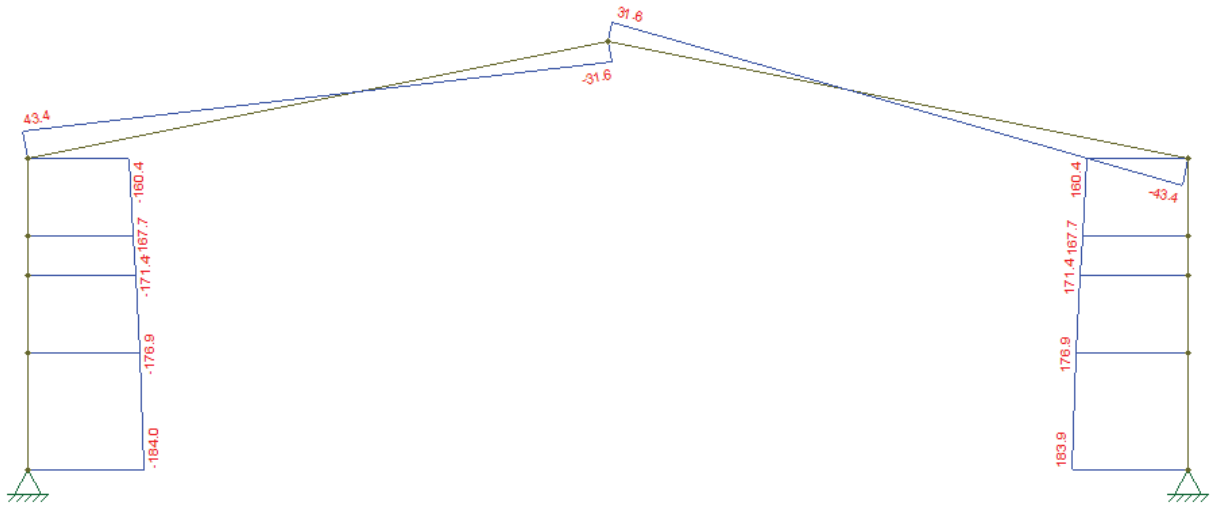
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 58- Diagrama de esforço axial - 4ª Combinação



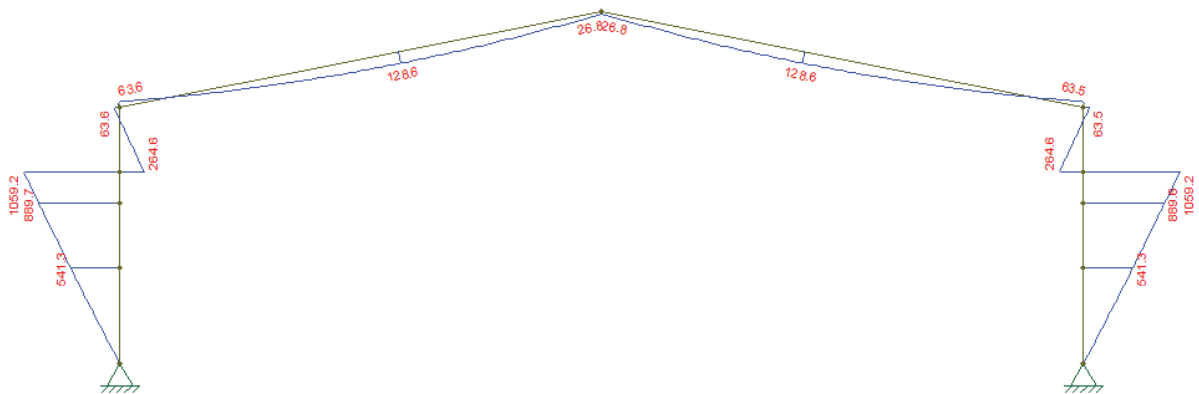
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 59- Diagrama de esforço cortante - 4ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 60- Diagrama de momento fletor - 4ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Desse modo, temos a seguinte tabela com os esforços máximos para cada componente do pórtico:

Tabela 33- Esforços máximos para cada componente dos pórticos

Esforços máximos	Pilar esquerdo	Viga esquerda	Viga direita	Pilar direito
n (kn)	-128,7	-193,7	-194,8	-134,1
v (kn)	-198,9	87,4	-92,6	208,0
m (kn.m)	-1168,4	229,1	204,7	1229,3
m_a (kn.m)	-395,6	224	203,8	413,7
m_b (kn.m)	-783,9	197,9	157,4	823,6
m_c (kn.m)	-1168,4	48,8	-11,7	1229,3

FONTE: Aatoria própria (2019)

Obs.: O M_A é aquele obtido a $\frac{L}{4}$, O M_B é aquele obtido a $\frac{L}{2}$ e O M_C é aquele obtido a $\frac{3L}{4}$.

Quantificar esses esforços é fundamental para poder conferir se os esforços resistentes são maiores que os solicitantes.

8.7.2 Terças

O cálculo de terças foi feito separadamente do pórtico apesar de seu peso estar incluído nos cálculos do pórtico descritos anteriormente.

A distância entre as terças é de 1,5 m:

$$\text{Sobrecarga: } 250 \text{ N/m} \times 1,5 = 375 \quad (108)$$

Peso Próprio:

$$\text{Terças} = 12,2 \times 9,81 = 119,68 \text{ N/m}$$

$$\text{Telha} = 16,58 \text{ N/m} \quad (109)$$

$$\text{Tirante} = 11,7 \text{ N/m}$$

$$\text{Total} = 147,96 \text{ N/m}$$

$$\text{Vento a } 0^\circ = -417,165 \text{ N/m} \quad (110)$$

$$\text{Vento a } 90^\circ = -584,036 \text{ N/m} \quad (111)$$

- 1ª Combinação:

Ação principal: Sobrecarga (1,5)

$$\text{Ação secundária: Vento a } 90^\circ (1,4 \times 0,6) = 0,84 \quad (112)$$

$$F_1 = 1,25 \cdot 147,96 + 1,5 \cdot 375 + 0,84 \cdot (-584,036) \cdot \cos 10 = 264,31 \text{ N/m} \quad (113)$$

- 2ª Combinação:

Ação principal: Vento a 90° (1,4)

$$\text{Ação secundária: Sobrecarga } (1,5 \times 0,7) = 1,05 \quad (114)$$

$$F_2 = 1,25 \cdot 147,96 + 1,4 \cdot (-584,036) \cdot \cos 10 + 1,05 \cdot 375 = -226,53 \text{ N/m} \quad (115)$$

- 3ª Combinação:

Ação principal: Sobrecarga (1,5)

$$\text{Ação secundária: Vento a } 0^\circ (1,4 \times 0,6) = 0,84 \quad (116)$$

$$F_3 = 1,25 \cdot 147,96 + 1,5 \cdot 375 + 0,84 \cdot (-417,165) \cdot \cos 10 = 402,23 \text{ N/m} \quad (117)$$

- 4ª Combinação:

Ação principal: Vento a 0° (1,4)

$$\text{Ação secundária: Sobrecarga } (1,5 \times 0,7) = 1,05 \quad (118)$$

$$F_4 = 1,25 \cdot 147,96 + 1,4 \cdot (-417,165) \cdot \cos 10 + 1,05 \cdot 375 = 3,54 \text{ N/m} \quad (119)$$

- 5ª Combinação:

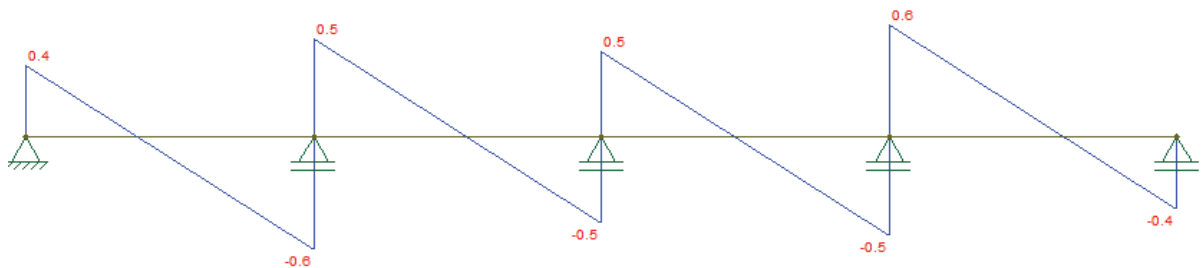
De acordo com a ABNT NBR 6120 (1980), para elementos como a terça é necessário verificar sua resistência para uma situação de peso próprio somado a uma carga de 1 KN no centro da terça, assim:

$$F_5 = 1,25 \cdot 147,96 + 1 \text{ KN} = 184,95 \frac{\text{N}}{\text{m}} + 1000 \text{ N} \quad (120)$$

Analisando as composições, chegamos a conclusão de que a situação mais desfavorável é da terceira combinação, gerando os gráficos de esforços a seguir:

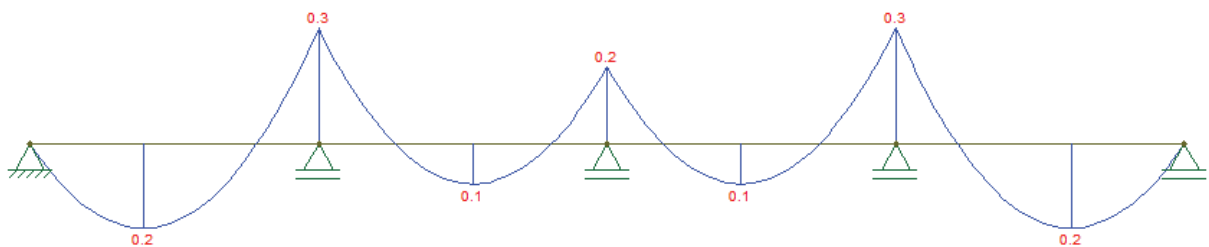
- Eixo y

Figura 61- Diagrama de esforço cortante para as terças - Eixo y



FONTE: Autoria própria (2019)

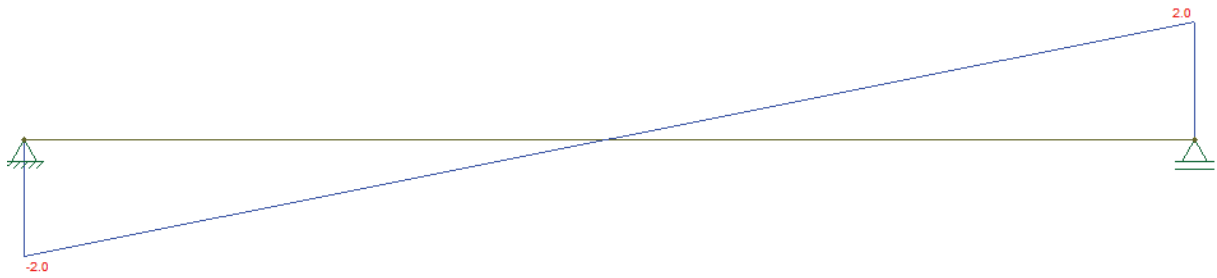
Figura 62- Diagrama de momento fletor para as terças - Eixo y



FONTE: Autoria própria (2019)

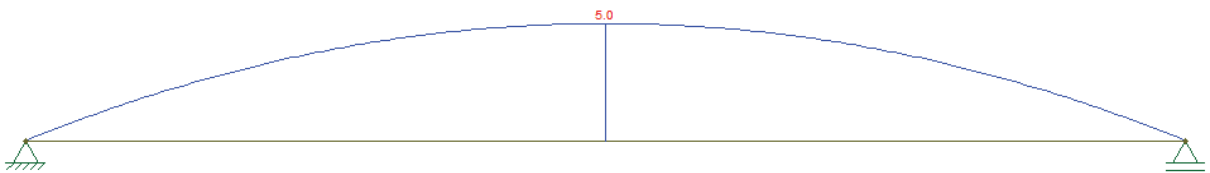
- Eixo x

Figura 63- Diagrama de esforços cortante para as terças - Eixo x



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 64- Diagrama de momento fletor para as terças - Eixo x



FONTE: Autoria própria (2019)

Não foi exposto o diagrama de esforços normais, pois, não existem forças laterais atuantes e o esforço normal seria zero.

Dessa forma, temos os seguintes esforços máximos:

Tabela 34- Esforços máximos para cada componente das terças

	eixo x	eixo y
v (kn)	2,0	0,6
m (kn.m)	5,0	0,27
m_a	3,8	0,27
m_b	5,0	0,18
m_c	3,8	0,27

FONTE: Autoria própria (2019)

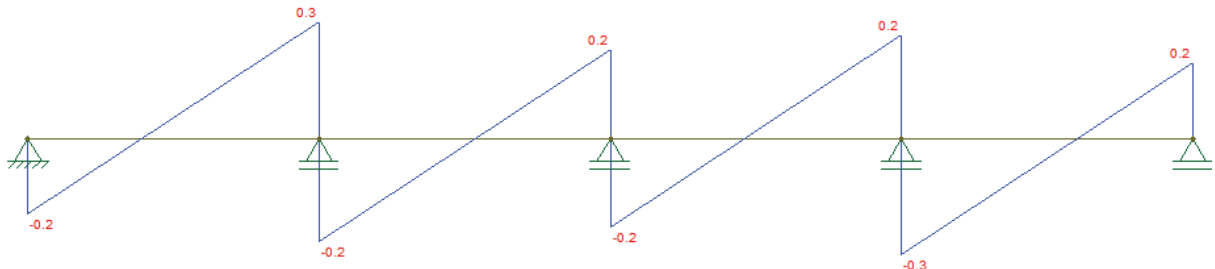
8.7.3 Viga de tapamento lateral

Os cálculos do tirante foram feitos separadamente, assim como nas terças não foi exposto o diagrama de esforços normais, pois, não existem forças laterais atuantes, assim:

- Eixo Y

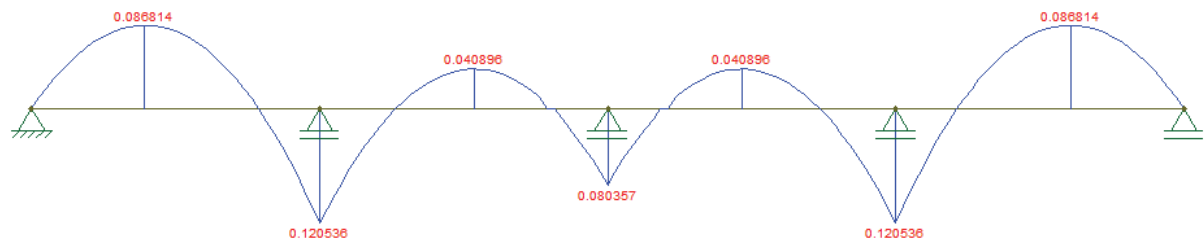
Peso próprio (Terça + Telha + Tirante) = $147,96 \times 1,25 = 184,95 \text{ N/m}$ (121)
 Onde 1,25 é o fator majorador para peso próprio.

Figura 65- Diagrama de esforço cortante para vigas de tapamento lateral – Eixo Y do Peso Próprio



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 66- Diagrama de momento fletor para as vigas de tapamento lateral - Eixo de Peso Próprio



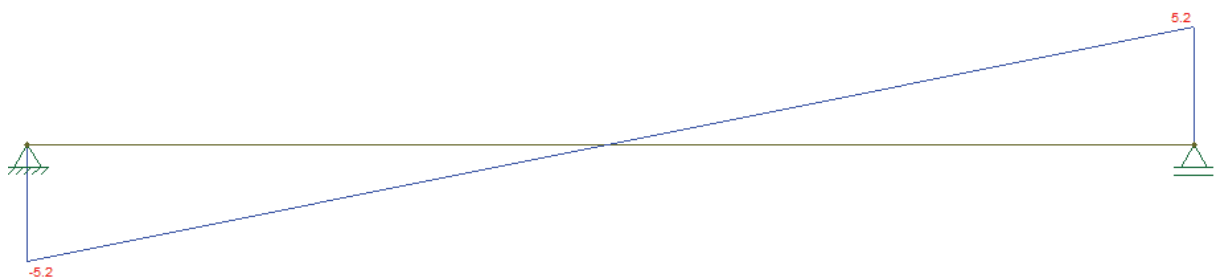
FONTE: Autoria própria (2019)

- Eixo X – Vento

Carga máxima de vento lateral: 6,92 KN/m

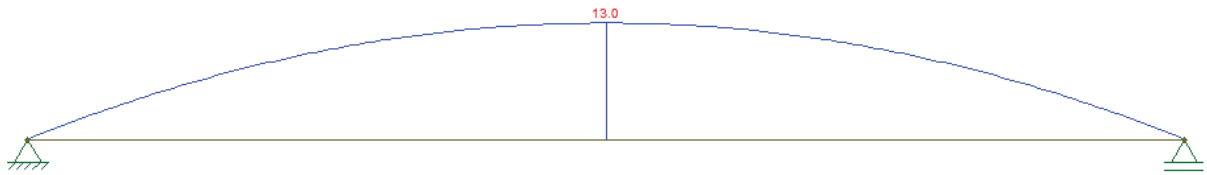
$$\frac{6,92 \cdot 1,5}{10} = 1,038 \text{ KN/m} \quad (122)$$

Figura 67- Diagrama de esforço cortante para as vigas de tapamento lateral – Eixo X do Vento



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 68- Diagrama de momento fletor para as vigas de tapamento lateral – Eixo X do Vento



FONTE: Autoria própria (2019)

Temos assim os seguintes esforços solicitantes máximos:

Tabela 35- Esforços máximos para cada componente das vigas de tapamento lateral

	EIXO X	EIXO Y
V (KN)	5,2	0,3
M (KN.M)	13,0	0,12
M _A (KN.M)	9,8	0,12
M _B (KN.M)	13,0	0,08
M _C (KN.M)	9,8	0,12

FONTE: Autoria própria (2019)

8.8 LANTERNIM

Para a combinação de esforços do lanternim foram calculados novamente os pesos dos componentes que recaem sobre ele, sendo realizadas duas combinações com o vento como variável principal, desta forma:

- Telha (1,69 Kg/m²):

$$\text{Área}(\text{lanternim}) = 2 \cdot 10 \cdot 1,8 = 36 \text{ m}^2 \quad (123)$$

$$\text{Peso}(\text{lanternim}) = \frac{\text{Carga total}}{\text{Vão livre}} = \frac{36 \cdot 1,69 \cdot 9,81}{3,6} = 165,79 \text{ N/m} \quad (124)$$

- Terça (12,2 Kg/m):

$$\begin{aligned} \text{Comprimento total} &= N^{\circ} \text{ de terças} \cdot \text{distância entre pórticos} = 4 \cdot 10 \quad (125) \\ &= 40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso} &= \frac{\text{Carga total}}{\text{Vão livre}} = \frac{40 \cdot 12,20 \cdot 9,81}{3,6} \quad (126) \\ &= 1329,80 \text{ N/m} \end{aligned}$$

- Tirante, (0,994 Kg/m):

$$\text{Comprimento total} = 4 \times 1,5 = 6 \text{ m} \quad (127)$$

$$\text{Peso} = \frac{\text{Carga total}}{\text{Vão livre}} = \frac{6 \cdot 0,994 \cdot 9,81}{3,6} = 16,25 \text{ N/m} \quad (128)$$

$$\text{Peso próprio total} = 1511,84 \text{ N/m} \quad (129)$$

- 1ª Combinação

Variável - Vento a 90° (1,4)

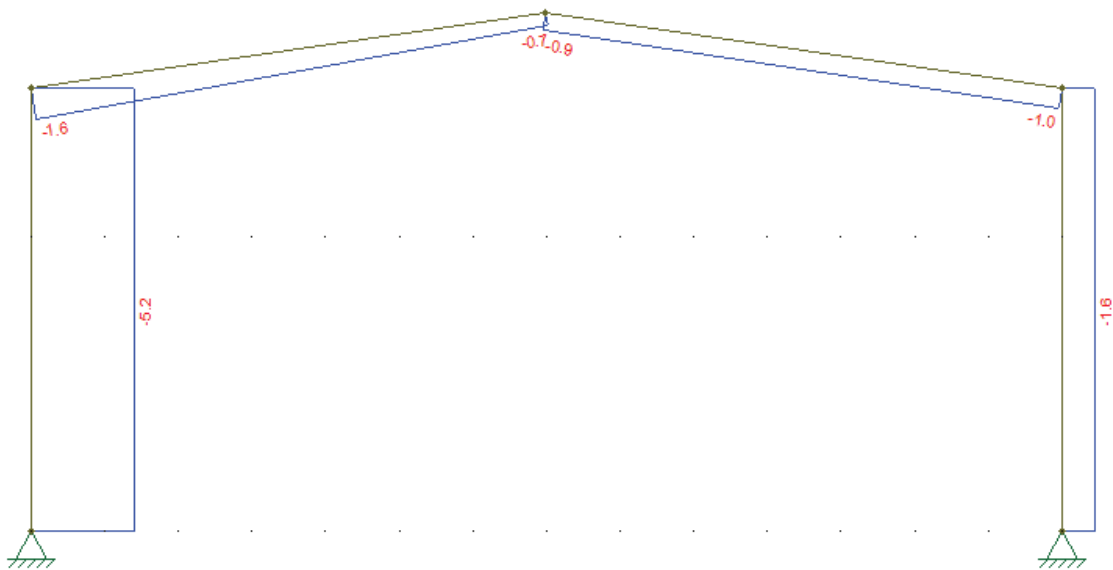
$$1511,84 \cdot 1,25 + 1,4 \cdot (-3893,57) \cdot \cos 10 = -3478,38 \text{ N/m} \quad (130)$$

$$1511,84 \cdot 1,25 + 1,4 \cdot (-1668,67) \cdot \cos 10 = -410,71 \text{ N/m} \quad (131)$$

$$1,4 \cdot (-3893,57) \cdot \sin 10 = -946,56 \text{ N/m} \quad (132)$$

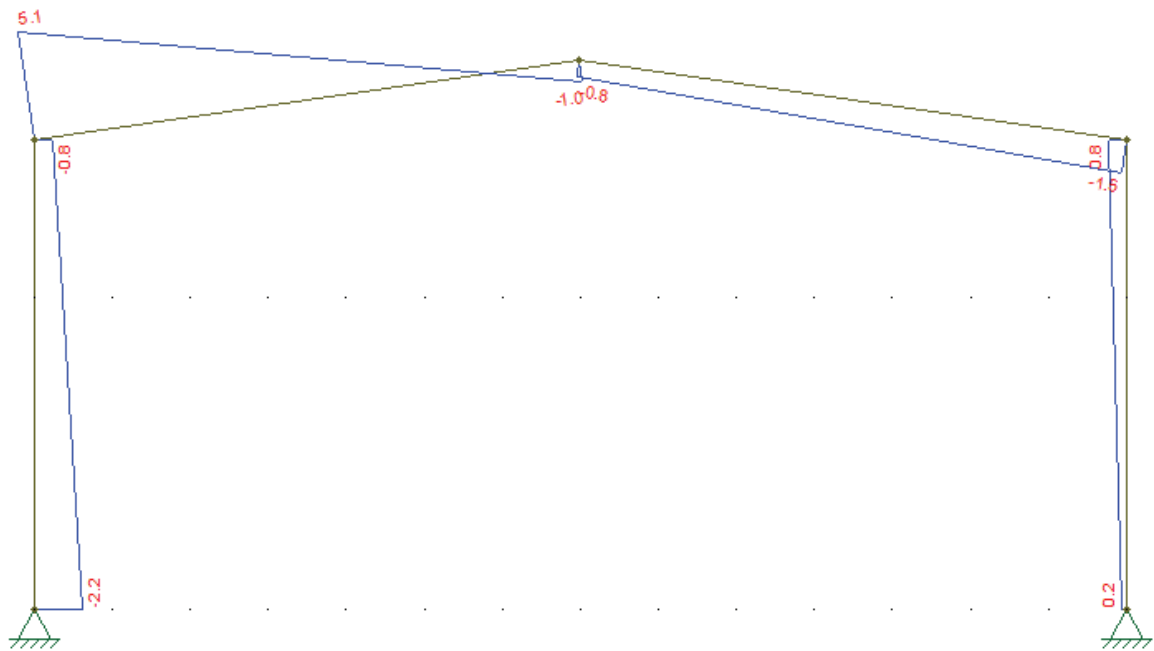
$$1,4 \cdot (-1668,67) \cdot \sin 10 = -405,67 \text{ N/m} \quad (133)$$

Figura 69- Diagrama de esforço normal para o lanternim – 1ª Combinação



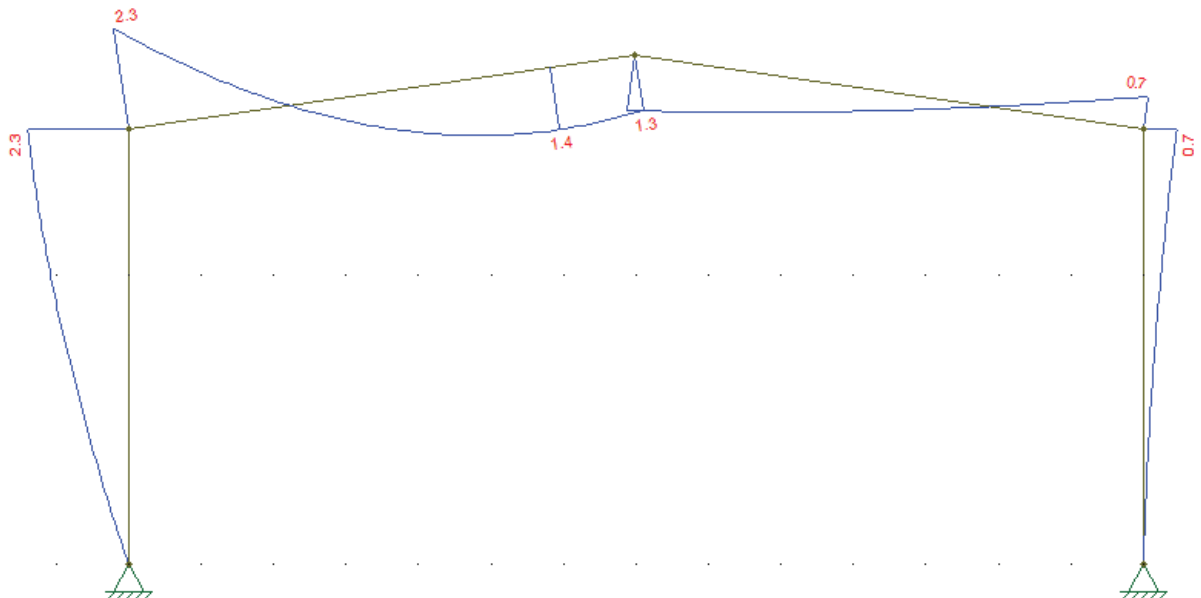
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 70- Diagrama de esforço cortante para o lanternim – 1ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 71- Diagrama de momento fletor para o lanternim – 1ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

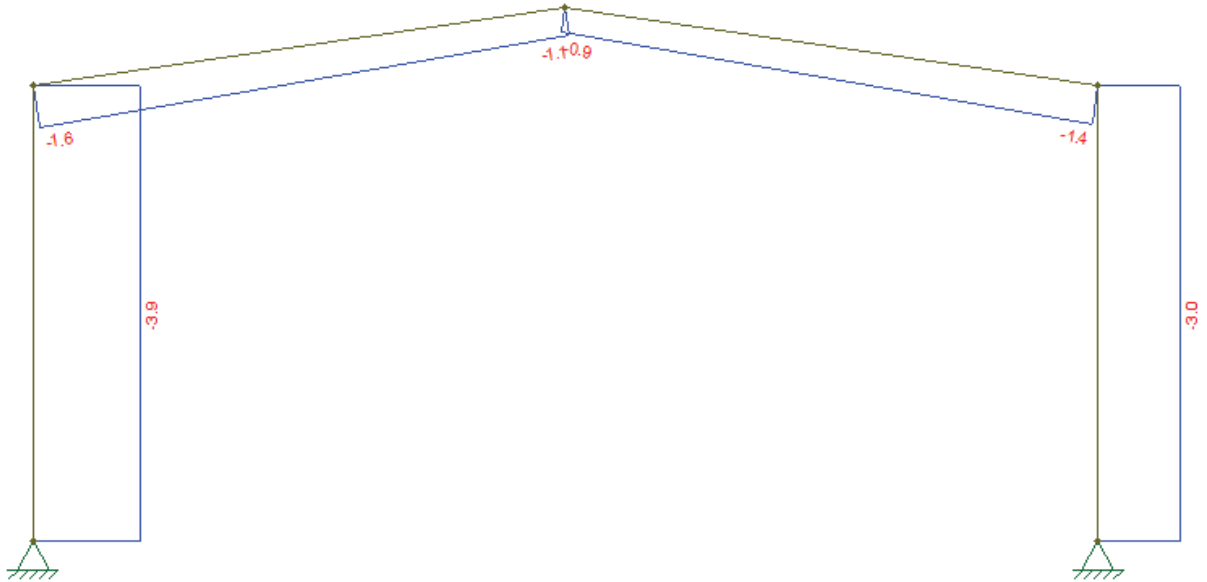
- 2ª Combinação

Variável - Vento a 0° (1,4)

$$1511,84 \cdot 1,25 + 1,4 \cdot (-2781,1) \cdot \cos 10 = -1944,59 \text{ N/m} \quad (134)$$

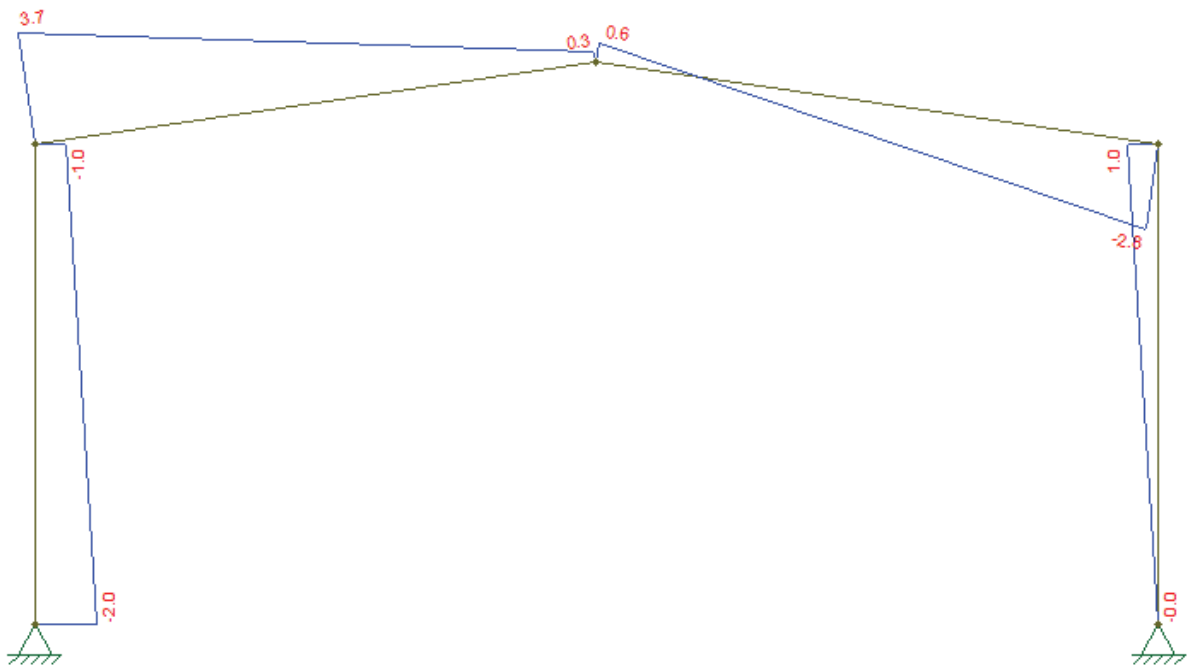
$$1,4 \cdot (-2781,1) \cdot \sin 10 = -676,11 \text{ N/m} \quad (135)$$

Figura 72- Diagrama de esforço normal para o lanternim – 2ª Combinação



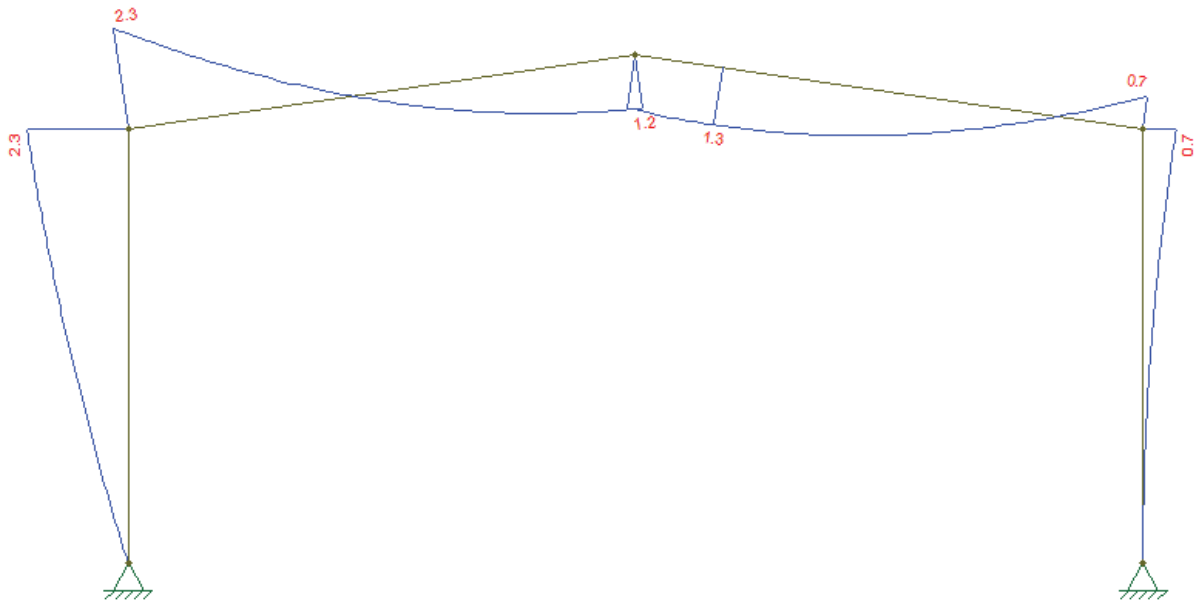
FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 73- Diagrama de esforço cortante para o lanternim – 2ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Figura 74- Diagrama de momento fletor para o lanternim – 2ª Combinação



FONTE: Autoria própria (2019)

Temos assim os seguintes esforços solicitantes máximos:

Tabela 36- Esforços máximos para cada componente do lanternim

Esforços máximos	Pilar esquerdo	Viga esquerda	Viga direita	Pilar direito
n (kn)	-5,2	-1,6	-1,4	-3,0
v (kn)	-2,2	5,1	-2,8	1,0
m (kn.m)	-2,3	-2,3	1,32	0,7
m _a (kn.m)	-0,7	-0,4	1,30	0,044
m _b (kn.m)	-1,3	0,9	0,97	0,18
m _c (kn.m)	-1,8	1,4	0,27	0,4

FONTE: Autoria própria (2019)

8.9 SOLICITAÇÕES DE CÁLCULO

Para o pilar direito os maiores esforços são:

$$M_{Sd} = 1229,3 \text{ kN.m} \quad (136)$$

$$N_{Sd} = - 134,1 \text{ kN} \quad (137)$$

$$V_{Sd} = 208,0 \text{ kN} \quad (138)$$

Da mesma maneira se segue para todos os outros elementos, para que assim se possa proceder às verificações dos perfis.

8.10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÕES PARA A COLUNA

A partir do pré-dimensionamento realizado anteriormente adotou-se, portanto, o perfil W 610x140 para os dois pilares do pórtico. Como os dois pilares (direito e esquerdo) terão perfis iguais, somente serão apresentados os cálculos detalhados para um deles (direito).

As propriedades geométricas do perfil foram obtidas nas tabelas de uma fabricante siderúrgica, a Gerdau. Foi escolhido um perfil que não necessariamente é o de melhor desempenho em capacidade e custo, relação custo/benefício.

8.10.1 Verificação da esbeltez:

Conforme o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (2008), a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomando como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil “L” e o raio de giração correspondente “r”, não deve ser superior a 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{800}{25,06} = 31,92 < 200 \quad (139)$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{800}{5,02} = 159,36 < 200 \quad (140)$$

8.10.2 Verificação da capacidade à compressão

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), verifica-se para o perfil em questão da esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (141)$$

Assim,

$$\frac{541}{13,1} = 41,30 < 1,49 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 42,14 \quad (142)$$

Como (hw/tw) não supera $(b/t)_{lim}$, o fator de redução é $Qa = 1,0$.

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (143)$$

Assim,

$$\frac{230/2}{22,20} = 5,18 < 0,56 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 15,84 \quad (144)$$

Como (b_f/t_f) não supera $(b/t)_{lim}$, o fator de redução é $Qs = 1,0$.

Assim, conforme item F.1.3 do Anexo F da ABNT NBR 8800 (2008), o fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Qa \cdot Qs \Rightarrow Q = 1 \cdot 1 = 1,0 \quad (145)$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, segundo o Anexo E da ABNT NBR 8800 (2008), determina-se para uma barra com seção transversal simétrica em relação a um ponto:

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (146)$$

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (147)$$

Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] \quad (148)$$

Dado por:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (149)$$

x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Assim, como o pilar é biapoado, utilizou-se $k = 1,0$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 112619}{(1 \cdot 800)^2} = 34734,53 \text{ kN} \quad (150)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 4515}{(1 \cdot 800)^2} = 1392,54 \text{ kN} \quad (151)$$

$$r_o = \sqrt{25,96^2 + 7,55^2} = 27,04 \text{ cm} \quad (152)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{27,32^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 3981687}{(1 \cdot 800)^2} + 7700 \cdot 225,01 \right] = 4532,47 \text{ kN} \quad (153)$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1392,54 \text{ kN} \quad (154)$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (155)$$

Ou

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ se } \lambda_0 > 1,5 \quad (156)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008) pela fórmula:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (157)$$

Assim sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 179,30 \cdot 25}{1392,54}} = 3,22 \quad (158)$$

$$\chi = \frac{0,877}{3,22^2} = 0,085 \quad (159)$$

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{\alpha 1}} \Rightarrow \frac{0,085 \cdot 1 \cdot 179,30 \cdot 25}{1,1} \quad (160)$$

$$N_{c,Rd} = 346,375 \text{ kN} > N_{s,Rd} = 134,1 \text{ kN} \quad (161)$$

8.10.3 Verificação da capacidade à flexão

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), que são detalhados a seguir.

Conforme a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{150}{5,02} = 29,88 \quad (162)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78 \quad (163)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{EJ} = \frac{(0,7 \cdot 25) 3650,50}{20000 \cdot 225,01} \quad (164)$$

$$\beta_1 = 0,014 \text{ cm}^{-1} \quad (165)$$

$$C_w = 3981687 \text{ cm}^6 \quad (166)$$

A equação λ_r está descrita nas notas do Anexo G da norma ABNT NBR 8800 (2008) e foi calculada sendo $\lambda_r = 160,14$.

Segundo o indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLT} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{4173,10 \cdot 25}{1,1} = 94843,18 \text{ kN.m} \quad (167)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{230}{2 \cdot 22,20} = 5,18 \quad (168)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,75 \quad (169)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 \cdot 25)}} = 28,01 \quad (170)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLM} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{4173,10 \cdot 25}{1,1} = 94843,18 \text{ kN.m} \quad (171)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{541}{13,10} = 41,30 \quad (172)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34 \quad (173)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 161,22 \quad (174)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLA} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{4173,10 \cdot 25}{1,1} = 94843,18 \text{ kN.m} \quad (175)$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA}) = 94843,18 \text{ kN.m} > M_{Sd} = 1229,3 \text{ kN.m} \quad (176)$$

8.10.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800 (2008).

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{573}{13,10} = 43,74 \quad (177)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 69,57 \quad (178)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 86,65 \quad (179)$$

Para uma seção W fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 966,42 \text{ kN} \quad (181)$$

$$V_{pl,y} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 696,27 \text{ kN} \quad (182)$$

$$V_{Rd,x} = \frac{V_{pl,x}}{\gamma_{\alpha 1}} = 878,56 \text{ kN} \quad (183)$$

$$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl,y}}{\gamma_{\alpha 1}} = 632,97 \text{ kN} \quad (184)$$

8.10.5 Verificação para a combinação de esforços solicitantes

Conforme descrito no item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (2008), para atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (185)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (186)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (187)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (188)$$

Assim, como

$$\frac{134,1}{346,375} = 0,39 \geq 0,2 \quad (189)$$

$$\frac{134,1}{346,375} + \frac{8}{9} \left(\frac{1229,3}{94843,18kN} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0 \quad (190)$$

$$0,40 \leq 1,0 \quad (191)$$

$$\text{Folga: } (1 - 0,40) \times 100 = 60\% \quad (192)$$

Verifica-se com isso a estabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos. Portanto, pode-se dizer que o perfil W 610x140 é adequado para o elemento da coluna da direita do pórtico para a condição de carregamento máxima. Para a verificação da coluna da esquerda o procedimento seria análogo e resultaria que o perfil mostra-se adequado para os esforços solicitantes de cálculo.

8.11 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO PARA VIGAS

Usando-se o mesmo procedimento adotado para as colunas, obtêm-se, inicialmente, os esforços atuantes nas vigas da direita e esquerda para, então, proceder as verificações.

São resumidos e expostos em tabela alguns processos que já foram detalhados no cálculo da coluna. O perfil utilizado para as vigas será de W 610x217.

Para as vigas direita e esquerda os maiores esforços são:

$$M_{Sd} = 229,1 \text{ kN.m} \quad (193)$$

$$N_{Sd} = - 194,8 \text{ kN} \quad (194)$$

$$V_{Sd} = -92,6 \text{ kN} \quad (195)$$

Conforme o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (2008), a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomando como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil “L” e o raio de giração correspondente “r”, não deve ser superior a 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{1530}{26,22} = 58,35 < 200 \quad (196)$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{1530}{7,66} = 199,7 < 200 \quad (197)$$

8.11.1 Verificação da capacidade à compressão

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), verifica-se para o perfil em questão a esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (198)$$

Assim,

$$\frac{541}{16,5} = 32,79 < 1,49 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 42,14 \quad (199)$$

Como (h_w/t_w) não supera $(b/t)_{lim}$, o fator de redução é $Q_a = 1,0$.

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (200)$$

Assim,

$$\frac{328/2}{22,20} = 7,39 < 0,56 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 15,84 \quad (201)$$

Como (bf/tf) não supera (b/t)lim, o fator de redução é $Q_s = 1,0$.

Assim, conforme item F.1.3 do Anexo F da ABNT NBR 8800 (2008), o fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Q_a \cdot Q_s \Rightarrow Q = 1 \cdot 1 = 1,0 \quad (202)$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, segundo o Anexo E da ABNT NBR 8800 (2008), determina-se para uma barra com seção transversal simétrica em relação a um ponto:

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (203)$$

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (204)$$

Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z :

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G I_t \right] \quad (205)$$

Dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (206)$$

x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Assim, como o pilar é biapoiado, utilizou-se $k = 1,0$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 191395}{(1 \cdot 1530)^2} = 16139,03 \text{ kN} \quad (207)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 16316}{(1 \cdot 1530)^2} = 1375,82 \text{ kN} \quad (208)$$

$$r_0 = \sqrt{26,22^2 + 7,66^2} = 27,32 \text{ cm} \quad (209)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{27,32^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 14676643}{(1 \cdot 1530)^2} + 7700 \cdot 570,21 \right] = 7540,64 \text{ kN} \quad (210)$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 1375,82 \text{ kN} \quad (211)$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (212)$$

Ou

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ se } \lambda_0 > 1,5 \quad (213)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008) pela fórmula:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (214)$$

Assim sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 278,40 \cdot 25}{1375,82}} = 2,25 \quad (215)$$

$$\chi = \frac{0,877}{2,25^2} = 0,17 \quad (216)$$

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{\alpha 1}} \Rightarrow \frac{0,17 \cdot 1 \cdot 278,40 \cdot 25}{1,1} \quad (217)$$

$$N_{c,Rd} = 1075,64 \text{ kN} > N_{s,Rd} = 194,8 \text{ kN} \quad (218)$$

8.11.2 Verificação da capacidade à flexão

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), que são detalhados a seguir.

Conforme a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{150}{7,66} = 19,58 \quad (219)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78 \quad (220)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 \cdot 25)6095,4}{20000 \cdot 570,21} \quad (221)$$

$$\beta_1 = 0,009 \text{ cm}^{-1} \quad (222)$$

$$C_w = 14676643 \text{ cm}^6 \quad (223)$$

A equação λ_r está descrita nas notas do Anexo G da norma ABNT NBR 8800 (2008) e foi calculada sendo:

$$\lambda_r = 171,41 \quad (224)$$

Segundo o indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLT} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{6868,8 \cdot 25}{1,1} = 156109,1 \text{ kN.m} \quad (225)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{328}{2 \cdot 27,70} = 5,92 \quad (226)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,75 \quad (227)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 \cdot 25)}} = 28,01 \quad (228)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLM} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{6868,8 \cdot 25}{1,1} = 156109,1 \text{ kN.m} \quad (229)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{541}{16,50} = 32,79 \quad (230)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34 \quad (231)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 161,22 \quad (232)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLA} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{6868,8 \cdot 25}{1,1} = 156109,1 \text{ kN.m} \quad (233)$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA}) = 156109,1 \text{ kN.m} > M_{Rd} = 229,1 \text{ kN.m} \quad (234)$$

8.11.3 Verificação da capacidade ao cisalhamento

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800 (2008).

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{573}{16,50} = 34,73 \quad (235)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 69,57 \quad (236)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 86,65 \quad (237)$$

Para uma seção W fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 1217,25 \text{ kN} \quad (238)$$

$$\begin{aligned} V_{pl,y} &= 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \\ &= 1238,95 \text{ kN} \end{aligned} \quad (239)$$

$$V_{Rd,x} = \frac{V_{pl,x}}{\gamma_{\alpha 1}} = 1106,59 \text{ kN} \quad (240)$$

$$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl,y}}{\gamma_{\alpha 1}} = 1126,32 \text{ kN} \quad (241)$$

8.11.4 Verificação para a combinação de esforços solicitantes

Conforme descrito no item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (2008), para atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (242)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (243)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (244)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (245)$$

Assim, como

$$\frac{194,8}{1075,64} = 0,18 \leq 0,2 \quad (246)$$

$$\frac{194,8}{1075,64} + \left(\frac{229,1}{156109,1kN} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0 \quad (247)$$

$$0,20 \leq 1,0 \quad (248)$$

$$\text{Folga: } (1 - 0,20) \times 100 = 80\% \quad (249)$$

Verifica-se com isso a estabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos. Portanto, pode-se dizer que o perfil W 610x217,0 é adequado para o elemento da viga da direita do pórtico para a condição de carregamento máxima. Para a verificação da viga da esquerda o procedimento seria análogo e resultaria que o mesmo perfil se mostra adequado para os esforços solicitantes de cálculo. Apesar de seus esforços serem diferentes.

8.12 DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS

Para o dimensionamento dos perfis das terças deve-se considerar a atuação de flexão nos dois eixos dos perfis. Os demais processos são semelhantes àqueles já apresentados. Lembra-se que há uma linha de tirantes projetada que reduz o comprimento de flambagem dos perfis em torno do eixo y e a torção. Portanto os comprimentos de flambagem são:

$$L_x = 10000,0 \text{ mm} \quad (250)$$

$$L_y = 2500,0 \text{ mm} \quad (251)$$

$$L_b = 2500,0 \text{ mm} \quad (252)$$

O perfil analisado é um U 152x12,2. A obtenção das propriedades geométricas deste perfil foi consultada nos catálogos da Gerdau.

O primeiro passo deve ser a verificação da capacidade do perfil à compressão. Porém, como não existem esforços deste tipo atuando na estrutura, o cálculo passa as verificações à flexão.

Conforme o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (2008), a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomando como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil “L” e o raio de giração correspondente “r”, não deve ser superior a 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{1000}{5,64} = 177,30 < 200 \quad (253)$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{250}{1,35} = 185,19 < 200 \quad (254)$$

8.12.1 Verificação da capacidade à flexão

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), que são detalhados a seguir.

Conforme a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{250}{1,35} = 185,19 \quad (255)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78 \quad (256)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 \cdot 25)82,9}{20000 \cdot 5} \quad (257)$$

$$\beta_1 = 0,015 \text{ cm}^{-1} \quad (258)$$

$$C_w = 1035 \text{ cm}^6 \quad (259)$$

A equação λ_r está descrita nas notas do Anexo G da norma ABNT NBR 8800 (2008) e foi calculada sendo:

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{\frac{1 + 27C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (260)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{36 \cdot 5}}{1,35 \cdot 5 \cdot 0,015} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 1035 \cdot (0,015)^2}{36}}} = 263,97 \quad (261)$$

Segundo o indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLT} > \lambda_p$, seção Semicompacta:

$$M_{FLT} = \frac{C_b}{\gamma_{\alpha 1}} [M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda_{FLT} - \lambda_p}{\lambda_R - \lambda_p}] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} \quad (262)$$

$$C_b = 1,0 \quad (263)$$

$$M_{pl} = Z_x \cdot f_y = 101000 \cdot 250 = 25,25 \text{ kN.m} \quad (264)$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = (0,7 \cdot 250) \cdot 82.900 = 14,51 \text{ kN.m} \quad (265)$$

$$M_{FLT} = \frac{1,0}{1,10} = \left[25,25 - (25,25 - 14,51) \frac{185,19 - 49,78}{263,97 - 49,78} \right] \leq \frac{25,25}{1,10} \quad (266)$$

$$M_{FLT} = 16,78 \text{ kN.m} \leq 22,95 \text{ kN.m} \quad (267)$$

$$M_{FLT} = 16,78 \text{ kN.m} \quad (268)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{t_f} = \frac{51,7}{8,71} = 5,94 \quad (269)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,75 \quad (270)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 \cdot 25)}} = 28,01 \quad (271)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLM} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{25,25}{1,1} = 22,95 \text{ kN.m} \quad (272)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{152,4}{7,98} = 19,09 \quad (273)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34 \quad (274)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 161,22 \quad (275)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLA} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{25,25}{1,1} = 22,95 \text{ kN.m} \quad (276)$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA}) = 16,78 \text{ kN.m} \quad (277)$$

8.12.2 Verificação da capacidade à flexão em torno do eixo y

Segundo o Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), Tabela G.1, Nota 3, para seção U, o estado-limite FLM aplica-se somente quando a extremidade livre das mesas for comprimida pelo momento fletor. Como não é o caso aqui apresentado devido à posição das terças, o estado-limite FLM não necessita de verificação.

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), que são detalhados a seguir.

Conforme a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{152,4}{7,98} = 19,09 \quad (278)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,12 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 31,68 \quad (279)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,40 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 39,6 \quad (280)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLA} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{Z_y \cdot f_y}{1,1} = \frac{18,8 \cdot 250}{1,1} = 4,27 \text{ kN.m} \quad (281)$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA}) = 4,27 \text{ kN.m} > M_{Sd} 0,27 = \text{kN.m} \quad (282)$$

8.12.3 Verificação da capacidade ao cisalhamento

Em torno do eixo X:

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800 (2008).

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{152,4}{7,98} = 19,31 \quad (283)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 69,57 \quad (284)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 86,65 \quad (285)$$

Para uma seção W fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (286)$$

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot (152,4 \cdot 7,98) \cdot 250 = 182,4 \text{ kN} \quad (287)$$

$$V_{Rd,x} = \frac{V_{pl,x}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{182,4}{1,1} = 165,82 \text{ kN} \quad (288)$$

Em torno do eixo Y:

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800 (2008).

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{51,7}{8,71} = 5,94 \quad (289)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{1,2 \cdot 20000}{25}} = 34,08 \quad (290)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{1,2 \cdot 20000}{25}} = 42,45 \quad (291)$$

Para uma seção W fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (292)$$

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot (2 \cdot 51,7 \cdot 8,71) \cdot 250 = 135,09 \text{ kN} \quad (293)$$

$$V_{Rd,x} = \frac{V_{pl,x}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{135,09}{1,1} = 122,8 \text{ kN} \quad (294)$$

8.12.4 Verificação para a combinação de esforços solicitantes

Conforme descrito no item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (2008), para atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (295)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (296)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (297)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (298)$$

Considerando que:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (299)$$

Temos:

$$\left(\frac{5,0 \text{ kN}}{16,68 \text{ kN}} + \frac{0,27}{4,27} \right) \leq 1,0 \quad (300)$$

$$0,36 \leq 1,0 \quad (301)$$

$$\text{Folga: } (1 - 0,36) \times 100 = 64\% \quad (302)$$

Assim, percebe-se que o perfil indicado (U152x12,2) suporta satisfatoriamente as condições previstas.

8.13 DIMENSIONAMENTO DO LANTERNIM

8.13.1 . Coluna

Para o dimensionamento dos perfis do lanternim deve-se considerar a atuação da compressão e flexão nos pilares direito e esquerdo, e nas vigas direita e esquerda.

A partir do pré-dimensionamento realizado anteriormente adotou-se, portanto, o perfil W200 X 35,9 para os dois pilares do lanternim.

Como os dois pilares (direito e esquerdo) terão perfis iguais, somente serão apresentados os cálculos detalhados para um deles, o esquerdo, por ser onde se encontra os maiores carregamentos.

8.13.1.1 Verificação da esbeltez

Conforme o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (2008), a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomando como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil “L” e o raio de giração correspondente “r”, não deve ser superior a 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{150}{8,67} = 17,3 < 200 \quad (303)$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{150}{4,09} = 36,67 < 200 \quad (304)$$

8.13.1.2 Verificação da capacidade à compressão

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), verifica-se para o perfil em questão a esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (305)$$

Assim,

$$\frac{161}{6,20} = 25,97 < 1,49 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 42,14 \quad (306)$$

Como (hw/tw) não supera $(b/t)_{lim}$, o fator de redução é $Qa = 1,0$.

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (307)$$

Assim,

$$\frac{165/2}{10,20} = 8,1 < 0,56 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 15,84 \quad (308)$$

Como (bf/tf) não supera $(b/t)_{lim}$, o fator de redução é $Qs = 1,0$.

Assim, conforme item F.1.3 do Anexo F da ABNT NBR 8800 (2008), o fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Qa \cdot Qs \Rightarrow Q = 1 \cdot 1 = 1,0 \quad (309)$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, segundo o Anexo E da ABNT NBR 8800 (2008), determina-se para uma barra com seção transversal simétrica em relação a um ponto:

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (310)$$

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (311)$$

Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] \quad (312)$$

Dado por:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (313)$$

x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Assim, como o pilar é biapoado, utilizou-se $k = 1,0$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 3437}{(1 \cdot 150)^2} = 30152,74 \text{ kN} \quad (314)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 764}{(1 \cdot 150)^2} = 6702,56 \text{ kN} \quad (315)$$

$$r_o = \sqrt{8,67^2 + 4,09^2} = 9,59 \text{ cm} \quad (316)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{9,59^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 69502}{(1 \cdot 150)^2} + 7700 \cdot 14,51 \right] = 7850,82 \text{ kN} \quad (317)$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 6702,56 \text{ kN} \quad (318)$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (319)$$

Ou

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ se } \lambda_0 > 1,5 \quad (320)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008) pela fórmula:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (321)$$

Assim sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 45,70 \cdot 25}{6702,56 \text{ kN}}} = 0,17 \quad (322)$$

$$\chi = 0,658 \cdot (0,17)^2 = 0,02 \quad (323)$$

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{\alpha 1}} \Rightarrow \frac{0,02 \cdot 1 \cdot 45,7 \cdot 25}{1,1} \quad (324)$$

$$N_{c,Rd} = 20,77 \text{ kN} > N_{s,Rd} = 5,2 \text{ kN} \quad (325)$$

8.13.1.3 Verificação da capacidade à flexão

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), que são detalhados a seguir.

Conforme a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{150}{4,09} = 36,67 \quad (326)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78 \quad (327)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{EJ} = \frac{(0,7 \cdot 25) 342}{20000 \cdot 14,51} \quad (328)$$

$$\beta_1 = 0,021 \text{ cm}^{-1} \quad (329)$$

$$C_w = 69502 \text{ cm}^6 \quad (331)$$

A equação λ_r está descrita nas notas do Anexo G da norma ABNT NBR 8800 (2008) e foi calculada sendo:

$$\lambda_r = 185,05 \quad (332)$$

Segundo o indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLT} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{Zy \cdot f_y}{1,1} = \frac{141 \cdot 25}{1,1} = 3204,54 \text{ kN.m} \quad (333)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{165}{2 \cdot 10,20} = 8,09 \quad (334)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,75 \quad (335)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 \cdot 25)}} = 28,01 \quad (336)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLM} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{Zy \cdot f_y}{1,1} = \frac{141 \cdot 25}{1,1} = 3204,54 \text{ kN.m} \quad (337)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{161}{6,20} = 25,97 \quad (338)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34 \quad (339)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 161,22 \quad (340)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLA} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{Zy \cdot f_y}{1,1} = \frac{141 \cdot 25}{1,1} = 3204,54 \text{ kN.m} \quad (341)$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA}) = 3204,54 \text{ kN.m} > M_{sd} = 2,3 \text{ kN.m} \quad (342)$$

8.13.1.4 Verificação da capacidade ao cisalhamento

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800 (2008).

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{181}{6,20} = 29,19 \quad (343)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 69,57 \quad (344)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 86,65 \quad (345)$$

Para uma seção W fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 136,12 \text{ kN} \quad (346)$$

$$V_{pl,y} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 229,5 \text{ kN} \quad (347)$$

$$V_{Rd,x} = \frac{V_{pl,x}}{\gamma_{\alpha 1}} = 123,75 \text{ kN} \quad (348)$$

$$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl,y}}{\gamma_{\alpha 1}} = 208,64 \text{ kN} \quad (349)$$

8.13.1.5 Verificação para a combinação de esforços solicitantes

Conforme descrito no item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (2008), para atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (350)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (351)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (352)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (353)$$

Assim, como

$$\frac{5,2}{20,77} = 0,25 \geq 0,2 \quad (354)$$

$$\frac{5,2}{20,77} + \frac{8}{9} \left(\frac{2,3}{3204,54N} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0 \quad (355)$$

$$0,25 \leq 1,0 \quad (356)$$

$$\text{Folga: } (1 - 0,25) \times 100 = 75\% \quad (357)$$

Verifica-se com isso a estabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos. Portanto, pode-se dizer que o perfil W200x34,9 é adequado para o elemento da coluna da esquerda do lanternim para a condição de carregamento máxima. Para a verificação da coluna da direita o procedimento seria análogo e resultaria que o perfil mostra-se adequado para os esforços solicitantes de cálculo.

8.13.2. Vigas

Usando-se o mesmo procedimento adotado para as colunas, obtêm-se, inicialmente, os esforços atuantes nas vigas da direita e esquerda para, então, proceder as verificações.

São resumidos e expostos em tabela alguns processos que já foram detalhados no cálculo da coluna. O perfil utilizado para as vigas será de W200x34,9.

Para as vigas direita e esquerda do lanternim os maiores esforços são:

$$M_{Sd} = -2,3\text{kN.m} \quad (358)$$

$$N_{Sd} = -1,6\text{kN} \quad (359)$$

$$V_{Sd} = 5,1\text{kN} \quad (360)$$

Conforme o item 5.3.4 da ABNT NBR 8800 (2008), a limitação do índice de esbeltez das barras comprimidas, tomando como a maior relação entre o comprimento destravado do perfil “L” e o raio de giração correspondente “r”, não deve ser superior a 200.

$$\frac{L_x}{r_x} = \frac{180}{8,67} = 20,76 < 200 \quad (361)$$

$$\frac{L_y}{r_y} = \frac{180}{4,09} = 44,0 < 200 \quad (362)$$

8.13.2.1. Verificação da capacidade à compressão

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), verifica-se para o perfil em questão a esbeltez da alma. Tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 2, elemento AA:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (363)$$

Assim,

$$\frac{161}{6,20} = 25,97 < 1,49 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 42,14 \quad (364)$$

Como (h_w/t_w) não supera $(b/t)_{lim}$, o fator de redução é $Q_a = 1,0$.

O próximo passo é a verificação da esbeltez da mesa.

Conforme indicação da Tabela F.1 da ABNT NBR 8800 (2008), tratando-se de um perfil W, verifica-se para o Grupo 4, elemento AL:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (365)$$

Assim,

$$\frac{165/2}{10,20} = 8,09 < 0,56 \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 15,84 \quad (366)$$

Como (b_f/t_f) não supera $(b/t)_{lim}$, o fator de redução é $Q_s = 1,0$.

Assim, conforme item F.1.3 do Anexo F da ABNT NBR 8800 (2008), o fator de redução total Q é dado por:

$$Q = Q_a \cdot Q_s \Rightarrow Q = 1 \cdot 1 = 1,0 \quad (367)$$

Para o cálculo da carga de flambagem elástica, segundo o Anexo E da ABNT NBR 8800 (2008), determina-se para uma barra com seção transversal simétrica em relação a um ponto:

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (368)$$

Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (369)$$

Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_z L_z)^2} + GI_t \right] \quad (370)$$

Dado por:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)} \quad (371)$$

x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

Assim, como o pilar é biapoiado, utilizou-se $k = 1,0$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 3437}{(1 \cdot 150)^2} = 30152,74 \text{ kN} \quad (372)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 764}{(1 \cdot 150)^2} = 6702,56 \text{ kN} \quad (373)$$

$$r_o = \sqrt{8,67^2 + 4,09^2} = 9,59 \text{ cm} \quad (374)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{9,59^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 69502}{(1 \cdot 150)^2} + 7700 \cdot 14,51 \right] = 7850,82 \text{ kN} \quad (375)$$

Portanto, a carga resistente do perfil será a menor entre N_{ex} , N_{ey} e N_{ez} .

$$N_e = \min(N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}) = 6702,56 \text{ kN} \quad (376)$$

Com a força axial de flambagem elástica do perfil pode-se calcular o fator de redução associado à resistência à compressão, que é dado por:

$$\chi = 0,658\lambda_0^2 \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (377)$$

Ou

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \text{ se } \lambda_0 > 1,5 \quad (378)$$

Onde λ_0 é o índice de esbeltez reduzido, dado no item 5.3.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008) pela fórmula:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}} \quad (379)$$

Assim sendo,

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 \cdot 45,70 \cdot 25}{6702,56 \text{ kN}}} = 0,17 \quad (380)$$

$$\chi = 0,658 \cdot (0,17)^2 = 0,02 \quad (381)$$

E, finalmente, a força axial resistente de cálculo, de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{\alpha 1}} \Rightarrow \frac{0,02 \cdot 1 \cdot 45,70 \cdot 25}{1,1} \quad (382)$$

$$N_{c,Rd} = 20,77 \text{ kN} > N_{s,Rd} = 1,6 \text{ kN} \quad (383)$$

8.13.2.2. Verificação da capacidade à flexão

Para a verificação da carga do momento fletor resistente de cálculo do perfil são apresentados os procedimentos no Anexo G da ABNT NBR 8800 (2008), que são detalhados a seguir.

Conforme a Tabela G.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para Seções I com dois eixos de simetria, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia, tem-se:

- Verificando o estado limite para flambagem lateral com torção (FLT):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLT} = \frac{L_b}{r_y} = \frac{150}{4,09} = 36,67 \quad (384)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78 \quad (385)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W_x}{EJ} = \frac{(0,7 \cdot 25)342}{20000 \cdot 14,51} \quad (386)$$

$$\beta_1 = 0,021 \text{ cm}^{-1} \quad (387)$$

$$C_w = 69502 \text{ cm}^6 \quad (388)$$

A equação λ_r está descrita nas notas do Anexo G da norma ABNT NBR 8800 (2008) e foi calculada sendo:

$$\lambda_r = 185,05 \quad (389)$$

Segundo o indicado no item G.2.1.c) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLT} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLT} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{Z_y \cdot f_y}{1,1} = \frac{141 \cdot 25}{1,1} = 3204,54 \text{ kN.m} \quad (390)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da mesa (FLM):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLM} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{165}{2 \cdot 10,20} = 8,09 \quad (391)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,75 \quad (392)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

Tratando-se de um perfil laminado.

$$\lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} = 0,83 \sqrt{\frac{20000}{(0,7 \cdot 25)}} = 28,01 \quad (393)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLM} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{Zy \cdot f_y}{1,1} = \frac{141 \cdot 25}{1,1} = 3204,54 \text{ kN.m} \quad (394)$$

- Verificando o estado limite para flambagem local da alma (FLA):

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda_{FLA} = \frac{h_w}{t_w} = \frac{161}{6,20} = 25,97 \quad (395)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,34 \quad (396)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,70 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 161,22 \quad (397)$$

Segundo o indicado no item G.2.2.a) da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda_{FLA} < \lambda_p$, seção compacta:

$$M_{FLM} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{\alpha 1}} = \frac{Zy \cdot f_y}{1,1} = \frac{141 \cdot 25}{1,1} = 3204,54 \text{ kN.m} \quad (398)$$

E, finalmente, o momento fletor resistente de cálculo, de acordo com o item 5.4.2.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$M_{Rd} = \min(M_{FLT}, M_{FLM}, M_{FLA}) = 3204,54 \text{ kN.m} > M_{sd} = 2,3 \text{ kN.m} \quad (399)$$

8.13.2.3. Verificação da capacidade ao cisalhamento

Para a verificação da capacidade ao cisalhamento de cálculo do perfil são utilizados os procedimentos descritos no item 5.4.3 da ABNT NBR 8800 (2008).

Parâmetro de esbeltez:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{181}{6,20} = 29,19 \quad (400)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação:

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 69,57 \quad (401)$$

Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento:

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{K_v E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{25}} = 86,65 \quad (402)$$

Para uma seção W fletida em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , segundo indicado no item 5.4.3.1.1 da ABNT NBR 8800 (2008), para quando $\lambda < \lambda_p$, é dada por:

$$V_{pl,x} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 136,12 \text{ kN} \quad (403)$$

$$V_{pl,y} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y = 229,5 \text{ kN} \quad (404)$$

$$V_{Rd,x} = \frac{V_{pl,x}}{\gamma_{\alpha 1}} = 123,75 \text{ kN} \quad (405)$$

$$V_{Rd,y} = \frac{V_{pl,y}}{\gamma_{\alpha 1}} = 208,64 \text{ kN} \quad (406)$$

8.13.2.4. Verificação para a combinação de esforços solicitantes

Conforme descrito no item 5.5.1.2 da ABNT NBR 8800 (2008), para atuação simultânea da força axial de tração ou de compressão e de momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (407)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (408)$$

$$\text{Para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (409)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2 N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}} \right) \leq 1,0 \quad (410)$$

Assim, como

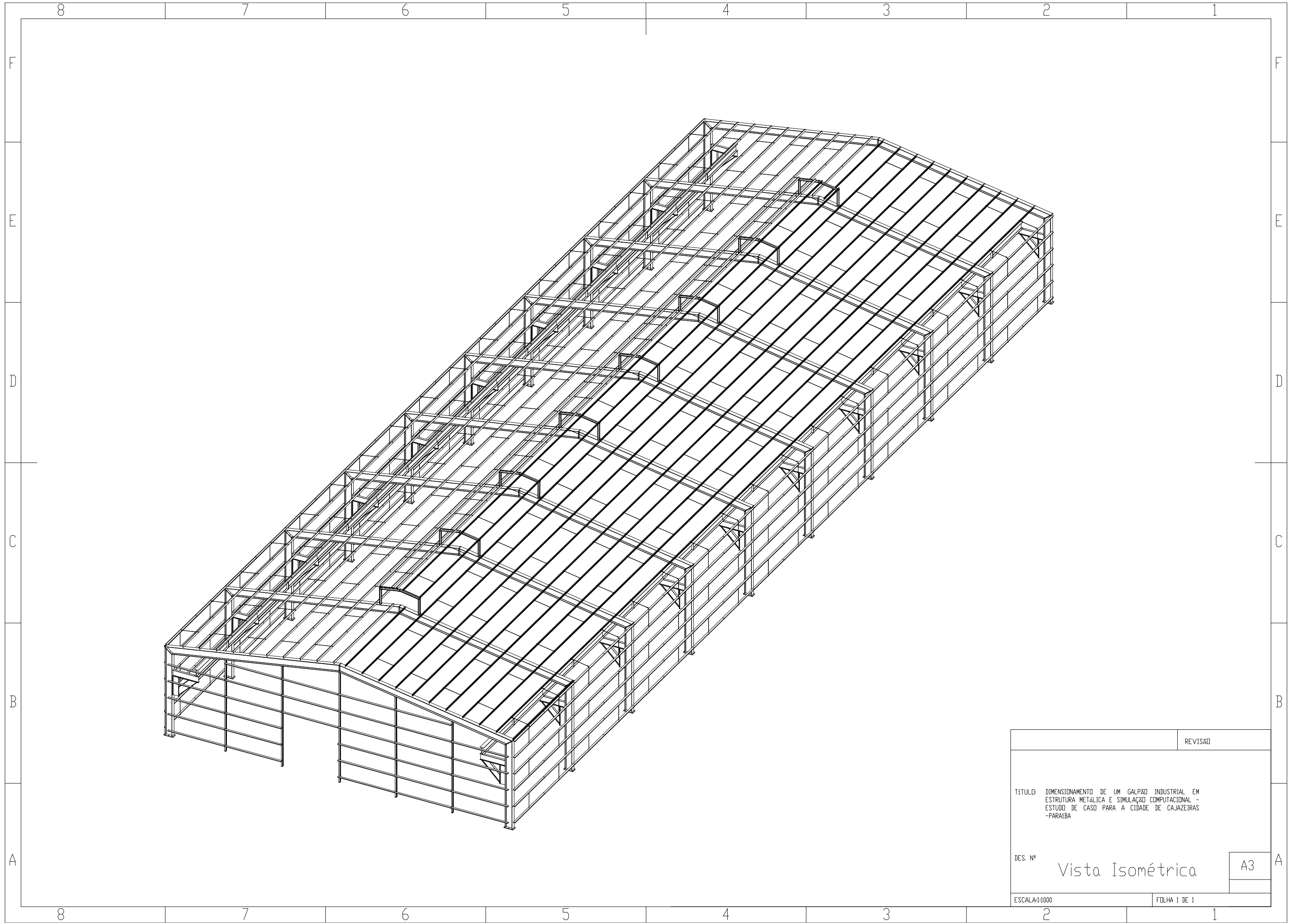
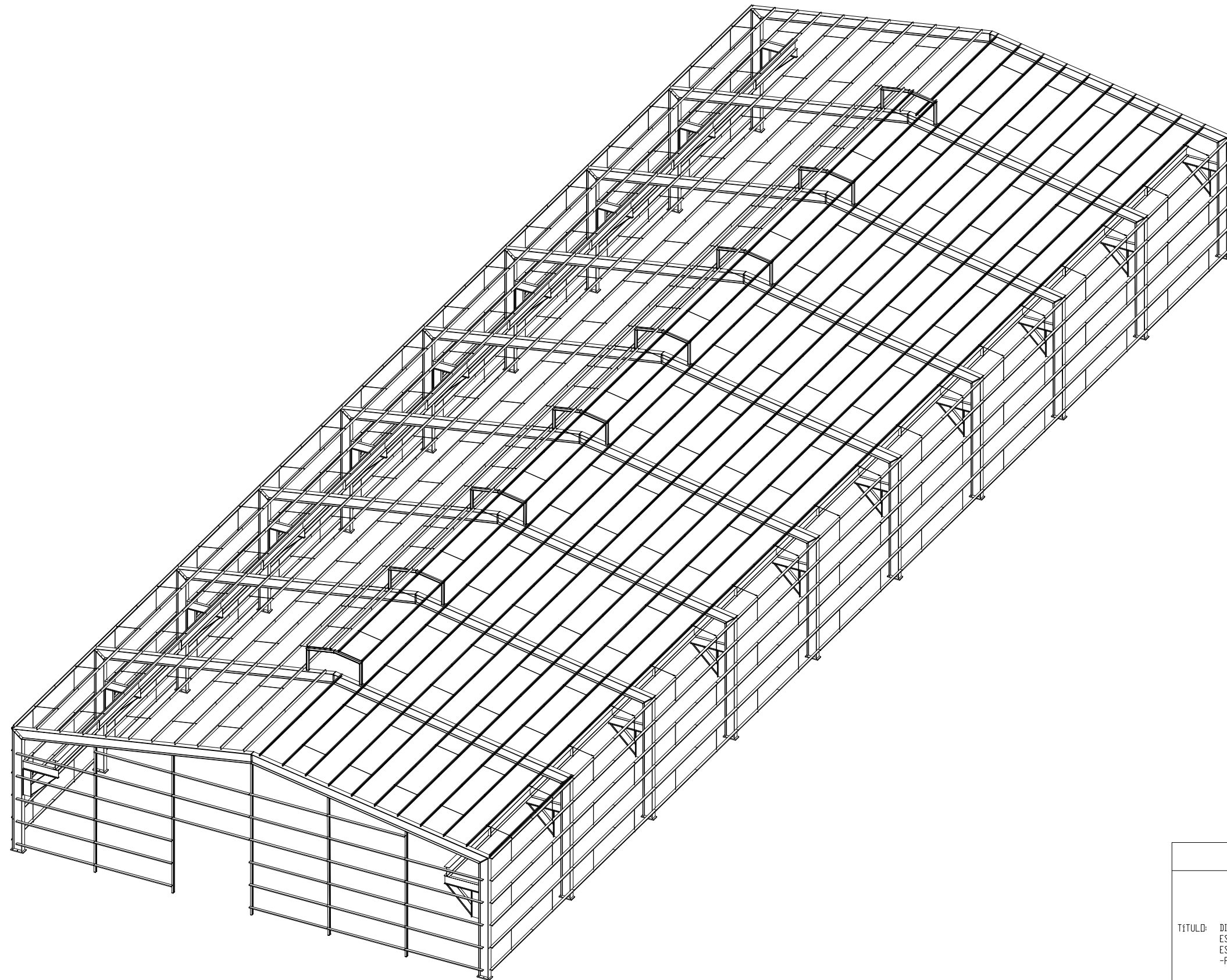
$$\frac{1,6}{20,77} = 0,08 < 0,2 \quad (411)$$

$$\frac{1,6}{20,77} + \left(\frac{2,3}{3204,54N} + \frac{0}{1} \right) \leq 1,0 \quad (412)$$

$$0,08 \leq 1,0 \quad (413)$$

$$\text{Folga: } (1 - 0,08) \times 100 = 92\% \quad (414)$$

Verifica-se com isso a estabilidade do perfil proposto para suportar os esforços previstos. Portanto, pode-se dizer que o perfil W200x35,9 é adequado para o elemento da viga da direita do lanternim para a condição de carregamento máxima. Para a verificação da viga da esquerda o procedimento seria análogo e resultaria que o mesmo perfil se mostra adequado para os esforços solicitantes de cálculo. Apesar de seus esforços serem diferentes.

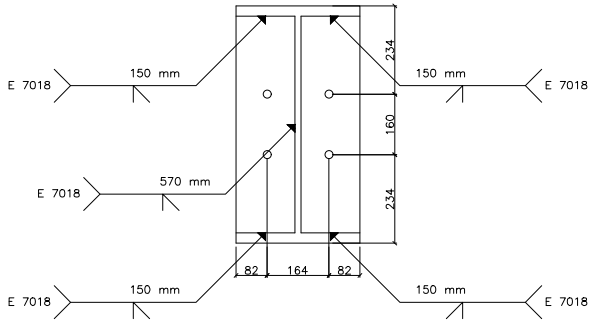


REVISÃO	
TÍTULO: DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA METÁLICA E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL - ESTUDO DE CASO PARA A CIDADE DE CAJAZEIRAS - PARAÍBA	
DES. Nº	Vista Isométrica
ESCALA: 1:1000	FOLHA 1 DE 1

A3

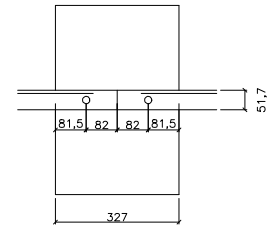
LIGAÇÃO VIGA-PILAR E VIGA-VIGA

CHAPA: ASTM A36 19MM
PARAFUSO: 4 Ø 3/8" A325

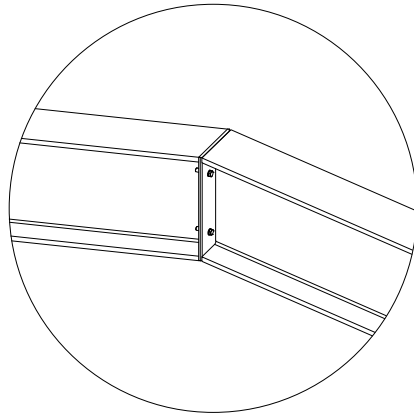


LIGAÇÃO VIGA DE TAPAMENTO-PILAR

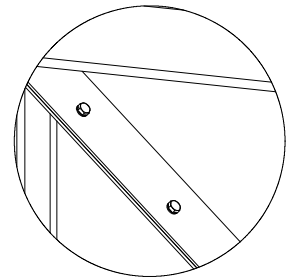
PARAFUSO: Ø 3/4" A325



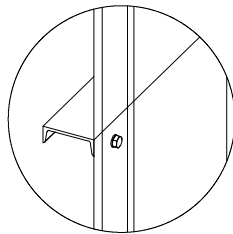
LIGAÇÃO VIGA-VIGA



LIGAÇÃO VIGA-PILAR



LIGAÇÃO VIGA DE TAPAMENTO - PILAR



REVISÃO

TÍTULO: DIMENSIONAMENTO DE UM GALPÃO INDUSTRIAL EM ESTRUTURA METÁLICA E SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL - ESTUDO DE CASO PARA A CIDADE DE CAJAZEIRAS -PARAÍBA

DES. Nº

Ligações

A4

ESCALA:1:1000

FOLHA 1 DE 1