



PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO EM *LIGHT STEEL*
FRAMING

Felipe Soares Santos

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

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

MACAÉ, RJ – BRASIL
DEZEMBRO DE 2018

PROJETO ESTRUTURAL DE UM GALPÃO EM *LIGHT STEEL*
FRAMING

FELIPE SOARES SANTOS

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO CAMPUS MACAÉ, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO TÍTULO DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Esdras Pereira de Oliveira. D.Sc. (Orientador)
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

Prof. Thais da Silva Rocha. M.Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

Prof. Juliana Corrêa Trindade. M.Sc.
Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé

MACAÉ, RJ – BRASIL
DEZEMBRO DE 2018

Soares Santos, Felipe

Projeto Estrutural de um Galpão em *Light Steel Framing*/ Felipe Soares Santos – Macaé: UFRJ/Campus UFRJ-Macaé, 2018.

I, 96 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Projeto de Graduação – UFRJ / Campus UFRJ-Macaé / Curso de engenharia civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 85-46.

1. *Light Steel Framing*. 2. Análise estrutural. 3. Modelagem estrutural. 4. Perfis formados a frio. 5. Dimensionamento

I. Oliveira, Esdras Pereira. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Campus UFRJ-Macaé, Curso de Engenharia Civil. III. Título

Dedico este trabalho à Deus, à minha família e aos meus amigos

.AGRADECIMENTOS

À Deus, pela saúde e força para superar as dificuldades e seguir no propósito de todas as minhas realizações.

À minha família, pelo incentivo, apoio e atenção em todos os pontos que me levaram até aqui.

À Juliana, minha companheira que têm suportado todos os infortúnios e me apoiado em todas as situações até este momento.

Aos meus amigos, pelo compartilhamento de aprendizagens e momentos de descontração.

À Universidade Federal do Rio de Janeiro Campus Macaé, pela oportunidade de realização da Graduação.

Ao meu orientador, Esdras Pereira de Oliveira, pela dedicação e orientação sem a qual nada neste trabalho poderia ter sido realizado.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente da UFRJ/Macaé como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenharia Civil

Projeto Estrutural de um Galpão em *Light Steel Framing*

Felipe Soares Santos

Dezembro de 2018

Orientador: Esdras Pereira de Oliveira

Curso: Engenharia Civil

RESUMO

A indústria de construção civil sofre aprimoramentos diários e neste sentido o emprego de estruturas leves, em *Light Steel Framing*, encaixa-se cada vez mais como uma alternativa prática e sustentável para redução de desperdícios e prazos. Apesar do seu uso já consagrado em estruturas residências de pequeno porte, a adoção deste método construtivo ainda enfrenta resistência quando utilizado em edificações comerciais devido ao desconhecimento das capacidades resistentes destes materiais. Neste sentido, este trabalho busca mostrar que os perfis formados a frio podem desempenhar as mesmas funções dedicadas aos perfis soldados ou laminados. Tendo em vista tal objetivo, realizou-se o dimensionamento de um galpão comercial dotado de ponte rolante com capacidade nominal de 100 kN. Neste trabalho contempla-se a definição dos subsistemas construtivos, esforços, análise estrutural e dimensionamento da estrutura. Para tanto, são utilizados manuais, dissertações e softwares de análise comerciais e desenvolvidos pelo autor ou orientador.

Palavras chaves: *Light Steel Framing*; Análise Estrutural; Modelagem estrutural; Perfis formados a frio; Dimensionamento.

Abstract of Final Graduation Project presented to UFRJ/Macaé as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer

Structural Design Of A Shed in Light Steel Framing

Felipe Soares Santos

Decembert, 2018

Advisor: Esdras Pereira de Oliveira

Course: Civil Engineering

ABSTRACT:

The civil construction industry undergoes daily improvements and in this sense the use of lightweight structures in Light Steel Framing fits increasingly as a practical and sustainable alternative to reduce waste and deadlines. Despite its already conspicuous use in small residential structures, the adoption of this constructive method still faces resistance when used in commercial buildings due to the lack of knowledge of the resistant capacities of these materials. In this sense, this work tries to show that the profiles formed in the cold can perform the same functions dedicated to the welded or rolled profiles. In order to do so, it is possible to design a commercial shed, equipped with a crane, with a nominal capacity of 100 kN. In this work, it is contemplated the definition of the constructive subsystems, efforts, structural analysis and structure dimensioning. For this, manuals, dissertations and commercial analysis software will be used and developed by the author or supervisor.

Keywords: Light Steel Framing; Structural Analysis; Structural Modeling; Cold-Formed Steel; Design

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	17
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	17
1.2	OBJETIVOS	19
1.3	JUSTIFICATIVAS	19
1.4	METODOLOGIA	19
2.	PROJETO DO EDIFÍCIO	21
2.1	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	21
2.2	DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL	23
2.2.1	PERFIS UTILIZADOS	23
2.2.2	PAINÉIS DE PAREDE	23
2.2.2.1	Fechamento lateral.....	24
2.2.3	SISTEMAS DE PÓRTICOS TRELIÇADOS	24
2.2.4	ESCADAS	24
2.2.5	COBERTURA	25
2.2.6	MEZANINO	26
2.2.6.1	Painéis de Parede: Composição e Método.....	26
2.2.6.2	Fechamento Interno	27
2.2.6.3	Vigas de Piso	27
2.2.6.4	Sistema de laje	29
2.2.6.5	Laje Seca.....	30
2.2.7	CONTRAVENTAMENTO	31
2.2.8	PONTE ROLANTE.....	31
3.	MODELAGEM ESTRUTURAL	32
3.1	CONSIDERAÇÕES	32
3.1.1	ESPESSURA DOS PERFIS FORMADOS A FRIO.....	33
3.1.2	PROPRIEDADES.....	33
3.2	GEOMETRIAS DO MODELO	34
3.2.1	SISTEMAS DE PÓRTICOS	34
3.2.2	ESCADAS	35
3.2.3	VIGAS DE PISO DO MEZANINO	35
3.2.4	SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO.....	36
3.2.4.1	Contraventamento da Cobertura.....	36
3.2.5	PONTE ROLANTE.....	37
3.3	CARREGAMENTOS	37
3.3.1	AÇÕES PERMANENTES	38
3.3.1.1	Peso Próprio das Parede - Mezanino	38
3.3.1.2	Peso Próprio Fechamento Lateral.....	40
3.3.1.3	Peso Próprio do Piso - Mezanino	41
3.3.1.4	Peso Próprio da Escada.....	41

3.3.1.5	Peso Próprio do Telhado	41
3.3.1.6	Considerações devidas à Ponte Rolante	42
3.3.2	AÇÕES VARIÁVEIS	46
3.3.2.1	Sobrecarga de Utilização	46
3.3.2.2	Sobrecarga em Coberturas	46
3.3.2.3	Carga de Vento	46
3.4	COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS	54
4.	ANÁLISE ESTRUTURAL	57
4.1	VIGA DE ROLAMENTO	57
4.1.1	ESFORÇOS SOLICITANTES	57
4.1.2	MOMENTOS FLETORES RESISTENTES	59
4.1.3	CORTANTES RESISTENTES - FLEXÃO EM TORNO DO EIXO X	61
4.1.4	CORTANTES RESISTENTES – FLEXÃO EM TORNO DO EIXO Y	62
4.1.5	DIMENSIONAMENTO - EFEITOS LOCALIZADOS	62
4.1.5.1	Flexão Local da Mesa	63
4.1.5.2	Enrugamento da Alma	63
4.1.5.3	Escoamento Local da Alma	64
4.1.5.4	Flambagem Lateral da Alma	65
4.1.5.5	Flambagem Por Compressão da Alma	65
4.1.6	RESUMO – DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO	66
4.1.7	VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS	67
4.2	CONTRAVENTAMENTO	67
4.2.1	CONTRAVENTAMENTO DA COBERTURA	67
4.2.2	CONTRAVENTAMENTO VERTICAL	68
4.3	PERFIS FORMADOS À FRIO	69
4.3.1	MÉTODO DA LARGURA EFETIVA	70
4.3.1.1	Barras Submetidas à Forças Axiais de Tração	70
4.3.1.2	Barras Submetidas à Forças Axiais de Compressão	71
4.3.1.3	Flambagem Distorcional	72
4.3.1.4	Barras Submetidas à Flexão	73
4.3.1.5	Barras Submetidas à Flexão-Composta	74
4.3.2	DIMENSIONAMENTO PERFIS FORMADOS A FRIO	74
4.3.2.1	Pórticos	75
4.3.2.2	Vigas de Piso	77
4.3.2.3	Vigas da Escada	80
4.3.2.4	Terças	81
4.3.3	VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS	83
5.	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
6.	REFERÊNCIAS	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Edifício Industrial Formado por Pórticos Treliçados, (MADEIRA, 2009).	18
Figura 2.1 – Planta baixa do edifício comercial para o LSF.	21
Figura 2.2 – Planta do nível superior para o LSF.	22
Figura 2.3 – Corte Esquemático mostrando detalhe da ponte rolante a ser instalada.	22
Figura 2.4 – Dimensões dos perfis utilizados.	23
Figura 2.5 – Detalhe da escada com o método Viga Caixa Inclínada (LEITE, 2014).	25
Figura 2.6 – Modelo de Tesoura da Cobertura.	26
Figura 2.7 – Exemplos típicos de vergas empregadas em portas e janelas, adaptado de (<i>Steel Framing: Arquitetura</i> , 2012).	27
Figura 2.8 – Exemplo de utilização de fitas de aço para contenção lateral de vigas de piso. ..	28
Figura 2.9 – Posição dos bloqueadores com fitas de aço para contenção lateral das vigas de piso do mezanino.	29
Figura 2.10 – Tipos de lajes, sistema <i>light steel framing</i> , (Adaptado <i>Steel Framing: Engenharia</i>).	30
Figura 2.11 – Seção da laje seca.	30
Figura 2.12 – Modelo de ponte rolante.	31
Figura 2.13 – Caminho de rolamento.	32
Figura 3.1 – Planta baixa do galpão.	33
Figura 3.2 – Pórticos treliçados nos eixos 1 ao 8.	34
Figura 3.3 – Pórticos treliçados nos eixos 9 ao 11.	35
Figura 3.4 – Viga de escada.	35
Figura 3.5 – Vigas de Piso Mezanino.	36
Figura 3.6 – Contraventamento no plano da cobertura.	36
Figura 3.7 – Contraventamento vertical.	37
Figura 3.8 – Modelo estrutural para a viga de rolamento.	37
Figura 3.9 – Cargas das paredes.	39
Figura 3.10 – Região de influência nodal.	40
Figura 3.11 – Região de influência nodal.	42
Figura 3.12 – Vista isométrica – Ponte Rolante	43
Figura 3.13 – Trem Tipo Máximo e Mínimo.	44
Figura 3.14 – Trem Tipo Máximo Transversal Posicionado.	45

Figura 3.15 – Trem Tipo Máximo Longitudinal Posicionado para Reação de Apoio.	45
Figura 3.16 – Trem Tipo Máximo Longitudinal Posicionado para Momento Fletor.....	46
Figura 3.17 – Coeficientes de pressão e forma externos para paredes.....	49
Figura 3.18 – Coeficientes de pressão e forma externos para cobertura.	50
Figura 3.19 – Coeficientes de pressão e forma externos para cobertura.	50
Figura 4.1 – Esforço cortante solicitante.	58
Figura 4.2 – Momento fletor solicitante.	58
Figura 4.3 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente, (Adaptado ABNT NBR 8800, 2008).....	60
Figura 4.4 – Ação concentrada sobre a viga de Rolamento.	63
Figura 4.5 – Vinculações de Perfis Formados a Frio, (Adaptado: NBR 14762).....	70
Figura 4.6 – Detalhe das seções transversais dos montantes analisados.	75
Figura 4.7 – Detalhe das distribuição de cargas das vigas analisadas.....	78
Figura 4.8 – Detalhe das seções transversal das vigas analisadas.	78
Figura 4.9 – Diagrama de momento fletor.	79
Figura 4.10 – Diagrama de esforço cortante.....	79
Figura 4.11 – Esquema estrutural e diagrama de esforços para a viga da escada.	80
Figura 4.12 – Posição do perfil.....	82
Figura 4.13 – Esquemas estruturais e diagramas de esforços para as terças.	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do aço.	34
Tabela 3.2 – Especificação do aço para chapas finas para uso estrutural	34
Tabela 3.3 – Valores de Carga e Dimensões para Pontes Rolantes.	37
Tabela 3.4 – Cálculo da carga de peso próprio da parede não estrutural TIPO II.....	39
Tabela 3.5 – Cálculo da carga de peso próprio da parede estrutural externa TIPO I.....	39
Tabela 3.6 – Cálculo da carga de peso próprio da parede de fechamento lateral.....	40
Tabela 3.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do mezanino.	41
Tabela 3.8 – Cargas que compõem o peso próprio do telhado.....	41
Tabela 3.9 – Carregamentos da ponte rolante.	44
Tabela 3.10 – Sobrecarga de utilização.....	46
Tabela 3.11 – Características geométricas da edificação em estudo.....	48
Tabela 3.12 – Sobrecarga de utilização.....	48
Tabela 3.13 – Pressão dinâmica do vento.....	49
Tabela 3.14 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento à 0°.....	51
Tabela 3.15 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento à 0°.....	51
Tabela 3.16 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento 90°.....	51
Tabela 3.17 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento 90°.....	52
Tabela 3.18 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 0°.....	52
Tabela 3.19 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 0°.....	52
Tabela 3.20 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 90°.....	52
Tabela 3.21 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 90°.....	52
Tabela 3.22 – Valores para carga de vento resultante em kN (vento à 0°).	53
Tabela 3.23 – Valores para carga de vento resultante em kN (vento à 90°)	53
Tabela 3.24 – Combinações de ações para o ELU.	55
Tabela 3.25 – Combinações de ações simultâneas – ELU.	56
Tabela 3.26 – Combinações para ELS.....	56
Tabela 4.1 – Características Perfil VS 400x53.....	57
Tabela 4.2 – Esforços solicitantes.	58
Tabela 4.3 – Momentos fletores resistentes.....	60
Tabela 4.4 – Resumo de solicitações localizada atuantes.	66

Tabela 4.5 – Resumo de solicitações atuantes.....	66
Tabela 4.6 – Parâmetros de flambagem e comprimentos destravados para os montantes.....	76
Tabela 4.7 – Máximas solicitações nos perfis dos Pórticos Tipo I.....	76
Tabela 4.8 – Máximas solicitações nos perfis dos Pórticos Tipo II.....	76
Tabela 4.9 – Resistências dos perfis dos Pórticos Tipo I e II.....	77
Tabela 4.10 – Verificação das seções – Pórtico Tipo I.....	77
Tabela 4.11 – Verificação das seções – Pórtico Tipo II.....	77
Tabela 4.12 – Momentos máximos solicitantes.....	79
Tabela 4.13 – Momentos máximos solicitantes.....	79
Tabela 4.14 – Verificação das seções.....	80
Tabela 4.15 – Esforços solicitantes.....	81
Tabela 4.16 – Esforços Resistentes.....	81
Tabela 4.17 – Verificação das seções.....	81
Tabela 4.18 – Esforços solicitantes.....	82
Tabela 4.19 – Esforços solicitantes.....	83
Tabela 4.20 – Verificação das seções.....	83
Tabela 4.21 – Deslocamentos dos pórticos.....	84
Tabela 4.22 – Deslocamentos das vigas de piso.....	84

SÍMBOLOS

a) Letras romanas maiúsculas

A	área de aplicação da carga de vento
C_e	coeficiente de pressão externo
C_i	coeficiente de pressão interno
D	dimensão do enrijecedor
E	módulo de elasticidade do aço
F_d	combinação última normal
$F_{Gi,k}$	valores característicos das ações permanentes
$F_{Q1,k}$	valor característico da ação variável considerada principal para a combinação
$F_{Qj,k}$	valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal
F_r	fator de rajada do vento
F_{ser}	combinação quase permanente ou frequente de serviço
G	módulo de elasticidade transversal do aço
H_{inf}	altura de influência
K_x	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo x
K_y	parâmetro de flambagem função da vinculação em torno do eixo y
L	vão
L_x	comprimento destravado em relação na direção x
L_y	comprimento destravado em relação na direção y
L_z	comprimento destravado com relação à torção
M_{xsd}	momento solicitante de dimensionamento em torno do eixo x
M_{xrd}	momento resistente de dimensionamento em torno do eixo x
M_{ysd}	momento solicitante de dimensionamento em torno do eixo y
M_{yrd}	momento resistente de dimensionamento em torno do eixo y
N	população do edifício
$N_{c,sd}$	força axial solicitante de compressão de dimensionamento
$N_{c,rd}$	força axial resistente de compressão de dimensionamento

S_1	fator função da topografia
S_2	fator função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno
S_3	fator estatístico
S_d	solicitação de dimensionamento
V_0	velocidade básica do vento
V_k	velocidade característica do vento
V_{sd}	cortante solicitante de dimensionamento

b) Letras romanas minúsculas

a	comprimento da edificação
b	largura da edificação
b_f	dimensão da mesa
b_w	dimensão da alma
f_u	tensão de ruptura do aço
f_y	tensão de escoamento do aço
h	altura da edificação
l	comprimento da região onde atua um mesmo valor de pressão efetiva
q	pressão dinâmica do vento
t_w	espessura da alma da seção transversal
t_f	espessura da mesa da seção transversal

c) Letras gregas

β	coeficiente de dilatação térmica do aço
ν	coeficiente de poisson
ρ	peso específica do aço
Δp	pressão efetiva
γ_{gi}	coeficiente de ponderação para ações permanentes
γ_{q1}	coeficiente de ponderação para ações variáveis
ψ_{0j}	fator de combinação para ações variáveis
ψ_1	fator de redução para ações variáveis
ψ_{2j}	fator de redução para ações variáveis

$\delta_{m\acute{a}x,lim}$ flecha máxima limite para as vigas de piso

d) Siglas

PFF	Perfis formados a frio
E.L.U.	Estado limite último
E.L.S.	Estado limite de serviço
CBCA	Centro Brasileiro da Construo em Aço
LSF	Light Steel Framing
OSB	Oriented Strand Board
MLE	Método da largura efetiva
MSE	Método da seo efetiva
MRD	Método da resistência direta

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os perfis formados a frio têm se tornado cada vez mais frequentes no cotidiano da população, principalmente devido ao seu uso como material de construção substituindo velhas práticas e possibilitando construções mais eficientes, modernas e sustentáveis. A grande maleabilidade das chapas formadas a frio permite a formação dos mais diversos tipos de perfis, desde seções de perfil I até seções caixão que possibilitam grande resistência aos esforços de torção (SILVA, E. L.; SILVA, 2008).

Perfis formados a frio (PFF) têm em geral menor resistência e maior deformabilidade do que o seu análogo formado à quente, devido ao processo de formação. Por essas características torna-se comumente utilizado em construções de baixa estatura, tais como galpões, pequenos edifícios e residências (RODRIGUES; CALDAS, 2016).

A difusão do PFF pelo mundo tem sido potencializada desde sua utilização como elemento construtivo a partir de 1810 nos Estados Unidos, no sistema conhecido como *Light Steel Framing* ou LSF. O *Light Steel Framing* se diferencia de outros sistemas construtivos graças a sua composição por elementos ou subsistemas (estruturais, de isolamento, de acabamento exteriores, interiores, instalações, etc.) funcionando em conjunto (RODRIGUES; CALDAS, 2016).

O esqueleto estrutural da edificação é conhecido como *frame* e é constituído por perfis formados a frio. O sistema responsável pela união ou vinculação do *frame* é conhecido como *framing*. A concepção deste sistema construtivo apresenta uma série de vantagens em relação a outros sistemas construtivos, tais como facilidade de montagem, armazenagem, redução de desperdícios e padronização de seus elementos. A Figura 1.1 representa um galpão industrial formado pelo sistema LSF.



Figura 1.1 – Edifício Industrial Formado por Pórticos Treliçados, (MADEIRA, 2009).

O dimensionamento deste tipo de estrutura depende sobretudo das boas práticas de projetos e da competência do profissional responsável pelo dimensionamento dos perfis, respeitando os padrões e recomendações presentes em normas e em literaturas especializadas. Conforme cita o manual de construção em aço do CBCA – Centro Brasileiro da Construção em Aço, “A utilização de sistemas construtivos industrializados como o “LSF” demanda profissionais capacitados, projetos detalhados e integrados de modo a se minimizar as perdas e os prazos na construção.” (RODRIGUES; CALDAS, 2016).

A necessidade de adoção de métodos cada vez mais racionais leva muitos profissionais a adotarem diferentes critérios de dimensionamento como o método da largura efetiva (MLE), o método da seção efetiva (MSE) e o método da resistência direta (MRD). Os três métodos encontram-se descritos na ABNT – 14762/2010 –Dimensionamento de Estruturas de Aço: Perfis Formados a Frio.

Neste sentido, a fim de desenvolver os conhecimentos necessários ao dimensionamento de PFFs, o presente trabalho se concentra no cálculo estrutural de um galpão comercial.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo principal o projeto estrutural de um galpão comercial utilizando o sistema *Light Steel Framing*. Este trabalho contempla o anteprojeto (definição de sistema estrutural, materiais a serem utilizados e o sistema construtivo) e o dimensionamento (verificação da estrutura quanto aos esforços, deslocamentos e definição das dimensões dos elementos).

Como objetivo secundário espera-se obter e difundir as características, critérios e premissas de dimensionamento dos perfis formados a frio, explicitando-os no decorrer do dimensionamento da estrutura.

1.3 JUSTIFICATIVAS

A indústria da construção civil brasileira apresenta grandes desafios em minimizar desperdícios, custos e tempo; além do déficit habitacional. A adoção de métodos de dimensionamento racional visa garantir a segurança na utilização plena da edificação a fim de se evitar redundâncias ou sobrecargas de cálculo, tornando o processo de dimensionamento mais prático, rápido e econômico.

Nesta perspectiva, pretende-se explorar os diversos métodos de dimensionamento presentes na NBR 14762 (2010) que discorre sobre o dimensionamento de perfis formados a frio. Além disso, acredita-se que o desenvolvimento de um projeto estrutural auxiliará na capacitação do autor, a fim de buscar expertises e direcionamento de um projeto detalhado e integrado que minimize perdas e prazos; e também possibilite a percepção das vantagens e desafios do LSF comparado a outros sistemas construtivos.

1.4 METODOLOGIA

O projeto é baseado em pesquisas bibliográficas, focadas em leituras de manuais, dissertações, livros e publicações com o objetivo de adquirir informações sobre o sistema *Light Steel Framing* e sua concepção para o dimensionamento de edificações. Alguns destes são: o manual *Steel Framing: Engenharia* do CBCA (RODRIGUES; CALDAS, 2016) e o

Dimensionamento de Estruturas de Aço: Dimensionamento de Perfis Formados a Frio (JAVARONI, 2015).

Ao longo do trabalho é apresentados todos os dados utilizados para o dimensionamento da estrutura, além dos modelos de dimensionamento como plantas, catálogos com especificações de elementos, normas, etc.; de forma a esclarecer todos os passos da elaboração da memória de cálculo.

O modelo estrutural é desenvolvido com auxílio do programa de análise estrutural SAP2000, e as verificações no ELU e ELS serão realizadas por meio do programa DimPerfil 4.0. Além disso, são utilizados os softwares Excel, AutoCad, softwares desenvolvidos pelo autor e outros que se façam necessários. Neste trabalho as subestruturas de fundação e as ligações não são dimensionados.

A fim de atender os objetivos propostos, a estruturação do trabalho se dá conforme apresentado abaixo.

O capítulo 1 apresenta a introdução, a contextualização do tema, o objetivo, a justificativa, a metodologia e a estruturação do trabalho.

O capítulo 2 apresenta o projeto do edifício, suas características, o sistema estrutural e a descrição de cada elemento.

No capítulo 3 é realizada a modelagem estrutural, apresentando os modelos estruturais elaborados no programa, seções transversais, condições de contorno, carregamentos e combinações de cargas adotadas.

No capítulo 4 é realizada a análise estrutural, com as verificações dos elementos estruturais segundo os E.L.S. e E.L.U.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusão e considerações finais, – reunindo resultados e informações relevantes no desenvolvimento do projeto; considerações sobre a viabilidade da aplicação do sistema estrutural; e recomendações para trabalhos futuros.

Referências Bibliográficas – são apresentadas as bibliografias consultadas para a realização do trabalho.

2. PROJETO DO EDIFÍCIO

2.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A planta de arquitetura do pavimento tipo foi adaptada a partir da planta apresentada por (JAVARONI, 2015). O edifício possui uma área de implantação de 1060,00 m² com dimensões de 21,2 m de largura por 50,00 m de comprimento e altura aproximada de 8,00 m, incluindo um mezanino de 123,76 m², com escritórios e banheiros.

A cobertura em telhado tipo duas águas com inclinação aproximada de 15° e o fechamento lateral será composto chapas perfiladas. Para a cobertura são utilizados telhas trapezoidais em aço galvanizado com espessura de 0,43 mm. Além disso, a edificação conta com uma ponte rolante de 18,8 m de vão, conforme a Figura 2.1, 2.2 e 2.3.

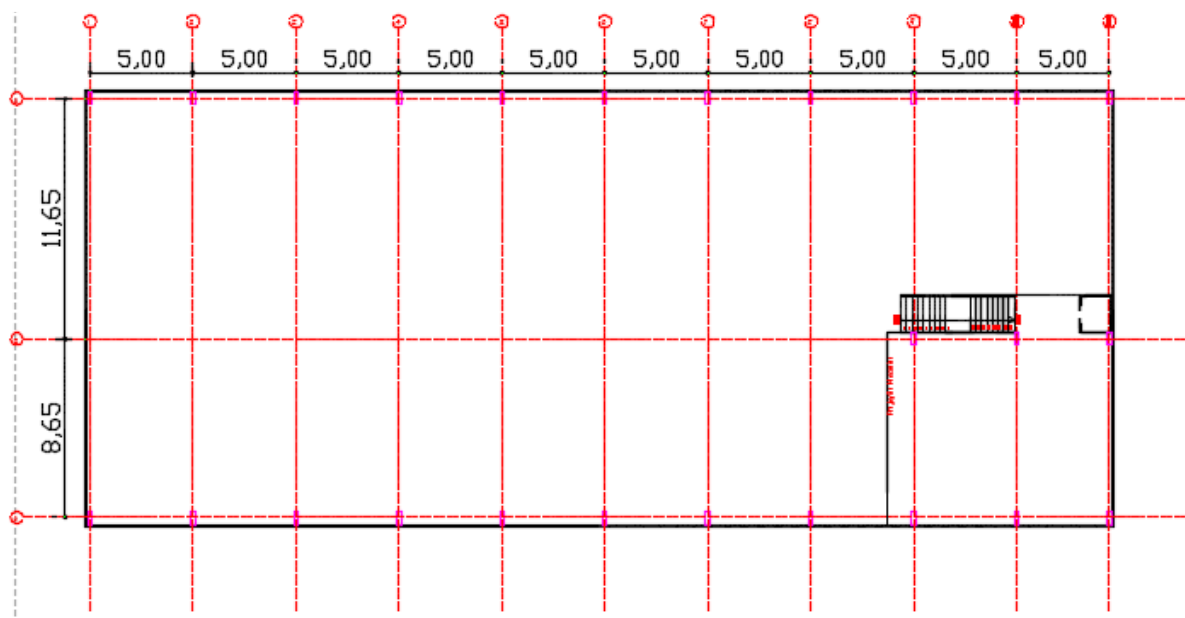


Figura 2.1 – Planta baixa do edifício comercial para o LSF.

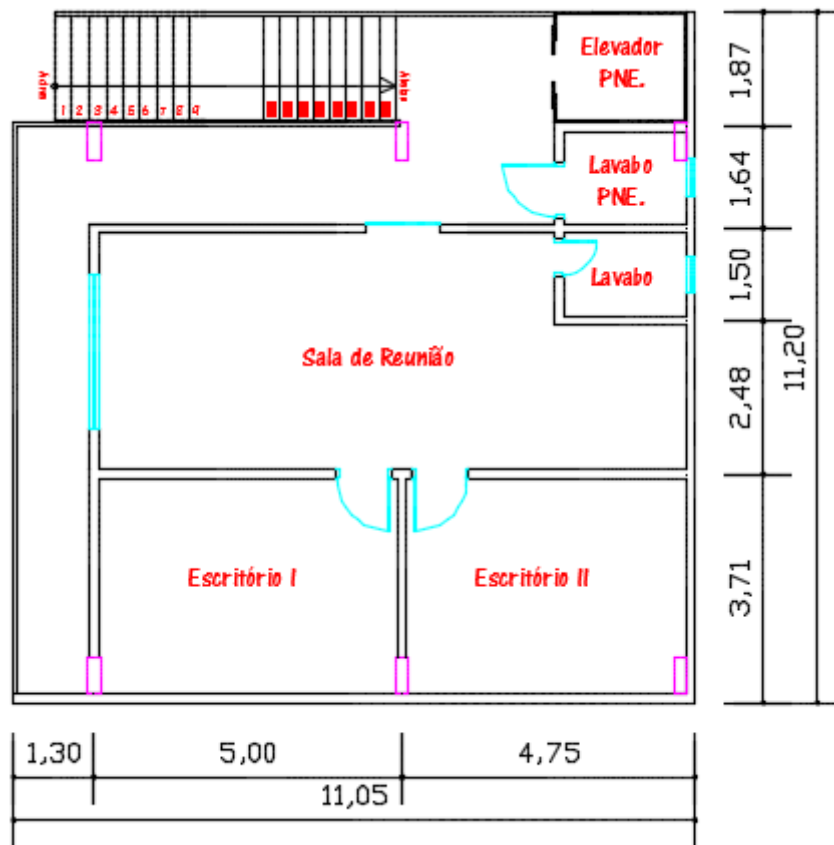


Figura 2.2 – Planta do nível superior para o LSF.

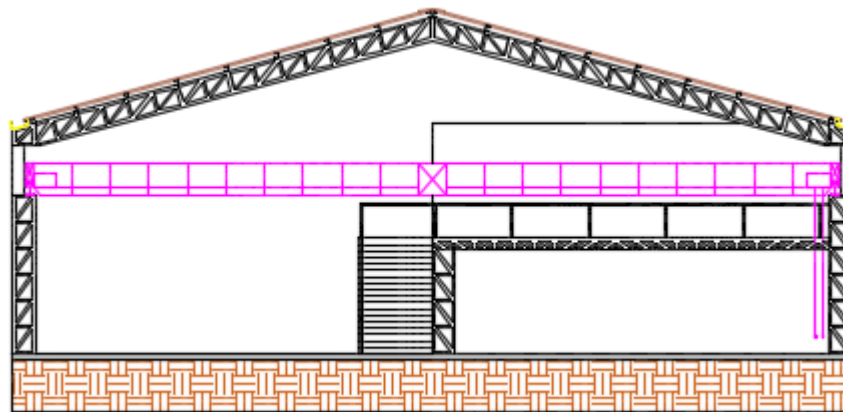


Figura 2.3 – Corte Esquemático mostrando detalhe da ponte rolante a ser instalada.

2.2 DESCRIÇÃO DO SISTEMA ESTRUTURAL

2.2.1 PERFIS UTILIZADOS

São utilizados perfis de seções típicas para o uso em *Light Steel Framing* nas edificações e com dimensões mais comuns encontradas no mercado brasileiro, padronizados segundo a NBR 6355 (2012). Isto é, as com formato “U” enrijecido (“Ue”) para montantes e vigas, e “U” para guias na base e topo dos painéis. As dimensões mais comercializadas no Brasil são as de 90, 140 e 200 mm, podendo variar de 35 a 40 mm, conforme fabricante e tipo do perfil. Todo o arranjo treliçado do galpão será em perfil U (guia).

Para o presente trabalho adotou-se perfis cujas dimensões estão apresentadas na Figura 2.4. O cálculo das propriedades das seções se encontra no Anexo B.

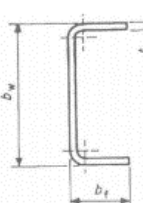
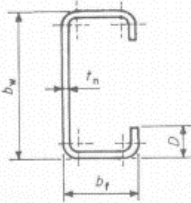
Especificação (mm)	Designação	Largura da alma b_w (mm)	Largura da Mesa b_f (mm)	Largura do Enrijecedor D (mm)
	U 250x100x8,00	250	100	
	U 300x100x8,00	300	100	
	Ue 200x75x25x4,75	200	75	25
	Ue 150x60x25x4,75	150	60	20

Figura 2.4 – Dimensões dos perfis utilizados

2.2.2 PAINÉIS DE PAREDE

2.2.2.1 Fechamento lateral

O fechamento lateral do galpão será feito por painéis metálicos. Esse tipo de vedação se encaixa como um tipo de vedação multi-camadas, sendo suportada pela estrutura de armação, que é apoiada na estrutura principal. Os painéis dividem-se basicamente, em dois grupos: Painéis perfilados e painéis compósitos (ou sanduiche), (SILVA, M. G., 2017).

Os painéis perfilados são formados por chapas de aço ou alumínio com espessura entre 3 a 6 mm, largura de 1,2 m e comprimento até 20 m. Os painéis perfilados são geralmente utilizados em edificações mais baixas, recomenda-se sua utilização como elemento de vedação externa apenas acima de 1,5m do nível da rua (SILVA, M. G., 2017). Os painéis compósitos ou painéis sanduiche são formados por duas chapas metálicas apoiadas separadamente e vinculadas entre si através de um material leve, geralmente um isolante termo acústico (SILVA, M. G., 2017).

Neste trabalho são utilizados painéis perfilados. A fixação desses painéis é feita na horizontal, com as peças da fiada superior sobrepondo-se a fiada inferior e fixada aos perfis metálicos através de parafusos autobrocantes e auto-atarrachantes espaçados 200 mm, e também é previsto suporte em Z, nos cantos da edificação, de maneira que os painéis fiquem suspensos, garantindo as movimentações térmicas. Como painel de fechamento externo, é adotada a chapa perfilada FTB-10 S220GD+Z, com especificação no anexo A.

2.2.3 SISTEMAS DE PÓRTICOS TRELIÇADOS

Pórticos treliçados são formados por colunas e vigas treliçados, sua principal vantagem é a facilidade de execução, eficiência estrutural e ampla flexibilidade de projeto. Segundo (MICHEL; CHAVES, 2007) “[...] vigas de cobertura treliçadas podem ou não ter continuidade com as colunas do pórtico. Esta continuidade está intimamente relacionada à tipologia da viga treliçada e ao apoio de ligações das vigas com os pórticos”.

São adotado pórtico com pilares e vigas treliçados, seguindo o padrão de treliças com banzos paralelos, o que induz esforços horizontais significativos, mas permite a padronização das diagonais e montantes, conforme 3.2.1.

2.2.4 ESCADAS

As escadas são construídas a partir da combinação de perfis “U” e “Ue”, e placas OSB em seus degraus e espelhos. Existem três disposições construtivas mais utilizadas, que são descritas no “*Construcción com Acervo Liviano – Manual de Procedimiento*” (2002): viga caixa inclinada, painel com inclinação e painel escalonado.

Para o acesso ao mezanino foi adotado a disposição em viga caixa inclinada. Esta disposição construtiva consiste na utilização de uma viga caixa (2 perfis “Ue” e 2 perfis “U”) com inclinação necessária, e sobre ela estão apoiados perfis “Ue” e guias dobradas em degraus (guias-degrau) que dão apoio às placas OSB. A Figura 2.5 ilustra o modelo de escada adotado. O dimensionamento da escada é abordado em 4.3.2.3.

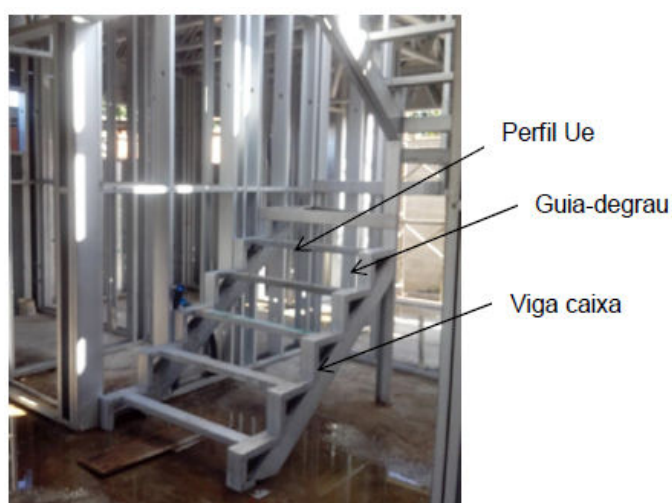


Figura 2.5 – Detalhe da escada com o método Viga Caixa Inclinada (LEITE, 2014).

2.2.5 COBERTURA

A cobertura é o subsistema da edificação responsável por proteger a mesma dos efeitos do intemperismo, além de por vezes possuir função estética. Nas estruturas em LSF existem dois tipos principais de cobertura, o telhado inclinado e o telhado plano (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012).

A estrutura padrão do telhado composta por duas águas, com inclinação de 15°. A telha adotada será a chapa perfilada FTB-2 – S220GD+Z, com especificação técnica no anexo A. As telhas são apoiadas em terças, padrão Ue espaçadas a cada 1,88m, de mesma especificação das vigas de piso por opção de facilidade organizacional.

Além disso, a estrutura é suportada por tesouras espaçadas a cada 5,00 m, apoiadas sob os pilares treliçados. O esquema da tesoura é apresentado na Figura 2.6. O dimensionamento da terça é abordado no item 4.3.2.4

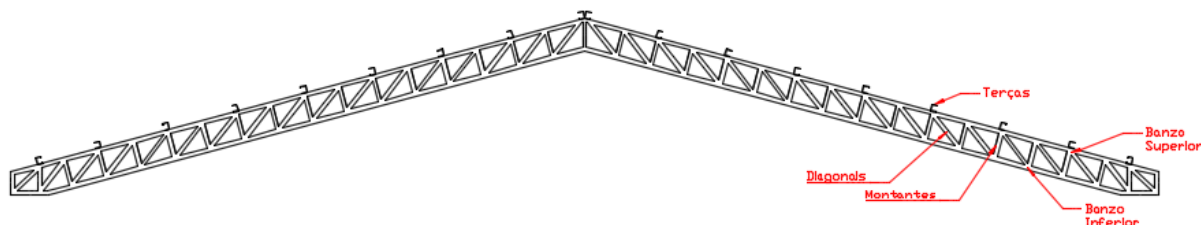


Figura 2.6 – Modelo de Tesoura da Cobertura.

2.2.6 MEZANINO

2.2.6.1 Painéis de Parede: Composição e Método

Os painéis em LSF podem ser estruturais (auto-portantes), quando estão sujeitos as cargas da edificação, ou não-estruturais, quando são apenas elementos de fechamento externo ou divisórias internas e não tem função estrutural. (*Steel Framing: Arquitetura, 2012*).

Ambos os painéis são constituídos por elementos verticais (montantes) e por elementos horizontais (guias), cujos tipos de perfis de composição foram descritos no item 2.2.1. Em particular, para os painéis estruturais são previstas a utilização de vergas nas aberturas de janelas a fim de redistribuir as cargas para os montantes laterais ao vão.

Os montantes são unidos em sua extremidade inicial e final pelas guias, de seção transversal U simples. O fechamento vertical dos painéis são compostos pelos montantes em perfil U enrijecido (Ue), formando quadros fechados (*Steel Framing: Arquitetura, 2012*). Estes quadros devem descarregar diretamente na fundação ou em outros quadros estruturais. O espaçamento usual entre montantes varia entre 600 e 400 mm, neste trabalho é adotado 400 mm.

A ligação entre os montantes e as guias em geral é feita por parafusos galvanizados do tipo auto-perfurante ou auto-atarrachantes.

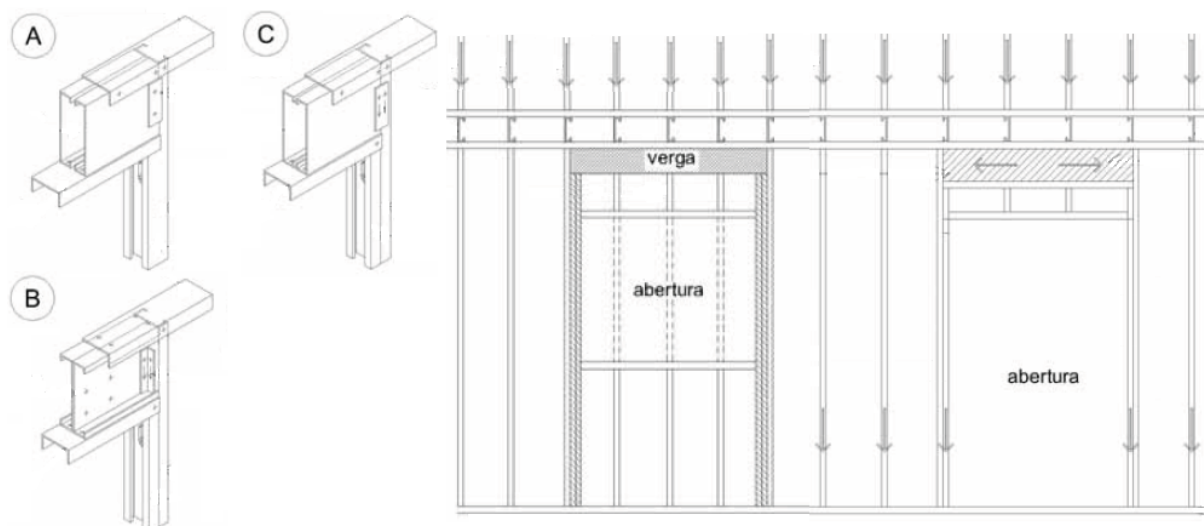


Figura 2.7 – Exemplos típicos de vergas empregadas em portas e janelas, adaptado de (*Steel Framing: Arquitetura*, 2012).

Existem três métodos construtivos comumente adotados no sistema LSF, o “*Stick*”, por painéis e o modular. Neste trabalho é adotado o *Stick*, que se baseia na montagem dos painéis no local, conforme (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012). O método “*stick*” permite que os perfis sejam cortados no canteiro da obra, e painéis, lajes, colunas, contraventamentos e tesouras de telhados são montados no local. As principais vantagens deste método consiste na facilidade de transporte e ligações de fácil execução.

2.2.6.2 Fechamento Interno

Para as divisórias internas na área do mezanino, são adotados placas de gesso acartonado, funcionando como um revestimento leve com especificação no anexo A.

2.2.6.3 Vigas de Piso

Para manter o conceito de estrutura alinhada característica do LSF, as vigas de piso seguem o mesmo espaçamento dos montantes da treliça de apoio, de 600 mm. Desta forma, as almas das vigas de piso e as almas dos montantes estão alinhadas. A escolha dos perfis de composição do vigamento de piso do mezanino está relacionada a diversos fatores, tais como: carga de utilização da edificação, comprimento do vão e modulação do projeto estrutural. Segundo o Manual de Arquitetura do CBCA (Centro Brasileiro da Construção em Aço), para vãos de até 4,0 metros, recomenda-se a utilização de perfis “*Ue*” 200x40x12. Para o presente

trabalho, adotou-se perfis “Ue” 200x75x25, conforme item 2.2.1, de modo a atender as cargas de utilização, comprimentos dos vãos. Assim como em lajes armadas em uma direção, as vigas de piso são dispostas na direção do menor vão.

Também foi previstas a utilização de travamentos laterais por meio de fitas de aço galvanizado, instalados perpendicularmente às vigas de piso para impedir a flambagem lateral com torção da viga. A Figura 2.8 apresenta um exemplo de utilização de fitas de aço para a contenção lateral de vigas de piso. A Figura 2.9 mostra o posicionamento das fitas de contenção lateral das vigas de piso que compõem o pavimento do edifício em análise. O dimensionamento da viga de piso é abordado em 4.3.2.2



Figura 2.8 – Exemplo de utilização de fitas de aço para contenção lateral de vigas de piso.

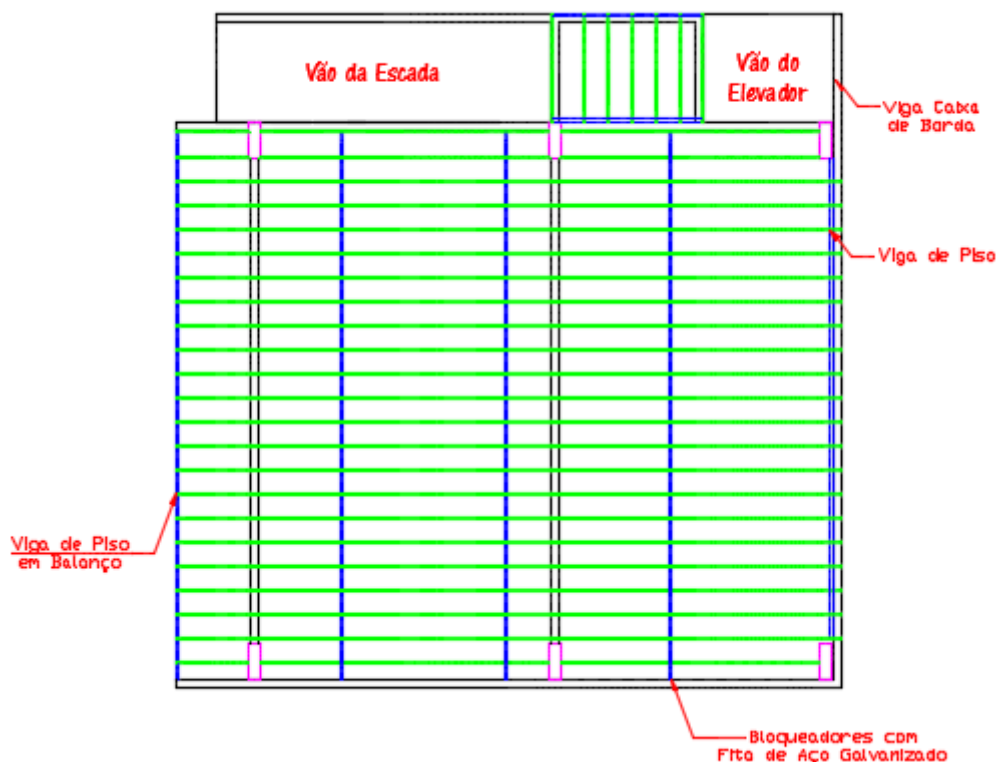


Figura 2.9 – Posição dos bloqueadores com fitas de aço para contenção lateral das vigas de piso do mezanino.

2.2.6.4 Sistema de laje

No sistema *Light Steel Framing* são definidas dois tipos de lajes quanto à natureza do contrapiso, as lajes úmidas e as lajes secas. As lajes úmidas são compostas por uma chapa metálica ondulada preenchida com concreto e, em seguida é executado o contrapiso. Já nas lajes secas são utilizadas placas rígidas, do tipo OSB, cimentícias ou outras, fixadas a estrutura do piso, sem a utilização de concreto. Em ambos os tipos de laje, estas se apoiam sobre vigas de piso que suportam o peso da laje.

Para a área do mezanino é adotado laje seca, pois se deseja uma maior velocidade de execução da estrutura, uma construção limpa, além de outros benefícios atrelados a eliminação da utilização do concreto como diminuição do peso próprio da estrutura. A Figura 2.10 indica os tipos de lajes seca.

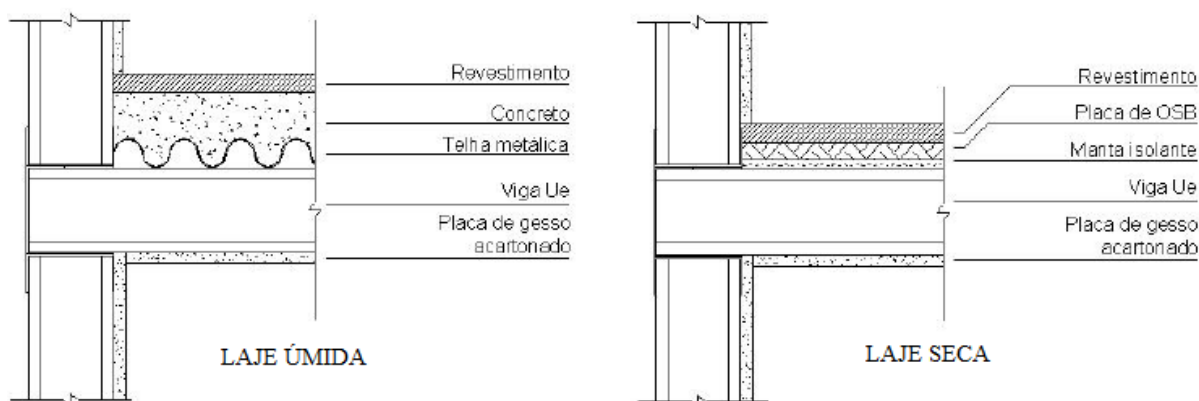


Figura 2.10 – Tipos de lajes, sistema *light steel framing*, (Adaptado *Steel Framing: Engenharia*).

2.2.6.5 Laje Seca

A escolha do tipo e da espessura das placas OSB que compõem a laje seca está relacionada com a deformação requerida, pelas características das mesmas e com o tipo de ambiente na qual será exposta, área molhada ou seca (*Steel Framing: Arquitetura*, 2012).

Para áreas secas, utiliza-se placa de OSB de 18 mm de espessura, conferindo à estrutura leveza, fácil instalação e atuação como diafragma horizontal (*Steel Framing: Arquitetura*, 2012). Já para áreas molhadas, utiliza-se placa cimentícia, que é mais resistente a umidade.

Em toda a laje que compõe o mezanino adotou-se placas OSB revestidas com placa cimentícia, retirada do catálogo do fabricante que se encontra no anexo A, onde se encontra as especificações do painel. A Figura 2.11 apresenta as principais especificações.

Tipo de painel	Espessura	Dimensões	Peso	Carga máxima
	(mm)	(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)
<p>Placa cimentícia</p> <p>Moldo de madeira com placa de OSB</p>	23	1,20 x 2,50	23	500

Figura 2.11 – Seção da laje seca.

2.2.7 CONTRAVENTAMENTO

Os contraventamentos são responsáveis pela estabilidade global de um edifício em LSF. Isto é, eles são capazes de resistir aos esforços horizontais provocadas pela ação do vento, transferindo-os para as fundações. É possível dessa forma, evitar perda de estabilidade estrutural, deformações e colapsos.

Os contraventamentos podem ser feitos comumente com a utilização de fitas de aço galvanizado, barras rosqueadas ou cantoneiras dispostas na diagonal na forma de “ \wedge ”, “ \vee ”, “ \times ” ou “ K ” de forma a resistir à tração. Também pode-se utilizar contraventamentos constituídos por perfis “ U ” ou “ Ue ”, geralmente dispostos na diagonal na forma de “ K ”.

2.2.8 PONTE ROLANTE

O galpão será dotado de ponte rolante com capacidade nominal de 100 kN com viga dupla, conforme o anexo A. A descrição completa das características da ponte será abordada no tópico 3.2.5. A Figura 2.12 apresenta o modelo de ponte rolante adotado. A Figura 2.13 apresenta em planta o trilho sobre o qual a ponte rolante irá trafegar.

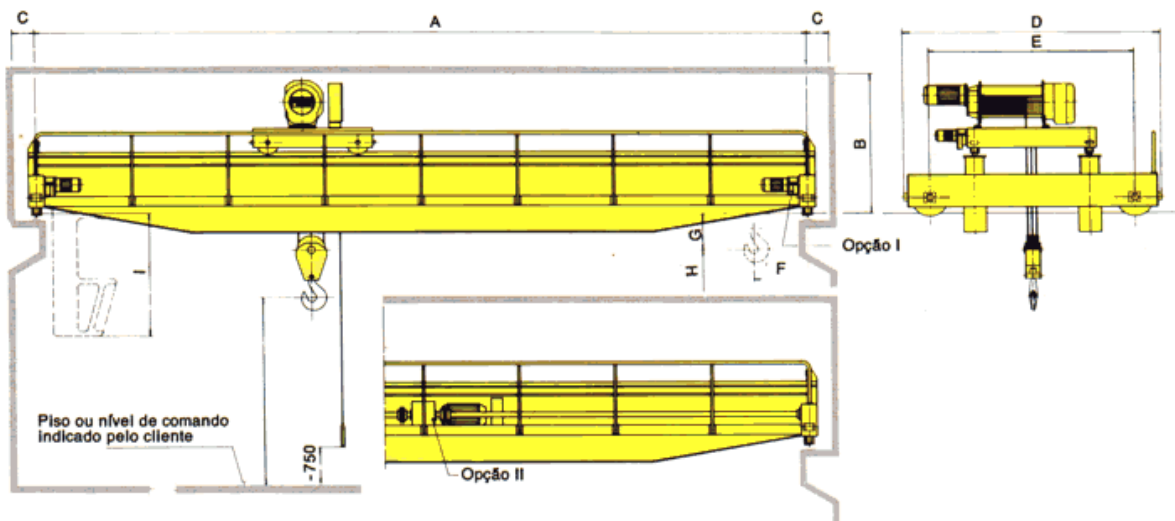


Figura 2.12 – Modelo de ponte rolante.

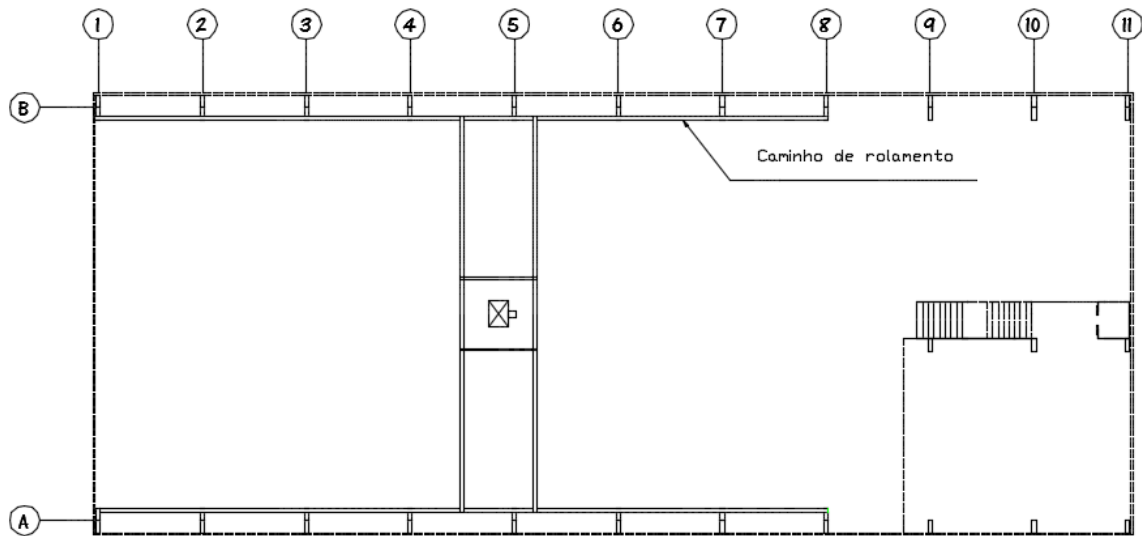


Figura 2.13 – Caminho de rolamento.

3. MODELAGEM ESTRUTURAL

Este capítulo contempla a apresentação do modelo estrutural desenvolvido para o galpão em estudo e as ações atuantes na sua estrutura. Para tal, adotou-se como metodologia de auxílio o AutoCad e o software de análise de estruturas reticulares bidimensionais, SAP2000 – *Structural Software for Analysis and Design* – V20 da empresa CSI.

3.1 CONSIDERAÇÕES

A estrutura foi modelada através de pórticos planos treliçados individuais. Essa modelagem é possível devido à inexistência de elementos rígidos promovendo a ligação entre os pórticos que compõem a estrutura, não ocorrendo à transferência de esforços entre os pórticos. Os pórticos são definidos com duas geometrias distintas devido à existência do mezanino ao fundo da edificação.

Com relação às condições de vinculação, todos os elementos foram modelados como rotulados nas extremidades, por se tratar de uma estrutura treliçada apresentando apenas esforços axiais. A vinculação entre a fundação e a estrutura apórticada será considerada como apoio de 2º gênero, uma vez que não se admite a transferência de momentos para a fundação.

A Figura 3.1 apresenta a planta baixa da edificação, onde foram definidos eixos coincidentes com os pórticos para facilitar a apresentação da geometria do modelo.

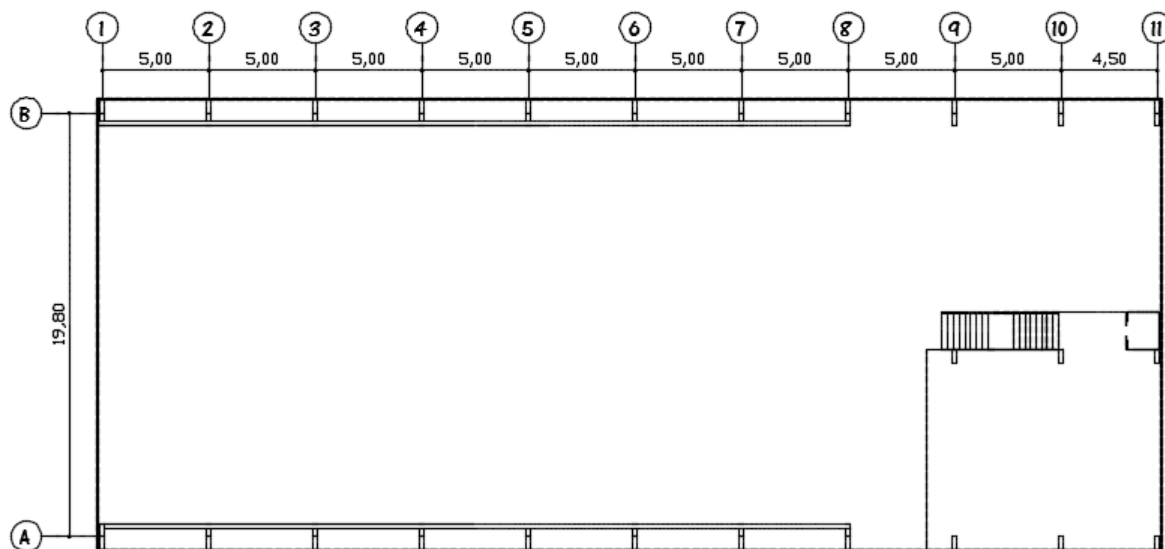


Figura 3.1 – Planta baixa do galpão.

3.1.1 ESPESSURA DOS PERFIS FORMADOS A FRIO

A espessura dos perfis formados a frio é o diferencial na concepção do sistema LSF, isto porque a sua conformação em estruturas esbeltas resulta em economia e construção leve.

Seu valor varia conforme a solicitação da estrutura e dos pavimentos, sendo a espessura mínima igual a 0,8 mm. Para efeito de pré-dimensionamento, adotou-se um valor de espessura de 8,00 mm para todos os pórticos treliçados e 4,75 mm para os perfis de viga de piso. Análises preliminares mostraram que essa espessura é uma espessura adequada para o tipo de estrutura em análise.

3.1.2 PROPRIEDADES

Segundo a NBR 14762 (2010), as propriedades mecânicas do aço que devem ser adotadas para efeito de cálculo, são os valores apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas do aço.

Propriedades	
Módulo de Elasticidade	$E = 200 \text{ GPa}$
Módulo de Elasticidade transversal	$G = 77 \text{ GPa}$
Massa específica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0,30$
Coefficiente de dilatação térmica	$\beta = 1,2 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

As especificações dos aços adequados à conformação a frio dos perfis estruturais constam na tabela 1 da NBR 14762 (2010), sendo adotadas para o galpão em análise, as propriedades indicadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Especificação do aço para chapas finas para uso estrutural

Especificação	Grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
ABNT NBR 5920 Chapas finas e bobinas finas de aço de baixa liga e resistência atmosférica	CFR400	250	380

onde f_y é a resistência ao escoamento do aço e f_u a resistência à ruptura do aço.

3.2 GEOMETRIAS DO MODELO

3.2.1 SISTEMAS DE PÓRTICOS

A Figura 2.4 apresenta as seções transversais utilizadas no modelo estrutural do edifício em análise. As Figura 3.2 a Figura 3.3 abaixo apresentam os modelos estruturais referentes aos pórticos.

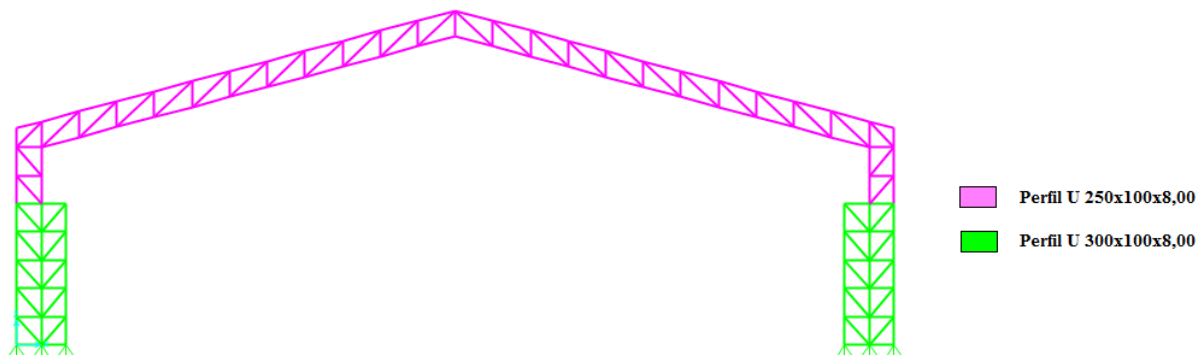


Figura 3.2 – Pórticos treliçados nos eixos 1 ao 8.

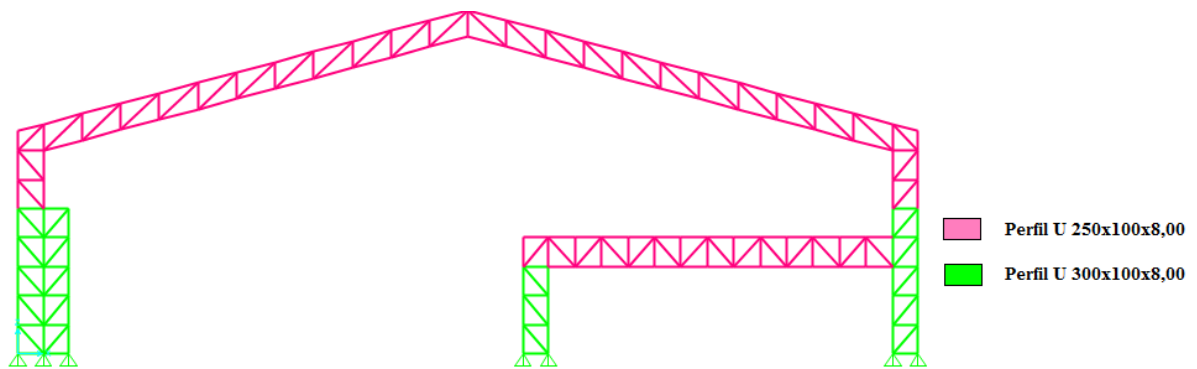


Figura 3.3 – Pórticos treliçados nos eixos 9 a 11.

3.2.2 ESCADAS

As escadas são modeladas por meio de vigas inclinadas, conforme a Figura 3.4.

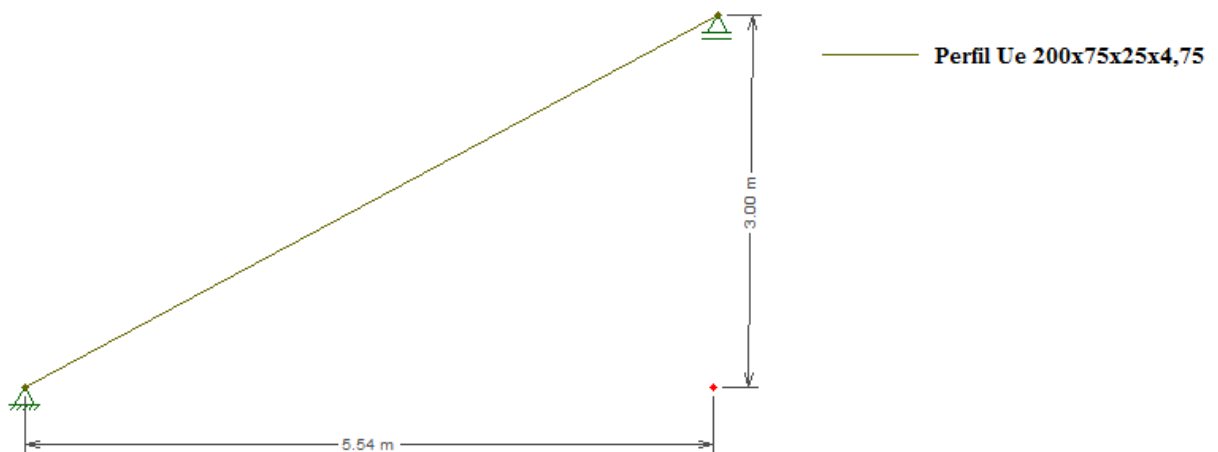


Figura 3.4 – Viga de escada

3.2.3 VIGAS DE PISO DO MEZANINO

A estrutura que compõe o piso do mezanino está representada na Figura 3.5, composto por perfis Ue 200x75x4,75.

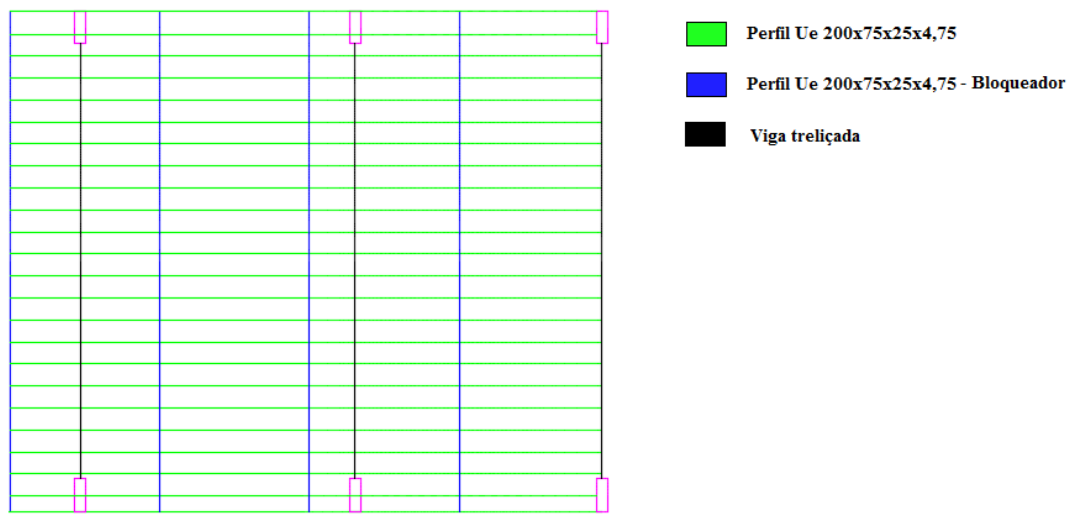


Figura 3.5 – Vigas de Piso Mezanino.

3.2.4 SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO

3.2.4.1 Contraventamento da Cobertura

O sistema de contraventamento da cobertura é apresentado na Figura 3.6 e o sistema de contraventamento vertical na Figura 3.7.

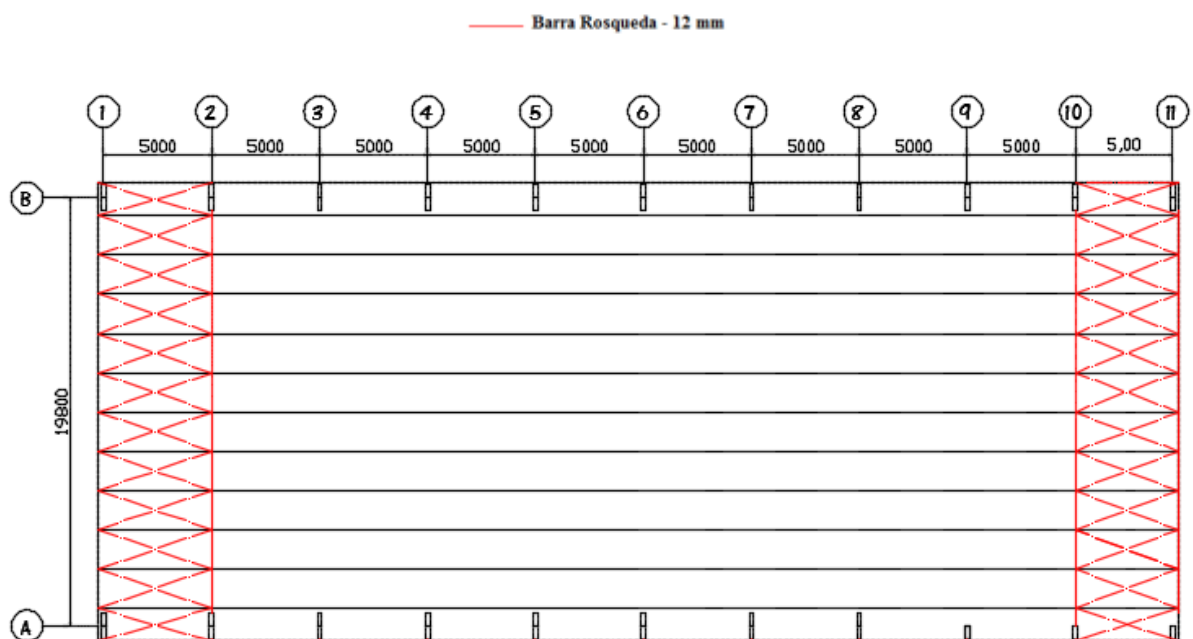


Figura 3.6 – Contraventamento no plano da cobertura.

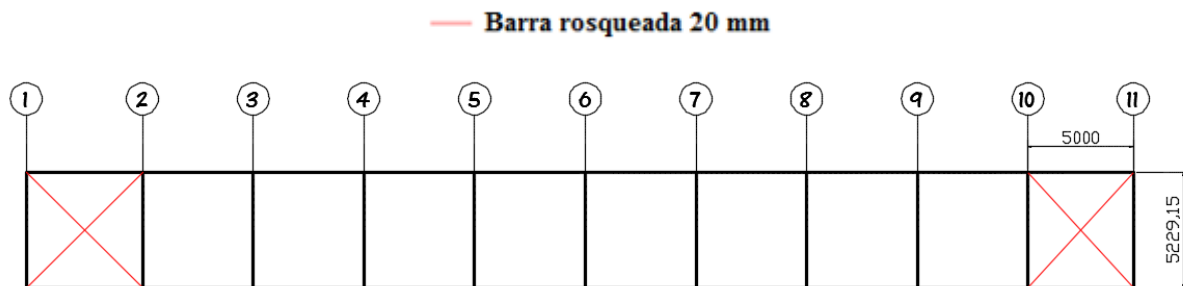


Figura 3.7 – Contraventamento vertical.

3.2.5 PONTE ROLANTE

As dimensões e cargas padronizadas para pontes até 100 kN, estão definidas na Tabela 3.3. O modelo estrutural da viga de rolamento está representado na Figura 3.8.

Tabela 3.3 –Valores de Carga e Dimensões para Pontes Rolantes.

Vão do Galpão (m)	Capacidade da Ponte (kN)	Vão da Ponte (mm)	Distância Entre Eixos (mm)	Carga Máxima por Roda (kN)	Carga Mínima por Roda (kN)
21,2	100	18350	3500	80	39

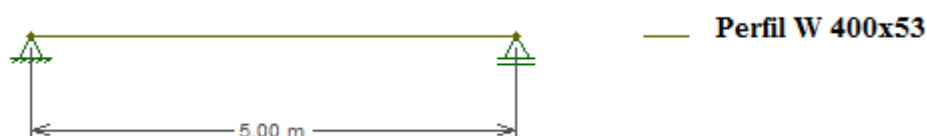


Figura 3.8 – Modelo estrutural para a viga de rolamento.

3.3 CARREGAMENTOS

Conforme item 4.7 da ABNT NBR 8800 (2008) - Projetos de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, as ações atuantes no galpão serão tomadas como sendo aquelas correspondentes às parcelas de ações permanentes diretas e ações variáveis.

As ações permanentes serão calculadas conforme item 4.7.2.3 da referida norma. O peso específico dos materiais serão considerados segundo a ABNT NBR 6120/1980 – Cargas para cálculo de Estruturas de Edificações. O peso próprio de estruturas fixas usualmente utilizadas será obtido pelos respectivos fornecedores.

As ações variáveis decorrentes de sobrecargas em pisos e coberturas serão calculadas com base nas prescrições da ABNT NBR 6120/1980 e a ação devida ao vento segundo as recomendações da ABNT NBR 6123/1988 – Forças devido ao Vento em Edificações.

3.3.1 AÇÕES PERMANENTES

As ações permanentes se dividem em dois grupos: o peso próprio dos elementos estruturais modelados e não modelados, e o peso próprio dos elementos construtivos fixos (fechamentos dos painéis e laje). O peso próprio dos elementos estruturais modelados é contabilizado automaticamente pelo programa de análise utilizado, neste caso, SAP2000 – *Structural Software for Analysis and Design* – V20 da empresa CSI.

3.3.1.1 Peso Próprio das Parede - Mezanino

As cargas de peso próprio das paredes do mezanino se diferenciam de acordo com o tipo de fechamento adotado. A carga das paredes são consideradas como sobrecarga atuando sobre as vigas de piso. A Figura 3.9 apresenta a disposição e os tipos de fechamento utilizados na área do mezanino. A Tabela 3.4 e a Tabela 3.5 apresentam as cargas das paredes tipo II e I, respectivamente. Os catálogos dos materiais adotados constam no anexo A.

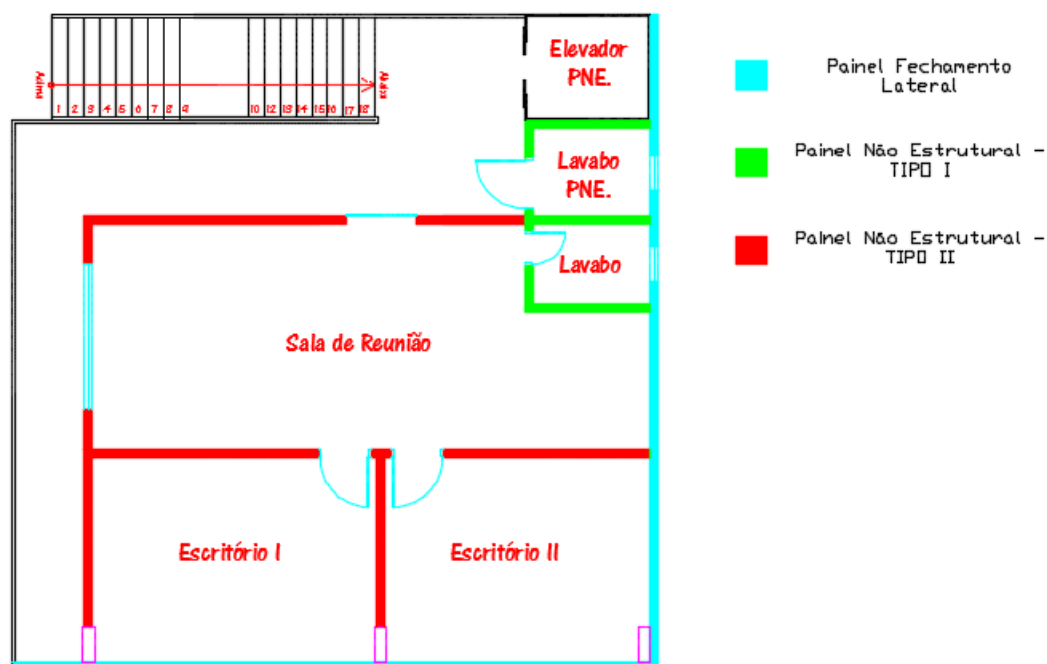


Figura 3.9 – Cargas das paredes.

Tabela 3.4 – Cálculo da carga de peso próprio da parede não estrutural TIPO II.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m ³)	Carga (kN/m ²)
Gesso acartonado (Face Externa)	15	707	0,11
Lã de vidro	100	10	0,01
Perfis	-	1700	0,16
Gesso acartonado (Face Interna)	15	707	0,11
TOTAL	130	-	0,39

Tabela 3.5 – Cálculo da carga de peso próprio da parede estrutural externa TIPO I.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m ³)	Carga (kN/m ²)
Gesso acartonado (Face Externa)	15	707	0,11
Lã de vidro	100	10	0,01
Perfis	-	1700	0,16
Revestimento	-	-	0,50
Gesso acartonado (Face Interna)	15	707	0,11
TOTAL	130	-	0,89

3.3.1.2 Peso Próprio Fechamento Lateral

As cargas de peso próprio do fechamento lateral e dos acessórios de fixação são apresentadas na Tabela 3.6. A descrição técnica do perfilado de fechamento encontra-se no anexo A. É adotada uma carga de 1 kN/m² referente a materiais de revestimento e fixação.

Tabela 3.6 – Cálculo da carga de peso próprio da parede de fechamento lateral.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m ²)	Carga (kN/m ²)
Perfilado	0,42	-	0,05
Revestimento	-	-	1,00
TOTAL	115,42	-	1,17

Considerando a fixação das travessas a cada 1,36 m, isto é, a cada dois quadros fechados do pórtico treliçado, a área de influência para cada nó do pórtico pode ser determinada como sendo 6,8m², o que conduz a uma ação concentrada de 8 kN por nó. A Figura 3.10 explicita a região de influência nodal

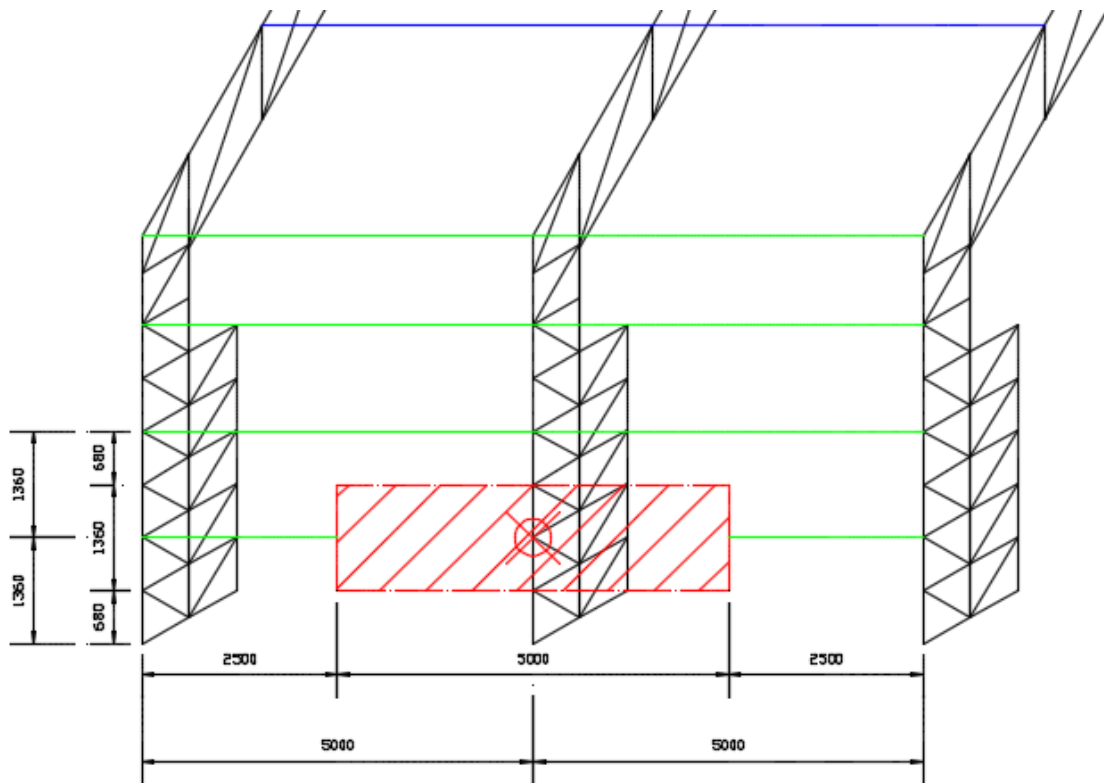


Figura 3.10 – Região de influência nodal.

3.3.1.3 Peso Próprio do Piso - Mezanino

A carga de peso próprio do piso representa o carregamento não modelado constituinte do piso do mezanino. A Tabela 3.7 apresenta o valor de cada componente da carga de peso próprio do piso do mezanino e seu valor total.

Tabela 3.7 – Cargas que compõem o peso próprio do piso do mezanino.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m³)	Carga (kN/m²)
OSB+Placa cimentícia	23,00	-	0,23
Lã de vidro	100,00	10,00	0,01
Revestimento	-	-	0,50
TOTAL	123,00	-	0,74

3.3.1.4 Peso Próprio da Escada

As cargas de peso próprio das escadas são consideradas com o mesmo valor apresentado na Tabela 3.7, sendo esta carga aplicada nas vigas inclinadas que representam os lances de escada.

3.3.1.5 Peso Próprio do Telhado

A estrutura do telhado não foi modelada, sendo considerada como uma carga uniformemente distribuída aplicada em toda a área da cobertura. A carga devido ao peso próprio do telhado corresponde ao somatório dos pesos das terças e das telhas, adotado segundo a Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Cargas que compõem o peso próprio do telhado.

Material	Espessura (mm)	Densidade (kg/m²)	Carga (kN/m²)
Perfis	2,65	-	0,03
Telhado	0,06	6,6	0,01
TOTAL	2,65	-	0,04

Cada terça deverá ser locada distante 1,88 m, isto é, a cada 2 quadros da treliça de cobertura, dessa forma, sendo o espaçamento entre pórticos de 5,00m, obtém-se a área de

influência para cada nó do pórtico solicitado de $9,4\text{m}^2$. Dessa forma, obtém-se a carga localizada por nó de $0,4\text{ kN}$.

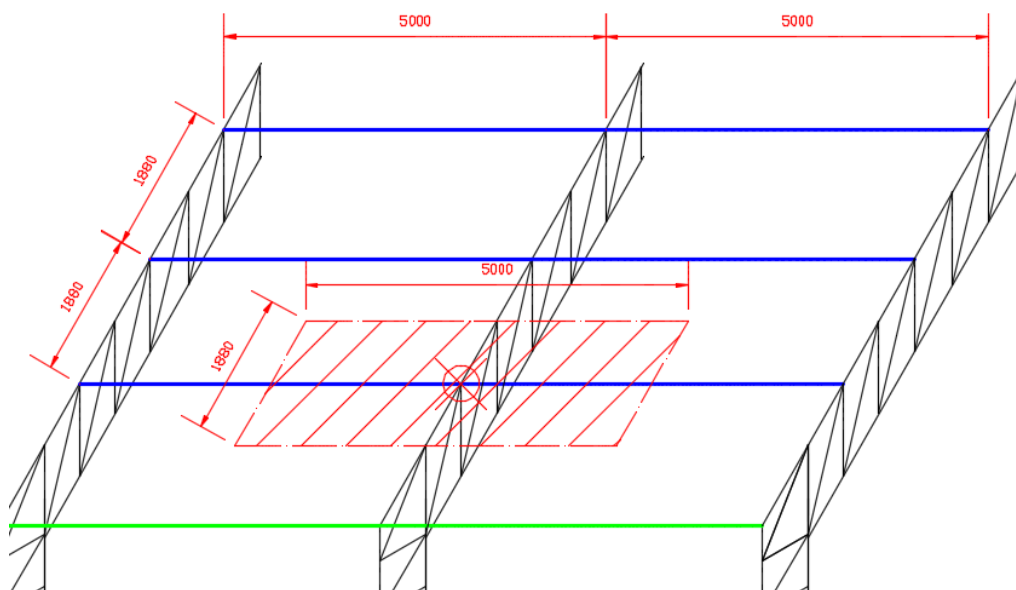


Figura 3.11 – Região de influência nodal.

3.3.1.6 Considerações devidas à Ponte Rolante

A ponte rolante adotada será o modelo de dupla viga, conforme anexo A. A vista isométrica da ponte instalada é mostrada na Figura 3.12

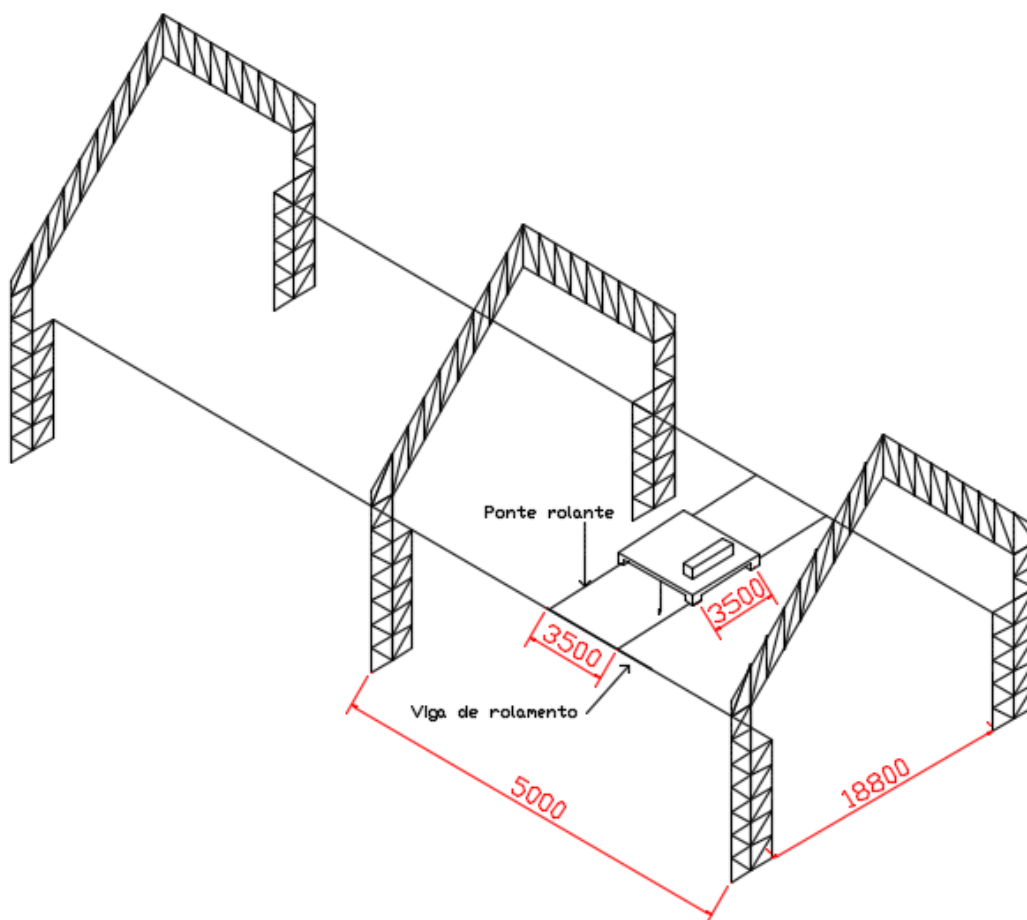


Figura 3.12 – Vista isométrica – Ponte Rolante

Para o galpão com ponte rolante em estudo, considerou-se uma ponte rolante comandada por controle pendente ou controle remoto. A NBR 8800 (2008), item B.4, orienta que o coeficiente de impactos seja adotado para o caso de pontes rolantes. O item B4.4.4 da NBR 8800 (2008) descreve quais os fatores de ponderação das cargas verticais. Para o caso de ponte rolante comandada por controle pendente ou controle remoto, adota-se o coeficiente de impacto de 10%.

Os esforços oriundos da ponte são geralmente verticais, devido ao peso da ponte, do trole, dos aparelhos de suspensão e da carga máxima suportada, sendo em geral fornecidas pelo fabricante. Além disso há cargas horizontais, transversais, longitudinais e a devida ao choque da ponte com o batente.

Para pontes rolantes comandadas por controle remoto ou controle pendente, a força transversal ao caminho de rolamento a ser aplicada no topo do trilho, de cada lado, deve ser

igual a 10% da soma da carga içada com o peso do trole e dos dispositivos de içamento.
 Tabela 3.9 – Carregamentos da ponte rolante. resume as cargas:

Tabela 3.9 – Carregamentos da ponte rolante.

Critério para cálculo da força	Carga içada (kN)	Peso do Trole (kN)	Peso Total da Ponte (kN)	C _{máx}	C _{mín}	Número de Rodas
	100	28	130	80	39	4
10% (Carga içada + Peso do trole)						12,8

Adaptado:(BELLEI, 1998)

A força longitudinal ao caminho de rolamento a ser aplicado no topo do trilho, de cada lado, deve ser igual a 10% cargas verticais máximas das rodas (não majoradas pelo impacto).

A força devido ao choque da ponte rolante com o batente deve ser informada pelo fabricante que deve especificar e, se possível, fornecer os batentes.

Determinou-se a ação da pontes rolante sobre o pórtico transversal posicionando-se a carga na condição mais desfavorável, isto é, aquela que acarreta as maiores solicitações. O trem tipo precisa ser ponderado pelo coeficiente de impacto com o valor de 1,10. Além da ponderação para cargas de uso e ocupação, de 1,5.

- Carga Máxima: $1,50 \times 1,1 \times 80 = 132,0 \text{ kN}$
- Carga Mínima: $1,50 \times 1,1 \times 39 = 64,35 \text{ kN}$

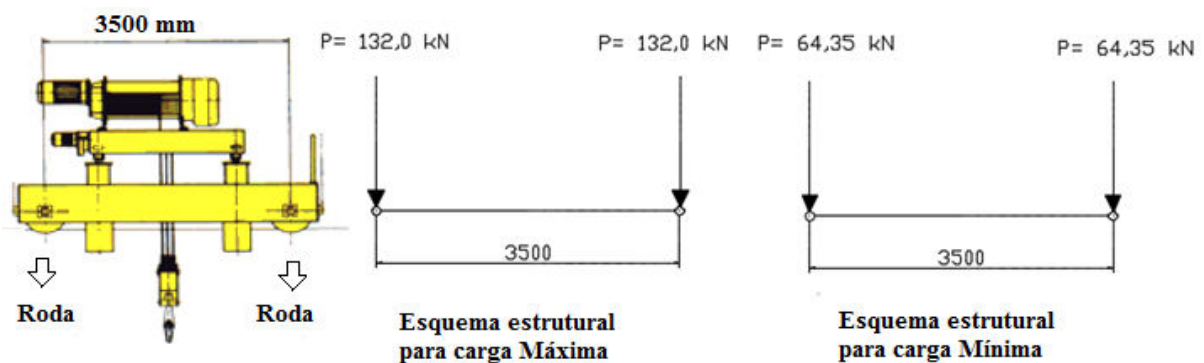


Figura 3.13 – Trem Tipo Máximo e Mínimo.

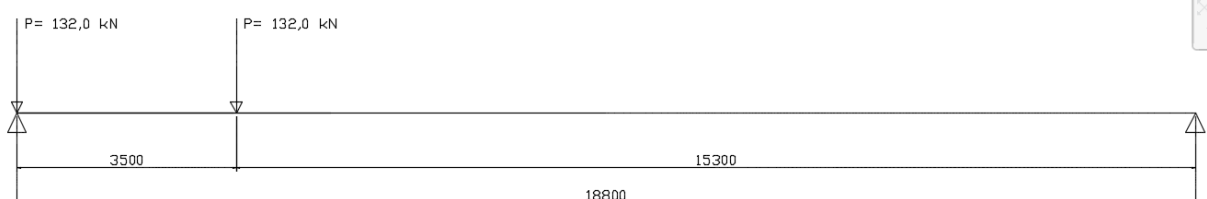


Figura 3.14 – Trem Tipo Máximo Transversal Posicionado.

Reação vertical para a carga máxima no apoio para o trem tipo transversal $R_{vbt,máx}$:

$$R_{vbt,máx} = 132 + \frac{132 \times 15,3}{18,80} = 239,42 \text{ kN} \quad (3.3.1)$$

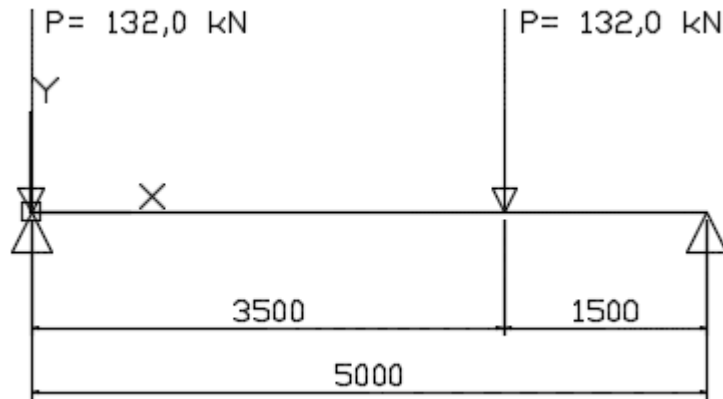


Figura 3.15 – Trem Tipo Máximo Longitudinal Posicionado para Reação de Apoio.

Reação vertical para a carga máxima no apoio para o trem tipo longitudinal $R_{vbl,máx}$:

$$R_{vbl,máx} = 132 + \frac{132 \times 1,5}{5} = 171,6 \text{ kN} \quad (3.3.2)$$

Adotando $H_T = 12,8 \text{ kN}$, conforme a Tabela 3.9:

$$R_H = 12,8 \text{ kN} \quad (3.3.3)$$

A força longitudinal R_{HL} , conforme explicitado:

$$R_{HL} = 1,5 \times 80 \times 0,1 = 12 \text{ kN} \quad (3.3.4)$$

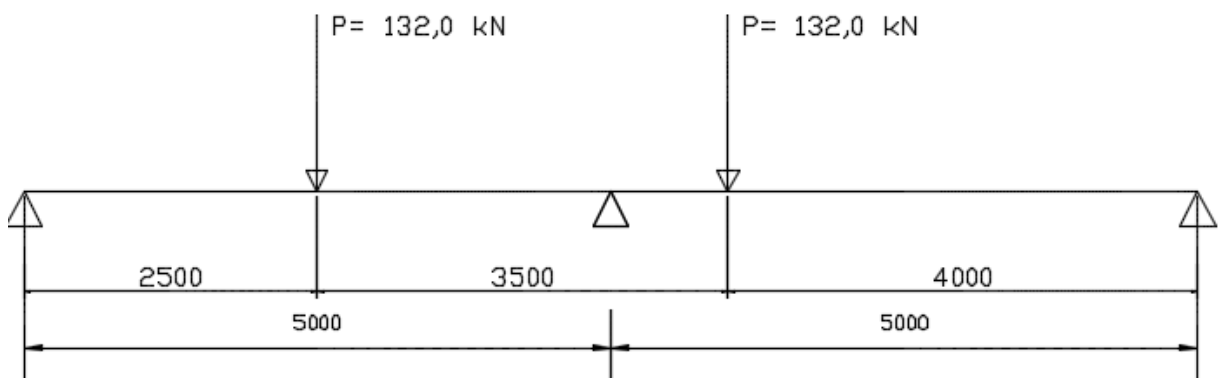


Figura 3.16 – Trem Tipo Máximo Longitudinal Posicionado para Momento Fletor.

O momento máximo $M_{vbl,máx}$ gerado pelo trem tipo é:

$$M_{vbl,máx} = 132 \times 5/4 = 165 \text{ kNm} \quad (3.3.5)$$

3.3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

3.3.2.1 Sobrecarga de Utilização

As cargas de ações variáveis são aquelas devido à sobrecarga de utilização, cargas que variam conforme o tipo de utilização do ambiente. Na Tabela 3.10 são apresentadas as cargas de utilização conforme a NBR 6120 (1988).

Tabela 3.10 – Sobrecarga de utilização.

Ambiente	Sobrecarga acidental (kN/m²)
Sala de uso geral e sanitários	2,50
Corredores de uso comum	3,00
Hall / Escada	3,00

3.3.2.2 Sobrecarga em Coberturas

Segundo a NBR 8800 (2008) deve ser prevista uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m² devido à ação de pendurais, instalações elétrica/hidráulicas que por ventura possam ser instaladas na edificação. Utilizando as mesmas considerações da Figura 3.11 obtém-se a sobrecarga de 2,35 kN por nó.

3.3.2.3 Carga de Vento

Os cálculos da ação do vento foram determinados a partir da NBR 6123 (1988) – Forças devidas ao vento em edificações. Nesta norma constam as diretrizes dos cálculos para cada tipo de edificação, sendo possível determinar a pressão dinâmica do vento, os coeficientes de pressão interna e externa e, por fim, a força resultante do vento sobre a estrutura.

A pressão dinâmica do vento q é determinada pela equação (3.3.6):

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (3.3.6)$$

onde, V_k é a velocidade característica do vento.

A velocidade característica do vento é determinada pela expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.3.7)$$

onde, V_0 a velocidade básica do vento; S_1 o fator topográfico; S_2 o fator função da rugosidade do terreno, dimensões da edificação; e S_3 o fator estatístico.

a) Velocidade básica do vento V_0 :

A partir do mapa de Isopletas da NBR 6123 (1988), adotou-se a velocidade básica máxima próxima à região do Rio de Janeiro-RJ, $V_0 = 45\text{m/s}$.

b) Fator topográfico S_1 :

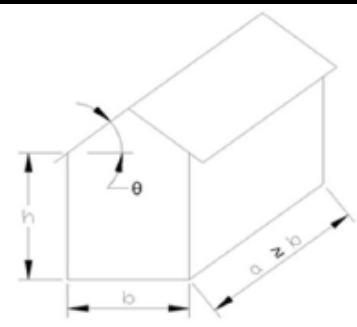
Para o relevo do terreno da edificação em estudo, considerou-se que é um terreno plano, fracamente acidentado, resultando em $S_1 = 1,0$,

c) Fator função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e da altura sobre o terreno S_2 :

O fator S_2 é definido a partir dessas três características. Quanto à rugosidade do terreno, a edificação é classificada como Categoria IV - Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e poucos espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Quanto às dimensões da edificação, a edificação é classificada como Classe B - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m. A Tabela 3.11 apresenta as dimensões da edificação.

Tabela 3.11 – Características geométricas da edificação em estudo.

DESCRIÇÃO		UNIDADE	VALOR	OBSERVAÇÃO
Características geométricas da edificação	Altura – h	M	8,00	
	Comprimento – a	M	50,00	
	Largura - b	M	21,20	

Quanto a velocidade do vento a uma altura z acima no nível geral do terreno, tem-se definida a seguinte expressão:

$$S_2 = b \times F_r \times (z/10)^p \quad (3.3.8)$$

onde, $F_r = 0,98$ é o fator de rajada do vento; $b = 0,85$ e $p = 0,125$ (parâmetros meteorológicos em função da categoria e da classe definidos acima, e que constam tabela 1 da NBR 6123 (1988)) e z é altura em relação ao nível do terreno.

Variando-se o valor de z conforme a altura das travessas laterais, conforme Figura 3.10, têm-se os seguintes valores de S_2 :

Tabela 3.12 – Sobrecarga de utilização.

z (m)	V _k (m/s)	Fator S ₂
0,00	0,00	0,00
1,36	27,76	0,649
2,73	30,27	0,708
4,09	31,84	0,745
5,23	32,84	0,768
8,00	34,63	0,810

d) Fator Estatístico S₃:

O fator S_3 é definido a partir de conceitos estatísticos relativos ao grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. O edifício em estudo se enquadra no grupo 3 (edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação), sendo $S_3 = 0,95$.

e) Velocidade característica V_k e pressão dinâmica do vento q:

A partir da expressão definida na equação (3.3.7) e dos valores definidos acima, tem-se os seguintes valores para velocidade característica do vento:

Tabela 3.13 – Pressão dinâmica do vento.

z (m)	V_k (m/s)	q (kN/m ²)
0,00	0,00	0,00
1,36	27,76	0,47
2,73	30,27	0,56
4,09	31,84	0,62
5,23	32,84	0,66
8,00	34,63	0,74

e.1) Coeficiente de forma externo (C_e):

A partir da geometria da edificação e da Tabela 4 da NBR 6123 (1988), os coeficientes de pressão e de forma externos foram calculados. A Figura 3.17 apresenta os valores calculados para o vento aplicado a 0° e a 90° sobre a edificação.

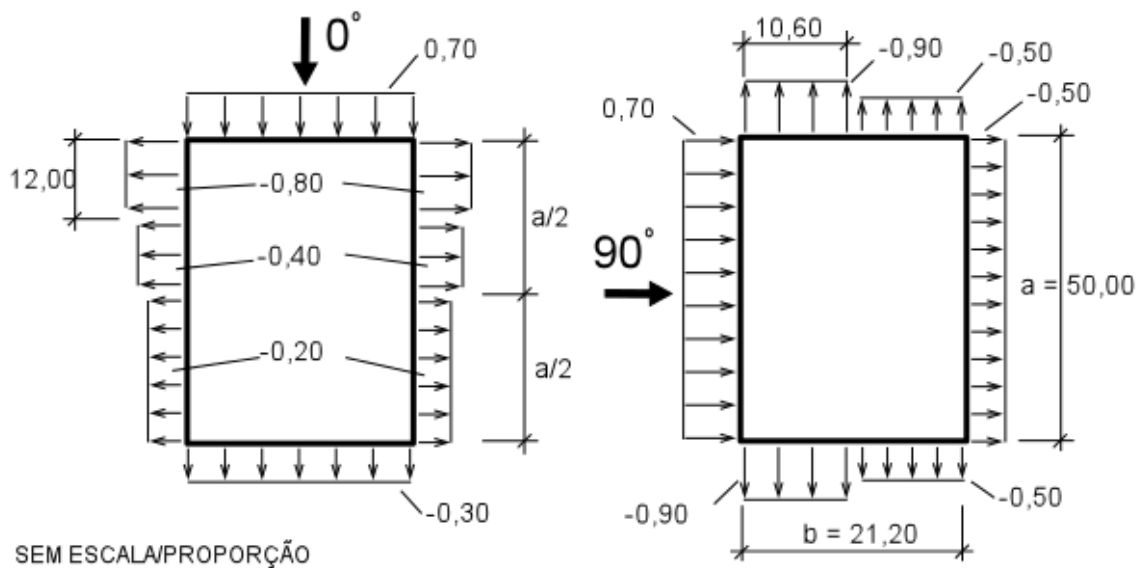


Figura 3.17 – Coeficientes de pressão e forma externos para paredes.

Vento a 0 °

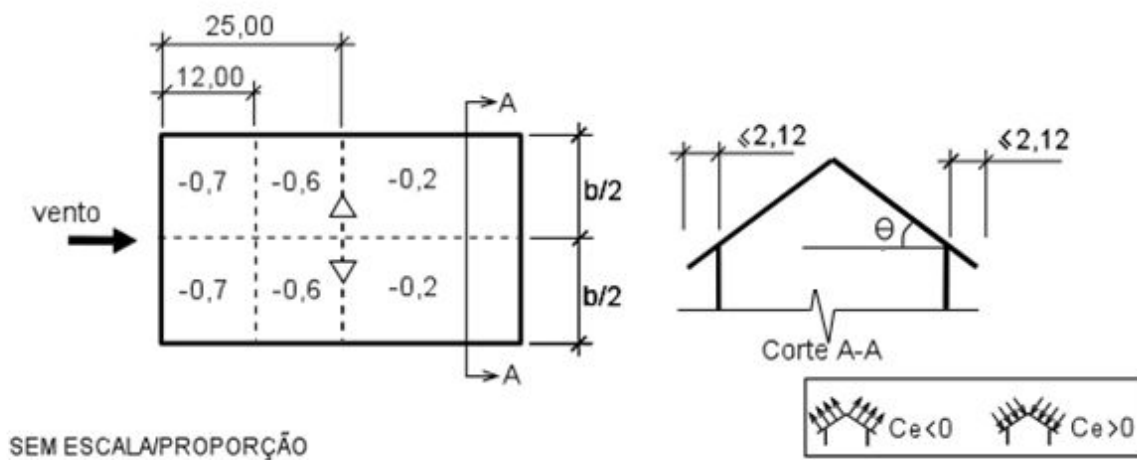


Figura 3.18 – Coeficientes de pressão e forma externos para cobertura.

Vento a 90 °

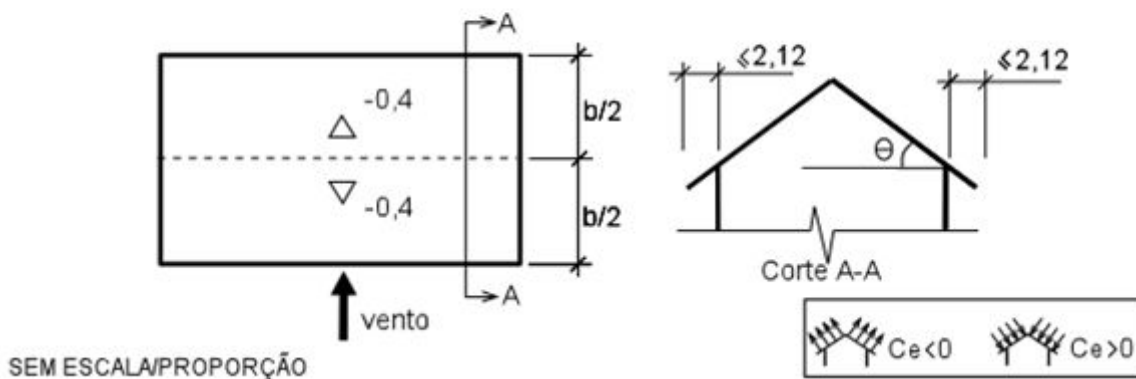


Figura 3.19 – Coeficientes de pressão e forma externos para cobertura.

e.2) Coeficiente de forma interno (C_i):

Segundo os critérios da norma NBR 6123 (1988), a estrutura é classificada com quatro faces igualmente permeáveis. Com isso, devem-se ser adotados coeficientes de pressão e forma internos iguais a 0 e -0,3, considerando o valor mais nocivo.

e.3) Pressão atuante na estrutura (Δp):

A pressão efetiva Δp corresponde à diferença de pressões internas e externas existentes nas faces da edificação devido à ação do vento, sendo calculadas segundo a expressão:

$$\Delta p = (C_e - C_i) \times q \quad (3.3.9)$$

A Tabela 3.14 até a Tabela 3.17 apresentam as pressões efetivas para paredes calculadas para cada travessa.

Tabela 3.14 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento à 0°.

Parede: Vento à 0° - Δp (kN/m²)						
Altura (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(0^\circ) - C_i(0)$				
		0,7	-0,3	-0,8	-0,4	-0,2
0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,36	0,472	0,33	-0,14	-0,38	-0,19	-0,09
2,73	0,562	0,39	-0,17	-0,45	-0,22	-0,11
4,09	0,622	0,44	-0,19	-0,50	-0,25	-0,12
5,23	0,661	0,46	-0,20	-0,53	-0,26	-0,13

Tabela 3.15 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento à 0°.

Parede: Vento à 0° - Δp (kN/m²)						
Altura (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(0^\circ) - C_i(-0,3)$				
		1	0	-0,5	-0,1	0,1
0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,36	0,472	0,47	0,00	-0,24	-0,05	0,05
2,73	0,562	0,56	0,00	-0,28	-0,06	0,06
4,09	0,622	0,62	0,00	-0,31	-0,06	0,06
5,23	0,661	0,66	0,00	-0,33	-0,07	0,07

Tabela 3.16 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento 90°.

Parede: Vento à 90° - Δp (kN/m²)					
Altura (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(90^\circ) - C_i(0)$			
		0,7	-0,5	-0,9	-0,5
0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
1,36	0,472	0,33	-0,24	-0,43	-0,24
2,73	0,562	0,39	-0,28	-0,51	-0,28
4,09	0,622	0,44	-0,31	-0,56	-0,31
5,23	0,661	0,46	-0,33	-0,59	-0,33

Tabela 3.17 – Valores para pressões efetivas nas paredes, vento 90°.

Parede: Vento à 90° - Δp (kN/m²)					
Altura (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(90^\circ) - C_i(-0,3)$			
		1	-0,2	-0,6	-0,2
0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
1,36	0,472	0,47	-0,09	-0,28	-0,09
2,73	0,562	0,56	-0,11	-0,34	-0,11
4,09	0,622	0,62	-0,12	-0,37	-0,12
5,23	0,661	0,29	-0,06	-0,18	-0,06

As Tabela 3.18 e Tabela 3.21 apresentam as pressões efetivas para cobertura calculadas para cada seção.

Tabela 3.18 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 0°.

Cobertura: Vento à 0° - Δp (kN/m²)				
Seção (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(0^\circ) - C_i(0)$		
		-0,7	-0,6	-0,2
8,00	0,735	-0,51	-0,44	-0,15

Tabela 3.19 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 0°.

Cobertura: Vento à 0° - Δp (kN/m²)				
Seção (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(0^\circ) - C_i(-0,3)$		
		-0,4	-0,3	0,1
8,00	0,735	-0,29	-0,22	0,07

Tabela 3.20 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 90°.

Cobertura: Vento à 90° - Δp (kN/m²)				
Seção (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(90^\circ) - C_i(0)$		
		-0,4	-	-
8,00	0,735	-0,29	-	-

Tabela 3.21 – Valores para pressões efetivas na cobertura, vento à 90°.

Cobertura: Vento à 90° - Δp (kN/m²)				
Seção (m)	q (kN/m²)	$C_{pe}(90^\circ) - C_i(-0,3)$		
		-0,1	-	-
8,00	0,735	-0,07	-	-

e.4) Cálculo da carga de vento resultante:

A carga de vento resultante que atua em uma área perpendicular a edificação é dada pela equação (3.3.10).

$$q = (C_e - C_i) \rho x q x A = \Delta p x A \quad (3.3.10)$$

onde, $A = H_{inf} \times l$ a área plana de aplicação da força do vento; H_{inf} a altura de influência de aplicação e l os comprimentos definidos na Figura 3.17

A altura de influência H_{inf} corresponde à soma da metade das alturas dos pavimentos superiores e inferiores. Neste caso, será tomada a altura onde se encontram as travessas de travamento longitudinais, a cada 1,36 m.

Por fim, a Tabela 3.22 e a Tabela 3.23 abaixo resumem os valores encontrados para carga de vento resultante à 0° e à 90°.

Tabela 3.22 – Valores para carga de vento resultante em kN (vento à 0°).

Vento à 0° - F (kN)											
Nível (m)	Hinf (m)	C	D	A1/B1	A2/B2	A3/B3	C	D	A1/B2	A2/B3	A3/B4
		21,20	12,00	12,00	13,00	25,00	21,20	12,00	12,00	13,00	25,00
0,00	0,6825	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,36	1,365	9,57	-2,32	-6,19	-3,35	-3,22	13,67	0,00	-3,87	-0,84	1,61
2,73	1,365	11,38	-2,76	-7,36	-3,99	-3,83	16,25	0,00	-4,60	-1,00	1,92
4,09	1,365	12,59	-3,05	-8,14	-4,41	-4,24	17,99	0,00	-5,09	-1,10	2,12
5,23	0,6825	6,70	-1,62	-4,33	-2,35	-2,26	9,56	0,00	-2,71	-0,59	1,13

Tabela 3.23 – Valores para carga de vento resultante em kN (vento à 90°)

Vento à 90° - F (kN)									
Nível (m)	Hinf (m)	A	B	C1/D1	C2/D2	A	B	C1/D1	C2/D2
		50,00	50,00	10,60	10,60	50,00	50,00	10,60	10,60
0,00	0,6825	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1,36	1,365	22,56	-16,12	-6,15	-3,42	32,23	-6,45	-4,10	-1,37
2,73	1,365	26,83	-19,17	-7,31	-4,06	38,33	-7,67	-4,88	-1,63
4,09	1,365	29,70	-21,21	-8,09	-4,50	42,42	-8,48	-5,40	-1,80
5,23	0,6825	15,79	-11,28	-4,30	-2,39	10,02	-2,00	-1,27	-0,42

3.4 COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Com base na NBR 14762 (2010) e NBR 8800 (2008) definiu-se combinações últimas normais para os Estados Limites Últimos (ELU), e combinações quase permanentes e freqüentes de serviço para Estados Limites de Serviço (ELS).

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.1)$$

onde:

$F_{Gi,k}$ – valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ – valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ – valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal;

γ_{gi} – coeficiente de ponderação para ações permanentes (1,25 (1,00) para peso próprio de estruturas metálicas e 1,50 (1,00) para demais estruturas fixas);

γ_{q1} – coeficiente de ponderação para ações variáveis (1,40 para ação do vento e 1,50 para demais ações variáveis ou 0 caso a sobrecarga atue no sentido favorável da estrutura);

ψ_{0j} – fator de combinação para ações variáveis (0,5 para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação, 0,6 para o vento e 1,0 para pontes rolantes).

Já as combinações quase permanentes de serviço são dadas pela seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.2)$$

onde, ψ_{2j} é o fator de redução para ações variáveis (0,3 para ações variáveis causadas pelo uso e ocupação).

As combinações freqüentes de serviço são dadas pela seguinte expressão:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (3.4.3)$$

onde, ψ_1 é o fator de redução para ações variáveis (0,3 para vento).

A Tabela 3.24 a Tabela 3.25 resumem todas as combinações analisadas o ELU, com as respectivas ações e coeficientes de ponderação adotados.

Tabela 3.24 – Combinações de ações para o ELU.

Combinações de ações		ELU							
		Vento como ação variável principal				Sobrecarga como ação variável principal			
		1	2	3	4	5	6	7	8
Carregamentos Básicos	PESO PRÓPRIO FEC. LAT.	1	1	1	1	1,25	1,25	1,25	1,25
	PESO PRÓPRIO LAJE.	1	1	1	1	1,25	1,25	1,25	1,25
	PESO PRÓPRIO COB.	1	1	1	1	1,25	1,25	1,25	1,25
	VERT. PONTE. ROLANTE	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5
	HOR. PONTE. ROLANTE	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5
	LONG. PONTE ROLANTE	1	1	1	1	1,5	1,5	1,5	1,5
	SOBRECARGA COB.	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	1,5
	VENTO 0º + CI (0,3)	1,4				0			
	VENTO 0º + CI (0)		1,4				0		
	VENTO 90º + CI (0)			1,4				0	
VENTO 90º + CI (0,3)				1,4				0	

As combinações 1 a 4 consideram o peso próprio e a sobrecarga de cobertura favorável quando o vento é considerado como a ação variável principal, que no caso analisado resultou em sucção. As combinações 5 a 8 consideram o vento como favorável quando a sobrecarga de cobertura é a ação variável principal.

A fim de se verificar se os efeitos dos carregamentos horizontais em conjunto com os verticais conduziram a estrutura a um estado limite, testou-se também a situação onde as sobrecargas verticais atuam em conjunto, isto é, considerando que todas agem no sentido desfavorável da estrutura, resultando nas combinações que constam na Tabela 3.25.

Tabela 3.25 – Combinações de ações simultâneas – ELU.

ELU							
Situação desfavorável: Vento como ação variável principal				Situação desfavorável: Sobrecarga como ação variável principal			
9	10	11	12	13	14	15	16
1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
1,05	1,05	1,05	1,05	1,5	1,5	1,5	1,5
1,4				0,84			
	1,4				0,84		
		1,4				0,84	
			1,4				0,84

Para a verificação dos Estados Limites de Serviço, as combinações são apresentadas na Tabela 3.26

Tabela 3.26 – Combinações para ELS.

ELS-CF								ELS-QP			
Vento como ação variável principal				Sobrecarga como ação variável principal				Vento como ação variável principal			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,4	0,4	0,4	0,4
0,3				0				0			
	0,3				0				0		
		0,3				0				0	
			0,3				0				0

Verificou-se que para o dimensionamento dos pórticos à tração os maiores esforços são oriundos da combinação 16. Já para o dimensionamento dos pórticos à compressão os maiores esforços são oriundos da combinação 8. Para a análise em serviço referente às combinações frequentes, a combinação 4 apresentou os resultados mais desfavoráveis, enquanto que para as

combinações quase permanentes a combinação 12 apresentou os resultados mais desfavoráveis.

4. ANÁLISE ESTRUTURAL

Com objetivo de analisar a resposta do modelo estrutural e de seus materiais quanto aos esforços solicitantes, verificam-se os Estados Limites Últimos e de Serviço segundo critérios da norma NBR 8800 (2008) e NBR 14762 (2010).

4.1 VIGA DE ROLAMENTO

Para viga de rolamento será adota o perfil VS 400x53, com suas propriedades geométricas apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Características Perfil VS 400x53.

Dimensões (mm)				Massa (kg/m)	Área (cm ²)	Inércia x-x (cm ⁴)	Inercia y-y (cm ⁴)	Raio de Giração (cm)	Módulo de Elasticida de-x (cm ³)	Módulo Plástico da seção (cm ³)
h	b	tw	tf							
400	200	4,75	12,5	53,2	67,8	20863	1667	5,2	1043	1136

Com os dados acima se obtém as ações permanentes atuantes na viga de rolamento, correspondentes 0,532 kN/m devido ao peso próprio, 0,5 kN/m devido ao peso do trilho de acessórios. Adicionalmente atua sobre a viga de rolamento a carga nominal içada pela ponte rolante de 100kN, conforme 3.3.1.6.

4.1.1 ESFORÇOS SOLICITANTES

As ações solicitantes obtidas estão apresentadas na Tabela 4.2 e no item 3.3.1.6. O momento e o cortante referente às cargas permanentes foram considerados de acordo com a combinação dada na equação (4.1.1).

$$F_d = 1,25 \times PP + 1,5 \times PP.AC. = 1,50 \text{ kN/m} \quad (4.1.1)$$

onde PP é o peso próprio da viga e $PP.AC$ é o peso próprio dos acessórios.

Os diagramas de esforços solicitantes referentes à combinação definida na equação (4.1.1) estão apresentados nas Figura 4.1 e Figura 4.2.

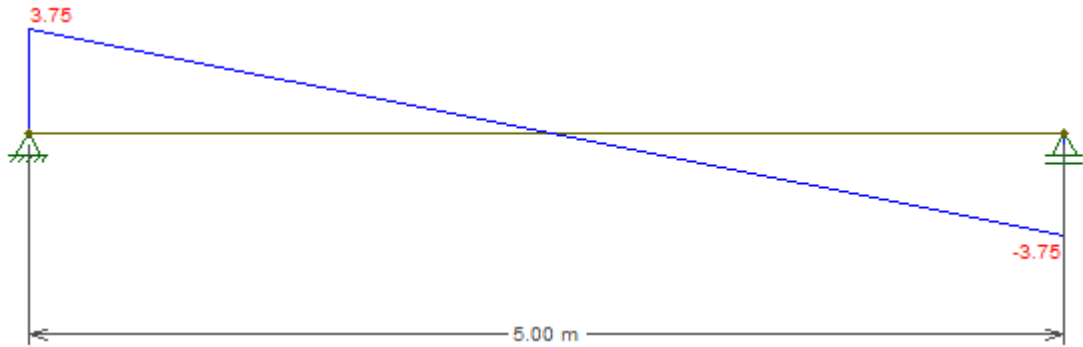


Figura 4.1 – Esforço cortante solicitante.

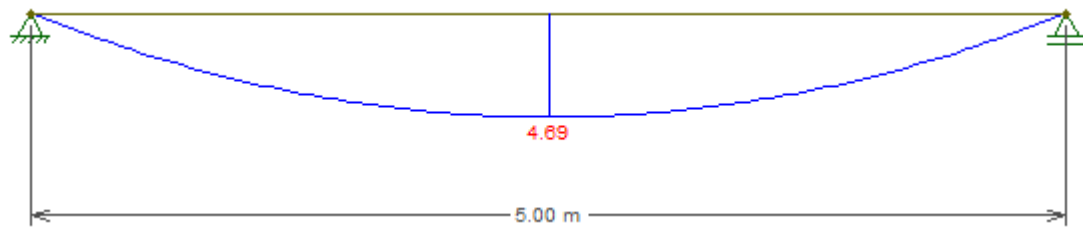


Figura 4.2 – Momento fletor solicitante.

Os esforços solicitantes referentes à carga nominal da ponte rolante foram calculados no tópico 3.3.1.6, onde o momento fletor e o cortante solicitante devido ao trem tipo foram tomados como mostrado em (3.3.1) e (3.3.5), respectivamente. A Tabela 4.2 resume os esforços solicitantes atuando na viga de rolamento.

Tabela 4.2 – Esforços solicitantes.

Momentos Fletores		Cortantes	
Momento da carga Permanente (kNm)	Momento do trem tipo (kNm)	Cortante da carga Permanente (kN)	Cortante do trem tipo (kN)
4,69	165	3,75	171,6

4.1.2 MOMENTOS FLETORES RESISTENTES

O momento fletor resistente é calculado de acordo com o Anexo G da NBR 8800 (2008). No cálculo do momento fletor resistente, deve-se assumir o menor valor entre os obtidos de três critérios: flambagem local da mesa, flambagem local da alma e flambagem lateral com torção, a depender do perfil e do eixo de flexão considerado.

A flambagem local da mesa e da alma são calculadas de acordo com as Equações (4.1.2) à (4.1.4):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (4.1.2)$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{\gamma_{al}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (4.1.3)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_r \quad (4.1.4)$$

A flambagem lateral com torção é calculada de acordo com as Equações (4.1.5) à (4.1.7):

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (4.1.5)$$

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{al}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right], \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (4.1.6)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{al}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_r \quad (4.1.7)$$

O momento fletor correspondente ao início do escoamento M_r , o momento fletor de flambagem elástica M_{cr} , o parâmetro de esbeltez λ , o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação λ_p e o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento λ_r , assumem valores de acordo com cada critério e de acordo com o tipo de seção e eixo de flexão, sendo especificados na Figura 4.3.

O momento fletor de plastificação da seção transversal M_{pl} é dado pela equação (4.1.8) e o coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1} foi considerado como 1,1 de acordo com a Tabela 3 da NBR 8800 (2008), para os casos de combinações normais.

$$M_{pl} = Z f_y \quad (4.1.8)$$

onde, Z é o módulo plástico da seção transversal e f_y é a tensão de escoamento do aço do perfil.

O parâmetro C_b é um coeficiente em função da não uniformidade do diagrama de momento fletor no trecho analisado, podendo ser tomado como 1,0, conservadoramente.

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados-limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT Ver Nota 1	$(f_y - \sigma_r)W$	$\frac{C_b \pi^2 E I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J I_b^2}{C_w}\right)}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{r_y J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$
	FLM Ver Nota 1	$(f_y - \sigma_r)W$	$\frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_c$	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 2}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$
	FLA	$f_y W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM	$(f_y - \sigma_r)W$	$\frac{0,90 E k_c}{\lambda^2} W_c$	$\frac{b/t}{\text{Ver Nota 2}}$	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$
Nota 1	A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r , deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.					
Nota 2	b/t é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil; no caso de seções I e H com um eixo de simetria, b/t refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, b é a metade da largura total, para mesas de seções U, a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana e para perfis caixão, a distância livre entre almas).					

Figura 4.3 – Parâmetros referentes ao momento fletor resistente, (Adaptado ABNT NBR 8800, 2008).

Sendo assim, mediante a aplicação das equações (4.1.2) à (4.1.8) obteve-se os momentos resistentes do perfil VS 400x53, conforme a Tabela 4.3, considerando que haja travamento lateral a cada 2,5m para a flambagem lateral com torção, adotando as mesmas condições expressas em 4.1.6.

Tabela 4.3 – Momentos fletores resistentes.

Tipo de Seção	Estados Limites Aplicáveis	Mrd (kNcm)	λ	λ_p	λ_r
Seção I ou H com dois eixos de simetria fletidos e seções U não sujeitas a momentos de torção fletidas em relação ao eixo de maior momento de Inércia	FLT	25818,18	48,08	49,8	-
	FLM	20016,19	16,00	10,7	21,20
	FLA	25818,18	84,21	106,3	-

Assim, observa-se que para o momento fletor resistente, na maior inércia, deve-se adotar como valor de referência o momento limite de flambagem local da mesa, de 200,16 kNm.

4.1.3 CORTANTES RESISTENTES - FLEXÃO EM TORNO DO EIXO X

O cortante resistente é calculado de acordo com os itens 5.4.3.1 e 5.4.3.5 da NBR 8800 (2008), para os cortantes das seções fletidas em relação ao eixo perpendicular à alma (eixo de maior inércia) e para os cortantes das seções fletidas em relação ao eixo perpendicular às mesas (eixo de menor inércia), respectivamente.

Assim, o cortante resistente para as seções fletidas em relação ao eixo de maior inércia são dados pelas equações (4.1.9) à (4.1.11).

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda \leq \lambda_p \quad (4.1.9)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}} \text{ para } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (4.1.10)$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{al}}, \text{ para } \lambda > \lambda_r \quad (4.1.11)$$

onde, V_{pl} é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, calculado conforme equação (4.1.17); $\gamma_{al} = 1,1$ é o coeficiente de ponderação definido anteriormente; λ é o parâmetro de esbeltez do elemento, equação (4.1.12), λ_p é o parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação, equação (4.1.13) e λ_r é o parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, equação (4.1.14):

$$\lambda = \frac{h_a}{t_w} \quad (4.1.12)$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (4.1.13)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (4.1.14)$$

sendo h_a a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas para os perfis soldados e esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma para os perfis laminados; t_w é a espessura da alma; E é o módulo de elasticidade do aço; f_y é a tensão de escoamento do aço e k_v é um coeficiente determinado pelas equações (4.1.15) e (4.1.16).

Para almas sem enrijecedores transversais, para $a_e/h_a > 3$ ou para $a_e/h > [260/(h_a/t_w)]^2$:

$$k_v = 5,0 \quad (4.1.15)$$

Para todos os outros casos:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a_e/h)^2} \quad (4.1.16)$$

onde, a_e é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes, h a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas para os perfis soldados e esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma para os perfis laminados; e t_w é a espessura da alma.

A força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento é dada pela equação (4.1.17).

$$V_{pl} = 0,60A_w f_y \quad (4.1.17)$$

onde, f_y é a tensão de escoamento do aço e A_w é a área efetiva de cisalhamento, tomada conforme equação (4.1.18).

$$A_w = dt_w \quad (4.1.18)$$

sendo d a altura total da seção transversal e t_w é a espessura da alma.

Mediante a aplicação da equação (4.1.9) obteve-se para o cortante resistente para flexão no eixo de maior inércia (eixo x) o valor de $V_{Rdx} = 259,09$ kN.

4.1.4 CORTANTES RESISTENTES – FLEXÃO EM TORNO DO EIXO Y

Para os casos de flexão na menor inércia, o cortante resistente V_{Rd} e o cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento V_{pl} , são calculados da mesma forma que a flexão na maior inércia, conforme equações (4.1.9), (4.1.10) e (4.1.11). No entanto, alguns parâmetros mudam: $k_v = 1,2$; $t_w = t_f$, ou seja, é igual à espessura média das mesas; h é igual a metade da largura das mesas nas seções I e H ($b_f/2$), e igual à largura total das mesas nas seções U (b_f); A_w é calculado conforme equação (4.1.19).

$$A_w = 2b_f t_f \quad (4.1.19)$$

Sendo assim, mediante a aplicação da equação (4.1.9) obteve-se para o cortante resistente para flexão no eixo de menor inércia (eixo x) o valor de $V_{Rdy} = 681,82$ kN.

4.1.5 DIMENSIONAMENTO - EFEITOS LOCALIZADOS

A subseção da 5.7 da NBR 8800 (2008) apresenta prescrições para a verificação de estados limites últimos causados por forças transversais localizadas, aplicadas, na face externa

de pelo menos uma das mesas, perpendicularmente à sua face, em seções I e H. As forças localizadas devem estar centradas em relação à alma.

4.1.5.1 Flexão Local da Mesa

A mesa de uma barra solicitada por uma força localizada que produza tração na alma, deve ser verificada quanto ao estado limite último de flexão local. Essa verificação não precisa ser feita se o comprimento de atuação da força, na direção perpendicular ao comprimento da barra for inferior a $0,15b_f$, onde b_f é a largura da mesa carregada. Conforme a Figura 4.4, obtém-se que o comprimento de ação da força é 224 mm, portanto deve ser verificada.

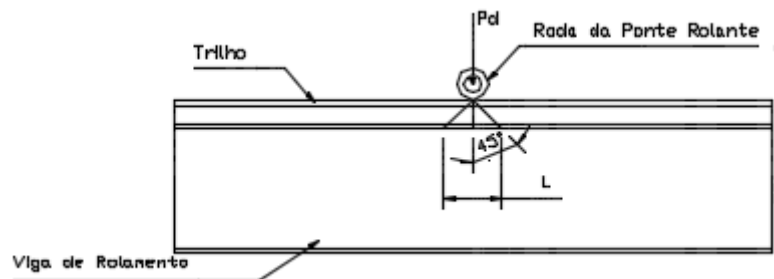


Figura 4.4 – Ação concentrada sobre a viga de Rolamento.

A força concentrada solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da mesa da barra, dada por:

$$F_{Rd} = \frac{6,25t_f^2f_y}{\gamma_{a1}} \quad (4.1.20)$$

onde t_f é a espessura da mesa carregada. Com isso se obtém a força localizada resistente de flexão local da mesa de $F_{Rd} = 221,95$ kN.

4.1.5.2 Enrugamento da Alma

A alma de uma barra solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa deve ser verificada para o estado último de enrugamento da alma. A força atuante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

a) Quando a força de compressão está a uma distância da extremidade da barra maior ou igual à metade da altura da seção transversal:

$$F_{Rd} = \frac{0,66t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{l_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \quad (4.1.21)$$

b) Quando a força de compressão está a uma distância da extremidade da barra menor que a metade da altura da seção transversal:

Para $l_n/d \leq 0,2$:

$$F_{Rd} = \frac{0,33t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + 3 \left(\frac{l_n}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \quad (4.1.22)$$

Para $l_n/d > 0,2$:

$$F_{Rd} = \frac{0,33t_w^2}{\gamma_{a1}} \left[1 + \left(\frac{4l_n}{d} - 0,2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{\frac{E f_y t_f}{t_w}} \quad (4.1.23)$$

onde d é a altura da seção transversal da barra, t_f é a espessura da mesa carregada e l_n é o comprimento de atuação da carga na direção longitudinal da viga. Com isso, obtém-se a resistência para o enrugamento da alma de 108,20 kN, tomando-se a situação onde o trem tipo encontra-se à uma distância menor do que a altura do perfil (caso b) da extremidade da seção transversal, correspondente a situação mais desfavorável. Quando a força de compressão está à uma distância maior ou igual a altura do perfil, medida a partir da extremidade, a resistência ao enrugamento da alma vale 216,39 kN (caso a).

4.1.5.3 Escoamento Local da Alma

A alma de uma barra, solicitada por tração ou compressão por uma força localizada que atue na mesa deve ser verificada para o estado limite último de escoamento local da alma. A força de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, dada por:

a) Quando a força está a uma distância da extremidade da barra maior o que a altura da seção transversal:

$$F_{Rd} = \frac{1,1(5k + l_n)f_y t_w}{\gamma_{a1}} \quad (4.1.24)$$

b) Quando a força está a uma distância da extremidade da barra inferior ou igual à altura da seção transversal:

$$F_{Rd} = \frac{1,1(2,5k + l_n)f_y t_w}{\gamma_{a1}} \quad (4.1.25)$$

onde l_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga, K é a espessura da mesa carregada mais o lado do filete de solda paralelo a alma e t_w é a espessura da alma. Considerou-se a situação (b) a favor da segurança, o que conduziu à $F_{Rd} = 303,11$ kN.

4.1.5.4 Flambagem Lateral da Alma

A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força localizada que atue na mesa comprimida deve ser verificada para o estado-limite último de flambagem lateral, caso o deslocamento relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada não esteja impedido no ponto de aplicação da força.

Segundo a NBR 8800 (2008) item 5.7.5.4, a flambagem lateral da alma não ocorre se a condição expressa pela equação (4.1.26) for satisfeita:

$$\frac{h/t_w}{l/b_f} \geq 2,3 \quad (4.1.26)$$

onde, h é a altura da seção descontando as mesas, t_w é a largura da alma, l o comprimento destravado e b_f a largura da mesa. Adotado o disposto na Tabela 4.1, considerando o comprimento de flambagem igual a 2,5m, conforme obtido em 4.1.2, e aplicando-se a equação (4.1.26) obtém-se o valor 6,73, dispensando a verificação.

4.1.5.5 Flambagem Por Compressão da Alma

A alma de uma barra comprimida por um par de forças localizadas de sentidos opostos, atuando em ambas as mesas na mesma seção transversal, deve ser verificada para a o estado limite último de flambagem por compressão da alma. A força resistente de cálculo da alma da barra é dada pela equação (4.1.27).

$$F_{Rd} = \frac{24t_w^3 \sqrt{E f_y}}{\gamma_{a1} h} \quad (4.1.27)$$

No caso em estudo essa situação de cálculo ocorre quando a carga está sobre o apoio. Sendo assim, aplicando-se a equação (4.1.27) obtém-se o esforço resistente $F_{Rd} = 41,33$ kN.

4.1.6 RESUMO – DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE ROLAMENTO

A Tabela 4.4 resume os resultados calculados nos tópicos anteriores.

Tabela 4.4 – Resumo de solicitações localizada atuantes.

	Esforço Solicitante (kN)	Flambagem Local da Mesa (kN)	Escoamento Local da Alma (kN)	Enrugamento da Alma (kN)		Flambagem por compressão da alma (Kn)
				(a)	(b)	
Capacidade Resistente (%)	175,35	221,95	303,11	216,39	108,20	41,33
	-	79,00	57,85	81,03	162,06	424,26

Considerando os expostos nas Tabela 4.2, Tabela 4.3 e nos tópicos 4.1.3 e 4.1.4, pode-se resumir os dados pela Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Resumo de solicitações atuantes.

Momento Solicitante de Cálculo (kNm)	Momento Resistente (kNm)	Cortante Solicitante na Maior Inércia (kN)	Cortante Resistente na Maior Inércia (kN)	Cortante Solicitante na Menor Inércia (kN)	Cortante Resistente na Menor Inércia (kN)
169,69	200,16	175,35	259,09	12,8	681,82

Dessa forma, nota-se que o esforço localizado consome 163% da capacidade resistente da seção ao enrugamento da alma e 424% da resistência à compressão local da alma. Dessa forma, conforme a NBR 8800 (2008), deverá ser previsto enrijecedores transversais, neste caso, em ambos os lados do perfil. As características dos enrijecedores estão dispostas no item 5.4.3.1.3 da NBR 8800 (2008).

Os enrijecedores transversais devem ser soldados à alma e às mesas do perfil, entretanto, do lado da mesa tracionada devem ser interrompidos de forma que a distância entre os pontos mais próximos das soldas entre mesa e alma e entre enrijecedor e alma fique entre $4t_w$ e $6t_w$. Em geral, adota-se a largura do enrijecedor igual a largura da mesa.

A relação entre a largura e espessura dos elementos que formam os enrijecedores não pode ultrapassar a (4.1.28):

$$L/e = 0,56 \sqrt{E/f_y} \quad (4.1.28)$$

Assim, obtém-se a espessura do enrijecedor de 8 mm, dispostos na seção que dista 400 mm de cada lado dos apoios, além da seção a 2,5m, conforme 4.1.2.

4.1.7 VERIFICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS

A Tabela C.1, do anexo C da NBR 8800 (2008) estabelece que o deslocamento vertical em pontes rolantes com capacidade inferior a 200 kN deve ser limitado à $L/600$ ou 0,83 cm, sendo a ação considerada a carga máxima por roda sem impacto. O deslocamento máximo para situação de viga biapoiada é dado por:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{PL^3}{48EI_x} \quad (4.1.29)$$

Aplicando-se equação (4.1.29), obtém-se o deslocamento máximo de 0,82 cm, e comparando-o ao valor limite 0,83cm, resulta que a viga atende aos requisitos normativos quanto aos E.L.S.

4.2 CONTRAVENTAMENTO

4.2.1 CONTRAVENTAMENTO DA COBERTURA

O contraventamento da estrutura foi disposto conforme o definido no t3pico 3.2.4, entre os eixos 1-2 e 10-11. A rigidez no plano de contraventamento 3 obtida por diagonais colocada na forma de “X”, havendo sollicita33o do contraventamento, uma diagonal trabalhar3 tracionada e a outra comprimida. A simplifica33o usual de dimensionamento 3 desconsiderar a exist3ncia de diagonais comprimidas, considerando apenas a atua33o das diagonais tracionadas de forma a se obter um treli3ado isost3tico de solu33o simples (JUNIOR; DREHMER, 2010).

Neste caso, de acordo com a NBR 8800 (2008) a for3a axial resistente 3 dada pelo menor valor entre:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}} \quad (4.2.1)$$

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}} \quad (4.2.2)$$

no qual A_g 3 a 3rea bruta da se33o, f_u 3 a resist3ncia a ruptura do a3o, f_y a resist3ncia ao

escoamento do aço, $\gamma_{\alpha 1}$ e $\gamma_{\alpha 2}$ são as ponderações de resistência do aço, iguais a 1,10 e 1,35 respectivamente para combinação normal de ações; A_n é a área líquida da seção dada pela equação (4.2.3).

$$A_e = 0,75A_g \quad (4.2.3)$$

Adotando a dimensões propostas na Figura 3.6, a força de tração atuando perpendicularmente ao plano contraventado é dada por:

$$N_{t,sd} = \gamma_q \Delta p A_{inf} \quad (4.2.4)$$

onde γ_q é o fator de ponderação para ações variáveis, igual 1,4 para ações devido ao vento, Δp é a maior diferença de pressão verificada no nível da cumeeira, neste caso, para o vento a 0° igual a 0,51, a área de influência nodal, tomada na face incidente do vento, equivale a 7,52 m². Com isso se obtém o esforço solicitante de 5,37 kN, considerando a força na direção do contraventamento se obtém 5,74 kN.

Considerando que o contraventamento se dará por meio de barras rosqueadas com 12 mm (mínimo exigido pela NBR 8800), com área nominal de 1,13 cm² e aço MR-250. Obtém-se da equação (4.2.1) e (4.2.2), respectivamente, 25,7 kN e 25,11 kN. Assim, a relação entre o esforço solicitante e o resistente é 0,22, de forma que o dimensionamento está de acordo com a NBR 8800, desde que a barras sejam instaladas com pré-tensão.

4.2.2 CONTRAVENTAMENTO VERTICAL

O contraventamento da estrutura se dará como disposto no tópico 2.2.7, entre os eixos 1-2 e 10-11. A rigidez necessária para contraventar pilares é obtida pela NBR 8800 (2008), item 4.1, conforme a equação (4.2.5):

$$S_{br} = \frac{2\gamma_r N_{sd}}{L_{bc}} \quad (4.2.5)$$

onde $\gamma_r = 1,35$ é o coeficiente de ponderação da rigidez, N_{sd} é a carga axial ponderada do conjunto de pilares no plano de contraventamento e L_{bc} é a distância entre as contenções. Assim, sendo a distância dos pilares de 5,0m e altura de 5,23m, obtém-se $L_{bc} = 7,23$ m. Utilizando a Tabela 4.7 e Tabela 4.8, obtém-se o esforço normal solicitante no conjunto dos 11 pórticos de 5232,01 kN. Utilizando a equação (4.2.5) obtém-se o a rigidez de 1953,86 kN/m.

A área da barra rosqueada para satisfazer o critério da rigidez é dada por:

$$A_{dr} = \frac{S_{br}L_{bc}}{E(\cos(\theta))^2} \quad (4.2.6)$$

onde E é o módulo de elasticidade do aço e θ é o ângulo formado pelo contravento com a horizontal. Aplicando-se a equação (4.2.6) obtém-se a área de 0,74 cm².

A NBR 8800 (2008) estabelece que o elemento de contraventamento deve resistir a uma força dada pela equação (4.2.7):

$$F_{br} = 0,004N_{sd} \quad (4.2.7)$$

A área necessária para resistir a força definida pela equação (4.2.7) é dada pela equação (4.2.8):

$$A_{dr} = \frac{F_{br}\gamma_{a1}}{f_y} \quad (4.2.8)$$

onde f_y é a resistência ao escoamento do aço e γ_{a1} é o fator de ponderação da resistência ao escoamento. Aplicando-se a equação (4.2.8) obtém-se a área de 0,89 cm².

A equação (4.2.8) também pode ser usada para determinar a área necessária para resistir ao esforço solicitante de vento atuando na estrutura. Considerando o esforço de vento mais desfavorável, a 0°, agindo sobre a área de influência correspondente a metade da área transversal do galpão (70,5 m²), obtém-se o esforço de 35,95 kN, aplicando a equação (4.2.8), obtém-se a área de 1,58 cm².

Por fim, utilizando a equação (4.2.8) para calcular a área do contraventamento necessária para resistir a força longitudinal produzida pela ponte rolante definida na equação (3.3.4) de 12 kN, obtém-se a área de 0,53 cm².

Para calcular a área total necessária deve-se tomar o maior entre os seguintes valores: 0,74 e (0,89+1,58+0,53). Com isso a área total para contraventar a estrutura é de 3,00 cm², é adotado barra rosqueada de 20 mm (3,14 cm²).

4.3 PERFIS FORMADOS À FRIO

Em ações de compressão, independentemente de sua origem, as barras tendem a flambar em tensões menores do que a tensão de escoamento do material. No entanto essa tensão ainda é superior do que tensão de flambagem crítica prevista por Euler devido ao fenômeno da resistência pós-crítica das chapas, conforme (JAVARONI, 2015). Para barras sob ação de flambagem local a NBR 14762 (2010), estabelece três métodos de dimensionamento, o método da resistência direta (MRD), seção efetiva (MSE) e largura efetiva (MLE). Neste

trabalho será adotado o método da largura efetiva. Adicionalmente ao MLE, deve ser considerada a flambagem distorcional em perfis sujeitos à compressão e perfis sujeitos à flexão.

O método se baseia em considerações geométricas reduzidas para a seção transversal de perfis comprimidos em virtude da flambagem local. O MLE deve ser empregado conforme o tipo de vinculação do elemento, conforme Figura 4.5.

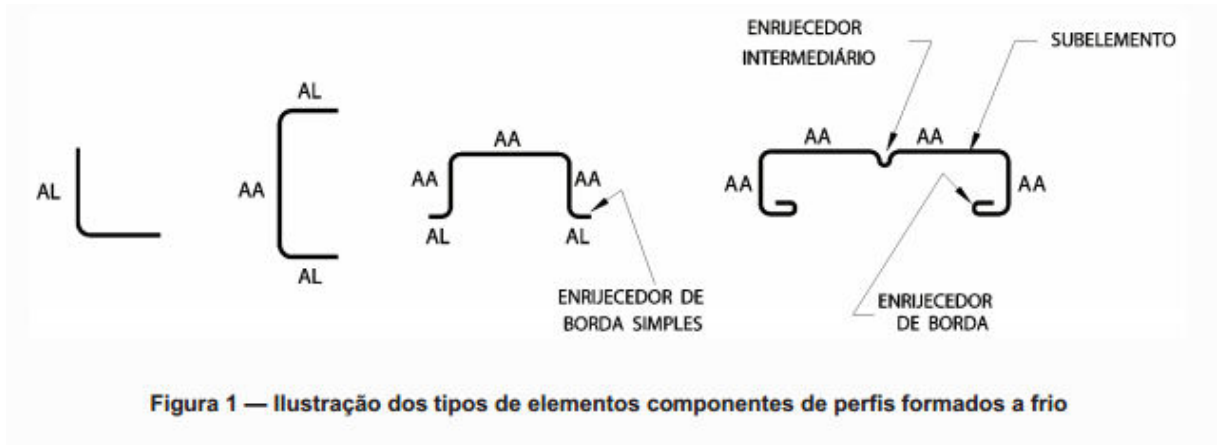


Figura 4.5 – Vinculações de Perfis Formados a Frio, (Adaptado: NBR 14762).

4.3.1 MÉTODO DA LARGURA EFETIVA

4.3.1.1 Barras Submetidas à Forças Axiais de Tração

Conforme o item 9.6 da NBR 14762 (2010), a força axial de cálculo $N_{t,Rd}$ é o menor dos valores obtidos considerando estados limites últimos de escoamento da seção bruta, ruptura da seção líquida na região de ligação e fora dela, conforme as equações (4.3.1) à (4.3.3).

Para escoamento da seção bruta ($\gamma = 1,10$):

$$N_{t,Rd} = Af_y/\gamma \quad (4.3.1)$$

Para ruptura na seção fora da região de ligação ($\gamma = 1,35$):

$$N_{t,Rd} = A_n f_u/\gamma \quad (4.3.2)$$

Para ruptura na seção na região de ligação ($\gamma = 1,65$):

$$N_{t,Rd} = C_t A_n f_y/\gamma \quad (4.3.3)$$

onde A é a área da seção bruta da barra, A_{n0} a área bruta da seção da barra fora da seção de ligação, A_n a área na região de ligação (em caso de barras soldadas $A_n = A$) e C_t é o coeficiente de redução da área líquida (em ligações soldadas $C_t = 1$).

4.3.1.2 Barras Submetidas à Forças Axiais de Compressão

Conforme item 9.7 da NBR 14672 (2010), a força axial de compressão para flambagem global por flexão, torção ou flexo-torção é dada pela equação (4.3.4):

$$N_{c,Rd} = \chi A_{eff} f_y / \gamma; \gamma = 1,20 \quad (4.3.4)$$

onde χ é o fator de redução da força axial resistente associado a flambagem global, calculado, para $\lambda_0 < 3$:

Para $\lambda_0 \leq 1,5$:

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2 \quad (4.3.5)$$

Para $\lambda_0 > 1,5$:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad (4.3.6)$$

em que λ_0 é o índice de esbelteza reduzido associado à flambagem global, dado por:

$$\lambda_0 = \left(\frac{A f_y}{N_e} \right)^{0,5} \quad (4.3.7)$$

onde N_e é a força de flambagem axial global elástica, A é a área bruta da seção transversal, A_{ef} é área da seção efetiva adotando o o método da largura efetiva, considerando o modo de instabilidade de barra. N_e é o menor valor calculado entre as equações (4.3.8) e (4.3.9):

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (4.3.8)$$

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2(1 - (x_0/r_0)^2)} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez}[(1 - (x_0/r_0)^2]}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right] \quad (4.3.9)$$

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (4.3.10)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (4.3.11)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{(r_0)^2} \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \quad (4.3.12)$$

onde C_w é a constante de empenamento da seção, E o módulo de elasticidade da seção, G é o módulo de elasticidade transversal, $K_x L_x$, $K_y L_y$ e $K_z L_z$ são os comprimento efetivo de flambagem global por flexão em relação aos eixos x , y e z respectivamente; r_0 é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção, dado por:

$$r_0 = [r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2]^{0,5} \quad (4.3.13)$$

onde, r_x e r_y são os raios de giração da seção bruta em relação aos eixos principais de inércia x e y , respectivamente; x_0 e y_0 são as distâncias do centro de torção ao centroide na direção dos eixos principais x e y , respectivamente.

4.3.1.3 Flambagem Distorcional

Em elementos uniformemente comprimidos ou sujeitos á flexão, pode ocorrer flambagem local em função das dimensões da seção transversal do perfil e do comprimento destravado. Em perfis “U” não há ocorrência de flambagem distorcional, para perfis “Ue” a flambagem distorcional deve ser verificada. A resistência a flambagem distorcional é calculada conforme item 9.7.3 da NBR 14627 (2010) para barras submetidas à compressão, conforme se segue:

$$N_{c,Rd} = \chi_{dist} A f_y / \gamma \quad (4.3.14)$$

onde χ_{dist} é a redução da resistência ao esforço de compressão associado a flambagem distorcional, obtido como:

Para $\lambda_{dist} \leq 0,561$:

$$\chi_{dist} = 1 \quad (4.3.15)$$

Para $\lambda_{dist} > 0,561$:

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}^{1,2}} \quad (4.3.16)$$

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{A f_y}{N_{dist}}\right)^{0,5} \quad (4.3.17)$$

Em que A é a área bruta da seção, λ_{dist} é o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional e N_{dist} é a força axial de flambagem distorcional, obtida através da análise estabilidade elástica. Perfis com relação entre comprimento nominal do enrijecedor D e espessura, b_w maiores do que os dispostos na Tabela 11 da NBR 14762 (2010), não precisam ser verificados à flambagem distorcional.

4.3.1.4 Barras Submetidas à Flexão

Barras submetidas à flexão devem ser verificadas em relação ao momento fletor resistente e à força cortante resistente. O momento fletor deve ser tomado como o menor entre as equações (4.3.18) e (4.3.20):

$$M_{Rd} = \frac{W_{ef}f_y}{\gamma}; \gamma = 1,10 \quad (4.3.18)$$

onde W_{ef} é o módulo de resistência elástico da seção transversal, calculado através do MLE considerando o estado último de escoamento da seção.

$$M_{Rd} = \chi_{FLT}W_{c,ef}f_y/\gamma; \gamma = 1,10 \quad (4.3.19)$$

onde $W_{c,ef}$ é o módulo de resistência elástico da seção transversal, calculado através do MLE considerando o estado último de instabilidade de barra com $\sigma = \chi_{XLT}f_y$.

$$M_{Rd} = \frac{\chi_{dist}Wf_y}{\gamma}; \gamma = 1,10 \quad (4.3.20)$$

onde χ_{dist} é a redução da resistência ao esforço de flexão associado a flambagem distorcional, obtido como:

Para $\lambda_{dist} \leq 0,673$:

$$\chi_{dist} = 1 \quad (4.3.21)$$

Para $\lambda_{dist} > 0,673$:

$$\chi_{dist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}}\right) \frac{1}{\lambda_{dist}} \quad (4.3.22)$$

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{Wf_y}{M_{dist}}\right)^{0,5} \quad (4.3.23)$$

em que W é o módulo de elasticidade resistente da seção bruta, λ_{dist} é o índice de esbeltez reduzido associado a flambagem distorcional e M_{dist} é a momento de flambagem distorcional, obtida através da análise estabilidade elástica. Perfis com relação entre comprimento nominal do enrijecedor D e espessura, b_w maiores do que os dispostos na Tabela 14 da NBR 14762 (2010), não precisam ser verificados à flambagem distorcional.

A força cortante de cálculo deve ser calculada por:

Para $h/t \leq 1,08(Ek_v/f_y)^{0,5}$:

$$V_{Rd} = \frac{0,6f_yht}{\gamma}; \gamma = 1,10 \quad (4.3.24)$$

Para $1,08(Ek_v/f_y)^{0,5} < h/t \leq 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$:

$$V_{Rd} = \frac{0,65t^2(k_v f_y E)^{0,5}}{\gamma}; \gamma = 1,10 \quad (4.3.25)$$

Para $h/t > 1,4(Ek_v/f_y)^{0,5}$:

$$V_{Rd} = \frac{0,905Ek_v t^3/h}{\gamma}; \gamma = 1,10 \quad (4.3.26)$$

onde t é a espessura da alma, h a altura interna da alma, k_v é o coeficiente de flambagem local por cisalhamento dado por:

Para almas sem enrijecedores transversais ou $a/h > 3$:

$$k_v = 5 \quad (4.3.27)$$

Para barras sem enrijecedores transversais de alma, o momento fletor de cálculo e a força cortante solicitante na mesma seção devem satisfazer a seguinte expressão de interação:

$$(M_{Sd}/M_{Rd})^2 + (V_{Sd}/V_{Rd})^2 \leq 1,0 \quad (4.3.28)$$

4.3.1.5 Barras Submetidas à Flexão-Composta

A força normal solicitante de cálculo e os momentos de cálculo devem satisfazer a equação de interação (4.3.29):

$$M_{x,Sd}/M_{x,Rd} + M_{y,Sd}/M_{y,Rd} + N_{Sd}/N_{Rd} \leq 1,0 \quad (4.3.29)$$

onde N_{sd} , $M_{x,sd}$ e $M_{y,sd}$ são, respectivamente o esforço normal solicitante de cálculo e os momentos solicitantes de cálculo em torno dos eixos x e y . N_{Rd} , $M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ são, respectivamente o esforço normal resistentes de cálculo e os momentos resistentes de cálculo em torno dos eixos x e y .

4.3.2 DIMENSIONAMENTO PERFIS FORMADOS A FRIO

Realizou-se a análise estrutural de todo o galpão e identificou-se para cada seção transversal os esforços solicitantes máximos combinados. Tais esforços foram inseridos no programa DimPerfil, compatibilizando-se os esforços de acordo com o sistema de coordenadas do DimPerfil. Este programa procedeu as verificações necessárias de acordo com NBR 14762 (2010) pelo Método das Larguras Efetivas.

Para a análise estrutural do pórtico, foi considerado a situação de vento incidindo a 90° , que ocasiona a maior diferença de pressão e, portanto a maior sobrecarga a qual a fachada lateral do pórtico estará sujeita, devidamente ponderada para área de influência nodal.

4.3.2.1 Pórticos

A análise do SAP indicou que os elementos mais solicitados encontram-se próximos da fundação, conforme previsto. Devido à grande variabilidade da magnitude das solicitações, optou-se pela adoção de dois perfis para a confecção dos pórticos, conforme Figura 3.2 e Figura 3.3. Para os pilares será adotado o perfil U 300x100x8,00 e para a estrutura de cobertura e laje, perfis U 250x100x8,00.

A Figura 4.6 ilustram as seções transversais dos montantes analisados. Caso esses perfis não atendam aos critérios outras seções serão propostas.

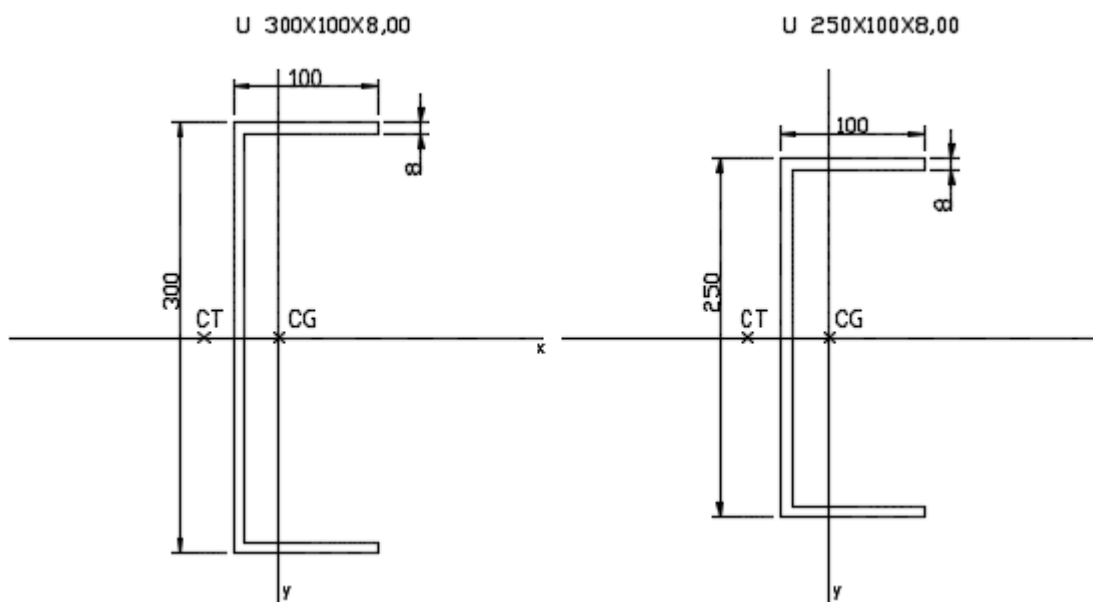


Figura 4.6 – Detalhe das seções transversais dos montantes analisados.

A Tabela 4.6 resume os parâmetros de flambagem K_x e K_y , função da condição de vinculação do elemento, além dos comprimentos destravados L_x e L_y . Os comprimentos destravados foram definidos de acordo com a posição das travessas que são colocadas nos montantes para redução do comprimento de flambagem e alocação dos painéis de fechamento lateral, para os pilares. Na estrutura de cobertura, os comprimentos destravados serão tomados como a distância entre duas terças. No galpão analisado definiu-se a colocação de travessas a cada 1,36 m (tópico 3.3.1.2) e de terças a cada 1,88 m (tópico 3.3.1.5).

Tabela 4.6 – Parâmetros de flambagem e comprimentos destravados para os montantes.

Seção	Parâmetros de flambagem		Comprimentos destravados (m)	
	K_x	K_y	L_x	L_y
Pilar	1,0	1,0	1,36	0,60
Viga de Cobertura	1,0	1,0	0,60	1,88
Viga de Laje	1,0	1,0	0,60	0,68

Com base nas considerações de dimensionamento feitas acima, os elementos foram analisados quanto à compressão e à tração. Assim, as solicitações extraídas do modelo foram ponderadas e calculadas com as parcelas atuantes em cada perfil. A ponderação utilizada está explicitada em 3.4.

A Tabela 4.7 e a Tabela 4.8 resumem as informações das solicitações encontradas para os perfis mais solicitados.

Tabela 4.7 – Máximas solicitações nos perfis dos Pórticos Tipo I.

Seção	Combinação	$N_{c.sd}$ (kN)	$N_{t.sd}$ (kN)
Pilar	ELU	454,40	280,64
Viga de Cobertura	ELU	343,71	286,18
Viga de Laje	ELU	-	-

Tabela 4.8 – Máximas solicitações nos perfis dos Pórticos Tipo II.

Seção	Combinação	$N_{c.sd}$ (kN)	$N_{t.sd}$ (kN)
Pilar	ELU	532,27	207,50
Viga de Cobertura	ELU	272,76	209,71
Viga de Laje	ELU	415,58	385,63

Dessa forma aplicando-se a equação (4.3.4) obtém-se o esforço resistente à compressão de 769,433 kN para perfis U300x100x8 e 573,456 kN para perfis U250x100x8, considerando o aço grau CFR400.

Para o esforço resistente à tração aplicou-se a equação (4.3.1), pois para se aplicar as equações (4.3.2) e (4.3.3) é necessário fazer o dimensionamento das ligações, que não consta no escopo desse trabalho. Assim obteve-se 861,27 kN e 770,36 kN respectivamente para

perfis U 300x100x8 e U 250x100x8.

A Tabela 4.9 resume as informações das resistências encontradas para os perfis mais solicitados apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.9 – Resistências dos perfis dos Pórticos Tipo I e II.

Pefil	$N_{c,Rd}$ (kN)	N_{tRd} (kN)
U 300x100x8	769,43	861,27
U 250x100x8	573,45	770,36

A verificação das seções se dá pela desigualdade (4.3.30) e os resultados encontram-se nas Tabela 4.10 e Tabela 4.11.

$$\sum \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (4.3.30)$$

Tabela 4.10 – Verificação das seções – Pórtico Tipo I.

Esforço	Pilares	Viga de Laje	Vigas de Cobertura
Compressão	0,59	-	0,60
Tração	0,32	-	0,37

Tabela 4.11 – Verificação das seções – Pórtico Tipo II

Esforço	Pilares	Viga de Laje	Vigas de Cobertura
Compressão	0,69	0,72	0,48
Tração	0,24	0,50	0,27

4.3.2.2 Vigas de Piso

A análise do SAP indicou as vigas mais solicitadas, para tanto, as sobrecargas foram distribuídas pelos perfis como cargas distribuídas, sem considerar a influência dos bloqueadores para suporte da carga, no dimensionamento das vigas de piso, conforme a Figura 4.7.

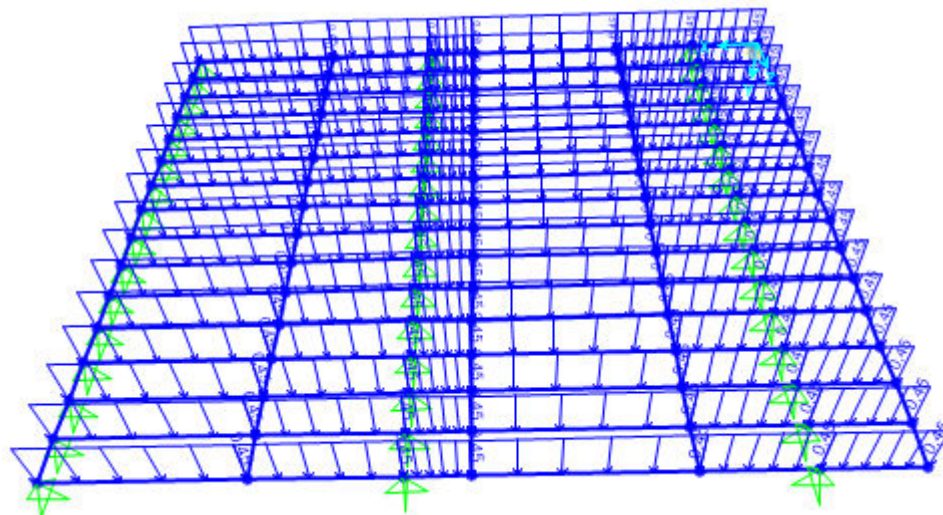


Figura 4.7 – Detalhe das distribuição de cargas das vigas analisadas (Adaptado SAP2000 CSI)

Foi adotado o perfil Ue 200x75x25x4,75, conforme Figura 4.8. Por ser um perfil Ue, submetido à cargas transversais, ele deve ser dimensionado à flexão, esforço cortante e verificada a flambagem distorcional.

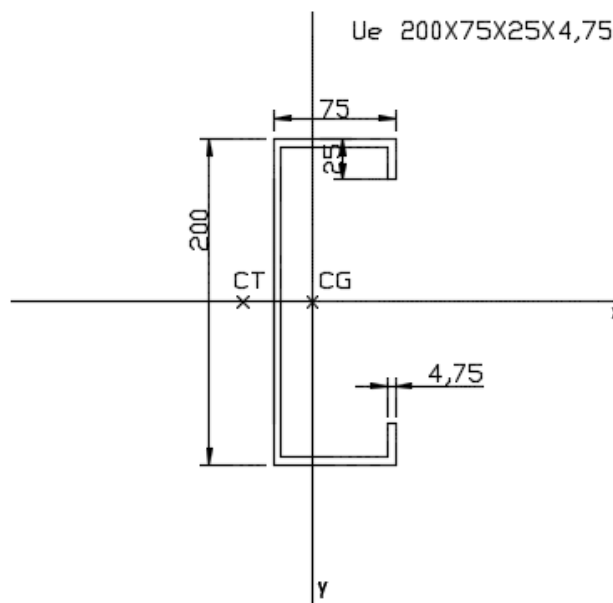


Figura 4.8 – Detalhe das seções transversal das vigas analisadas.

Para o dimensionamento, o comprimento destravado, L_x foi tomado como o maior valor entre dois pontos de contenção, por meio dos bloqueadores transversais, 273 cm, conforme 2.2.6.3 e o parâmetro de flambagem tomado como igual a 1. Para o dimensionamento, foi adotada a combinação para E.L.U. conforme a equação (4.3.31).

$$1,25xPP + 1,5xSC.CORR. + 1,05xSC.SALA \quad (4.3.31)$$

onde PP é o peso próprio do perfil calculado automaticamente pelo programa, $SC.CORR$ é a sobrecarga de corredores e $SC.SALA$ é a sobrecarga de salas conforme, Tabela 3.10.

Os diagramas de esforço cortante e momento fletor estão representados nas Figura 4.9 e Figura 4.10.

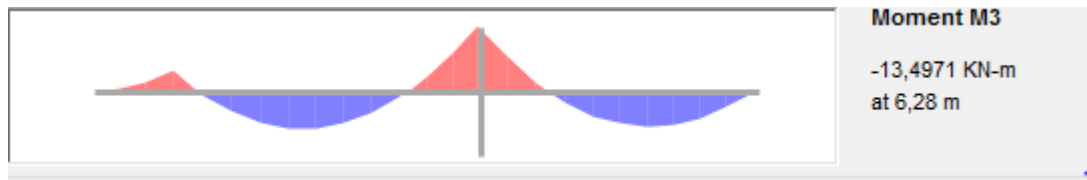


Figura 4.9 – Diagrama de momento fletor.

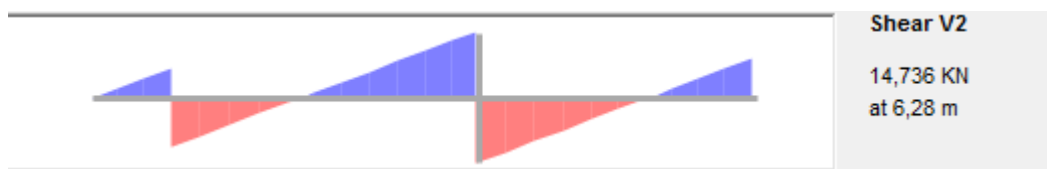


Figura 4.10 – Diagrama de esforço cortante. (Adaptado SAP2000 CSI)

Com isso pode-se resumir os esforços na Tabela 4.12:

Tabela 4.12 – Momentos máximos solicitantes.

Pefil	M_{Sd} (kNcm)	V_{Sd} (kN)
Ue 200x75x25x4,75	1349,71	14,736

Aplicando-se as equações (4.3.18) e (4.3.24) obteve-se o momento e o cortante resistente, exibidos na Tabela 4.13. Aplicando-se a equação (4.3.30) obtém-se a e Tabela 4.14.

Tabela 4.13 – Momentos máximos resistentes.

Pefil	$M_{x,rd}$ (kNcm)	V_{rd} (kN)
Ue 200x75x25x4,75	2072,12	117,24

Tabela 4.14 – Verificação das seções.

Esforços	Vigas de Piso
Momento	0,65
Cortante	0,12

Por fim, aplicando-se a equação (4.3.28), obtêm-se para a equação de iteração para momento e cortante combinados, o valor 0,43. Logo o dimensionamento satisfaz as prescrições da NBR 14672 (2010).

4.3.2.3 Vigas da Escada

A viga da escada foi modelada como uma viga inclinada com seção $Ue\ 200 \times 75 \times 25 \times 4,75$. Os esforços foram obtidos por meio do software Ftool. Para o dimensionamento foi adotada a combinação dada pela equação (4.3.32):

$$1,25 \times PP + 1,5 \times SC.ESCA. \quad (4.3.32)$$

onde PP é o peso próprio do perfil, $SC.ESCA$ é a sobrecarga de escadas, conforme Tabela 3.10. O esquema estrutural e os diagramas de esforços são apresentados na Figura 4.11.

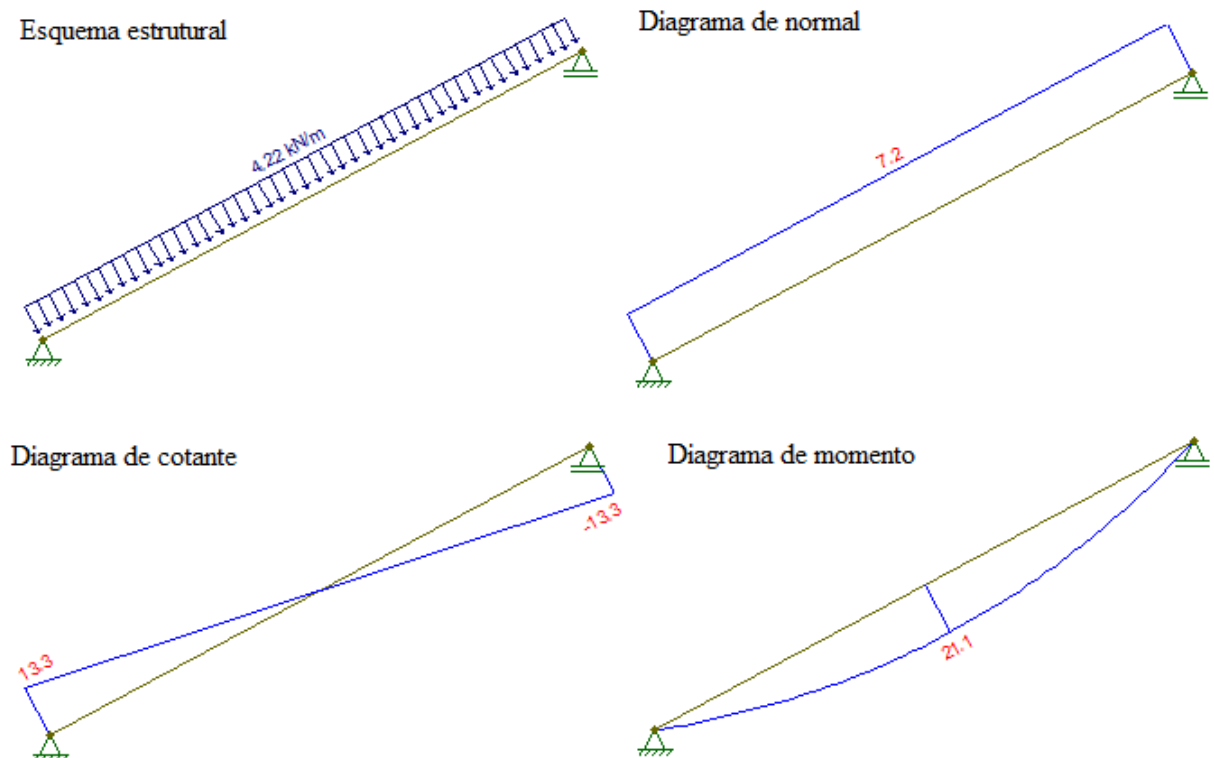


Figura 4.11 – Esquema estrutural e diagrama de esforços para a viga da escada. (Adaptado: Ftool CTC/PUC-Rio)

Tabela 4.15 – Esforços solicitantes

Pefil	$M_{x.Sd}$ (kNcm)	V_{Sd} (kN)	N_{Sd} (kN)
Ue 200x75x25x4,75	2110,0	13,3	7,2

Os momentos, cortantes e normais resistentes estão apresentados na Tabela 4.16, considerando o comprimento destravado igual à pisada, isto é 26 cm, e o parâmetro de flambagem igual a 1.

Tabela 4.16 – Esforços Resistentes.

Pefil	$M_{x.rd}$ (kNcm)	V_{rd} (kN)	N_{rd} (kN)
Ue 200x75x25x4,75	2352,63	117,24	358,13

Aplicando a equação (4.3.30), elaborou-se a Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Verificação das seções.

Esforços	Vigas de escada
Momento	0,89
Cortante	0,11
Normal	0,02

4.3.2.4 Terças

As terças foram modelada como uma viga inclinada com seção Ue 150x60x20x4,75, conforme a Figura 4.12, considerando que o perfil está inclinado em 15°.

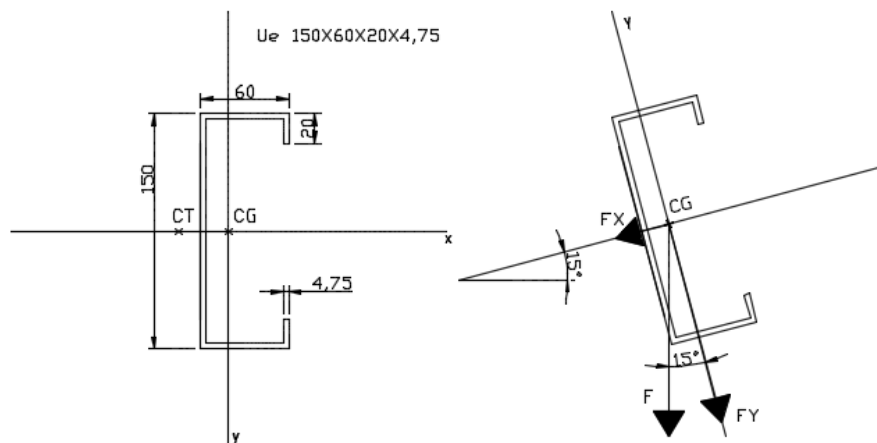


Figura 4.12 – Posição do perfil.

A máxima solicitação ocorre para a combinação considerando o vento à 0° como ação variável principal e considerando todas as cargas como desfavoráveis para o eixo local y, conforme a equação (4.3.33).

$$1,25xPP + 1,4xSC.VENT. \quad (4.3.33)$$

onde PP é o peso próprio do perfil e das telhas, conforme a Tabela 3.8.

Na direção do eixo local x o único esforço solicitante é o peso próprio da estrutura na direção considerada, com valor de $1,25PP$. Com isso obtêm-se os esquemas estruturais e diagramas de esforços apresentados na Figura 4.13.

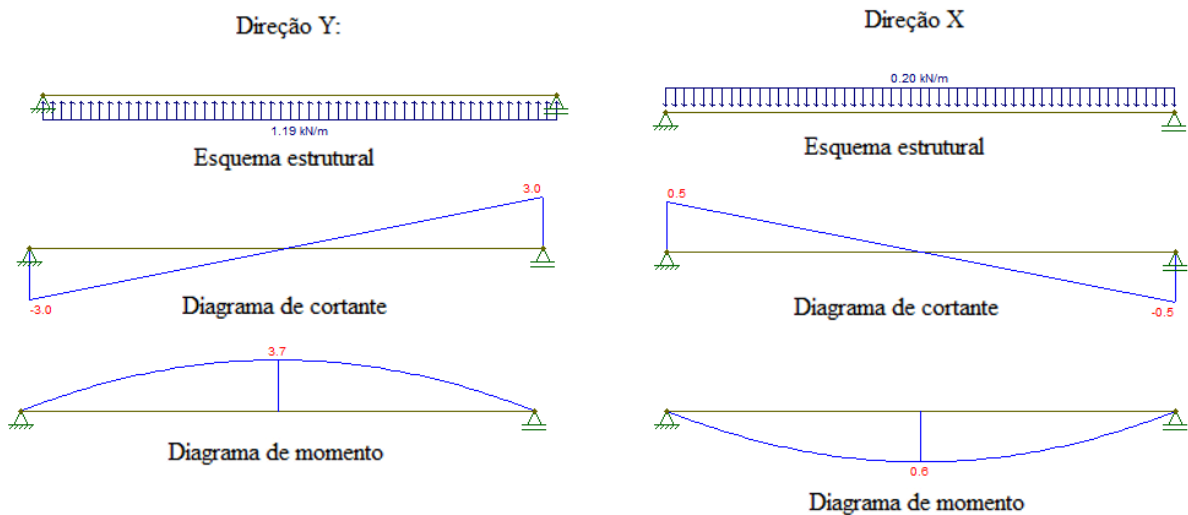


Figura 4.13 – Esquemas estruturais e diagramas de esforços para as terças. (Adaptado Ftool CTC/PUC-Rio)

A Tabela 4.18 resume os esforços solicitantes máximos.

Tabela 4.18 – Esforços solicitantes.

Pefil	$M_{x.Sd}$ (kNcm)	$M_{y.Sd}$ (kNcm)	$V_{x.Sd}$ (kN)
Ue 200x75x25x4,75	60,0	370,0	5,6

Considerando o comprimento destravado L_x e L_y iguais a distância entre os pórticos, 500 cm, e o parâmetro de flambagem $K_x = K_y = 1$, obtêm-se os esforços resistentes,

apresentados na Tabela 4.19

Tabela 4.19 – Esforços solicitantes.

Pefil	$M_{x,Rd}$ (kNcm)	$M_{y,Rd}$ (kNcm)	$V_{x,Rd}$ (kN)
Ue 200x75x25x4,75	286,74	607,26	81,46

Aplicando-se a equação (4.3.30), elaborou-se a Tabela 4.20.

Tabela 4.20 – Verificação das seções.

Esforços	Terças
Momento x-x	0,20
Momento y-y	0,61
Cortante	0,06

Por fim, aplicando-se a equação (4.3.29), obtém-se 0,41, evidenciando que o dimensionamento atende a NBR 14762 (2010).

4.3.3 VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

O deslocamento da seção será tomado unicamente como aquele que ocorre no pórtico. Os valores positivos indicam deslocamento para direita e para baixo, respectivamente. Para o dimensionamento foram considerados os nós com maiores deslocamentos: o nó do meio do vão da viga de cobertura e de laje e o topo do pilar. Os nós 36, 96 e 103 (Tabela 4.21) referem-se ao deslocamento do topo do pilar, meio do vão da viga de cobertura e meio do vão da viga de piso, respectivamente.

De acordo com a NBR 14762 (2010) os deslocamentos do topo dos pilares com relação a base, considerando a viga de rolamento, em relação a base não deve exceder ao limite definido pela equação (4.3.34).

$$\delta_{m\acute{a}x,lim} = \frac{L}{400} \quad (4.3.34)$$

Os deslocamentos das vigas de piso com relação a base não devem exceder o limite definido pela equação (4.3.35).

$$\delta_{m\acute{a}x,lim} = \frac{L}{350} \quad (4.3.35)$$

Por fim, os deslocamentos das vigas de cobertura com relação a base não devem exceder o limite definido pela equação (4.3.36)

$$\delta_{m\acute{a}x,lim} = \frac{L}{250} \quad (4.3.36)$$

onde, $\delta_{m\acute{a}x,lim}$ é o deslocamento vertical (flecha) limite para as vigas dos pavimentos e L é o comprimento do vão. As flechas devem ser verificadas para as combinações quase permanentes e frequentes de servio, conforme definidas no tópico 3.4. As Tabela 4.21 e Tabela 4.22 apresentam os resultados.

Tabela 4.21 – Deslocamentos dos pórticos.

Deslocamentos - Pórtico II					
Não	Combinação	Horizontal (m)	Vertical (m)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (m)	Situação
36	ELS-CF	-0,0054	-0,0303	0,0119	OK
96	ELS-CF	0,0014	-0,0070	0,0752	OK
103	ELS-CF	-0,0147	0,0013	0,0231	OK
36	ELS-QP	-0,0059	-0,0338	0,0119	OK
96	ELS-QP	0,0015	-0,0069	0,0752	OK
103	ELS-QP	-0,0164	0,0015	0,0231	OK
Deslocamentos - Pórtico I					
36	ELS-CF	-0,0025	-0,0006	0,0119	OK
96	ELS-CF	0,0007	-0,0128	0,0752	OK
36	ELS-QP	-0,0029	-0,0007	0,0119	OK
96	ELS-QP	0,0006	-0,0138	0,0752	OK

Para os perfis que ocupam as vigas de piso, sendo o no 1 o meio do vao, tem-se, utilizando a equao (4.3.35) a Tabela 4.22.

Tabela 4.22 – Deslocamentos das vigas de piso.

Deslocamentos – Viga de Piso					
No	Combinao	Horizontal (m)	Vertical (m)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (m)	Situação
1	ELS-CF	5,12E-20	-0,0112	0,0337	OK
1	ELS-QP	4,82E-20	-0,01002	0,0337	OK

Como pôde ser observado todos os casos analisados satisfizeram os critério associados aos E.L.S.

5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou a concepção do sistema construtivo *Ligth Steel Framing* para galpão comercial com ponte rolante. A partir desse projeto foi possível atender aos objetivos inicialmente propostos, isto é, o desenvolvimento e a análise estrutural desse tipo de sistema construtivo, que é pouco difundido no Brasil. Também foi possível desenvolver e aprofundar os conceitos aprendidos durante as disciplinas de Estruturas cursadas ao longo da graduação em Engenharia Civil.

Ao longo do presente trabalho, fica constatada a capacidade de perfis leves comporem o sistema estrutural de edificações industriais, apesar do seu uso relativamente restrito à edificações residências de pequeno porte. Ademais, a grande capacidade de suporte de carga destes perfis permite a mais ampla gama de aplicações possíveis apesar do uso consagrado de perfis soldados ou laminados.

Por fim, como sugestão para trabalhos futuros cita-se:

- Analisar o modelo estrutural considerando as cargas de vento, já calculadas no presente trabalho, incluindo o dimensionamento das fundações;
- Analisar o mesmo galpão utilizando outro sistema estrutural como concreto armado, estrutura de madeira ou estrutura metálica composta por perfis laminados, e comparar os custos envolvidos considerando os custos de material, mão de obra e tempo de execução.

6. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**: NBR 6120. Rio de Janeiro, ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**: NBR 14672. 2ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Forças devidas ao vento em edificações**: NBR 6123. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**: NBR 8800. 2ª Ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Perfis Estruturais de Aço Formados a Frio**: NBR 6355. Rio de Janeiro, ABNT, 2012.

BELEIGOLI, E. A. **Eficiência dos horizontais em edifícios industriais dotados de ponte rolante**. 2004. Universidade Federal de Ouro Preto, 2004.

BELLEI, I. **Edifícios Industriais em Aço: Projeto e Cálculo**. [S.l: s.n.], 1998.

Catálogo LP Bulding Products – LP OSB Home Plus. Disponível em: <<http://www.lpbrasil.com.br/produtos/>>. Acesso em: 25 de julho 2016.

CBCA – Centro Brasileiro de Construção em Aço. **DimPerfil**. Disponível em: <<http://java.sun.com/javase/downloads/index.jsp>>. Acesso em: 26 de julho 2016.

CONSULSTEEL. **Construcción con acero liviano – Manual de Procedimiento**. Buenos Aires: Consul Steel, 2002.

CSI – Computer and Structures. Programa – **SAP 2000**. Disponível em: <<https://www.csiamerica.com/products/sap2000>>. Acesso em: 25 de julho 2016

JAVARONI, Carlos Eduardo. **Estruturas de aço: dimensionamento de perfis formados a frio**. 1ª Ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

LEITE MOREIRA, Gustavo C. V. **Estudo de modificação estrutural de um edifício de pequeno porte para o sistema Light Steel Framing**. Rio de Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2014.

MADEIRA, A. R. **Estrutura em Aço para Pavilhão Industrial: Comparação entre Elementos Treliçados e de Alma Cheia**. 2009. Universidade Federal do Rio Grande do Sul,

2009.

MICHEL, A.; CHAVES, R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. 2007. Universidade Federal de Ouro Preto, 2007.

RODRIGUES, Francisco C. **Steel Framing: Engenharia** (Série - Manual de Construções em Aço). 1º Ed. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.

SANTIAGO, Alexandre K.; FREITAS, Arlene M. S.; CRASTRO, Renata C. M. **Steel Framing: Arquitetura** (Série – Manual de Construções em Aço). 2º Ed. Rio de Janeiro: IAB/CBCA, 2012. BELLEI, I. **Edifícios Industriais em Aço: Projeto e Cálculo**. [S.l: s.n.], 1998.

JAVARONI, C. E. **Estruturas de Aço: Dimensionamento de Perfis Formados a Frio**. 1º ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

JUNIOR, E. M.; DREHMER, G. A. **Manual de construção em aço: Galpões para usos gerais**. 4º ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2010.

MADEIRA, A. R. **Estrutura em Aço para Pavilhão Industrial: Comparação entre Elementos Treliçados e de Alma Cheia**. 2009. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2009.

MICHEL, A.; CHAVES, R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. 2007. Universidade Federal de Ouro Preto, 2007.

RODRIGUES, F. C.; CALDAS, R. B. **Steel Framing : Engenharia**. 2. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2016.

SANTIAGO, A. K.; FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. de. **Steel Frame: Arquitetura**. 2º ed. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2012.

SILVA, E. L.; SILVA, V. P. e. **Manual de Construção em Aço: Perfis Formados A Frio Conforme NBR 14762 e NBR 6355**. 2. ed. Rio de Janeiro: [s.n.], 2008.


SILVA, M. G. **Manual da Construção em Aço**. [S.l: s.n.], 2017.

ANEXO – A

MATERIAIS UTILIZADOS

A.1. Laje Seca

RESISTÊNCIA E VERSATILIDADE PARA GRANDES VÃOS



O que é?

A linha LP Mezanino é mais uma inovação com a qualidade LP. São painéis ideais para soluções como lajes secas, mezaninos, paredes e divisórias, atendendo às exigências do mercado e dos profissionais da construção. O produto é disponibilizado em diferentes opções de revestimentos e espessuras. O LP Mezanino é a solução ideal para a sua obra.

Composição

Os painéis LP Mezanino são compostos por LP OSB Home, revestidos nas duas faces com placa cimentícia nas espessuras de 23 e 40 mm ou filme fenólico com espessura de 40 mm. Recebem, ainda, um tratamento de borda que confere maior impermeabilidade ao produto.

OSB, do inglês Oriented Strand Board, que significa Painel de Tiras de Madeira Orientadas, é uma placa estrutural de alta resistência físico-mecânica, além de ser um produto ecologicamente correto, pois 100% da matéria-prima é proveniente de florestas renováveis. O LP OSB Home, utilizado na fabricação do painel LP Mezanino é protegido contra cupins.

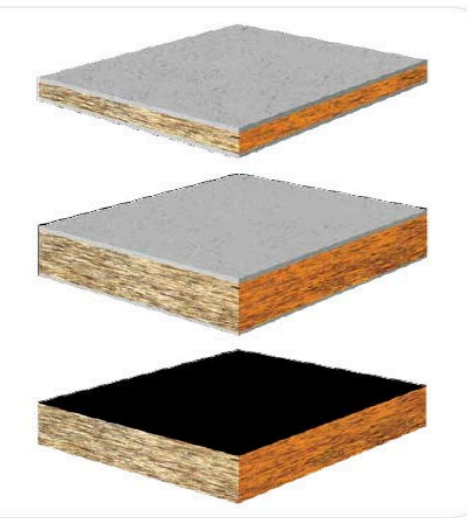
As placas cimentícias são desenvolvidas com tecnologia CCFS, sem amianto, compostas por uma mistura homogênea de cimento portland, celulose, floculante e aditivos.

O filme fenólico com gramatura de 180g/m² possui um lado antiderrapante que garante maior segurança na instalação e no uso.

Aplicações

- Mezaninos*;
- Passarelas;
- Laje seca*;
- Paredes e divisórias técnicas;
- Shafts;
- Containers;
- Confinamentos acústicos;
- Santários;

*Mezaninos e lajes secas, utilizando painéis LP Mezanino, perfis de Steel Framing LP Viga-I, perfis de aço pesado ou vigas de madeira maciça, substituem as lajes pré-moldadas de concreto com mais rapidez de execução, sem gerar sujeiras, sem escoramento, permitindo acabamento imediato após a execução.



Vantagens

- Alta resistência a cargas distribuídas: suporta até 500 kg/m²
- Vence grandes vãos sem interferir no layout: vão máximo de 1,25 m
- Diferentes espessuras e revestimentos: a solução certa para sua necessidade
- Resistência ao fogo: a superfície cimentícia é incombustível e não propaga chamas.
- Proteção contra cupins: o miolo LP OSB Home recebe tratamento anticupim
- Ecologicamente correto: o OSB utiliza matéria-prima 100% proveniente de reflorestamento. As placas cimentícias não utilizam amianto e são recicláveis.

- Permite qualquer tipo de acabamento.
- Excelente isolamento acústico e térmico.

LP Mezanino

LP Mezanino 23 mm - revestimento em placa cimentícia: menor espessura, maior leveza e a mesma resistência de 500 kg/m² de carga distribuída com apoios a cada 0,80 m, promovendo uma maior economia em sua obra.

LP Mezanino 40 mm - revestimento em placa cimentícia: espessura mais utilizada no mercado, resiste a 500 kg/m² de carga distribuída com apoios a cada 1,25 m.

LP Mezanino 40 mm - revestimento em filme fenólico: maior leveza e a mesma resistência de 500 kg/m² para apoios a cada 1,25 m, garantindo resistência e economia para o projeto.

Especificações

Revestimento	Espessura (mm)	Dimensões (m)	Peso (kg/m ²)	Nº de peças por palete	Nº Apoios	Carga Máxima (kg/m ²)*
Placa Cimentícia	23	1,20 x 2,50	23	44	4	500
Placa Cimentícia	40	1,20 x 2,50	32	25	3	500
Filme Fenólico	40	1,20 x 2,50	28	25	3	500

*Carga máxima distribuída por painel (kg/m²). Limite sugerido.

A.2. Placa OSB



O QUE É OSB?

O LP OSB Home é uma placa estrutural de alta tecnologia. Ideal para contraventamento e fechamento externo e interno de paredes, coberturas e lajes no Sistema CES, Construção Energética Sustentável (Steel Frame e Wood Frame).

As placas LP OSB são permanentemente controladas e testadas, seguindo as mais rigorosas normas internacionais de produção, padrão e qualidade.

QUAIS AS VANTAGENS DE USAR OS PAINÉIS LP?

- Economia e simplicidade na estrutura;
- Contraventa a estrutura dispensando o uso de fitas e barras;
- Alta resistência a impactos;
- Elevado conforto técnico devido a baixa condutibilidade do OSB;
- Elevado conforto acústico;
- Resistente a umidade;
- Garantia estrutural por 20 anos e contra cupins por 10 anos;
- Versátil: aceita diversos tipos de acabamentos;
- Rapidez de instalação;
- Produto ecologicamente correto;
- Assistência técnica garantida;



NORMAS			PS-2/04
ESPESSURA (MM)	DIMENSÃO (M)	PESO POR PAINEL (KG)	APLICAÇÃO
9,5	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	17,5 21,9	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 40 cm
11,1	1,20 x 2,40 1,20 x 3,00	20,4 25,6	Paredes e telhados com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm
15,1	1,20 x 2,40	27,8	Paredes com perfis, espaçados a, no máximo, 60 cm. Telhados a, no máximo, 80 cm. Pisos e lajes secas a, no máximo, 40 cm
18,3*	1,20 x 2,40	33,7	Pisos e lajes secas com perfis espaçados a, no máximo, 60 cm

* O LP OSB Home com espessura 18,3 mm possui a opção de bordas com encaixe macho-fêmea para aplicação em lajes secas e mezaninos.

CERTIFICAÇÃO APA

O Pannel LP OSB Home é certificado pela APA (Engineered Wood Association), associação que certifica a maioria dos painéis estruturais no mundo. Os painéis que levam o carimbo APA estão aprovados quanto às suas propriedades físico-mecânicas para serem utilizados na construção de casas, conforme a normativa de construção do Canadá e EUA.

Juntamente com o selo de qualidade APA, em cada painel encontram-se instruções de aplicação do produto como:

- Especificações de uso
- Espessura nominal do painel
- Grau de exposição
- Espaçamento máximo recomendado de apoios
- Recomendações de juntas de dilatação
- Espaçamento das fixações
- Orientação de instalação
- Telefones de contato para mais informações

LP
PONTA GROSSA

APA

RATED SHEATHING
PAINEL ESTRUTURAL

24/16

ESPESSURA 11,1 MM
GRAU DE EXPOSIÇÃO
EXTERIOR PROTEGIDO
EXPOSIÇÃO 1

525

PS 2-04 SHEATHING
PRP-108 HUD-UM-40C

ATENÇÃO

ESPAÇAMENTO MÁX. APOIOS
TELHADO 60 CM
PAREDE 80 CM
SEPARAÇÃO ENTRE PAINÉIS 3MM
FIXAR A 10MM DA BORDA
ESPAÇAMENTO ENTRE FIXAÇÕES
150 MM NAS BORDAS
300 MM APOIOS INTERMEDIÁRIOS

EM TELHADOS INSTALAR
PERPENDICULAR AOS
APOIOS E PROVER
VENTILAÇÃO ADEQUADA

ESTE LADO
PARA BAIXO

ANTES DA INSTALAÇÃO
ESTABILIZAR A UMIDADE

MAIS INFORMAÇÕES
D. TÉCNICO LP
55 - 41 - 3313.2100
WWW.LPBRASIL.COM.BR

MADE IN BRAZIL

PRODUTOS RELACIONADOS



Membrana desenvolvida exclusivamente para ser utilizada em paredes externas de construções no Sistema CES. Aplicada sobre o OSB Home, atua como uma barreira contra umidade e vento, permitindo a saída do vapor d'água do interior das paredes, evitando o acúmulo de umidade.



As placas de LP TechShield são painéis de LP OSB Home revestidos em uma das faces com foil de alumínio, que garante uma menor absorção do calor proveniente dos raios solares. Possuem garantia estrutural de 20 anos e proteção anticupim por 10 anos e podem ser aplicados sobre telhados ou em paredes, melhorando o desempenho térmico das construções.

O QUE É O SISTEMA CES?

O Sistema CES (Construção Energética Sustentável) compreende os sistemas construtivos Wood Frame e Steel Frame. É amplamente utilizado em países desenvolvidos como Estados Unidos e Canadá, onde mais de 90% das casas são construídas em CES.

A principal característica desse sistema é o uso de uma estrutura de perfis leves de aço (Steel Frame) ou de madeira (Wood Frame), contraventadas com placas estruturais LP OSB Home, que unidos funcionam em conjunto, dando rigidez, forma e sustentação à edificação.

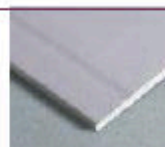
A.3. Gesso Acartonado

CHAPAS GYPSUM

Chapas ST - Standard

□ Áreas secas - Paredes, Forros, Revestimentos e Mobiliários Integrados

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes internas, forros, revestimentos e mobiliários integrados.



Chapa ST

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
6,40*	1,200	2,400	5,50
9,50*	1,200	2,400	8,00
12,50	1,200	1,800 a 3,000	8,50
15,00**	1,200	1,800 a 3,000	10,60

(*) Chapas ideais para elementos curvos. (**) Sob encomenda.
Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.

Chapas ST - FGA

□ Áreas secas - Forros e Mobiliários Integrados

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de forros internos.



Chapa ST - FGA

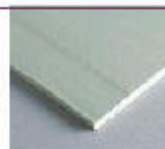
Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
12,50	600	2,000	8,50

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.

Chapa RU - Resistente à umidade

□ Áreas molháveis - Paredes

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes internas em áreas úmidas. Aplicação em banheiros, cozinhas, lavabos e cômodos similares.



Chapa RU

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
12,50	1,200	1,800 a 3,000	9,00
15,00**	1,200	1,800 a 3,000	10,60

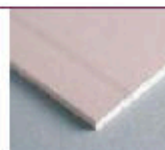
(**) Sob encomenda.

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.

Chapa RF - Resistência ao Fogo

□ Áreas secas - Necessidade específica de resistência ao Fogo - Paredes e Forros

Chapa Gypsum Drywall, com borda rebaixada, voltada a montagem de paredes e forros internos. Para ambientes que necessitem de maior resistência ao fogo.



Chapa RF

Espessura (mm)	Largura (mm)	Comprimento (mm)	Peso (Kg/m ²)
12,50	1,200	2,400	9,75
15,00	1,200	2,400	11,30

Produto em conformidade com a Norma ABNT NBR 15.758:2009.



sou consumidor

BUSCAR

PRODUTOS

COMO ESCOLHER

ONDE COMPRAR

BRASILIT FACILITA

Home > Produtos > Construção Industrializada > Placa Cimentícia

Placa Cimentícia



Construção Industrializada

Ideais para utilização em sistemas construtivos industrializados, as Placas Cimentícias Impermeabilizadas, além de rapidez na montagem, oferecem praticidade, conforto e resistência para as mais variadas aplicações. Podem ser usadas como elementos de fechamento de paredes estruturais, paredes de vedação, fachadas, em ambientes externos e internos.

Desenvolvidas com a exclusiva tecnologia CRFS (cimento reforçado com fio sintético), que não utiliza amianto, são produtos com grande variedade de medidas e permitem diferentes tipos de acabamento em pintura ou cerâmica.

Tipos:

- 6 mm
- 8 mm
- 10 mm
- 12 mm

Espessura	Comprimento	Largura	Peso da Placa	Peso por m ²	Aplicações
6 mm	2,00 m	1,20 m	24,4 kg	10,2 kg	Divisórias leves, forros e dutos de ar-condicionado.
	2,40 m	1,20 m	29,4 kg	10,2 kg	
	3,00 m	1,20 m	36,7 kg	10,2 kg	
8 mm*	2,00 m	1,20 m	32,6 kg	13,6 kg	Paredes internas em áreas secas e úmidas, revestimentos de paredes comuns ou em subsolos.
	2,40 m	1,20 m	39,2 kg	13,6 kg	
	3,00 m	1,20 m	49,0 kg	13,6 kg	
10 mm*	2,00 m	1,20 m	40,8 kg	17,0 kg	Utilizadas para áreas secas e úmidas, internas e externas. Ideais no fechamento externo em Sistema Steel ou Wood Framing e Isolamentos termo-acústicos.
	2,40 m	1,20 m	49,0 kg	17,0 kg	
	3,00 m	1,20 m	61,2 kg	17,0 kg	
12 mm*	2,40 m	1,20 m	58,8 kg	20,4 kg	Para uso interno na compatibilização com o Drywall ou em fechamentos internos ou externos que necessitem de maior espessura por questões estéticas ou físicas específicas.
	3,00 m	1,20 m	73,5 kg	20,4 kg	

* Placas disponíveis com bordas longitudinais rebaixadas para junta invisível.

Aplicações dos Sistemas Construtivos	
Exteriores	Interiores
Paredes externas	Paredes internas
Fachadas	Revestimentos
Sidings	Áreas molháveis
Platibandas	Dutos
Beirais	Shafts

Descrição:

Isolante termo-acústico, que adapta-se perfeitamente as passagens hidráulicas e elétricas de sistemas de construção à seco como drywall e light steel frame.

Uso:

**USO INTERNO
INDICADA PARA:**

Aplicação como isolamento termo-acústico em:

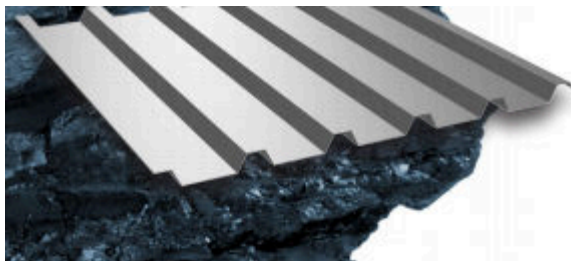
- Divisórias/Paredes
- Forros



Vantagens:

- Fácil de instalar
- Feltro leve e flexível
- Desempenho termo-acústico
- Produzido com 65% de vidro reciclável
- Incombustível

A.6. Chapa Perfilada - Cobertura



Chapa Perfilada FTB 2 · S220GD+Z ^(a) cobertura



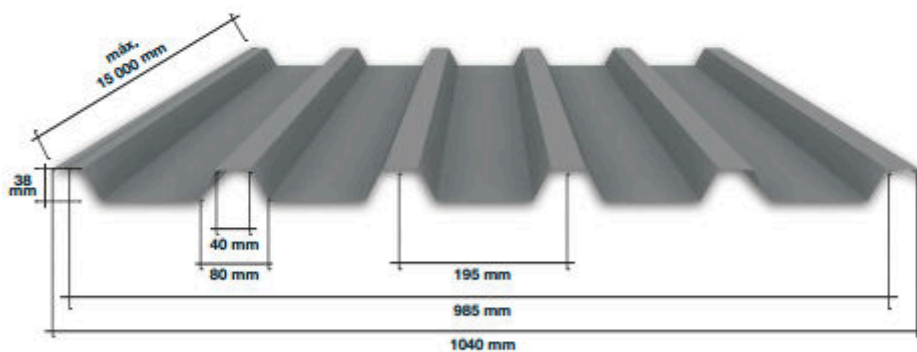
Descrição:

Chapa perfilada, certificada segundo a norma EN 14782 - "Especificação do produto e requisitos para chapas metálicas para coberturas, revestimentos, exteriores e divisórias".

Principais Vantagens:

Reunir num único elemento:

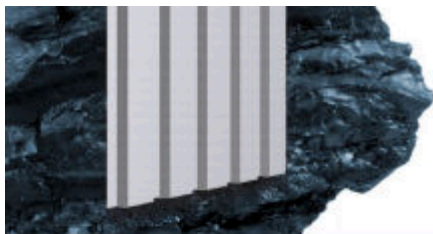
- Durabilidade;
- Leveza;
- Rapidez de montagem / desmontagem;
- Custos reduzidos.



Propriedades:

ESPESSURA NOMINAL	ESPESSURA DE CÁLCULO	MASSA	BANZO SUPERIOR EM COMPRESSÃO		BANZO INFERIOR EM COMPRESSÃO		RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO DA ALMA	RESISTÊNCIA AO CORTE
			MOMENTO RESISTENTE	MOMENTO DE INÉRCIA	MOMENTO RESISTENTE	MOMENTO DE INÉRCIA		
mm	mm	kg/m ²	kN.m/m	cm ⁴ /m	kN.m/m	cm ⁴ /m	kN/m	kN/m
0,5	0,46	4,72	0,846	11,662	0,829	8,526	9,489	18,968
0,6	0,56	5,66	1,174	15,067	1,113	11,034	13,513	28,112
0,7	0,66	6,60	1,474	18,659	1,430	13,701	18,129	33,962

A.6. Chapa Perfilada – Fachada



Chapa Perfilada FTB 10 · S220GD+Z (a) fachada

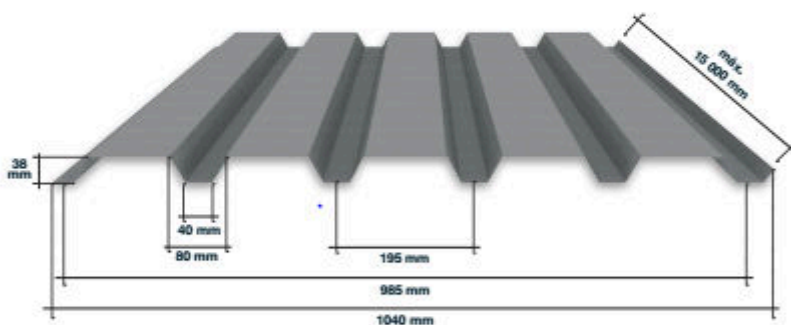


Descrição:

Chapa perfilada, certificada segundo a norma EN 14782 - "Especificação do produto e requisitos para chapas metálicas para coberturas, revestimentos, exteriores e divisórias".

Principais Vantagens:

- Reunir num único elemento:
- Durabilidade;
 - Leveza;
 - Rapidez de montagem / desmontagem;
 - Custos reduzidos.



Propriedades:

ESPESSURA NOMINAL	ESPESSURA DE CÁLCULO	MASSA	BANZO SUPERIOR EM COMPRESSÃO		BANZO INFERIOR EM COMPRESSÃO		RESISTÊNCIA AO ESMAGAMENTO DA ALMA	RESISTÊNCIA AO CORTE
			MOMENTO RESISTENTE	MOMENTO DE INÉRCIA	MOMENTO RESISTENTE	MOMENTO DE INÉRCIA		
mm	mm	kg/m ²	kN.m/m	cm ⁴ /m	kN.m/m	cm ⁴ /m	kN/m	kN/m
0,5	0,46	4,72	0,829	8,526	0,846	11,650	9,489	18,968
0,6	0,56	5,66	1,113	11,034	1,174	15,051	13,513	28,112
0,7	0,66	6,60	1,430	13,701	1,474	18,639	18,129	33,962

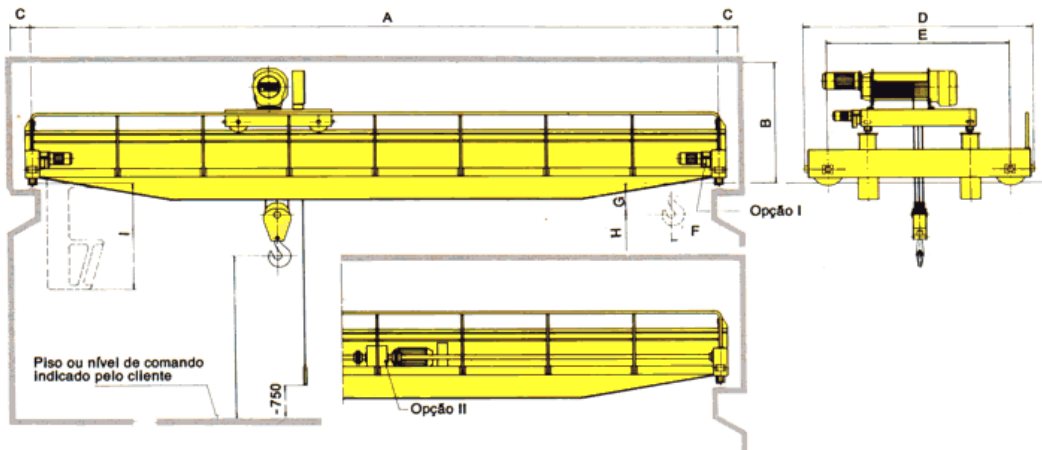
Nota: Todos os valores de momento resistente e momento de inércia apresentados nesta tabela foram calculados sobre consideração eixos de "steel leg".

A.7. Ponte Rolante

PONTES ROLANTES ELÉTRICAS – TIPO DUPLAVIGA COM CARRO-TALHA

Capacidades e Dimensões Tabeladas

Outras capacidades, dimensões e características sob consulta



MEDIDAS PRINCIPAIS APROXIMADAS

capacidade	vão da ponte	altura necessária	folga mínima	cabeceras	entre-centro das rodas	aproximação	altura construtiva	altura de elevação	altura da cabine	carga máxima por roda
Q	A	B	C	D	E	F	G	H	I	t
t	m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	t
2	até 15 m	1.400	200	3.200	2.500	650	200	12.000	1.850	2,1
	15,1 até 22 m			3.900	3.200					3,1
	22,1 até 28 m			5.000	4.300					3,9
3	até 15 m	1.500	200	3.200	2.500	700	300	12.000	1.850	2,8
	15,1 até 22 m			3.900	3.200					3,7
	22,1 até 28 m			5.000	4.300					4,6
5	até 15 m	1.500	200	3.200	2.500	700	300	12.000	1.850	4,0
	15,1 até 22 m			3.900	3.200					5,1
	22,1 até 28 m			5.000	4.300					5,9
7,5	até 15 m	1.800	250	3.600	2.700	800	400	12.000	1.850	5,6
	15,1 até 22 m			4.400	3.500					6,6
	22,1 até 28 m			5.400	4.500					7,8
10	até 15 m	1.800	250	3.600	2.700	800	400	12.000	1.850	6,8
	15,1 até 22 m			4.400	3.500					8,0
	22,1 até 28 m			5.400	4.500					9,5
15	até 15 m	2.000	300	4.100	3.000	1.000	450	12.000	1.850	10,7
	15,1 até 22 m			4.700	3.600					11,8
	22,1 até 28 m			5.600	4.500					14,1
20	até 15 m	2.200	350	4.100	3.000	1.350	450	12.000	1.850	13,7
	15,1 até 22 m			4.700	3.600					14,9
	22,1 até 28 m			5.600	4.500					17,0
25	até 15 m	2.200	350	4.400	3.200	1.350	500	12.000	1.850	17,1
	15,1 até 22 m			5.200	4.000					18,3
	22,1 até 28 m			5.700	4.500					21,6
30	até 15 m	2.300	350	4.600	3.400	1.350	500	12.000	2.000	21,2
	15,1 até 22 m			5.400	4.200					22,3
	22,1 até 28 m			6.000	4.800					25,7
40	até 15 m	2.400	400	4.600	3.400	1.350	600	12.000	2.000	27,3
	15,1 até 22 m			5.400	4.200					28,3
	22,1 até 28 m			6.000	4.800					31,8
50	até 15 m	2.500	400	4.600	3.400	1.400	800	12.000	2.000	33,4
	15,1 até 22 m			5.400	4.200					34,4
	22,1 até 28 m			6.000	4.800					38,0

ANEXO – B

MEMÓRIA DE CÁLCULO

B.1. Cálculo das Propriedades das Seções:

- Perfil U 300x100x8,00 (Montantes - Pórtico) – DimPerfil

<p>U 300x100x8,00</p>	$A = 37,89 \text{ cm}^2$ $I_x = 4752,48 \text{ cm}^4$ $W_x = 316,95 \text{ cm}^3$ $r_x = 11,20 \text{ cm}$ $x_{cg} = 2,35 \text{ cm}$ $x_0 = 5,21 \text{ cm}$	$I_y = 329,07 \text{ cm}^4$ $r_y = 2,94 \text{ cm}$ $r_0 = 12,70 \text{ cm}$
-----------------------	--	--

- Perfil U 250x100x8,00 (Montantes - Pórticos) – DimPerfil

<p>U 250x100x8,00</p>	$A = 33,89 \text{ cm}^2$ $I_x = 3069,93 \text{ cm}^4$ $W_x = 245,59 \text{ cm}^3$ $r_x = 9,51 \text{ cm}$ $x_{cg} = 2,53 \text{ cm}$ $x_0 = 5,64 \text{ cm}$	$I_y = 311,85 \text{ cm}^4$ $r_y = 3,03 \text{ cm}$ $r_0 = 11,45 \text{ cm}$
-----------------------	---	--

- Perfil Ue 200x75x25x4,75 (Vigas de piso e escada) - DimPerfil

<p>Ue 200X75X25X4,75</p>	$A = 20,84 \text{ cm}^2$ $I_x = 1908,62 \text{ cm}^4$ $W_x = 152,68 \text{ cm}^3$ $r_x = 9,56 \text{ cm}$ $x_{cg} = 2,41 \text{ cm}$ $x_0 = 5,70 \text{ cm}$	$I_y = 183,72 \text{ cm}^4$ $r_y = 2,96 \text{ cm}$ $r_0 = 11,53 \text{ cm}$
--------------------------	---	--

- Perfil Ue 150x60x20x4,75 (Terças) - DimPerfil

<p>Ue 150X60X20X4,75</p>	$A = 13,24 \text{ cm}^2$ $I_x = 435,22 \text{ cm}^4$ $W_x = 58,0301 \text{ cm}^3$ $r_x = 9,56 \text{ cm}$ $x_{cg} = 1,90 \text{ cm}$ $x_0 = -4,26 \text{ cm}$	$I_y = 58,4081 \text{ cm}^4$ $r_y = 2,100 \text{ cm}$ $r_0 = 7,44 \text{ cm}$
--------------------------	--	---