



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
DEPARTAMENTO DE CIÊNCIAS EXATAS E NATURAIS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

DIOGO MEDEIROS JALES

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR FERFIS LEVES
FORMADOS A FRIO (LIGHT STEEL FRAME) – ESTUDO DE CASO**

Caraúbas – RN

2016

DIOGO MEDEIROS JALES

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR FERFIS LEVES
FORMADOS A FRIO (LIGHT STEEL FRAME) – ESTUDO DE CASO**

Monografia, apresentada a
Universidade Federal Rural do Semi-
Árido – UFERSA Campus Caraúbas,
para a obtenção do título de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof^º. Dr. Manoel
Dênis Costa Ferreira – UFERSA.

Caraúbas – RN

2016

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

J26d Jales, Diogo Medeiros.
Dimencionamento de Estruturas Compostas por
Perfis Leves Formados a Frio (Light Steel Frame) -
Estudo de Caso / Diogo Medeiros Jales. - 2016.
85 f. : il.

Orientador: Profº. Dr. Manoel Dênis Costa
Ferreira.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de Engenharia Civil,
2016.

1. Estrutura . 2. Light Steel Frame. 3. Estudo
de caso. I. Ferreira, Profº. Dr. Manoel Dênis
Costa , orient. II. Título.

DIOGO MEDEIROS JALES

**DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS COMPOSTAS POR FERFIS
LEVES FORMADOS A FRIO (LIGHT STEEL FRAME) – ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de
Curso, apresentado a Universidade
Federal Rural do Semi-Árido –
UFERSA Campus Caraúbas, para
obtenção do título de Engenheiro
Civil.

Orientador: Profº. Dr. Manoel
Dênis Costa Ferreira – UFERSA.

APROVADA EM: 10 / 11 / 2016

BANCA EXAMINADORA



Profº. Dr. Manoel Dênis Costa Ferreira – UFERSA.
Presidente



Profº. Me. Gilvan Bezerra dos Santos Junior - UFERSA
Primeiro Membro



Profº. Me. Wellington Lorrán Gaia Ferreira – UFERSA
Segundo Membro

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus, por ter fornecido saúde, dedicação e coragem para seguir em frente.

E em segundo aos meus pais, Disraeli Jales Dantas e Ilzanete Medeiros Jales, por ter fornecido apesar das dificuldades o estudo, e nunca deixaram faltar o mesmo, pois como eles sempre falam, é a base de tudo e o de mais importante que podem deixar, e principalmente por nunca desistirem de apoiar os meus sonhos, sendo rígidos, carinhosos, amoroso, compreensivo, e até mesmo incompreensivos, quando achavam pertinente. É a eles que dedico essa monografia e todas as vitórias que alcancei e que virei a alcançar no decorrer da minha vida.

Agradeço também a minha família, principalmente aos meus avós: Epitácio Jales, Creusa Jales, Ilso Medeiros e Dalvanete Medeiros, sem eles nada disso seria possível, pois eles são a base de toda a minha família. Aos meus tios e suas respectivas esposas: Alexandre Jales e Lutgarde Jales, Marcio Jales e Elisângela Jales, Leonel Jales e Nina Jales. As minhas tias: Sandra Jales e seu marido Francilim de Matos, Mercia Jales e seu marido Roberto Jales, Neta Medeiros, Maria Do Céu Medeiros, Luzia Medeiros e os demais não citados mais não menos importantes; pelos conselhos e broncas, nas horas certas, pelas brincadeiras e aprendizado fornecido no decorrer da minha infância e juventude.

Aos meus primos: Alexandre Jales, Felipe Jales, Luan Jales, Fernando Jales, Roberto Jales, Victor Hugo, Emerson Medeiros. As minhas primas: Marina Jales, Daniela Jales. Por fazerem parte da minha infância e juventude, e por serem parte fundamental da minha formação social e moral. E hoje são mais que primos, são irmãos.

A minha noiva Karolayne Ferreira Fernandes, pelo apoio, compreensão, paciência, confiança, e carinho.

Aos meus amigos de escola: Rodrigo Rodrigues, Cleto, Mario, Iago e Santiago, que já são da família. E por último mais não menos importante os meus irmãos de faculdade: Junior De Paula, Chesman Lima, Ivan Inácio, Ramon Marques, Fabio Medeiros, Gleidston (Tito), Plácido Carlos, Esdras Mansur, Giovaninny Duarte, Domilene Nascimento, Cristina Fernandes, Jéssica Medeiros, Kerolaynny Brenda, Saulo Sérvulo (bom de cana), que fizeram parte da minha formação moral e acadêmica, ajudando e apoiando em todos os momentos.

“Paciência e perseverança tem
o efeito mágico de fazer as
dificuldades desaparecerem e os
obstáculos sumirem.”

(John Quincy Adams)

Resumo

Nos últimos anos, o mercado de trabalho vem abrindo as portas para o ramo da construção civil, com uma grande demanda em obras e serviços, isso se deve ao crescimento populacional e avanços tecnológicos frequentes, diante disso, vem se tornando cada vez mais constante a procura de sistemas construtivos mais eficientes, que reduza o desperdício, aumente a produtividade, e acima de tudo resulte em obras de maior qualidade e segurança. Dentro de um contexto de avanços tecnológicos e redução de gastos, o sistema construtivo Light Steel Frame (LSF) vem ganhando cada vez mais espaço, por fornecer rapidez qualidade e um desperdício quase inexistente, para as obras. O mesmo nada mais é do que um sistema estruturado de perfis leves formados a frio com espessuras nominais variáveis de acordo com a solicitação; Esses perfis devem ser resistentes a corrosão proveniente da atmosfera, portanto o aço utilizado deve ser decorrente do processo de imersão a quente ou eletrodeposição, sendo os mesmos revestidos com zinco ou liga que lhe dê mesma característica. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), fornece através da NBR 14762, diretrizes para o dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, onde fornece desde nomenclaturas usuais a características mecânicas que o aço deve apresentar para que possa ser devidamente utilizado. Diante do descrito a cima, sentiu-se a necessidade de elaborar um trabalho que apresente, por meio de um exemplo prático, a metodologia (fundamentada nas normas brasileiras vigentes que tratam do assunto) para o dimensionamento deste sistema estrutural. Com este trabalho pretende-se fornecer mais uma fonte de estudo para o correto dimensionamento da estrutura utilizada no sistema construtivo Light Steel Frame, aos engenheiros civis interessados no mesmo.

Palavras-chave: Estrutura. Light Steel Frame. Estudo de caso.

Abstract

In recent years, the labor market has opened the door to the branch of construction, with a high demand for works and services, this is due to population growth and frequent technological advances, before that, is becoming increasingly constant search for more efficient building systems that reduce waste, increase productivity, and above all result in higher quality and safety works. Within a contest of technological advances and reduced costs, the building system Light Steel Frame (LSF) has gained more and more space, to provide fast quality and an almost non-existent waste. The same is nothing more than a structured system of light cold formed sections with nominal thickness variable according to the request; these profiles must be resistant to corrosion from the atmosphere, so the steel used must be due to the dipping process hot or electrodeposition, and they are coated with zinc or alloy that gives you the same feature. The Brazilian Association of Technical Standards (ABNT), provides by NBR 14762, valid from 09 \ 08 \ 2010 guidelines for the design of steel structures consist of cold formed sections, it provides from the usual nomenclatures the mechanical characteristics the steel must provide for it to be properly used. Therefore, he felt the need to draw up a work to present, through a practical example, the methodology (based on prevailing Brazilian regulations dealing with the subject) for the design of the structural system. This work is intended to provide a source of study for the correct sizing of the structure used in building system Light Steel Frame, civil engineers interested in it.

Keywords: Structure. Light Steel Frame. Study.

Lista de figuras

Figura 2.1 – Residência feita em Wood Frame.....	20
Figura 2.2 – Residência feita em Steel Frame.....	21
Figura 2.3 – Desenho esquemático de construção em Steel frame.....	23
Figura 2.4 – Desenho esquemático de painel estrutural com abertura....	26
Figura 2.5 – Perfil U (U simples)	27
Figura 2.6 – Distribuição dos esforços através dos montantes.....	28
Figura 2.7 – Perfil Ue (U enrijecido)	28
Figura 2.8 – Alinhamento montante-viga.....	29
Figura 2.9 – Vigas para distribuição de cargas.....	29
Figura 2.10 – Desenho esquemático de laje úmida	30
Figura 2.11 – Desenho esquemático de laje seca.....	30
Figura 2.12 – Desenho esquemático de tesoura para cobertura.....	31
Figura 3.1 – Perspectiva 3D.....	32
Figura 3.2 – Planta baixa inferior (Projeto arquitetônico)	33
Figura 3.3 – Planta baixa superior (Projeto arquitetônico)	33
Figura 3.4 – Modelo de painel com abertura de janela.....	35
Figura 3.5 – Modelo de painel com abertura de porta	35
Figura 3.6 – Modelo de painel de contraventamento.....	36
Figura 3.7 – Desenho de viga de piso do segundo pavimento.....	40

Figura 3.8 – Vista de fundo	41
Figura 3.9 – Vista frontal.....	41
Figura 3.10 – Vista lateral direita.....	42
Figura 3.11 – Vista lateral esquerda.....	42
Figura 3.12 – Vista isométrica 1	43
Figura 3.13 – Vista isométrica 2	43
Figura 3.14 – Modelo representativo da geometria.....	49
Figura 3.15 – Coeficiente de forma externo	52
Figura 3.16 – Deformação entre ($C_e - C_i$)	53
Figura 4.1 – Perfil "Ue" e elemento de secção transversal.....	58
Figura 4.2 – Tensão na alma do perfil.....	63
Figura 5.1 – Caminhamento dos esforços solicitantes.....	76
Figura 5.2 – Representação da força axial no painel.....	77
Figura 5.3 – Representação da força axial no painel.....	79

Lista de quadros

Quadro 2.1 – Revestimento mínimo dos perfis estruturais e não estruturais.....	24
Quadro 2.2 – Revestimento mínimo dos perfis estruturais e não estruturais.....	25
Quadro 3.1 – Tabela de dimensionamento para montante.....	34
Quadro 3.2 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso.....	37
Quadro 3.3 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso.....	37
Quadro 3.4 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso.....	38
Quadro 3.5 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso.....	39
Quadro 3.6 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso.....	39
Quadro 3.7 – Sobrecarga de utilização.....	48
Quadro 3.8 – Carregamento final.....	54
Quadro 3.9 – Combinações adotadas ao modelo.....	55
Quadro 4.1 – Dimensões dos elementos do perfil.....	62
Quadro 4.2 – Dimensões dos elementos do perfil.....	65
Quadro 4.3 – Propriedades da secção efetiva.....	66
Quadro 5.1 – Quadro de forças atuantes nas barras.....	78
Quadro 5.2 – Quadro de forças atuantes nas barras.....	80
Quadro 5.3 – Quadro de forças atuantes na viga de piso.....	82

Lista de símbolos

A – área bruta da seção transversal da barra.

A_{ef} – área efetiva da seção transversal da barra.

A_b – área bruta da seção transversal do parafuso.

A_s – área da seção transversal do enrijecedor de alma.

C_w – constante de empenamento da seção transversal.

D – largura nominal do enrijecedor de borda.

E – módulo de elasticidade do aço.

G – módulo de elasticidade transversal.

$I_x ; I_y$ – momentos de inércia da seção bruta em relação aos eixos principais x e y , respectivamente.

J – constante de torção.

$K_x \cdot L_x$ – comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo x .

$K_y \cdot L_y$ – comprimento efetivo de flambagem global em relação ao eixo y .

$K_z \cdot L_z$ – comprimento efetivo de flambagem global por torção.

L – distância entre pontos travados lateralmente da barra.

L – comprimento da barra.

$N_{c.Rd}$ – força axial de compressão resistente de cálculo.

$N_{c.Sd}$ – força axial de compressão solicitante de cálculo.

N_e – força axial de flambagem global elástica.

$N_{e_x} ; N_{e_y}$ – forças axiais de flambagem global elástica por flexão em relação aos eixos x e y , respectivamente.

N_{e_z} – força axial de flambagem global elástica por torção.

N_{exz} – força axial de flambagem global elástica por flexo-torção.

M_{sd} – momento fletor solicitante de cálculo.

M_{rd} – momento fletor resistente de cálculo.

b – largura do elemento, é a dimensão plana do elemento sem incluir dobras.

b_c – largura do trecho comprimido de elementos sob gradiente de tensões normais.

b_{ef} – largura efetiva.

d – largura do enrijecedor de borda.

d – diâmetro nominal do parafuso.

e – distância, na direção da força, do centro do furo-padrão à borda mais próxima do furo adjacente ou à extremidade do elemento conectado.

f_u – resistência à ruptura do aço na tração.

f_u – resistência à ruptura na tração do elemento conectado sujeito ao rasgamento entre furo e borda.

f_{u1} – resistência à ruptura na tração do elemento conectado em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso.

f_{u2} – resistência à ruptura na tração do elemento conectado que não está em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso.

f_{ub} – resistência à ruptura do parafuso na tração.

f_y – resistência ao escoamento do aço.

h – largura da alma (altura da parte plana da alma).

k – coeficiente de flambagem local do elemento.

r_0 – raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de torção.

r_x – raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal x .

r_y – raio de giração da seção bruta em relação ao eixo principal y .

t – espessura da chapa ou do elemento.

t_1 – espessura do elemento conectado em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso.

t_2 – espessura do elemento conectado que não está em contato com a arruela ou a cabeça do parafuso.

x_m – distância do centróide em relação à linha média da alma, na direção do eixo x .

X_0 – distância do centro de torção ao centróide, na direção do eixo x .

Y_0 – distância do centro de torção ao centróide, na direção do eixo y .

λ_p – índice de esbeltez reduzido do elemento ou da seção completa.

ν – coeficiente de Poisson do aço, adotado igual a 0,3.

χ – fator de redução da força axial de compressão resistente, associado à flambagem global.

σ – tensão normal, em geral.

Sumário

1. INTRODUÇÃO	18
1.2 OBJETIVOS	19
1.2.1 Objetivo Geral	19
1.2.2 Objetivos Específicos	19
1.3 METODOLOGIA.....	20
2. REFERENCIAL TEÓRICO.....	20
2.1 HISTÓRIA DO LSF	20
2.2. LIGHT STEEL FRAME (LSF)	22
2.3 DESCRIÇÕES DO SISTEMA ESTRUTURAL.....	24
2.3.1 Perfis Metálicos	25
2.3.2 Painéis de Parede	26
2.3.3 Guias	28
2.3.4 Montantes.....	28
2.3.5 Sistemas de laje	29
2.3.6 Coberturas.....	32
3. MODELAGEM ESTRUTURAL	33
3.1 DESCRIÇÕES DA ESTRUTURA.....	33
3.2 DIMENSIONAMENTO E MODELAGEM DOS PERFIS.....	35
3.3 DIMENSIONAMENTO E MODELAGEM DAS VIGAS DE PISO.	37
3.4 GEOMETRIA DO MODELO	41
3.5 CARREGAMENTOS	45
3.5.1 Ações permanentes.....	45
3.5.2 Ações Variáveis.....	48

3.6 COMBINAÇÕES DE CARGAS	55
4. DIMENSIONAMENTO DE BARRAS	57
4.1 DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE PISO.....	57
4.1.1 Momento calculada com base no início do escoamento da secção efetiva	59
4.1.2 Momento calculado para flambagem por distorção de secção transversal	68
4.2 DIMENSIONAMENTO DE MONTANTE.....	71
4.2.1 Dimensionamento de montante com abertura na alma submetido a compressão centrada	72
5. RESULTADOS E DISCUSSÕES	77
5.1 RESULTADOS DO MODELO	77
5.1.1 Montante 90x40x12x0,95mm	78
5.1.2 Viga de piso 140x40x12x0,95mm	82
6. COMCLUSÃO	85
7. BIBLIOGRAFIA.	86

1. INTRODUÇÃO

O Light Steel Frame (LSF), é um sistema de construção a seco, constituído praticamente por um esqueleto estrutural composto por painéis, vigas, e tesouras, constituído por perfis leves de aço galvanizado formados a frio, dimensionados para suportar e distribuir cargas provenientes da edificação. É um sistema construtivo aberto – que permite a utilização de diversos materiais; flexível – pois não apresenta grandes restrições aos projetos; racionalizado – otimizando a utilização dos recursos e o gerenciamento das perdas; customizável – permitindo total controle dos gastos já na fase de projeto; além de durável e reciclável (SOUZA e MARTINS, 2009).

Seu peso próprio se mostra ser bem menor do que as construções constituídas por alvenaria convencional, sendo essa uma de suas principais características e a responsável por permitir uma economia que pode chegar a 75% dos gastos em uma estrutura de fundação, permitindo assim a utilização de fundações rasas e diretas como por exemplo “Radier”, que é praticamente uma laje de concreto armado de fácil execução disposta superficialmente ao solo.

O LSF tem como princípio a distribuição de cargas, de uma forma que permita a utilização de elementos estruturais muito leves, mais que por outro lado garanta de forma segura sua inteira estabilidade; para isso a mesma deve ser rigorosamente dimensionada obedecendo as devidas orientações das normas nacionais (NBR 19762).

Embora esse sistema já esteja firmado em uma grande quantidade de países desenvolvidos, provavelmente por sua praticidade e eficiência; no Brasil ainda predomina técnicas construtivas artesanais, caracterizadas em geral por uma baixa produtividade e principalmente um elevado grau de desperdício, o que de certa forma vem a justificar essa falta de informação.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Apresentar com um exemplo prático a metodologia para o dimensionamento da estrutura de uma edificação construída com o sistema composto por perfis leves formados a frio (LSF).

1.2.2 Objetivos Específicos

- Estudar os componentes e esforços solicitantes que estão sujeitos nesse tipo construção.
- Analisar os elementos e métodos construtivos empregados, bem como suas características físicas e estruturais.
- Analisar a eficiência, da utilização de armações de aço leves, no caso estudado.

1.3 METODOLOGIA

Inicialmente fez-se uma pesquisa bibliográfica, procurando levantar o maior número de informações possíveis sobre o tema em questão. Para enriquecer mais esta revisão bibliográfica; será feita uma pesquisa de campo, por meio de visitas técnicas e contato com profissionais qualificados, facilitando assim o entendimento e identificação de problemas ligado ao tema.

Na sequência fez-se uma revisão de todo o material obtido nas abordagens: teórica e prática, visando consolidar todo o conhecimento pesquisado. Com o domínio dos conceitos presentes no material pesquisado, dá-se início a elaboração propriamente dita do trabalho. Nesta fase, será proposto um estudo de caso, para aplicação de todo conhecimento adquirido, que consiste no dimensionamento estrutural de uma edificação com este sistema construtivo.

A etapa de estudo de caso será dividida em três partes principais: modelagem do sistema estrutural para obtenção dos esforços, dimensionamento (dos perfis e ligações) e posterior análise e apresentação dos resultados.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 HISTÓRIA DO LSF

O sistema construtivo Light Steel Frame (armação de aço leve), apesar de ser considerado um sistema construtivo novo, surgiu entre os anos de 1810 e 1860 a partir de uma derivação de um outro sistema construtivo denominado “Wood Frame” (quadro de madeira), que por sua vez foi idealizado pelos colonizadores do território norte americano, a fim de solucionar o problema de falta de moradia criado pelo crescimento populacional, fazendo o uso da matéria prima que se mostrava abundante (madeira), para construir habitações de forma rápida, produtiva e segura. Com isso, o mesmo acabou se tornando o método construtivo mais utilizado naquele século, atendendo a demanda residencial da época.

Segundo Silva (2010), define-se o termo “Wood Framing” como sendo um sistema construtivo elaborado com perfis leves de madeira maciça, que por sua vez

suporta e direciona de forma distribuída, os esforços de uma residência para sua fundação. A figura 2.1 exemplifica esse sistema.

Figura 2.1 – Residência feita em Wood Frame



Fonte: <http://atosarquitetura.com.br/noticias/dicas-para-quem-vai-construir-sua-casa-construcao-em-wood-frame/>

Devido ao crescimento rápido da economia norte americana, e a grande produção de aço no período logo após a Segunda Guerra Mundial; a indústria siderúrgica se encontrou obrigada a elaborar novas ideias e métodos para diminuir os estoques e aumentar a procura pelo produto.

Tendo em vista o cenário da época, por volta do ano de 1933, na Feira Mundial de Chicago, surgiu o primeiro protótipo de uma residência onde foi substituído a madeira por perfis leves de aço (Steel Frame). A partir daí os perfis de aço começarão a ganhar espaço no mercado da construção civil americana, tornando-se em pouco tempo mais procurado do que a madeira, por apresentar uma maior resistência e desempenho estrutural. Esse sistema é exemplificado na figura 2.2.

Figura 2.2 – Residência feita em Steel Frame



Fonte: <http://atosarquitetura.com.br/noticias/dicas-para-quem-vai-construir-sua-casa-construcao-em-wood-frame/>

No Brasil o Steel Frame teve início no ano de 1998, com a construção de um condomínio residencial de alto padrão, executado pela construtora paulista Sequência. Mesmo o Brasil sendo um dos maiores produtores mundiais de aço, principal matéria prima do sistema construtivo, o mesmo não se consolidou como esperado, e vem passando por um processo de desenvolvimento e aceitação no mercado nacional.

Alexandre Mariutti diretor da construtora Sequência, afirma que “a gente veio da escola norte-americana em que as casas são vendidas por catálogo. Isso nos parecia muito racional, mas o consumidor brasileiro não gostou desse modelo, porque prefere customizar tudo.”

2.2. LIGHT STEEL FRAME (LSF)

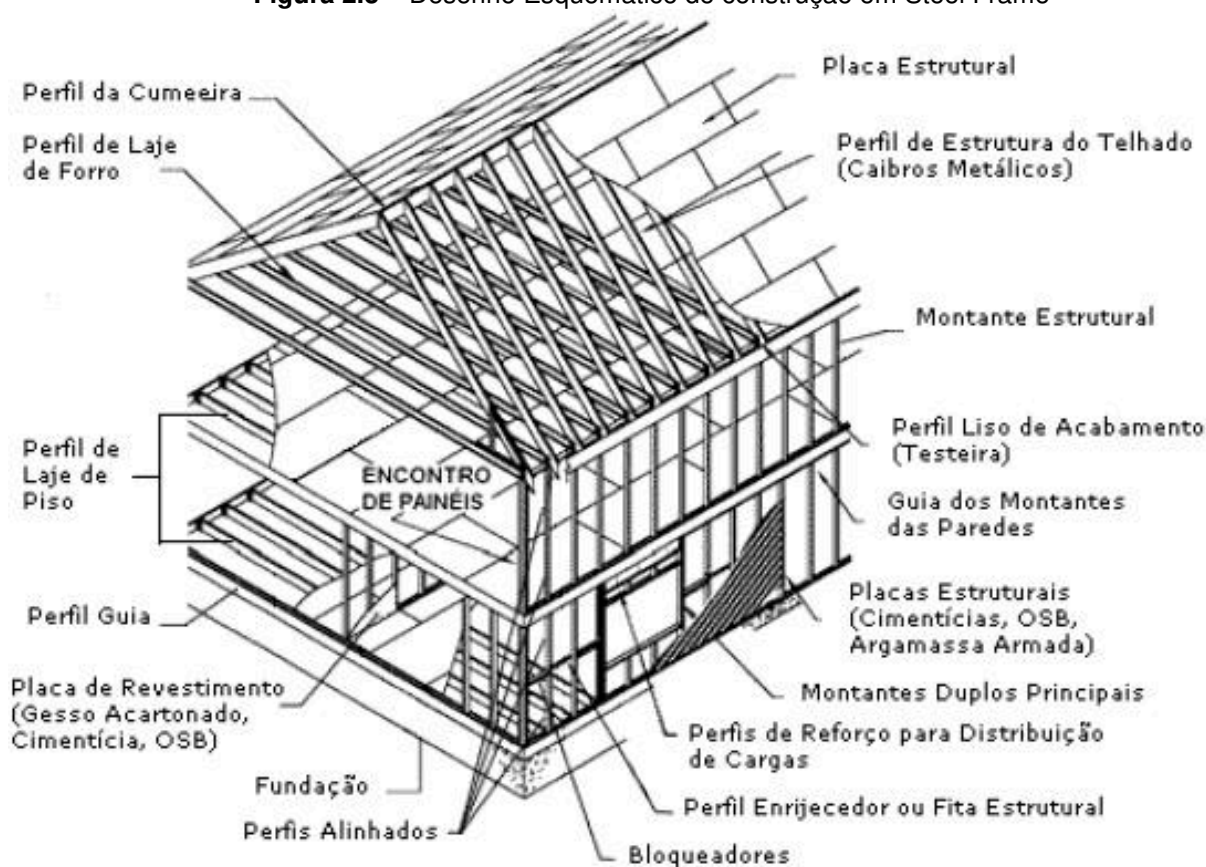
O Light Steel Frame é um Sistema construtivo que tem sua estrutura composta por perfis de aço galvanizado formados a frio, produzidos para que de forma conjunta possa suportar todos os esforços requeridos pela edificação, conforme o Instituto Brasileiro de Desenvolvimento da Arquitetura (IBDA).

Segundo SANTIAGO (2012), o LSF define-se como sendo um sistema pelo qual elabora-se um esqueleto estrutural em aço, esse formado por vários elementos estruturais individuais interligados entre si, para que em conjunto venham a suportar esforços. Vale salientar que o mesmo não se resume somente a estrutura da edificação, para que o sistema tenha sua total eficiência o mesmo deve estar totalmente integralizado com os demais sistemas e subsistemas. O “Light Steel Frame” é composto de vários componentes como fundação, isolamento termo acústico, fechamento interno e externo, instalações elétricas e hidráulicas (FREITAS, 2006).

É caracterizado por ser um sistema construtivo aberto, permitindo a utilização de uma gama de materiais, e por ser flexível, são poucas as restrições aos projetos arquitetônicos, apresenta uma grande redução das perdas e uma grande rapidez na execução, permitindo total controle dos gastos já na fase de projeto, além de ser durável e reciclável, é totalmente limpa por ser um sistema de construção a seco, não utilizando cimento ou concreto.

Segundo COELHO (2014), para que se possa executar o sistema construtivo Steel Frame, deve-se conhecer cada etapa e detalhe construtivo do mesmo, fazendo um estudo em todos os projetos afim de determinar a sequência lógica ideal para execução da obra, garantindo assim uma melhor precisão e qualidade, resultando em um melhor controle e na redução de gastos. A figura 2.3 mostra todos esses elementos.

Figura 2.3 – Desenho Esquemático de construção em Steel Frame



Fonte: (CBCA, 2010)

2.3 DESCRIÇÕES DO SISTEMA ESTRUTURAL

Segundo Pinto (2002), estrutura nada mais é do que um conjunto de elementos que constitui o esqueleto que tem como finalidade suportar o seu peso próprio e as cargas úteis e acidentais que venham a existir em uma construção, equipamento ou máquinas, sendo responsável pela sustentação de forma desejada conservando sua integridade física.

O sistema construtivo em estudo é o Light Steel Frame, como o mesmo é formado por perfis de aço galvanizado que se apresentam em várias formas e espessuras, se faz necessário um estudo aprofundado de cada elemento e conjunto de elemento, para um melhor entendimento, antes da modelagem e dimensionamento do mesmo.

2.3.1 Perfis Metálicos

Os Perfis são os principais elementos do LSF, os mesmos estão presentes na fabricação de vigas de diversos tipos, treliças, tesoura para cobertura, painéis de fechamento, dentre outros. Eles podem ser fabricadas de duas formas: laminados e soldados, e formados a frio. O sistema *Light Steel Framing* utiliza em sua estrutura os perfis formados a frio, que são obtidos através de conformação contínua em conjunto de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, com revestimento metálico, sendo ambas as operações realizadas com o aço em temperatura ambiente (RODRIGUES, 2006, p. 28).

O aço utilizado para a fabricação de perfis devem receber um revestimento metálico afim de melhorar suas características. Segundo a NBR 15253, esse revestimento pode ser feito de três maneiras, são elas, zincado por imersão a quente, zincado por eletrodeposição, e por uma liga de alumínio-zinco por imersão a quente, suas características se mostram presentes no quadro 2.1.

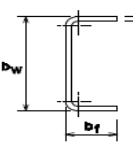
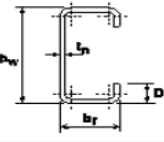
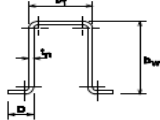
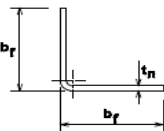
Quadro 2.1 – Revestimento mínimo dos perfis estruturais e não-estruturais

Tipo de revestimento	Perfis estruturais		Perfis não estruturais	
	Massa mínima do revestimento g/m ² ⁽¹⁾	Designação do revestimento conforme normas	Massa mínima do revestimento g/m ² ⁽¹⁾	Designação do revestimento conforme normas
Zincado por imersão a quente	180	Z180 (NBR 7008)	100	Z 100 (NBR 7008)
Zincado por eletrodeposição	180	90/90 (NBR14964)	100	50/50 (NBR14964)
Alumínio-zinco por imersão a quente	150	AZ150 (NM 86)	100	AZ100 (NM 86)
⁽¹⁾ A massa mínima refere-se ao total nas duas faces (média do ensaio triplo) e sua determinação deve ser conforme a NM 278.				

Fonte: NBR 15253

Para o sistema construtivo Light Steel Frame, existem quatro tipos principais de perfis, são os que apresentam seção transversal do tipo U (U simples), Ue (U enrijecido), Cartola, e cantoneira. O quadro 2.2 mostras as aplicações e designações de cada secção transversal citada.

Quadro 2.2 – Revestimento mínimo dos perfis estruturais e não-estruturais

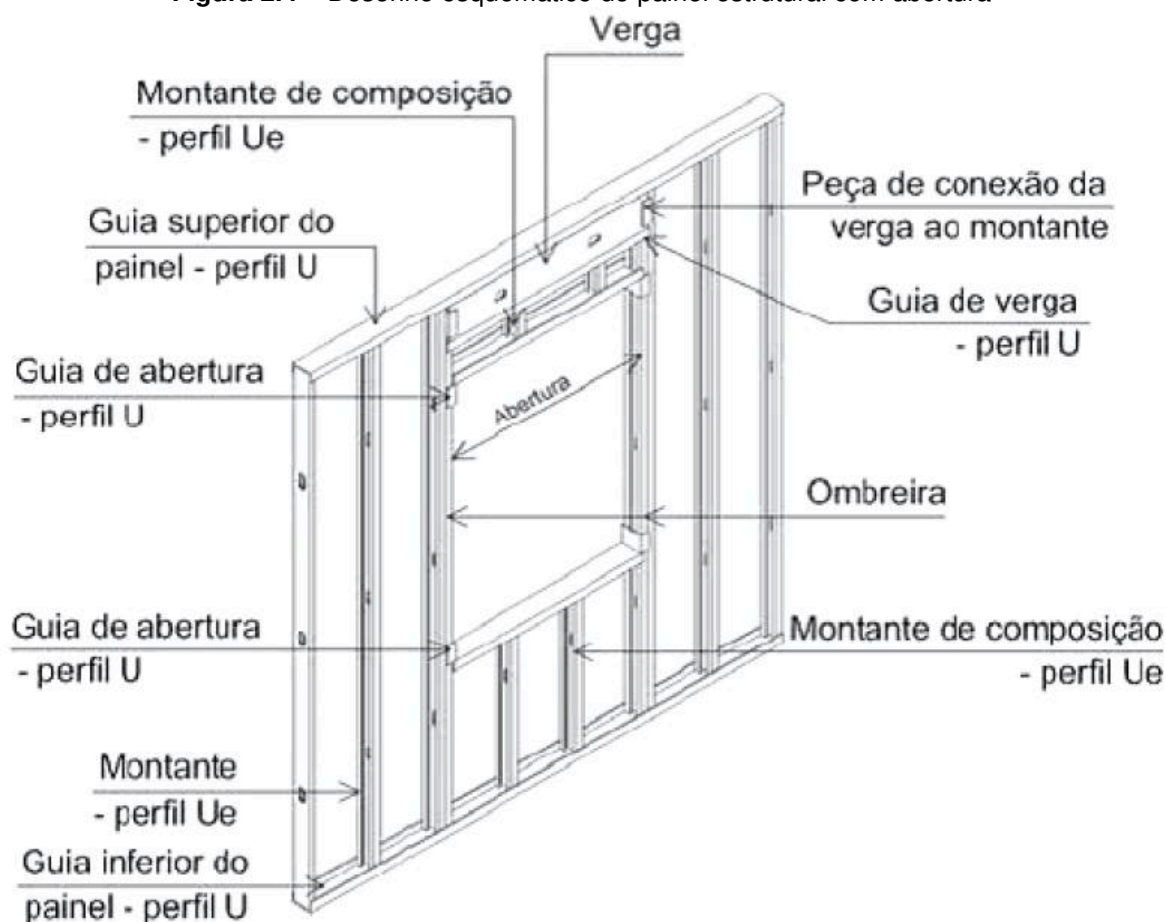
SEÇÃO TRANSVERSAL	SÉRIE Designação NBR 6355:2003	UTILIZAÇÃO (Ver Figuras 4, 5, 6 e 7)
	U simples $U \ b_w \times b_f \times t_n$	Guia Ripa Bloqueador Sanefa
	U enrijecido $Ue \ b_w \times b_f \times D \times t_n$	Bloqueador Enrijecedor de alma Montante Verga Viga
	Cartola $Cr \ b_w \times b_f \times D \times t_n$	Ripa
	Cantoneira de abas desiguais $L \ b_{f1} \times b_{f2} \times t_n$	Borda para fôrma Ligações

Fonte: NBR 15253

2.3.2 Painéis de Parede

Os painéis que constitui o sistema LSF, são caracterizados por possuir função estrutural, estando sujeita a esforços, sejam eles verticais e\ou horizontais, advindos de pisos, cobertura e outros painéis; ou quando submetido a ação do vento, suportando e distribuindo os mesmos por toda sua extensão. Painéis esse que podem ser constituídos por montantes (Ue enrijecido), guias (U simples), travamentos intermediários (Ue enrijecido), e em alguns casos vergas e contra vergas (Ue enrijecido). A figura 2.4 mostra um exemplo de painel em LSF.

Figura 2.4 – Desenho esquemático de painel estrutural com abertura



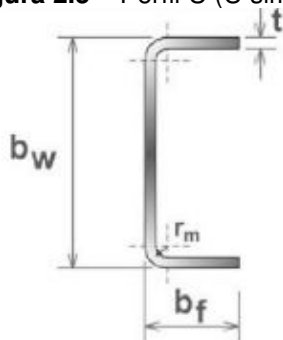
Fonte: Franzen (2010)

Existem duas maneiras para elaboração de um painel, a primeira é a elaboração in loco sendo formado perfil a perfil, é caracterizada pela presença de pequenas falhas na montagem devido à pouca qualificação dos profissionais, a segunda maneira é na forma industrializada, onde contrata-se empresas especializadas na montagem dos painéis, diminuindo quase ao máximo os defeitos na montagem e aumentando a segurança e qualidade. Nas aberturas correspondentes às portas e janelas nos painéis portantes é necessária a utilização de elementos estruturais para redistribuição das solicitações dos montantes interrompidos (SOUSA e MARTINS, 2009).

2.3.3 Guias

As guias são parte constituinte dos painéis, encontram-se dispostas na horizontal assumindo a função de topo e base dos mesmos, como o próprio nome sugere, estas servem de guia para os montantes. São feitas em perfil U (simples), e seu dimensionamento não difere quanto a paredes internas e externas, sendo ambas dimensionadas para solicitações de compressão, devendo considerar dois perfis ligados pela alma para ligações entre pisos e um perfil na ligação do painel a fundação. A figura 2.5 mostra a seção transversal de uma guia.

Figura 2.5 – Perfil U (U simples)



Fonte: NBR 15253

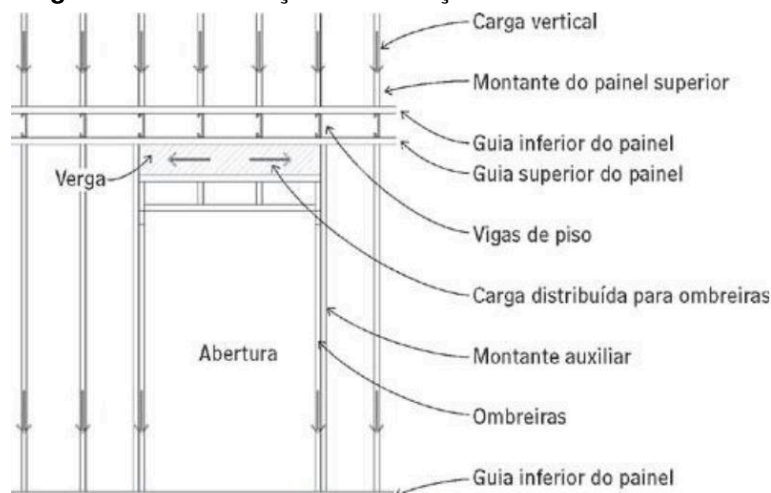
2.3.4 Montantes

Os montantes são perfis com seção transversal tipo Ue (U enrijecido), que juntamente com as guias fazem parte dos painéis, os mesmos são dispostos de forma vertical podendo apresentar espaçamentos de 400mm a 600mm dependendo da solicitação, seu dimensionamento se mostra diferente para paredes internas e externas. Onde internamente os mesmos devem ser dimensionados para suportar as ações de compressão, e a tração de forma isolada, já para as paredes externas seu dimensionamento deve levar em conta a flexo-compressão, e dependendo das características dos agentes externos leva-se em conta a flexo-tração.

Os montantes entre pisos, devem ser dispostos de forma que os mesmos fiquem alinhados garantido assim uma melhor distribuição de carga, como mostra a

figura 2.6, onde não sendo possível esse alinhamento deve-se utilizar um perfil Ue (U enrijecido) nas ligações entre pisos para reforço e melhor distribuição.

Figura 2.6 – Distribuição dos esforços através dos montantes

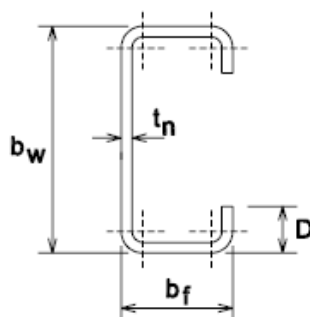


Fonte: construções de LSF (2006)

2.3.5 Sistemas de laje

As lajes para o sistema LSF, não se diferencia muito do que se apresenta em lajes treliçadas comuns, são usados perfis tipo Ue (U enrijecido) denominadas como vigas de piso, ao invés das nervuras. Sendo que as mesmas exercem mesma função estrutural suportando esforços provenientes de seu peso próprio, pessoas, mobílias, entre outros. A figura 2.7 mostra a seção transversal de uma viga de piso.

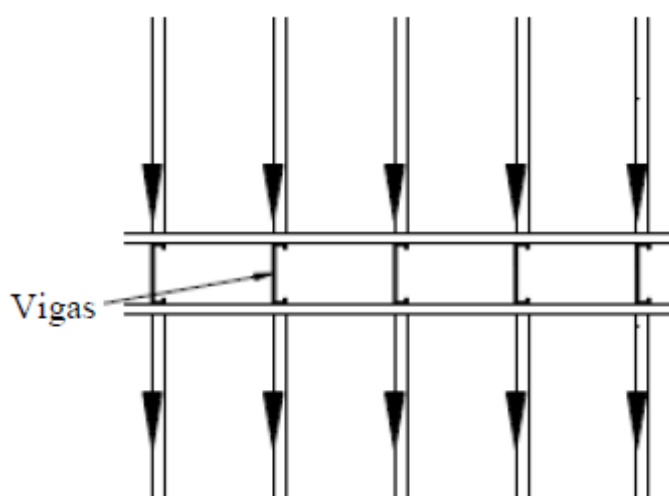
Figura 2.7 – Perfil Ue (U enrijecido)



Fonte: NBR 15253

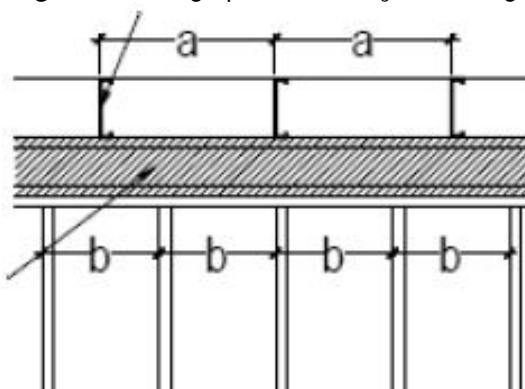
As vigas de piso devem ser distribuídas no sentido de menor vão entre apoios, com um espaçamento preferencialmente iguais aos dos montantes presentes nos painéis, como mostrado na figura 2.8, afim de melhorar a distribuição das cargas, caso não seja possível essa distribuição deve-se fazer o uso de uma viga no sentido transversal garantindo assim uma boa redistribuição das cargas, como mostra a figura 2.9. Sua altura da alma também é determinada pelo vão entre apoios, podendo ser trabalhada muitas vezes com treliças planas para vencer maiores vãos (SARMANHO, 2006).

Figura 2.8 – Alinhamento montante-viga



Fonte: NBR 15253

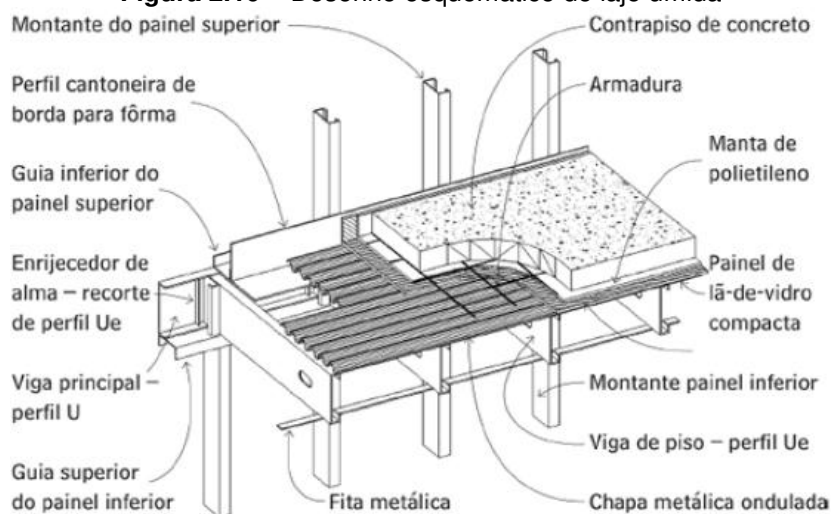
Figura 2.9 – Viga para distribuição de carga



Fonte: NBR 15253

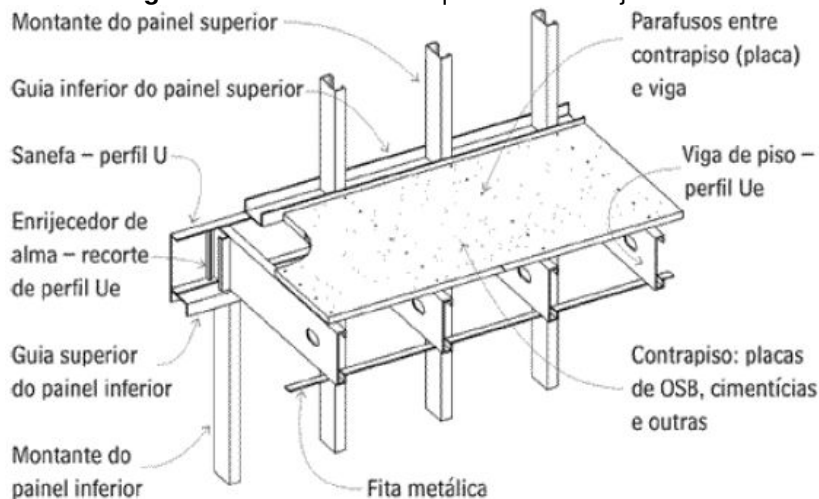
De acordo com a natureza do contrapiso, a laje pode ser do tipo úmida, quando se utiliza uma chapa metálica ondulada aparafusada às vigas e preenchida com concreto que serve de forma para o contrapiso como mostrado na figura 2.10. Ou pode ser do tipo seca com placas rígidas de OSB (Oriented Strand Board), cimentícias ou outras aparafusadas à estrutura do piso (SARMANHO, 2006). Como mostra a figura 2.11.

Figura 2.10 – Desenho esquemático de laje úmida



Fonte: Freitas e Castro

Figura 2.11 – Desenho esquemático de laje seca



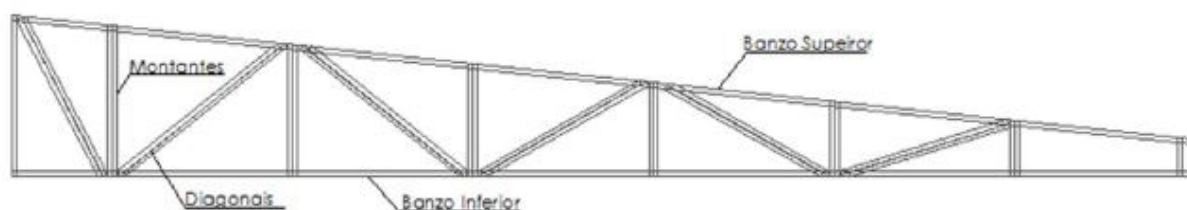
Fonte: Freitas e Castro

2.3.6 Coberturas

A cobertura é composta por tesouras elaboradas com Perfis metálicos, podendo ser estes do tipo U (U simples), Ue (U enrijecido), ou junção dos dois, tendo suas dimensões, espaçamentos, e espessuras determinados pela distância dos vãos de apoio e o tipo de material que será utilizado para o fechamento. Como mostrado na figura 2.12.

Construtivamente, as coberturas próprias para steel frame possuem as mesmas características e princípios das estruturas convencionais. Portanto, podem ser utilizadas com telhas metálicas, cerâmicas, fibrocimento, entre outras (SARMANHO, 2006).

Figura 2.12 – Desenho esquemático de tesoura para cobertura



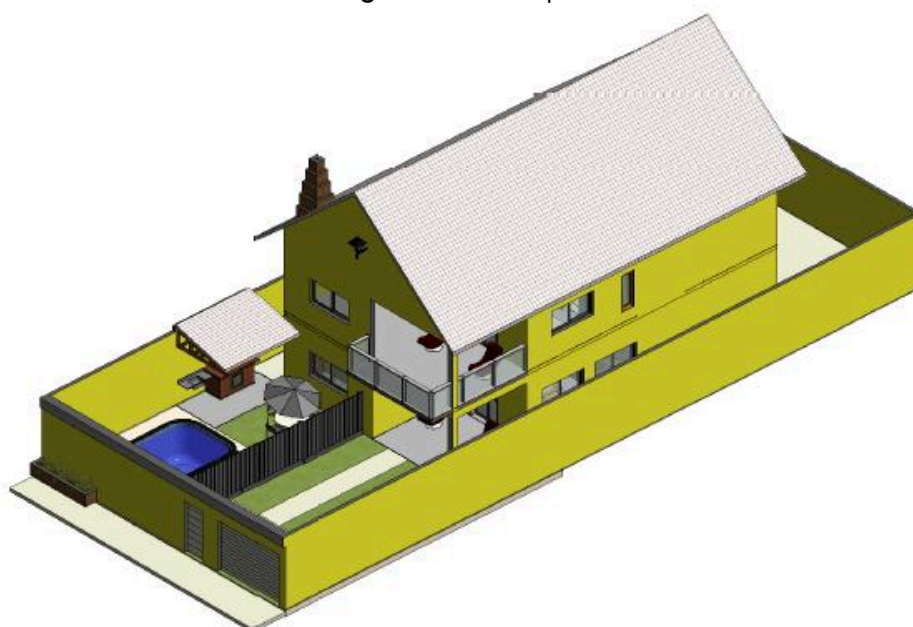
Fonte: <http://www.lbj.com.br/obras/>

3. MODELAGEM ESTRUTURAL

3.1 DESCRIÇÕES DA ESTRUTURA

O projeto em questão, foi elaborado em dezembro de 2015, tendo como responsável técnico o engenheiro Ivair Araújo de Moraes, e como desenhista Diogo Medeiros Jales, esse feito com o auxílio do programa Revit Arquitetura versão 2015. O mesmo foi projetado para situar-se na Rua Isaura Eufrásio S\N, no município de Mossoró-RN. A figura 3.1 mostra uma perspectiva do caso estudado.

Figura 3.1 – Perspectiva 3D



Fonte: Autor

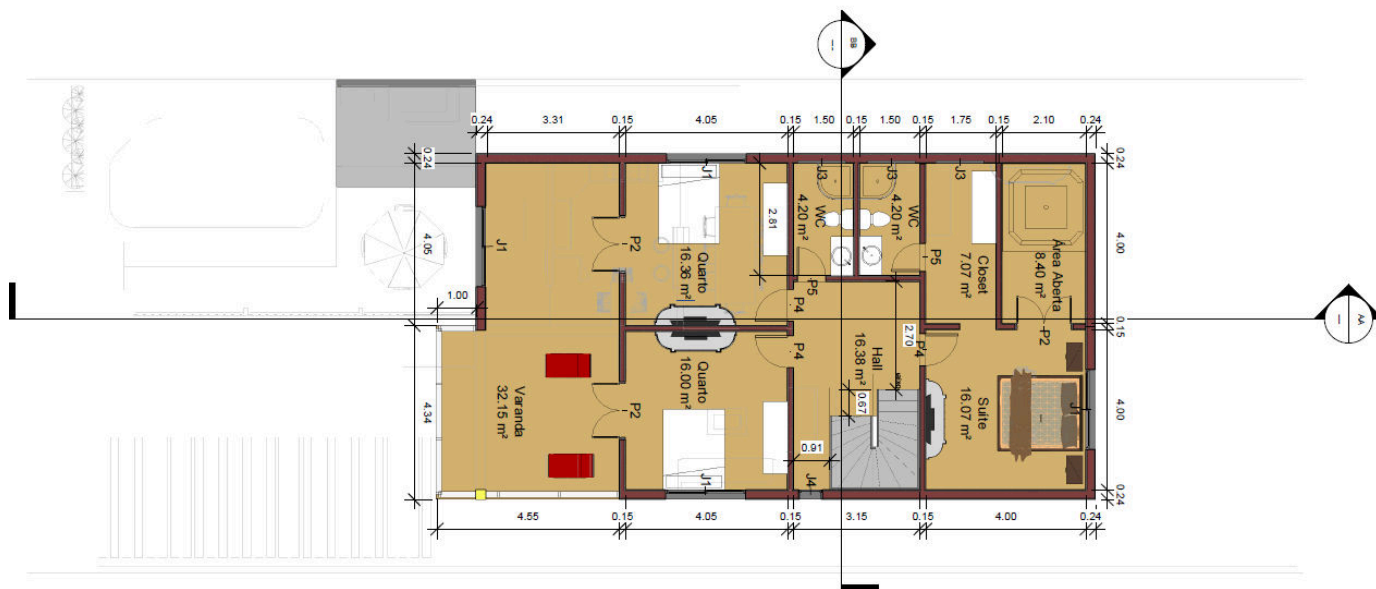
A residência é composta por cinco quartos, dos quais dois são suítes, quatro banheiros, uma sala, uma cozinha, uma área de serviço, alpendre, e varanda. Tem uma área total de 372,69m², e uma área construída de 270,59m² distribuídos em dois pavimentos. As figuras 3.2 e 3.3 mostram a planta baixa inferior e superior respectivamente

Figura 3.2 – Planta Baixa Inferior (Projeto Arquitetônico)



Fonte: Autor

Figura 3.3 – Planta Baixa Superior (Projeto Arquitetônico)



Fonte: Autor

3.2 DIMENSIONAMENTO E MODELAGEM DOS PERFIS

O dimensionamento dos perfis foi feito através das tabelas de dimensionamento estrutural para edificações com o sistema construtivo em Steel Framing, elaborada pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA), a mesma fornece espessuras, tipos de perfis, e espaçamento adequado, de acordo com as dimensões e características do local da obra para cada painel. Como mostrado no quadro 3.1.

Inicialmente foi dimensionado os perfis (montantes) do pavimento inferior, levando em conta as seguintes características.

- Um pé-direito de 3000mm de altura.
- Para suportar um pavimento, telhado e forro.
- Utilização de um aço com resistência de 230 Mpa.
- Velocidade média do vento de 30 m/s.

Quadro 3.1 – Tabela de dimensionamento para montantes

Velocidade básica do Vento V_0 (m/s)		Designação	Espaçamento (mm)	Espessura dos perfis (mm)			
				Largura da edificação (mm)			
III e IV	II			7250	8500	9750	11000
30		M90x40	400	0,95	0,95	1,25	1,25
			600	1,33	1,33	1,33	1,33
		M140x40	400	0,95	0,95	0,95	0,95
			600	0,95	0,95	0,95	1,25

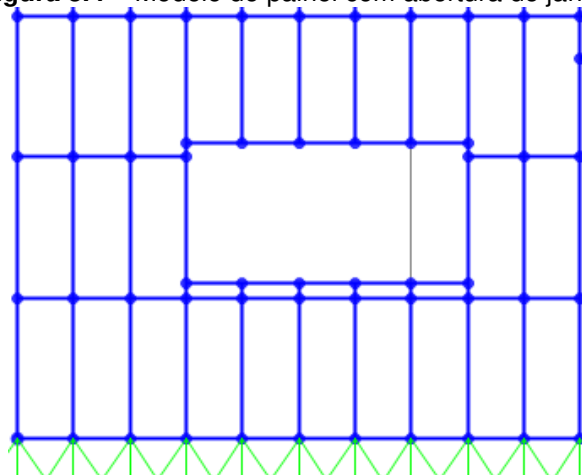
Fonte: CBCA

Assim temos que o primeiro pavimento deve ter os montantes do tipo M90x40, com espaçamento de 400mm, e uma espessura de perfil de 95mm. Com isso foi possível modelar, através do programa SAP2000 todos os painéis do primeiro pavimento.

Para o dimensionamento dos perfis (montantes) do segundo pavimento foi utilizado as mesmas características do perfil anterior, sendo que o mesmo deve suportar apenas telhado e forro, obtendo assim, de acordo com a tabela de

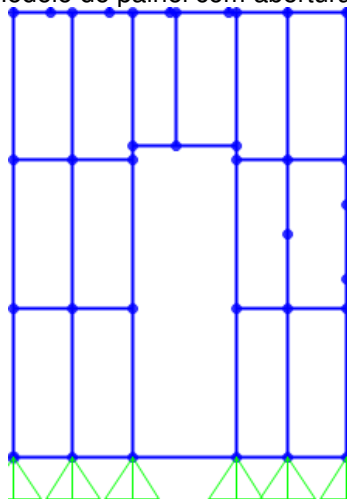
dimensionamento os mesmos valores dos perfis inferiores. As figuras 3.4, 3.5, 3.6 mostram exemplos de painéis do modelo.

Figura 3.4 – Modelo de painel com abertura de janela



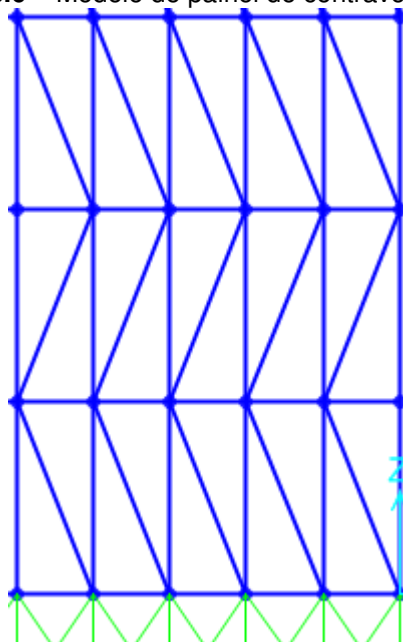
Fonte: Autor

Figura 3.5 – Modelo de painel com abertura de porta



Fonte: Autor

Figura 3.6 – Modelo de painel de contraventamento



Fonte: Autor

3.3 DIMENSIONAMENTO E MODELAGEM DAS VIGAS DE PISO.

O desenvolvimento do dimensionamento da viga também foi feito através das tabelas de dimensionamento estrutural para edificações com o sistema construtivo em Steel Framing. Como mostrado nos quadros 3.2 a 3.6, Visando evitar um modelo numérico pesado, as vigas de piso foram modeladas como elementos de barras, sendo considerado as seguintes características para seu dimensionamento.

- Para a suíte, sala de estudo, e sala de estar

- Vão simples.
- Perfil com enrijecedor de alma.
- Peso próprio do piso $0,479 \text{ kN/m}^2$.
- Sobrecarga de $1,916 \text{ kN/m}^2$.

Quadro 3.2 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso

Designação	SOBRECARGA DE 1,437 kN/m ²				SOBRECARGA DE 1,916 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	304	406	487	609	304	406	487	609
M140x40-0,95	3530	3225	3022	2768	3225	2921	2743	2463
M140x40-1,25	3860	3505	3302	3048	3505	3175	2997	2768
M140x40-1,55	4140	3759	3530	3276	3759	3403	3200	2971
M140x40-2,25	4445	4038	3784	3505	4038	3657	3454	3200
M140x40-2,46	4927	4495	4216	3911	4495	4064	3835	3556
M200x40-0,95	4775	4089	3733	3352	4267	3657	3352	2794

Fonte: CBCA, 2010

Obtendo assim um perfil do tipo M140x40, com espessura de 2,46mm, e espaçamento aproximado de 400mm.

- Para banheiros e hall

- Vãos múltiplo.
- Perfil com enrijecedor de alma.
- Peso próprio do piso 0,479 kN/m².
- Sobrecarga de 1,916 kN/m².

Quadro 3.3 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso

Designação	SOBRECARGA DE 1,437 kN/m ²				SOBRECARGA DE 1,916 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	304	406	487	609	304	406	487	609
M140x40-0,95	3911	3403	3098	2768	3505	3022	2768	2413
M140x40-1,25	4775	4114	3759	3352	4267	3683	3352	2997
M140x40-1,55	5359	4648	4241	3784	4800	4165	3784	3403
M140x40-2,25	5943	5232	4775	4267	5384	4673	4267	3810
M140x40-2,46	6629	6019	5664	5080	6019	5461	5130	4572
M200x40-0,95	4394	3556	3098	2616	3733	2997	2616	2184

Fonte: CBCA, 2010

Obtendo assim um perfil do tipo M140x40, com espessura de 1,25mm, e espaçamento aproximado de 400mm.

- Para sala de jantar

- Vãos simples.
- Perfil com enrijecedor de alma.
- Peso próprio do piso 0,479 kN/m².
- Sobrecarga de 1,916 kN/m².

Quadro 3.4 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso

Designação	SOBRECARGA DE 1,437 kN/m ²				SOBRECARGA DE 1,916 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	304	406	487	609	304	406	487	609
M140x40-0,95	3530	3225	3022	2768	3225	2921	2743	2463
M140x40-1,25	3860	3505	3302	3048	3505	3175	2997	2768
M140x40-1,55	4140	3759	3530	3276	3759	3403	3200	2971
M140x40-2,25	4445	4038	3784	3505	4038	3657	3454	3200
M140x40-2,46	4927	4495	4216	3911	4495	4064	3835	3556
M200x40-0,95	4775	4089	3733	3352	4267	3657	3352	2794

Fonte: CBCA, 2010

Obtendo assim um perfil do tipo M140x40, com espessura de 0,95mm, e espaçamento aproximado de 400mm.

- Para cozinha e área de serviço

- Vãos múltiplos.
- Perfil com enrijecedor de alma.
- Peso próprio do piso 0,479 kN/m².
- Sobrecarga de 1,916 kN/m².

Quadro 3.5 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso

Designação	SOBRECARGA DE 1,437 kN/m ²				SOBRECARGA DE 1,916 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	304	406	487	609	304	406	487	609
M140x40-0,95	3911	3403	3098	2768	3505	3022	2768	2413
M140x40-1,25	4775	4114	3759	3352	4267	3683	3352	2997
M140x40-1,55	5359	4648	4241	3784	4800	4165	3784	3403
M140x40-2,25	5943	5232	4775	4267	5384	4673	4267	3810
M140x40-2,46	6629	6019	5664	5080	6019	5461	5130	4572
M200x40-0,95	4394	3556	3098	2616	3733	2997	2616	2184

Fonte: CBCA, 2010

Obtendo assim um perfil do tipo M140x40, com espessura de 2,46mm, e espaçamento aproximado de 400mm.

- Para alpendre

- Vãos múltiplos.
- Perfil com enrijecedor de alma.
- Peso próprio do piso 0,479 kN/m².
- Sobrecarga de 1,916 kN/m².

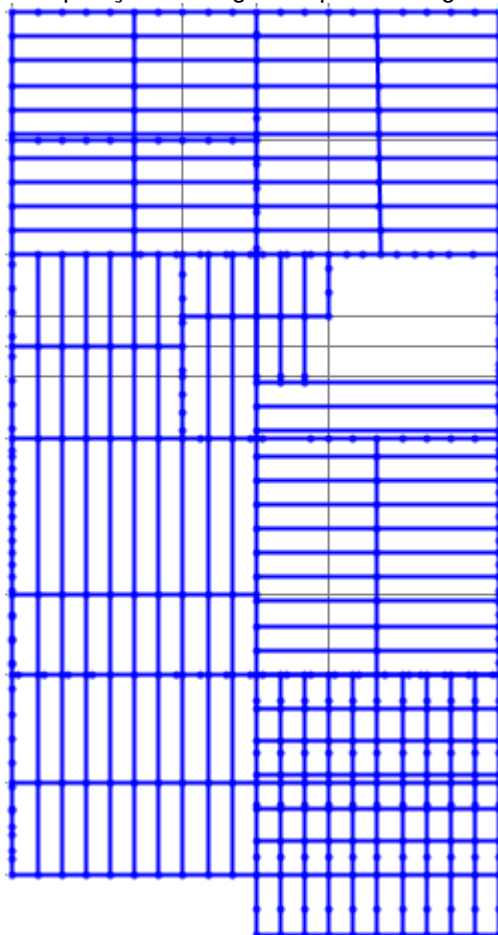
Quadro 3.6 – Tabela de dimensionamento para vigas de piso

Designação	SOBRECARGA DE 1,437 kN/m ²				SOBRECARGA DE 1,916 kN/m ²			
	Espaçamento entre vigas (mm)				Espaçamento entre vigas (mm)			
	304	406	487	609	304	406	487	609
M140x40-0,95	3911	3403	3098	2768	3505	3022	2768	2413
M140x40-1,25	4775	4114	3759	3352	4267	3683	3352	2997
M140x40-1,55	5359	4648	4241	3784	4800	4165	3784	3403
M140x40-2,25	5943	5232	4775	4267	5384	4673	4267	3810
M140x40-2,46	6629	6019	5664	5080	6019	5461	5130	4572
M200x40-0,95	4394	3556	3098	2616	3733	2997	2616	2184

Fonte: CBCA, 2010.

Obtendo assim um perfil do tipo M140x40, com espessura de 2,25mm, e espaçamento aproximado de 400mm. A figura 3.7 mostras a disposição das vigas de piso do segundo pavimento.

Figura 3.7 – Disposição das vigas de piso do segundo pavimento

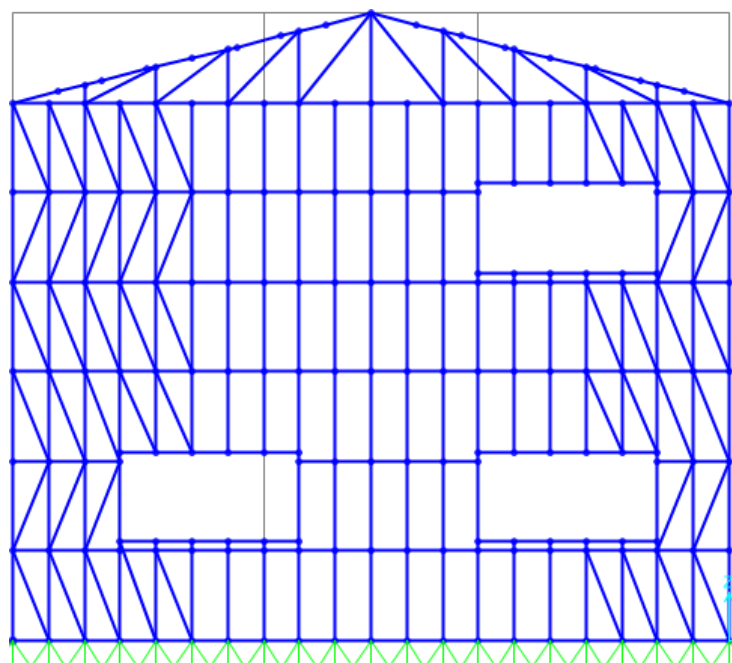


Fonte: Autor

3.4 GEOMETRIA DO MODELO

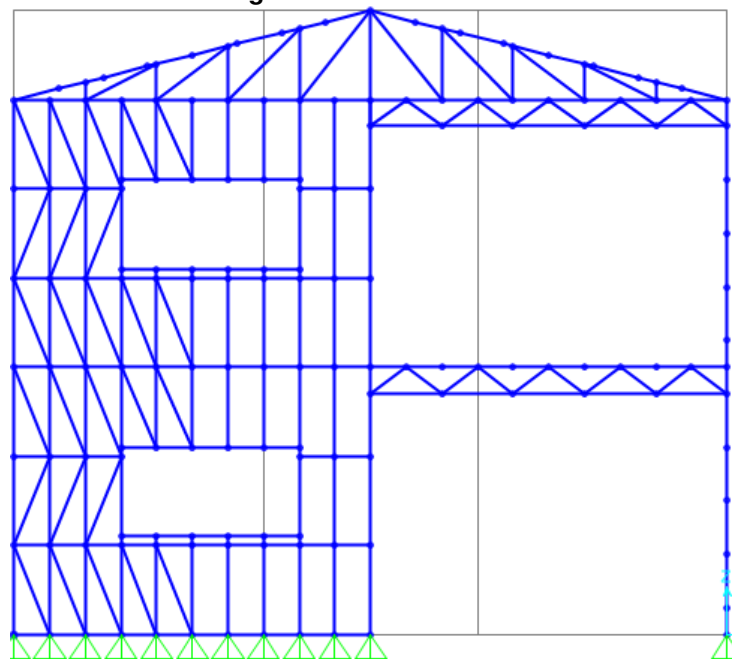
As figuras 3.8 a 3.13 correspondem a geometria em planta das vistas, dos fundos, frontal, lateral direita, lateral esquerda, e perspectiva 3D de toda a edificação.

Figura 3.8 – Vista dos fundos



Fonte: Autor

Figura 3.9 – Vista frontal



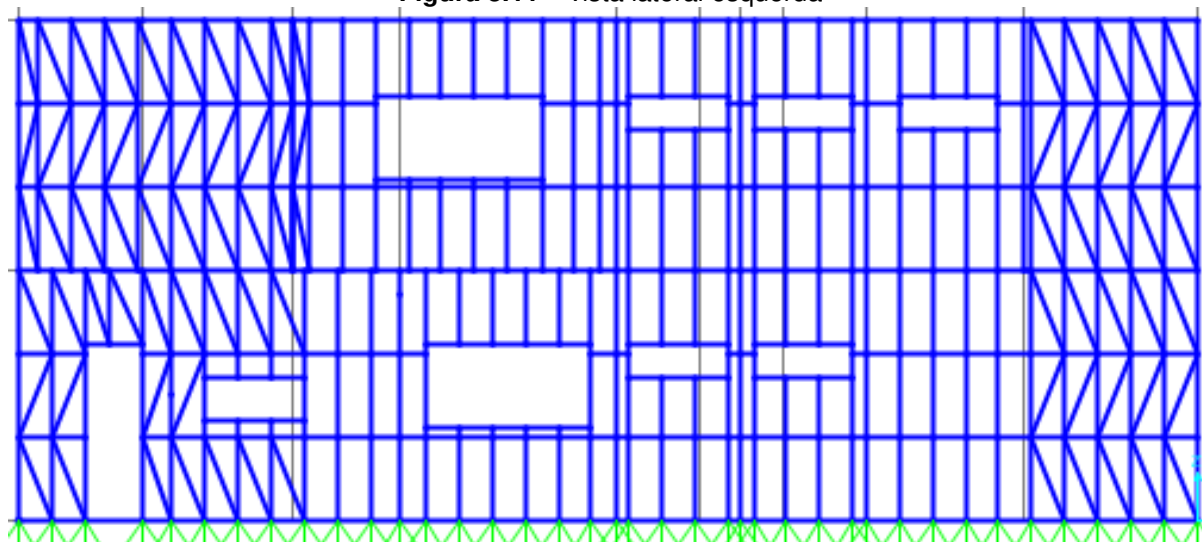
Fonte: Autor

Figura 3.10 – Vista lateral direita



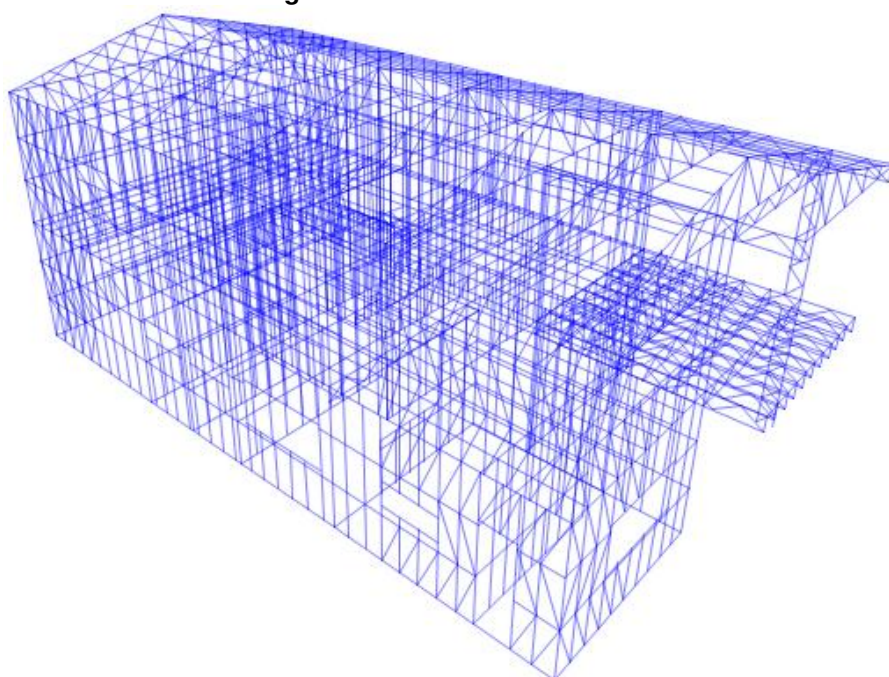
Fonte: Autor

Figura 3.11 – vista lateral esquerda



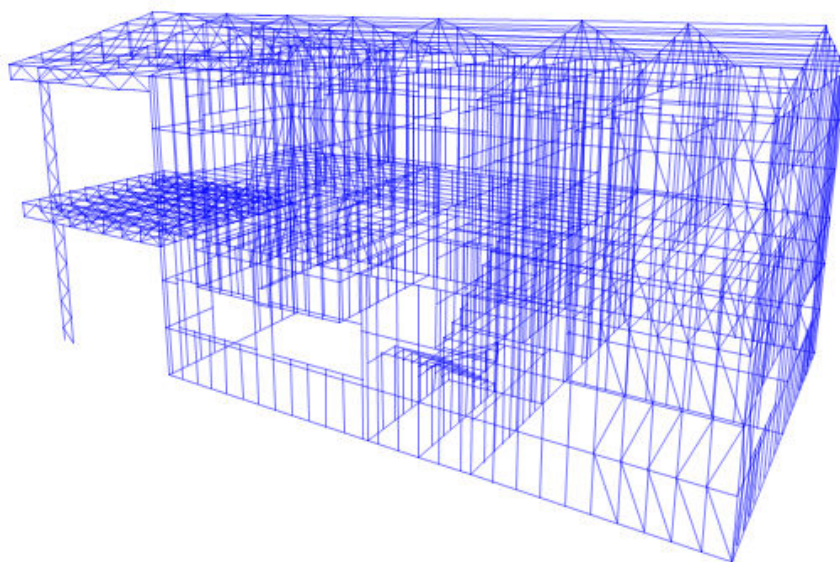
Fonte: Autor

Figura 3.12 – Vista isométrica 1



Fonte: Autor

Figura 3.13 – Vista isométrica 2



Fonte: Autor

3.5 CARREGAMENTOS

Os valores adotados para o modelo em questão, segue totalmente os preceitos da Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 6120. Sendo assim os mesmos separados em ações variáveis e permanentes.

3.5.1 Ações permanentes

- Laje seca

Tendo em vista que a laje em questão não foi modelada como laje de placa, seus carregamentos foram distribuídos de forma uniforme por toda a extensão das vigas de piso. De acordo com o catálogo da empresa LP Mezanino:

Uma placa cimentícia com espessura de 40mm tem um peso próprio de $31,2\text{Kg/m}^2$, equivalente a $0,320\text{KN/m}^2$. Tendo em vista que o peso próprio das vigas de piso já está sendo considerado pelo modelo, temos que:

$$0,32 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento das vigas)} = 0,128 \text{ kN/m}$$

- Revestimento

Para o revestimento do piso foi utilizado um porcelanato esmaltado da marca “Eliane”, denominado Phoenix PO, tendo como características:

- 39 Kg por caixa.
- $1,44 \text{ m}^2$ por caixa.
- 1 peça por caixa.
- $80 \times 180 \text{ cm}$.

Obtendo assim um carregamento de $27,08 \text{ Kg/m}^2$ ou $0,27 \text{ KN/m}^2$, referente ao porcelanato utilizado.

$$0,27 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento das vigas)} = 0,11 \text{ kN/m}$$

De acordo com a NBR 6120, que trata das cargas para o cálculo de estruturas de edificações, a argamassa de assentamento tem uma carga de 21 KN/m^3 , considerando que a mesma seja utilizada com uma espessura de $0,01\text{m}$, temos seu carregamento sendo $0,21 \text{ KN/m}^2$, Logo:

$$0,21 \text{ KN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento das vigas)} = 0,1 \text{ KN/m}$$

Sendo assim o carregamento considerado para o revestimento é de:

$$0,11 \text{ KN/m} + 0,10 \text{ KN/m} = 0,21 \text{ KN/m}.$$

- Forro

Para que as vigas de piso não fiquem a amostra foi aplicado um forro de gesso em placas com dimensões $60 \times 60 \text{ cm}$, onde cada placa pesa entre 5 a 6 Kg , nos dando um peso próprio de $16,66 \text{ Kg/m}^2$ ou $0,166 \text{ KN/m}^2$.

$$0,166 \text{ KN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento das vigas)} = 0,06 \text{ KN/m}$$

- Paredes

Como dito anteriormente, o peso próprio das vigas que compõem os painéis já se apresenta no modelo, restando assim definir apenas as cargas provenientes do seu acabamento.

As paredes são divididas em internas e externas, sendo utilizado material de revestimento diferente para ambas. Para as paredes com faces externas utiliza-se placas OSB e um acabamento (tinta, textura, pedra), já para as paredes de fases externas utiliza-se placas de gesso e um acabamento.

De acordo com a LP Mezanino uma placa OSB de $15,1 \text{ mm}$ tem as seguintes características:

- $27,80 \text{ Kg}$ por caixa.
- $1,20 \times 3,00 \text{ m}$.

Obtendo assim para uma placa de 15,1 mm, dimensão 1,20x3,00m, e um peso de 27,8 Kg, um peso próprio de aproximadamente $7,7 \text{ Kg/m}^2$ ou $0,077 \text{ KN/m}^2$.

- Pra o acabamento interno: foi utilizado a tinta “Látex Fosco Direto Gesso Econômica Branco” da empresa Coral.

Considerando que foi passada três demãos e que seu rendimento foi de 30 m^2 por demão, temos que seu peso próprio é de $0,36 \text{ Kg/m}^2$ ou $0,0036 \text{ KN/m}^2$.

- Pra o acabamento externo: foi utilizado a tinta “Acrílica Fosco Glasurit Econômica Amarela Ouro” da empresa Suvnil, que tem as seguintes características:

Considerando que foi passada três demãos e que seu rendimento foi de 50 m^2 por demão, temos que seu peso próprio é de $0,06 \text{ Kg/m}^2$ ou $0,0006 \text{ KN/m}^2$.

Assim temos:

- Paredes Externas

$$\text{OSB} + \text{Gesso} + \text{Rev. Externo} + \text{Rev. Interno} = 0,077 \text{ kN/m}^2 + 0,06 \text{ kN/m}^2 + 0,0006 \text{ kN/m}^2 + 0,0036 \text{ kN/m}^2 = 0,1412 \text{ kN/m}^2.$$

$$0,1412 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento dos perfis)} = 0,056 \text{ kN/m}.$$

- Paredes Internas

$$\text{Gesso} + \text{Gesso} + \text{Rev. Interno} + \text{Rev. Interno} = 0,06 \text{ kN/m}^2 + 0,06 \text{ kN/m}^2 + 0,0036 \text{ kN/m}^2 + 0,0036 \text{ kN/m}^2 = 0,1272 \text{ kN/m}^2.$$

$$0,1272 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento dos perfis)} = 0,0508 \text{ kN/m}.$$

- Cobertura

Assim como os perfis e vigas de piso, as tesouras da cobertura foram modeladas no programa, estando assim seu peso próprio já incluso restando apenas computar o peso da telha e do forro.

- Telha

Para a cobertura foi utilizado telhas de PVC com espessura de 2,5 mm, utilizando a telha com dimensões 5,25x88cm temos que seu peso próprio é 4,45 Kg/m² ou 0,045 KN/m².

$$0,045 \text{ kN/m}^2 \times 0,50 \text{ m (espaçamento dos apoios)} = 0,0225 \text{ kN/m.}$$

- Forro

Como calculado anteriormente temos:

$$0,166 \text{ kN/m}^2 \times 0,50 \text{ m (espaçamento das vigas)} = 0,083 \text{ kN/m.}$$

Onde:

$$\text{Telha} + \text{Forro} = 0,0225 \text{ KN/m}^2 + 0,083 \text{ KN/m}^2 = 0,1055 \text{ KN/m}.$$

3.5.2 Ações Variáveis

- Sobrecarga de utilização

Os valores adotados para sobrecarga de utilização seguem os preceitos da NBR 6120 descrita anteriormente, a tabela 3.7 mostra os valores adotados como

sobrecarga para o piso da edificação, com o espaçamento das vigas e sua carga por metro linear.

Quadro 3.7 – Sobrecarga de utilização

Ambientes	Espaçamento (m)	Q (KN\m ²)	q (KN\m)
Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	0,40	2,0	0,80

Fonte: Autor

- Caixa d'água

A residência foi projetada para possuir um reservatório superior com capacidade para 2000L, e um reservatório inferior com capacidade de 4000L, a área destinada para suportar o reservatório superior tem 3,15 m de comprimento e 3,00 m de largura, suas vigas são espaçadas 40 cm entre si.

Com isso temos:

$$\text{Volume} = 2 \text{ m}^3.$$

$$\gamma_{\text{Água}} = 10 \text{ KN\m}^3.$$

$$\text{Peso} = 2 \text{ m}^3 \times 10 \text{ KN\m}^3 = 20 \text{ KN}$$

Assim, distribuindo pela área destinada a suporta-la temos:

$$Q = \frac{20 \text{ KN}}{9,45 \text{ m}^2} = 2,12 \text{ KN\m}^2.$$

Logo:

$$2,12 \text{ kN\m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento das vigas)} = 0,848 \text{ kN/m.}$$

- Escada

A sobrecarga adotada na escada foi de $3,0 \text{ kN/m}^2$, seguindo o que rege a NBR 6120, sendo a mesma distribuída linearmente por espaçamentos de 200mm.

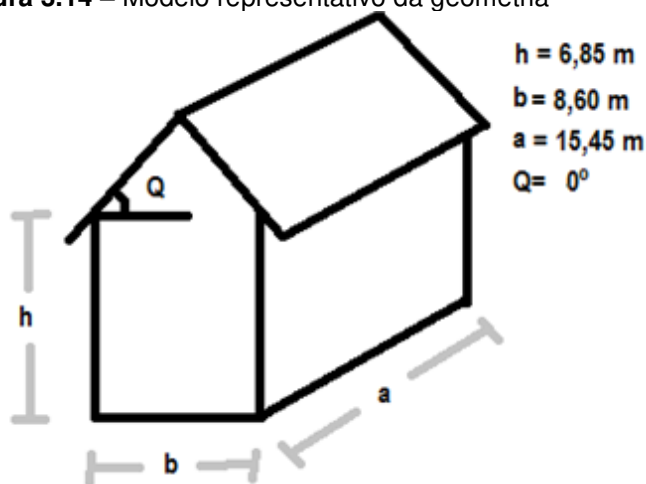
$$3,0 \text{ kN/m}^2 \times 0,20\text{m} = 0,60 \text{ kN/m}$$

- Vento

Para determinar as cargas atuantes na edificação proveniente do vento, foi analisado a NBR 6123 que fala das forças devidas ao vento em edificações. Obtendo assim:

- Características geométricas figura 3.14.

Figura 3.14 – Modelo representativo da geometria



Fonte: Autor

- Velocidade básica do vento “ V_o ”(m/s)

De acordo com a NBR 6123, a velocidade básica do vento para a região de Mossoró-RN é de:

$$V_o = 27 \text{ m/s.}$$

- Fator topográfico “S1”

Para determinar esse fator a norma leva em consideração as características topográficas, sendo o mesmo igual a “1,0” para terrenos planos e fracamente acidentados.

Logo: $S1 = 1,0$

- Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: Fator “S2”

Esse fator leva em conta as três variáveis citada a cima, onde por meio dessas, classifica-se as edificações em cinco categorias e três classes, onde a residência em questão classifica-se na categoria “IV” e na classe “A”. Assim tem-se:

$$S2 = b \times Fr \times (Z/10)^p$$

Onde de acordo com sua classificação obtém-se:

$Fr = 1,0$ (Fator de rajada do vento)

$b = 0,94$ e $p = 0,10$ (parâmetros em função da categoria e da classe)

z = altura em relação ao nível do terreno

Para que o carregamento do vento seja distribuído de forma uniforme nas lajes, variou-se seu valor.

Para $z = 3,00$.

$$S2 = 0,94 \times 1,0 \times (3,00/10)^{0,10} = 0,833$$

Para $z = 6,15$.

$$S2 = 0,94 \times 1,0 \times (6,15/10)^{0,10} = 0,895$$

- Fator estatístico “S3”

De acordo com a “tabela 3” da NBR 6123, valores mínimos do fator estático, tem-se que:

$$S3 = 1,0$$

Com isso tem-se como obter a velocidade característica do vento (V_k), através da seguinte equação:

$$V_k = V_o \times S1 \times S2 \times S3$$

Para $z = 3,00$:

$$V_k = 27 \times 1,0 \times 0,833 \times 1,0 = 22,42 \text{ m/s.}$$

Para $z = 6,15$:

$$V_k = 27 \times 1,0 \times 0,895 \times 1,0 = 24,17 \text{ m/s.}$$

- Pressão dinâmica “q”

A pressão dinâmica é dada pela seguinte formula:

$$q = 0,613 \times V_k^2$$

Sendo seus valores dados para as diferentes alturas.

Para $z = 3,00$:

$$q = 0,613 \times (22,42)^2 = 0,31 \text{ KN/m}^2$$

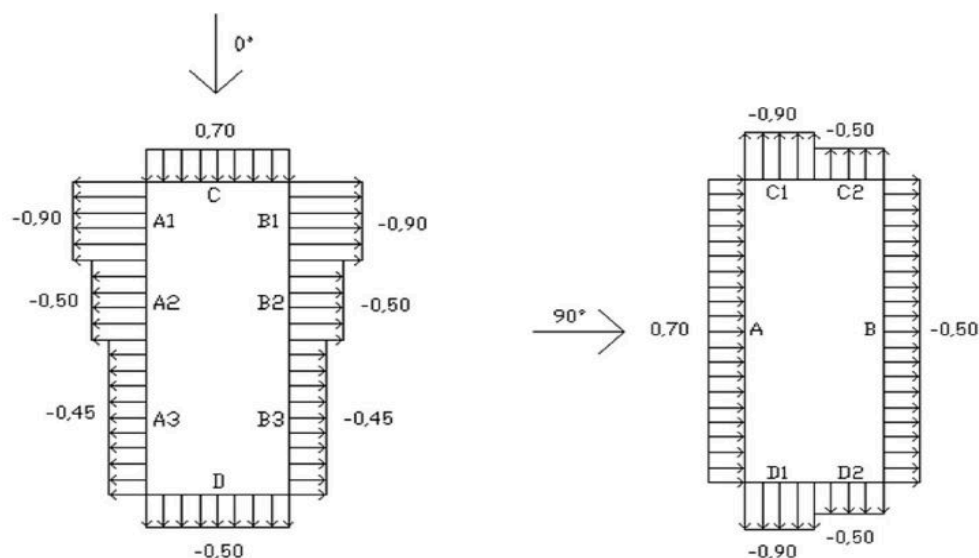
Para $z = 6,15$:

$$q = 0,613 \times (24,17)^2 = 0,36 \text{ KN/m}^2$$

- Coeficiente de forma externo (Ce)

A NBR 6123, fornece esse coeficiente através de tabelas, sendo os mesmos vinculados a geometria da edificação. A figura 3.15 simplifica esse dimensionamento.

Figura 3.15 – Coeficientes de forma externos



Fonte: NBR 6123 (modificado)

- Coeficiente de forma interno (Ci)

Segundo o que fala a NBR 6123, os valores de coeficiente de forma internos são “-0,3” e “0,0”, onde -0,3 é o pior caso.

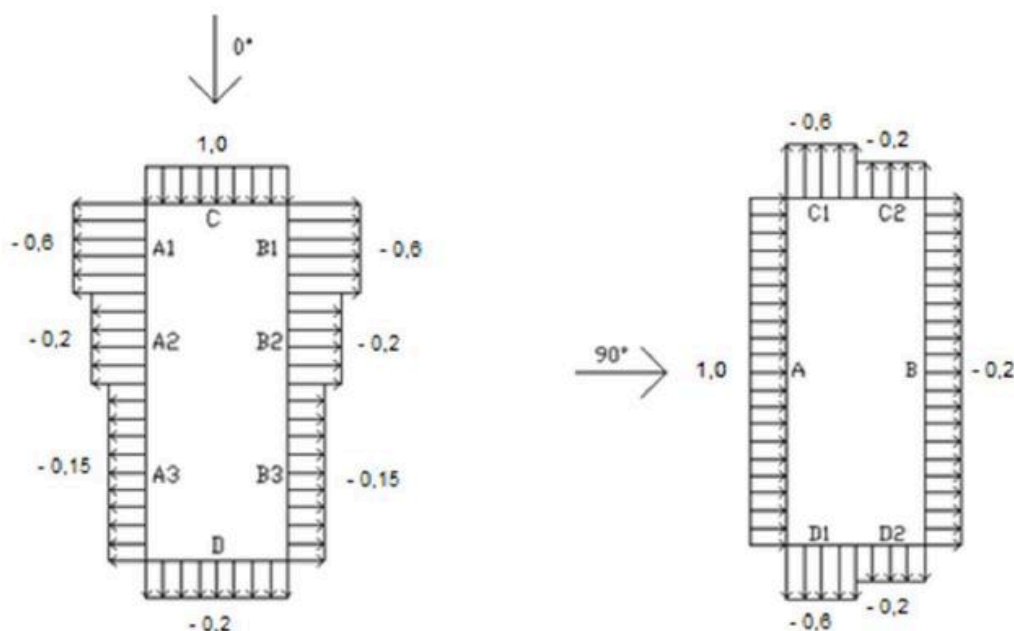
- Pressão atuante

A pressão atuante na estrutura é dada pela seguinte fórmula:

$$\Delta p = F/A = (C_e - C_i) \times q$$

O resultado da diferença entre “Ce” e “Ci”, é mostrada na figura 3.16.

Figura 3.16 – Diferença entre (Ce – Ci)



Fonte: NBR 6123 (modificado)

Como a carga deve ser distribuída de forma uniforme nas lajes, tem-se que determinar a altura de influencia (H_{INFL}), como possuímos duas lajes, temos para a primeira: a altura da mesma mais metade da altura do segundo pavimento; já para a segunda tem-se: a outra metade do segundo pavimento mais a altura do telhado. Resultando assim em:

$$H_{INFL (z=3,00)1^{\circ}} = (3 + 1,50) = 4,50\text{m.}$$

$$H_{INFL (z=6,15)2^{\circ}} = (1,50+2,50) = 4,00\text{m.}$$

- Carregamento final

Com isso pode-se determinar o carregamento final, onde o mesmo é dado pela seguinte forma:

$$q = (C_e - C_i) \times q \times H_{INFL}$$

Obtendo assim para cada parâmetro os valores dispostos na tabela 3.8.

Quadro 3.8 – Carregamento final

Pavimento		q (KN\m)			
(C _e – C _i)	1,0	-0,6	-0,5	-0,2	-0,15
Z = 3,00	1,395	-0,837	-0,697	-0,278	-0,21
Z = 6,15	1,44	-0,864	-0,72	-0,288	-0,216

Fonte: Autor

3.6 COMBINAÇÕES DE CARGAS

As combinações dos carregamentos para essa estrutura foram feitas as luzes da NBR 14762, que fala dos procedimentos para o dimensionamento de estruturas de aço constituídas de perfis formados a frio, considerando assim os estados limites últimos (ELU), e os estados limites de serviço (ELS).

Assim os carregamentos considerados foram:

- CP = Carregamentos permanentes.
- CU = Carregamentos de utilização.
- CV = Carregamento do vento.

Obtendo as seguintes combinações:

- Para os estados de limites últimos (ELU)

- $1,25 \sum CP + 1,4 CV + 1,5 \times 0,7 \sum CU$ (Vento como ação principal)
- $1,25 \sum CP + 1,5 \sum CU + 1,4 \times 0,6 CV$ (Sobrecarga como ação principal)
- $1,0 \sum CP + 1,4 CV$ (Vento como ação principal sem sobrecarga)

- Para os estados limites de serviço (ELS)

- $1,0 \sum CP + 0,3 CV + 0,4 \sum CU$
- $1,0 \sum CP + 0,6 \sum CU$

Levando em consideração que o carregamento do vento possa atuar a 0° ou 90° graus, e nos sentidos positivos e negativos, tem-se assim todas as combinações dispostas na tabela 3.9.

Quadro 3.9 – Combinações adotadas ao modelo

Estados limites	Nº	Combinações
ELU	01	$1,25 \sum CP + 1,4 CV0^\circ (+) + 1,5 \times 0,7 \sum CU$
	02	$1,25 \sum CP + 1,4 CV0^\circ (-) + 1,5 \times 0,7 \sum CU$
	03	$1,25 \sum CP + 1,4 CV90^\circ (+) + 1,5 \times 0,7 \sum CU$
	04	$1,25 \sum CP + 1,4 CV90^\circ (-) + 1,5 \times 0,7 \sum CU$
	05	$1,25 \sum CP + 1,5 \sum CU + 1,4 \times 0,6 CV0^\circ (+)$
	06	$1,25 \sum CP + 1,5 \sum CU + 1,4 \times 0,6 CV0^\circ (-)$
	07	$1,25 \sum CP + 1,5 \sum CU + 1,4 \times 0,6 CV90^\circ (+)$
	08	$1,25 \sum CP + 1,5 \sum CU + 1,4 \times 0,6 CV90^\circ (-)$
	09	$1,0 \sum CP + 1,4 CV0^\circ (+)$
	10	$1,0 \sum CP + 1,4 CV0^\circ (-)$

	11	$1,0 \sum CP + 1,4 CV90^\circ (+)$
	12	$1,0 \sum CP + 1,4 CV90^\circ (-)$
ELS	13	$1,0 \sum CP + 0,3 CV0^\circ (+) + 0,4 \sum CU$
	14	$1,0 \sum CP + 0,3 CV0^\circ (-) + 0,4 \sum CU$
	15	$1,0 \sum CP + 0,3 CV90^\circ (+) + 0,4 \sum CU$
	16	$1,0 \sum CP + 0,3 CV90^\circ (-) + 0,4 \sum CU$
	17	$1,0 \sum CP + 0,6 \sum CU$

Fonte: Autor

4. DIMENSIONAMENTO DE BARRAS

Para o dimensionamento das barras utilizadas no sistema construtivo “Light Steel Frame”, tem-se que fazer as aplicações práticas, ou seja, cálculo da força resistente das barras, regidas pela NBR 14762, que fala do dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, que de acordo com a norma foi verificado os modos de flambagem local, como também o modo distorcional dos elementos da secção transversal do perfil, que é considerada por muitos autores a mais importante.

Foi verificada uma viga de piso com perfil tipo Ue (U enrijecido) 140x40x12 com espessura de 0,95 mm, sendo o mesmo a menor espessura utilizada, consequentemente o pior caso; e um montante com perfil 90x40x12 com a mesma espessura.

4.1 DIMENSIONAMENTO DA VIGA DE PISO

- Características gerais
 - Espaçamento do vão = 400 mm
 - Comprimento total = 2600 mm

- Comprimento destravado = 1300 mm
- Dimensões = 140x40x12 mm
- Espessura = 0,95 mm
- Aço = ZAR 230
- Resistência ao escoamento (f_y) = 230 MPa

- Carregamentos

- Cargas permanentes

Peso próprio + Laje seca + Revestimento + Forro

$$= 0,015 + 0,128 + 0,21 + 0,06 = 0,413 \text{ KN/m}$$

- Sobrecarga

Laje de piso = 0,80 KN/m

- Vento

Velocidade básica do vento = 27,00 m/s

- Comprimentos efetivos de flambagem da barra

$$K_x L_x = 2600 \text{ mm}$$

$$K_y L_y = 1300 \text{ mm}$$

$$K_t L_t = 1300 \text{ mm}$$

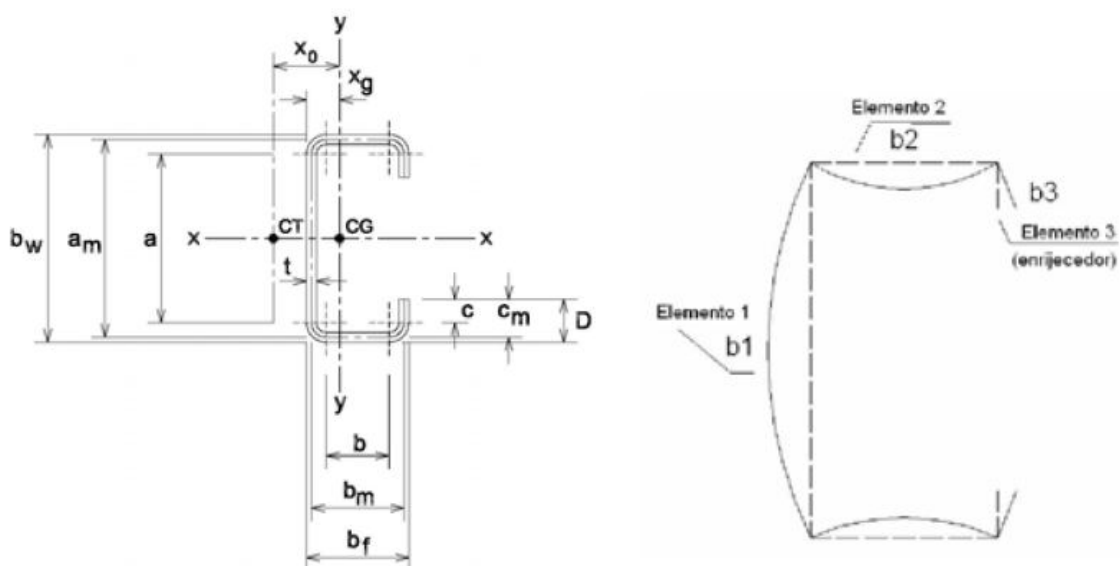
O momento fletor resistente de cálculo deve ser o menor calculado entre o momento calculado com base no início do escoamento da seção efetiva; com base

na flambagem lateral com torção; e para flambagem por distorção da secção transversal.

4.1.1 Momento calculada com base no início do escoamento da secção efetiva

Nesse método o momento resistente é obtido com base na resistência ao escoamento do aço (f_y), no modulo de resistência elástica da secção efetiva (W_{ef}). A figura 4.1 mostra os elementos de secção transversal desse perfil.

Figura 4.1 – Perfil “Ue” e elementos de secção transversal



Fonte: Manual de construção em aço (2006)

- Verificação do flange comprimido (elemento 2)
- Calculo da largura plana do elemento (b)

$$b = b_f - 4t$$

$$b = 4,0 - 4(0,095 - 0,0036) = 3,634 \text{ cm.}$$

Onde:

b_f = Largura total do perfil.

t = Espessura de cálculo da chapa.

- Referencia do índice de esbeltes reduzido do elemento (λ_{po})

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{0,623 \sqrt{\frac{E}{\sigma}}} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{0,623 \sqrt{\frac{20500}{23,00}}} = 2,138.$$

$\lambda_{po} \geq 2,03$ Caso III, logo:

$$I_a = [56\lambda_{po} + 5]t^4$$

$$k = (I_s/I_a)^{1/3} (k_a - 0,43) + 0,43 \leq k_a$$

- Elemento 3 (Enrijecedor)

Dimensão plana do elemento (d)

$$d = 1,2 - 2t$$

$$d = 1,2 - 2(0,095 - 0,0036) = 1,017 \text{ cm}$$

Momento de inercia da seção bruta do enrijecedor em relação ao seu eixo principal paralelo ao elemento a ser enrijecido (I_s).

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,008 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia ideal (I_a).

$$I_a = [(56 \lambda_{po}) + 5] t^4$$

$$I_a = [(56 \times 2,138) + 5] 0,0914^4 = 0,0087 \text{ cm}^4$$

Verificação

$$\frac{D}{b} \leq 0,80 \quad \frac{1,2}{3,634} = 0,330 \quad \text{OK!!!}$$

“D” é a altura total do enrijecedor

Cálculo do coeficiente de flambagem local (k).

$$K = \left[\frac{I_s}{I_a} \right]^{0,33} (K_a - 0,43) + 0,43$$

Onde K_a é o coeficiente de flambagem de referência, e o mesmo deve ser maior do que “K” e menor que 4,0.

$$K_a = 5,25 - 5 \left[\frac{D}{b} \right]$$

$$K_a = 5,25 - 5 \left[\frac{1,2}{3,634} \right] = 3,60 \leq 4,0 \quad \text{OK!!!}$$

Assim:

$$K = \left[\frac{0,008}{0,0087} \right]^{0,33} (3,60 - 0,43) + 0,43 = 3,51 \leq 3,60 \quad \text{OK!!!}$$

$$K = 3,51$$

- Índice de esbeltez reduzido do elemento (λ_p)

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k \epsilon}{\sigma}}} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{0,95 \sqrt{\frac{3,51 \times 20500}{23,00}}} = 0,748.$$

Como $\lambda_{po} \geq 0,673$, poderá ocorrer flambagem local na mesa superior do perfil, assim deve-se calcular a largura efetiva do mesmo (b_{ef}).

$$b_{ef} = b \frac{1}{\lambda_p} \left[1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right] \leq b$$

$$b_{ef} = 3,634 \frac{1}{0,748} \left[1 - \frac{0,22}{0,748} \right] = 3,429 \leq 3,634 \quad \text{OK!!!}$$

$$b_{ef} = 3,429$$

- Verificação do enrijecedor de borda (Elemento 3)

$$d = 1,2 - 2(0,095 - 0,0036) = \underline{1,017 \text{ cm}}$$

Como o enrijecedor é contínuo deve-se considerar o valor de $k = 0,43$, para que não aja flambagem local.

Assim tem-se:

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{k \epsilon}{\sigma}}} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{0,95 \sqrt{\frac{0,43 \times 20500}{23,00}}} = 0,598 \geq 0,673 \quad \text{OK!!!}$$

Assim a largura efetiva do enrijecedor de borda (d_{ef}) será 1,017.

Largura efetiva reduzida do enrijecedor de borda (d_s)

$$d_s = \left[\frac{I_s}{I_a} \right] d_{ef} \leq d_{ef}$$

$$d_s = \left[\frac{0,008}{0,0087} \right] 1,017 = 0,935 \leq 1,017 \quad \text{OK!!!}$$

$$d_s = 0,935$$

- Verificação da alma (Elemento 1)

Na verificação da alma a linha neutra (LNe) é determinada através de um processo iterativo, onde o mesmo ocorre quando o LNe não diferencia mais do que 5% do anterior.

Primeira interação: Alma totalmente efetiva. A figura 4.1 mostra as dimensões dos elementos do perfil.

Quadro 4.1 – Dimensões dos elementos do perfil

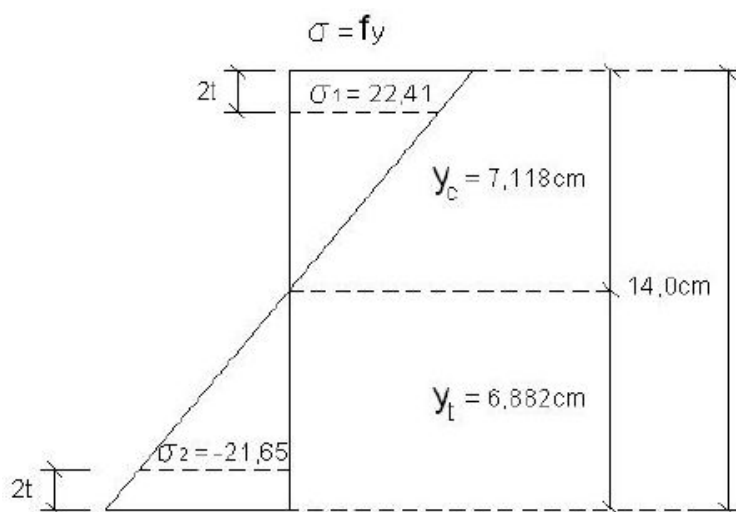
Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)
Flange Superior	3,430	0,046	0,158
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,791	0,578	0,457
Elemento Inefetivo da Alma	13,634	7,000	95,438
Flange Inferior	3,634	13,954	50,709
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535
Canto Inferior Esquerdo	0,215	13,905	2,990
Canto Inferior Direito	0,215	13,905	2,990
Soma	23,366	-	166,317

Fonte: Manual de construção em aço (2006)

$$y_{cg} = \frac{\sum Ly}{\sum L} \quad y_{cg} = \frac{166,317}{23,366} = 7,118 \text{ cm}$$

A figura 4.2 mostra a tensão na alma do perfil.

Figura 4.2 – Tensão na alma do perfil (elemento 1)



Fonte: Manual de construção em aço (2006)

Com isso tem-se:

$$\sigma_1 = 23,00 \times \frac{7,118 - 0,1828}{7,118} = 22,41 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Compressão)}$$

$$\sigma_2 = 23,00 \times \frac{6,882 - 0,1828}{7,118} = -22,41 \text{ KN/cm}^2 \text{ (Tração)}$$

Cálculo da flambagem local (k)

$$K = 4 + [2 \times (1 + \psi)^3] + [2 \times (1 + \psi)]$$

Onde $\psi = \sigma_1 / \sigma_2$.

$\Psi = 0,97$ Logo:

$$K = 4 + [2 \times (1 + 0,97)^3] + [2 \times (1 + 0,97)] = 23,13$$

- Índice de esbeltes reduzido do elemento (λ_p)

$$\lambda_p = \frac{\frac{d}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma_1}}} = \frac{\frac{13,634}{0,0914}}{0,95 \sqrt{\frac{23,13 \times 20500}{22,41}}} = 1,079 \leq 0,673 \text{ Ñ OK!!!}$$

Poderá ocorrer flambagem local, logo tem-se que calcular a largura efetiva do elemento (b_{ef}).

$$b_{ef} = b_c \frac{1}{\lambda_p} \left[1 - \frac{0,22}{\lambda_p} \right] \leq b$$

Onde b_c é a largura da região comprimida da alma

$$b_{ef} = [7,118 - (2 \times 0,0914)] \times \frac{1}{1,079} \left[1 - \frac{0,22}{1,079} \right] = 5,117 \leq b_c = 6,875 \text{ OK!!!}$$

$$b_{ef} = 5,117.$$

$$b_{ef1} = \frac{b_{ef}}{(3 - \Psi)} = \frac{5,101}{(3 + 0,98)} = 1,282 \text{ cm}$$

$$b_{ef2} = 0,5 b_{ef} = 0,5 \times 5,101 = 2,551 \text{ cm}$$

$$b_{ef1} + b_{ef2} = 1,282 + 2,551 = 3,833 \text{ cm} < b_c$$

Segunda interação: Alma não totalmente efetiva. A figura 4.2 mostra as dimensões dos elementos do perfil.

Parte não efetiva da alma (b_{neg})

$$b_{neg} = (b_{ef1} + b_{ef2}) - b_c = 3,833 - 6,875 = -3,042 \text{ cm}$$

Quadro 4.2 – Dimensões dos elementos do perfil

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)
Flange Superior	3,486	0,046	0,160
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020
Enrijecedor Superior	0,957	0,662	0,634
Elemento Inefetivo da Alma	-3,042	2,985	-9,081
Alma	13,634	7,000	95,438
Flange Inferior	3,634	13,954	50,709
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535
Canto Inferior Esquerdo	0,215	13,905	2,990
Canto Inferior Direito	0,215	13,905	2,990
Soma	20,548	-	157,432

Fonte: Manual de construção em aço (2006)

$$y_{cg} = \frac{\sum Ly}{\sum L} \quad y_{cg} = \frac{157,432}{20,548} = 7,662 \text{ cm}$$

O eixo neutro variou 8,54%, de 7,058 para 7,662 sendo necessário mais interações, vindo o mesmo a interagir na quinta interação com:

$$y_{cg} = 7,723 \text{ cm}$$

Com isso calcula-se as propriedades da seção efetiva obtendo assim o disposto na tabela 4.3.

Quadro 4.3 – Propriedades da secção efetiva

Elemento	L (cm)	y (cm)	Ly (cm ²)	Ly ² (cm ³)	I _x ' (cm ³)
Flange Superior	3,486	0,046	0,160	0,007	
Canto Superior Esquerdo	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Canto Superior Direito	0,215	0,095	0,020	0,002	0,00038
Enrijecedor Superior	0,957	0,662	0,634	0,420	0,07327
Elemento Inefetivo da Alma	-3,572	3,335	-11,913	-39,730	-3,79725
Alma	13,634	7,000	95,438	668,066	211,21602
Flange Inferior	3,634	13,954	50,709	707,593	
Enrijecedor Inferior	1,017	13,309	13,535	180,137	0,08771
Canto Inferior Esquerdo	0,215	13,905	2,990	41,576	0,00038
Canto Inferior Direito	0,215	13,905	2,990	41,576	0,00038
Soma	20,016	-	154,583	1599,649	207,581

Fonte: Manual de construção em aço (2006)

Logo tem-se:

$$I_x = Ly^2 + \sum I_x' - [(y_{cg})^2 \times L] = 1599,649 + 207,581 - [(7,723)^2 \times 20,016] = 613,381 \text{ cm}^3$$

$$I_x = I_x' t = 613,381 \times 0,0914 = 56,063 \text{ cm}^4$$

$$W_{cef} = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{56,063}{7,723} = 7,2592 \text{ cm}^3$$

Assim obtêm o momento fletor resistente de calculo com base na flambagem lateral com torção, através da seguinte formula:

$$M_{Rd} = \frac{\rho_{flt} \times W_{ef} \times f_y}{\gamma} = \frac{0,951 \times 7,2529 \times 23,00}{1,1} = 144,35 \text{ KN}\backslash\text{cm}$$

$$\mathbf{M_{Rd} = 144,35 \text{ KN}\backslash\text{cm}}$$

4.1.2 Momento calculado para flambagem por distorção de secção transversal

Deve-se determinar a tensão convencional de flambagem elástica por distorção (σ_{dist}), que pode ser obtida seguindo as expressões fornecidas no anexo D da ABNT NBR 14762:2001, ou através da teoria da estabilidade elástica.

Assim tem-se os seguintes dados:

$$\begin{aligned}
E &= 205000 \text{ MPa} \\
b_f &= 40,00 - 2t_r = 39,928 \text{ mm} \\
b_w &= 140,00 - 2t_r = 139,928 \text{ mm} \\
D &= 12,00 - 1t_r = 11,964 \text{ mm} \\
t &= t_n - t_r = (0,95 - 0,036) \text{ mm} = 0,914 \text{ mm} \\
h_y &= -1,379 \text{ mm} \\
h_x &= -16,246 \text{ mm} \\
y_o &= -1,379 \text{ mm} \\
x_o &= 23,682 \text{ mm}
\end{aligned}$$

A flambagem elástica por distorção (σ_{dist}), é dada pela seguinte formula:

$$\sigma_{dist} = (0,5E/A_d)\{\alpha_1 + \alpha_2 - [(\alpha_1 + \alpha_2)^2 - 4\alpha_3]^{0,5}\}$$

Para isso calcula-se:

$$A_d = (b_f + D)t$$

$$A_d = 47,429 \text{ mm}^2$$

$$I_x = b_f t^3/12 + tD^3/12 + b_f t h_y^2 + Dt(0,5D + h_y)^2$$

$$I_x = 304,389 \text{ mm}^4$$

$$I_y = tb_f^3/12 + Dt^3/12 + Dt(b_f + h_x)^2 + b_f t(h_x + 0,5b_f)^2$$

$$I_y = 11486,512 \text{ mm}^4$$

$$I_{xy} = b_f t h_y(0,5b_f + h_x) + Dt(0,5D + h_y)(b_f + h_x)$$

$$I_{xy} = 1004,833 \text{ mm}^4$$

$$I_t = t^3(b_f + D)/3$$

$$I_t = 13,207 \text{ mm}^4$$

$$h_x = -0,5(b_f^2 + 2b_f D)/(b_f + D)$$

$$h_x = -16,246 \text{ mm}$$

$$h_y = -0,5D^2/(b_f + D)$$

$$h_y = -1,379 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 = (\eta/\beta_1)(I_x b_f^2 + 0,039 I_t L_d^2)$$

$$\alpha_1 = 0,071$$

$$\alpha_2 = \eta(I_y - 2y_o \beta_3/\beta_1)$$

$$\alpha_2 = 0,752$$

$$\alpha_3 = \eta(\alpha_1 I_y - \eta \beta_3^2/\beta_1)$$

$$\alpha_3 = 0,039$$

$$\beta_1 = h_x^2 + (I_x + I_y)/A_d$$

$$\beta_1 = 512,529$$

$$\beta_2 = I_x b_f^2$$

$$\beta_2 = 485271,083$$

$$\beta_3 = I_{xy} b_f$$

$$\beta_3 = 40120,956$$

$$\beta_4 = \beta_2$$

$$\beta_4 = 485271,083$$

Para seções Ue (U enrijecido), e Z (Enrijecido), quando submetidas a flexão no eixo perpendicular tem-se:

$$L_d = 4,8(0,5 I_x b_f^2 b_w / t^3)^{0,25}$$

$$L_d = 391,964$$

$$\eta = 6,42402E-05$$

Onde:

$$k_\phi = \frac{Et^3}{2,73(b_w + 0,06L_d)} \left[1 - \frac{1,11\sigma_{dist}}{Et^2} \left(\frac{b_w^4 L_d^2}{12,56L_d^4 + 2,192b_w^4 + 13,39L_d^2 b_w^2} \right) \right]$$

$$k_\phi = 9371383,21$$

Assim obtem-se a flambagem elástica por distorção (σ_{dist}), sendo:

$$\sigma_{dist} = 219,7899 \text{ MPa}$$

Com isso pode-se determinar o momento fletor resistente de cálculo correspondente a flambagem por distorção da seção transversal.

$$\lambda_{\text{dist}} = (f_y / \sigma_{\text{dist}})^{0,5}$$

$$\lambda_{\text{dist}} = 1,02$$

Com isso tem-se para: $\lambda_{\text{dist}} < 1,414$: $M_{\text{dist}} = W_c f_y (1 - 0,25 \lambda_{\text{dist}}^2)$, logo:

$$W_c = W_x = 8,95 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{dist}} = 152,30$$

$$M_{\text{Rd}} = M_{\text{dist}} / \gamma$$

$$M_{\text{Rd}} = 138,46 \text{ KN. cm}$$

4.2 DIMENSIONAMENTO DE MONTANTE

- Características gerais
 - Espaçamento dos montantes = 400 mm
 - Comprimento total = 3000 mm
 - Comprimento destravado = 1000 mm
 - Dimensões = 90x40x12 mm
 - Espessura = 0,95 mm
 - Aço = ZAR 230
 - Resistência ao escoamento (f_y) = 230 MPa

- Carregamentos

- Paredes Externas

$$\text{OSB} + \text{Gesso} + \text{Rev. Externo} + \text{Rev. Interno} = 0,077\text{kN/m}^2 + 0,06\text{kN/m}^2 + 0,0006\text{kN/m}^2 + 0,0036\text{kN/m}^2 = 0,1412 \text{ kN/m}^2.$$

$$0,1412 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento dos perfis)} = 0,056 \text{ kN/m}.$$

- Paredes Internas

$$\text{Gesso} + \text{Gesso} + \text{Rev. Interno} + \text{Rev. Interno} = 0,06\text{kN/m}^2 + 0,06\text{kN/m}^2 + 0,0036\text{kN/m}^2 + 0,0036\text{kN/m}^2 = 0,1272 \text{ kN/m}^2.$$

$$0,1272 \text{ kN/m}^2 \times 0,40 \text{ m (espaçamento dos perfis)} = 0,0508 \text{ kN/m}.$$

- Vento

$$\text{Velocidade básica do vento} = 27,00 \text{ m/s}$$

- Comprimentos efetivos de flambagem da barra

$$K_x L_x = 3000 \text{ mm}$$

$$K_y L_y = 1000 \text{ mm}$$

$$K_t L_t = 1000 \text{ mm}$$

4.2.1 Dimensionamento de montante com abertura na alma submetido a compressão centrada

- Força normal de flambagem elástica por flexão (eixo y)

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20500 \times 3,85}{(1,00 \times 140)^2} = 39,74 \text{ kN}$$

- Força normal de flambagem elástica por torção

$$N_{et} = \frac{1}{r_o^2} \left\{ GI_t + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \right\}$$

Onde: $r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_o^2$.

Assim substituindo obtêm-se N_{et} como:

$$\frac{1}{(5,09)^2} \left\{ (7892,5 \times 0,0048) + \left[\frac{\pi^2 \times 20500 \times 69,95}{(1,00 \times 140)^2} \right] \right\}$$

$$N_{et} = 29,33 \text{ kN}$$

- Força normal de flambagem elástica por flexor-torção

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \left[1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ex} N_{et} \left[1 - \left(\frac{x_o}{r_o} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right]$$

Assim substituindo tem-se:

$$N_{ext} = 23,12 \text{ kN}.$$

Como $N_{ext} < N_{ey}$ tem-se:

$$N_e = 23,12 \text{ kN}$$

- Índice de esbeltes reduzido da barra

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,68 \times 23,00}{23,12}} = 1,29$$

Para um fator de imperfeição $\alpha = 0,34$, temos o parâmetro “ β ” e o fator de redução “ ρ ”, associado a flambagem “ σ ”, com sendo:

$$\beta = 0,5 \times [1 + \alpha(\lambda_o - 0,2) + \lambda_o^2] = 1,52$$

$$\rho = \frac{1}{[\beta + \sqrt{(\beta^2 - \lambda_o^2)}]} = 0,43 \leq 1,0$$

$$\sigma = \rho f_v = 0,43 \times 23,00 = 9,9 \text{ kN/cm}^2$$

- Determinação da área efetiva A_{ef}

- Verificação da alma (Elemento 1)

Para $b = 8,634 \text{ cm}$, e $k = 4$ tem-se:

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma}\right)}\right]} = \frac{\frac{8,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{4 \times 20500}{9,9}\right)}\right]} = 1,09$$

Com isso obtêm-se que a largura efetiva é dada por:

$$b_{ef} = \frac{b \left[1 - \frac{(0,22)}{\lambda_p} - \frac{(0,8 D_h)}{b} \right]}{\lambda_p} \leq b - D_h$$

Onde D_h é o diâmetro da abertura = 38mm.

Assim $b_{ef} = 3,53$ cm.

- Verificação da mesa (Elemento 2)

Para $b = 3,634$ cm temos:

$$\lambda_{po} = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{E}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,623 \sqrt{\left(\frac{20500}{9,9} \right)} \right]} = 1,4$$

- Elemento 3 (enrijecedor) com $d = 1,017$ cm.

Momento de inercia da seção bruta.

$$I_s = \frac{d^3 t}{12} = \frac{(1,017)^3 \times 0,0914}{12} = 0,0080 \text{ cm}^4$$

Momento de inercia do enrijecedor intermediário.

$$I_a = 400t^4 [0,49 - 0,33]^3 = 400 \times (0,0914)^4 \\ [(0,49 \times 1,4) - 0,33]^3 = 0,00126 \text{ cm}^4$$

Coefficiente de flambagem local.

$$k_a = 5,25 - 5 \left(\frac{D}{b} \right) = 5,25 - 5 \times 0,330 = 3,60$$

$$k = \left(\frac{I_s}{I_a} \right)^{0,5} (k_a - 0,43) + 0,43 = \left(\frac{0,0080}{0,00126} \right)^{0,5} \times (3,60 - 0,43) + 0,43 = 8,41 \leq k_a = 3,60$$

$$k = k_a = 3,60$$

Índice de esbeltez reduzido.

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{3,634}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{3,60 \times 20500}{9,9} \right)} \right]} = 0,485 < 0,673$$

Logo não haverá flambagem, e o valor de $b_{ef} = 3,634$ cm

- Verificação do enrijecedor de Borda (Elemento 3)

Para $d = 1,017$ cm, e $k = 0,43$ temos o índice de esbeltes reduzido como sendo:

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{kE}{\sigma} \right)} \right]} = \frac{\frac{1,017}{0,0914}}{\left[0,95 \sqrt{\left(\frac{0,43 \times 20500}{9,9} \right)} \right]} =$$

$$\lambda_p = 0,393 < 0,673,$$

Não havendo assim flambagem local, portanto $d_{ef} = d_s = 1,017$

- Determinação $N_{c,Rd}$.

$$A_{ef} = A_g - A_{inef}$$

$$A_g = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef} = A_g - A_{inef}$$

$$A_g = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{inef} = [(9,0 - 3,53) + 2 \times (3,634 - 3,634) + 2 \times (1,017 - 1,017)] \times 0,0914 = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef} = 1,68 - 0,5 = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$N_{c,Rd} = \rho \frac{A_{ef} f_y}{\gamma} = 0,43 \times \frac{1,18 \times 23,00}{1,1}$$

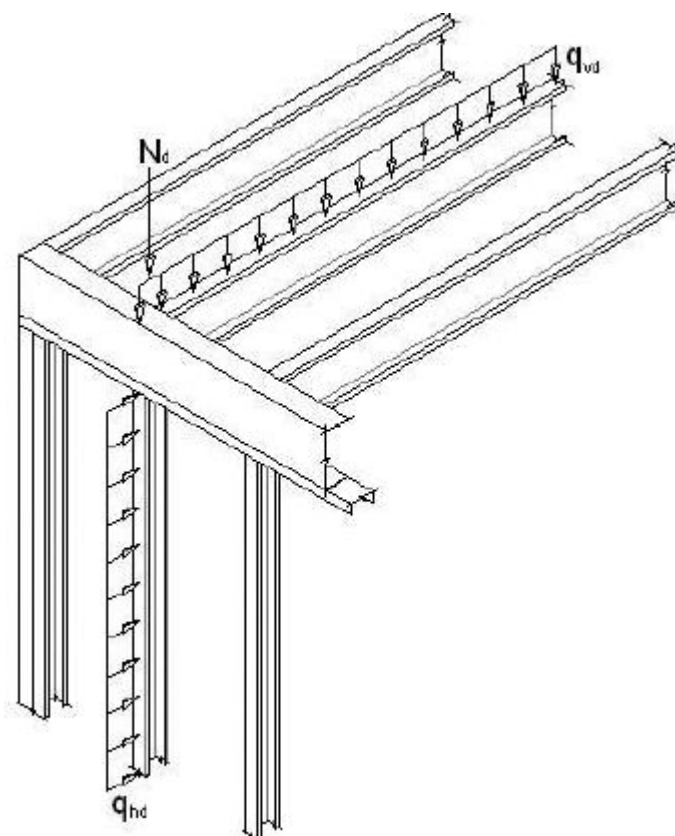
$$N_{c,Rd} = 10,61 \text{ KN}$$

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 RESULTADOS DO MODELO

Como dito anteriormente, foi elaborado um modelo baseado em uma tabela de dimensionamento para estruturas com sistema construtivo Light Steel Framing. Afim de provar a eficiência da mesma após a modelagem foi calculado o esforço resistente de uma viga de piso com perfil Ue (U enrijecido) 140x40x12 com 0,95mm de espessura, e um montante de perfil Ue (U enrijecido) 90x40x12 com espessura de 0,95mm, seguindo os preceitos ABNT NBR 14762. A figura 5.1 mostra o caminhamento dos esforços solicitantes.

Figura 5.1 – Caminhamento dos esforços solicitantes



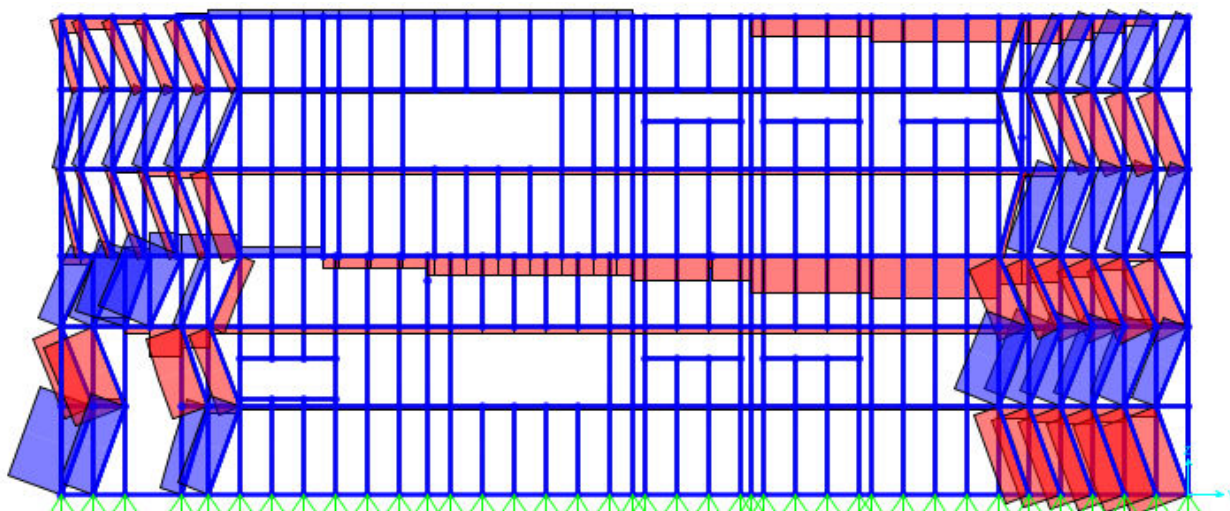
Fonte: Manual de construção em aço (2006)

Assim se torna possível verificar através do modelo os esforços solicitantes para cada combinação de carga, para tanto foi escolhido dois painéis a fim determinar os resultados obtidos para montantes nas combinações de maior relevância. A figura 5.2 representa a força axial no painel devido à combinação 01.

5.1.1 Montante 90x40x12x0,95mm

- Combinação 01 ($1,25 \sum CP + 1,4 CV0^o (+) + 1,5 \times 0,7 \sum CU$).

Figura 5.2 – Representação da força axial no painel



Fonte: Autor

A figura acima representa o diagrama de força axial para cada barra que compõe o painel em questão, referente a combinação 01, onde seus valores são representados de forma detalhada no quadro 5.1, de resultados gerado pelo programa SAP2000.

Quadro 5.1 – Quadro de forças atuantes nas barras

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	N	N	N	N-m	N-m	N-m
488	3	COMB 01	2258,63	-0,001481	-7,82	0,003838	5,378E-15	2,35E-14
489	0	COMB 01	2760,51	-0,002802	-4,85	0,001329	0	0
489	1,1	COMB 01	2855,46	-0,002802	-4,85	0,001329	5,33	0,003082
489	1,1	COMB 01	-8832,55	-0,002802	13,04	-0,003667	5,33	-0,005185
489	1,5	COMB 01	-8798,02	-0,002802	13,04	-0,003667	0,12	-0,004064
489	2,1	COMB 01	-8746,23	-0,002802	13,04	-0,003667	-7,71	-0,002383
489	2,1	COMB 01	1451,92	-0,002802	-8,56	-0,0001895	-7,71	-0,002522
489	3	COMB 01	1529,6	-0,002802	-8,56	-0,0001895	-7,161E-15	2,569E-14
490	0	COMB 01	1676,78	-0,005143	-5,29	0,062	0	0
490	1,1	COMB 01	1771,73	-0,005143	-5,29	0,062	5,82	0,005658
490	1,1	COMB 01	-9479,02	-0,005143	14,02	-0,05038	5,82	-0,009802
490	1,5	COMB 01	-9444,5	-0,005143	14,02	-0,05038	0,21	-0,007744
490	2,1	COMB 01	-9392,7	-0,005143	14,02	-0,05038	-8,21	-0,004658
490	2,1	COMB 01	545,34	-0,005143	-9,12	-0,02263	-8,21	-0,004629
490	3	COMB 01	623,03	-0,005143	-9,12	-0,02263	-4,54E-15	1,04E-15
493	0	COMB 01	-4369,41	-0,02689	0,75	0,04052	0	0

Fonte: Autor

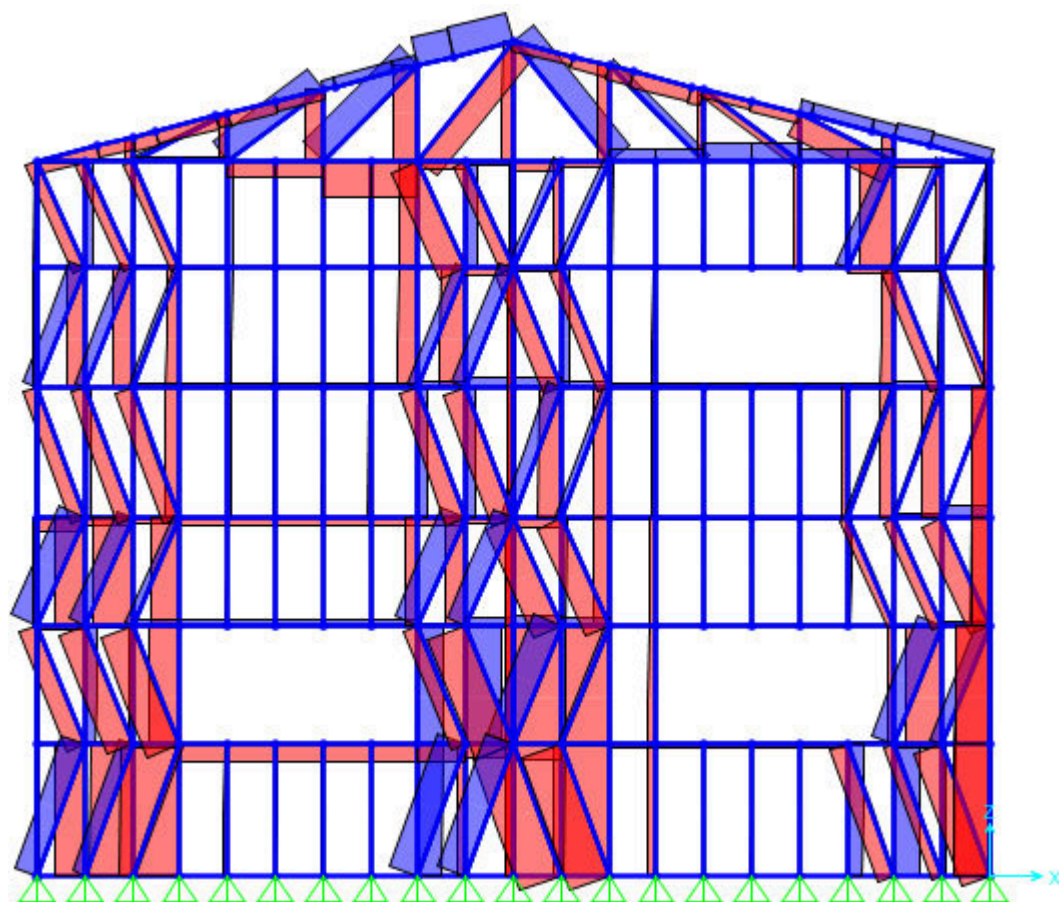
De acordo com o quadro 5.1, tem-se a maior força axial solicitante em condições normais para o painel, presente no montante de número “490”, tendo o mesmo um comprimento de 3,00m, sua solicitação axial é de 9479,02 N o que equivale aproximadamente a 9,50 KN

Logo a força normal solicitante para combinação 01 é:

$$N_{c,Sd} = 9,50 \text{ KN}$$

- Combinação 03 ($1,25 \sum CP + 1,4 CV90^\circ (+) + 1,5 \times 0,7 \sum CU$)

Figura 5.3 – Representação da força axial no painel



Fonte: Autor

A figura 5.3 representa o diagrama de força axial para cada barra que compõe o painel em questão, referente a combinação 03, onde seus valores são representados de forma detalhada no seguinte quadro de resultados gerado pelo programa SAP2000.

Quadro 5.2 – Quadro de forças atuantes nas barras

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	N	N	N	N-m	N-m	N-m
450	3	COMB 03	-372,04	16,9	-3,62	0,13	-1,04E-15	1,936E-14
452	0	COMB 03	-971,56	-20,17	0,18	-7,759E-17	0	0
452	1,1	COMB 03	-876,61	-20,17	0,18	-7,759E-17	-0,2	22,19
452	1,1	COMB 03	-993,1	34,54	-1,63	-0,05988	-0,29	22,07
452	1,5	COMB 03	-958,57	34,54	-1,63	-0,05988	0,36	8,25
452	2,1	COMB 03	-906,78	34,54	-1,63	-0,05988	1,33	-12,47
452	2,1	COMB 03	-947,85	-13,99	1,34	-0,05988	1,2	-12,59
452	3	COMB 03	-870,16	-13,99	1,34	-0,05988	-1,661E-14	2,77E-14
454	0	COMB 03	-7228,48	4,99	0,0778	0,15	0	0
454	1,1	COMB 03	-7133,53	4,99	0,0778	0,15	-0,08558	-5,49
454	1,1	COMB 03	-3773,01	-19,95	0,13	0,11	0,01882	-5,49
454	1,5	COMB 03	-3738,48	-19,95	0,13	0,11	-0,03504	2,49
454	2,1	COMB 03	-3686,69	-19,95	0,13	0,11	-0,12	14,46
454	2,1	COMB 03	-3546,03	16,07	0,07084	0,11	0,06375	14,46
454	3	COMB 03	-3468,35	16,07	0,07084	0,11	-1,082E-12	-2,612E-14

Fonte: Autor

De acordo com o quadro 5.2, tem-se a maior força axial solicitante em condições normais para o painel, presente no montante de número “454”, tendo o mesmo um comprimento de 3,00m, sua solicitação axial é de 7228,48 N o que equivale aproximadamente a 7,23 KN

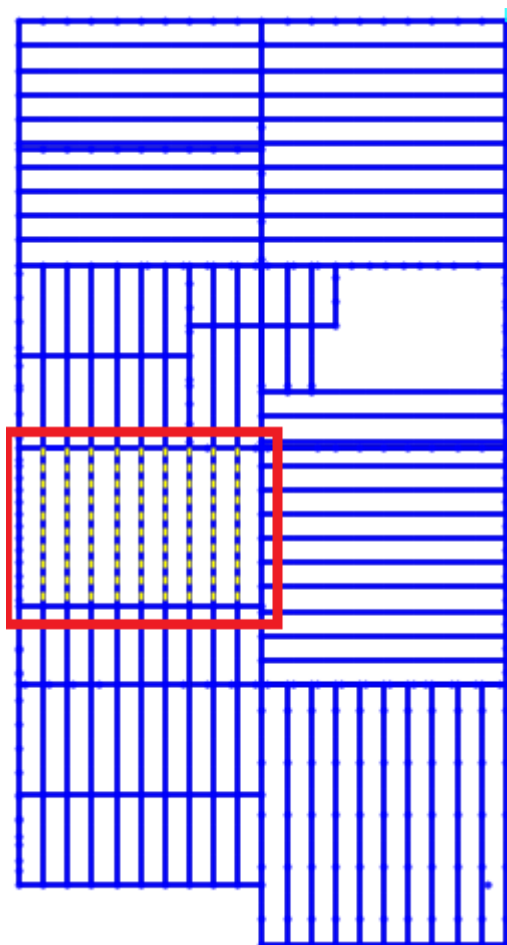
Logo a força normal solicitante para combinação 03 é:

$$N_{c,Sd} = 7,23 \text{ KN}$$

5.1.2 Viga de piso 140x40x12x0,95mm

Para determinar o momento fletor solicitante de cálculo foi analisado um vão com dimensões 2,60x4,00m, mostrado na figura 5.4, onde de acordo com a tabela de dimensionamento será necessário utilizar vigas de piso do tipo Ue (U enrijecido) com dimensões 140x40x12x0,95mm e um espaçamento entre elas de 400 mm. Para isso tem-se:

Figura 5.4 – Representação das vigas de piso em estudo



Fonte: Autor

Em seguida foi calculado o momento fletor solicitante para cada viga de piso que compõe o vão em questão, fazendo o uso do programa de cálculo estrutural SAP200, levando em consideração todas as combinações utilizadas no modelo.

Obtendo assim como resultado os valores presentes no quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Quadro de forças atuantes na viga de piso

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	N	N	N	N-m	N-m	N-m
246	2,16667	COMB 03	75,14	1106,64	0	0,0005563	0	599,43
246	2,6	COMB 03	75,14	1659,96	0	0,0005563	0	1,922E-12
246	0	COMB 05	-247,63	-2081,16	0	0,001064	0	0
246	0,43333	COMB 05	-247,63	-1387,44	0	0,001064	0	751,53
246	0,86667	COMB 05	-247,63	-693,72	0	0,001064	0	1202,45
246	1,3	COMB 05	-247,63	-6,821E-13	0	0,001064	0	1352,75
246	1,73333	COMB 05	-247,63	693,72	0	0,001064	0	1202,45
246	2,16667	COMB 05	-247,63	1387,44	0	0,001064	0	751,53
246	2,6	COMB 05	-247,63	2081,16	0	0,001064	0	2,204E-12
246	0	COMB 07	46,96	-2081,16	0	0,0009114	0	0
246	0,43333	COMB 07	46,96	-1387,44	0	0,0009114	0	751,53
246	0,86667	COMB 07	46,96	-693,72	0	0,0009114	0	1202,45
246	1,3	COMB 07	46,96	-6,821E-13	0	0,0009114	0	1352,75
246	1,73333	COMB 07	46,96	693,72	0	0,0009114	0	1202,45
246	2,16667	COMB 07	46,96	1387,44	0	0,0009114	0	751,53
246	2,6	COMB 07	46,96	2081,16	0	0,0009114	0	2,204E-12

Fonte: Autor

De acordo com o quadro 5.3, tem-se o maior momento fletor solicitante em condições normais para as vigas de piso tipo Ue (U enrijecido) 140x40x12x0,95mm, com 2,60m de vão livre, presente nas combinações 05 e 07, sendo assim, seu valor igual a 1352,75 N.m o que equivale aproximadamente a 135,3 KN.cm

Logo a força normal solicitante para combinação 05 e 07 é:

$$M_{sd} = 135,30 \text{ KN. cm}$$

6. COMCLUSÃO

No decorrer do trabalho foram apresentadas diversas características e componentes constituintes do sistema construtivo Light Steel Framing, bem como seu dimensionamento pratico através de tabelas e normas da ABNT, com isso podemos constatar que o sistema em questão, apesar de não ser um dos mais utilizados no Brasil, se mostra vantajoso em vários aspectos, sendo ele arquitetônico, pois não apresenta restrições quanto a formas e geometria, deixando assim o projetista livres em suas criações; ou construtivo, fornecendo por sua vez um maior controle de desperdício onde na maioria dos casos chega próximo de zero.

O mesmo apresenta uma melhor gestão de controle de obra em relação ao método convencional utilizado no país, tendo em vista seu matérias e métodos construtivos, é sem dúvida mais limpo em relação a sua execução do que muitos métodos construtivos, por ser um sistema construtivo seco, não apresentando agua em nenhum de seus processos.

Já com relação a estrutura, constata-se que o mesmo apresenta um peso próprio bem reduzido, por sua estrutura ser constituída basicamente por perfis leves de aço formados a frio, e que seu dimensionamento pode ser feito através das tabelas de dimensionamento estrutural para edificações com o sistema construtivo Steel Frame utilizadas no presente trabalho, uma vez que foi provado sua eficácia, já que os esforços solicitantes se mostrarão menores do que os resistentes para o caso abordado. Portanto o sistema construtivo estudado pode facilmente ser utilizado como solução para edificações de pequeno porte.

7. BIBLIOGRAFIA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR 8800: - Projeto de Estruturas de Aço - Projeto de Revisão. Rio de Janeiro: ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). NBR: 6355 - Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização. Rio de Janeiro: ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). NBR: 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR: 8681 - Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro: ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2013). NBR 6123: - Forças devidas ao vento em edificações - Projeto de Revisão. Rio de Janeiro: ABNT.

BERNARDI, Rodrigo. **INVESTIGAÇÃO NÚMERICA DE FLAMBAGEM EM ELEMENTOS ESBELTOS DE PERFIS METÁLICOS**. 2007. 70 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí/rs, 2007.

BELIVAQUA, R. **Estudo comparativo do desempenho estrutural de prédios estruturados em perfis formados a frio segundo os sistemas aporricado e "light steel framing"**. 2005. 225 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Minas Gerais, 2005.

CAMPOS, A.S.. **Light steel frame chega ao Brasil trazendo novas possibilidades para a arquitetura**. Disponível em: <http://www.cbca-ibs.org.br>. Acesso em: 16 out. 2016.

COELHO, André Santos Ribeiro. **Light Steel Frame – Recomendações de projeto processo construtivo e detalhes orçamentários**. 2014. 84f. Trabalho de Conclusão de Curso – Centro Universitário de Brasília, UniCeub, Brasília, 2014.

ESSER, César Rafael Pimentel. **ESTIMATIVA DE CUSTO ENTRE SISTEMAS ESTRUTURAIS EM LIGHT STEEL FRAME E CONCRETO ARMADO-ESTUDO DE CASO Brasília.** 2014. 56 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenheiro Civil., Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas – Fatecs, Brasília, 2014.

FUTURENG. Disponível em: <http://www.futureeng.pt/> Acesso em: 15 out. 2016

GUIZELINI, R. **Construção industrializada: rapidez e sustentabilidade para eliminar o déficit habitacional.** Disponível em: <http://www.drywall.org.br>. Acesso em: 16 out. 2016.

LEITE, Gustavo Costa Val Moura. **ESTUDO DE MODIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO DE PEQUENO PORTE PARA O SISTEMA LIGHT STEEL FRAMING.** 2014. 145 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenheiro Civil., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – R - Brasil, 2014.

PINTO, J. L. T., **Compêndio de Resistência dos Materiais.** 1ª edição, Universidade do Vale do Paraíba, 2002.

REGO, Diogo José Martins. **Estruturas de Edifícios em Light Steel Framing.** 2012. 176 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2012.

Sistema Light Gauge Steel Framing. Adaptado de <http://www.futureeng.com.br>. Acesso em 16 out. 2016.

Steel Framing: Engenharia / Francisco Carlos Rodrigues. – Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006.

YAMASHIRO, Wagner Luis. **EXECUÇÃO DE HABITAÇÕES POPULARES COM SISTEMA CONSTRUTIVO LIGHT STEEL FRAME.** 2011. 54 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenheiro Civil., Universidade Federal de São Carlos, São Carlos-SP, 2011.