



Centro Universitário de Brasília - UNICEUB
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas - FATECS
Curso: Engenharia Civil

MACIEL BARBOSA DE AZEVEDO

**LIGHT STEEL FRAMING: ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE
UMA EDIFICAÇÃO DE HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL**

Brasília
2018

MACIEL BARBOSA DE AZEVEDO

**LIGHT STEEL FRAMING: ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE
UMA EDIFICAÇÃO DE HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL**

Trabalho apresentado como requisito para conclusão do curso de Bacharelado em Engenharia Civil pela Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas do Centro Universitário de Brasília - UniCEUB

Orientador: Eng. Civil Honório Assis Filho Crispim, Dsc.

**Brasília
2018**

LIGHT STEEL FRAMING: ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE UMA EDIFICAÇÃO DE HABITAÇÃO DE INTERESSE SOCIAL

Trabalho apresentado como requisito para conclusão do curso de Bacharelado em Engenharia Civil pela Faculdade de Teologia e Ciências Aplicadas do Centro Universitário de Brasília – UniCEUB.

Orientador: Eng. Civil Honório Assis Filho Crispim, Dsc.

Brasília, 3 de agosto 2018.

Banca Examinadora

Engº. Civil: Honório Assis Filho Crispim, Dsc.
Orientador

Engº. Civil: Henrique de Paula Faria, Msc.
Examinador Interno

Engº. Civil: Johnata Meireles Barcelos
Examinador Externo

Agradecimentos

A Deus, por ter me dado saúde, força, perseverança e sabedoria para conseguir chegar ao final do curso.

Aos meus pais, que foram e sempre serão minha maior motivação.

À minha esposa Graziela, por todo incentivo, paciência, companheirismo e compreensão em todos os momentos de nossa caminhada, principalmente durante o período da graduação, que deixamos de ir a vários eventos e viagens, para que eu pudesse honrar com os compromissos acadêmicos.

Aos meus amigos e colegas de turma que foram fundamentais para que esse momento pudesse acontecer.

Ao professor Honório por ter aceitado ser orientador deste trabalho e dedicação dispensada.

A todos os professores pela dedicação e conhecimentos repassados, que serão fundamentais à minha formação profissional.

“Tudo posso naquele que me fortalece”

(Filipenses 4:13)

Resumo

Este trabalho avalia às etapas de concepção e dimensionamento estrutural do sistema construtivo de estruturas leves em aço, conhecido como “Light Steel Framing” (LSF), aplicado a uma edificação de habitação de interesse social. A pesquisa foi realizada através do programa comercial de cálculo estrutural denominado mCalcLSF, no qual foram avaliadas duas concepções estruturais para uma mesma edificação, buscando-se a melhor eficiência estrutural, foram avaliadas duas opções de contraventamento para cada tipologia, totalizando quatro análises, para a primeira análise foram utilizados contraventamentos com bloqueadores e fitas de aço, na segunda análise foi considerado o efeito de diafragma das placas de OSB, com os resultados obtidos, foram comparadas as opções de contraventamento para cada tipologia, avaliando o dimensionamento dos elementos e o quantitativo de materiais empregados. Em seguida foram comparadas as duas concepções de forma a avaliar a melhor solução estrutural a ser adotada. Por fim observa-se a importância do estudo da concepção estrutural e como ela influencia a eficiência da tecnologia do “Light Steel Framing”.

Palavras-chave: Light Steel Framing, dimensionamento de perfis formados a frio, projeto estrutural, sistema construtivo, concepção estrutural.

Abstract

This work evaluates the design and structural design stages of the light steel framing system (LSF), applied to a building of social interest housing. The research was carried out through the commercial structural calculation program called mCalcLSF, in which two structural conceptions were evaluated for the same building, seeking the best structural efficiency, two bracing options were evaluated for each typology, totalizing four analyzes for the In the second analysis, the diaphragm effect of the OSB plates was considered. With the results obtained, the bracing options for each typology were compared, evaluating the dimensioning of the elements and the quantitative of materials used. Then the two conceptions were compared in order to evaluate the best structural solution to be adopted. Finally, the importance of the study of structural design and how it influences the efficiency of Light Steel Framing technology is observed.

Keywords: Light Steel Framing, cold formed profile sizing, structural design, construction system, structural design.

Lista de ilustrações

Figura 1 – Desenho esquemático de construção Light Steel Framing	17
Figura 2 – Fundação Radier de concreto armado	20
Figura 3 – Perspectiva sapata corrida	20
Figura 4 – Transmissão de carga vertical à fundação	21
Figura 5 – Painel típico em Light Steel Framing	22
Figura 6 – Distribuição dos esforços através da verga para ombreiras.	23
Figura 7 – Vedação usando Drywall	24
Figura 8 – Fixação do painel na fundação	25
Figura 9 – Parafuso auto brocante	25
Figura 10 – Montagem de painéis no canteiro	26
Figura 11 – Vigas de piso	27
Figura 12 – Desenho esquemático de laje úmida	28
Figura 13 – Desenho esquemático de laje seca	29
Figura 14 – Treliça de cobertura confeccionada com perfis galvanizados formados a frio	30
Figura 15 – Fitas metálicas dispostas em X.	34
Figura 16 – Painel sujeito a uma força W.	35
Figura 17 – Exemplo de contraventamento em V.	35
Figura 18 – Bloqueadores	36
Figura 19 – Bloqueadores fixados com cantoneiras.	37
Figura 20 – Cobertura plana em steel framing.	39
Figura 21 – Alguns tipos de treliças planas para Steel Framing	40
Figura 22 – Treliças planas	40
Figura 23 – Caibros e vigas alinhados com os montantes de painel estrutural.	41
Figura 24 – Telhado estruturado com caibros	42
Figura 25 – Telhado típico estruturado com caibros.	42
Figura 26 – Cumeeira composta de perfis U e Ue para apoio dos caibros.	43
Figura 27 – Cumeeira de telhado estruturado com caibros.	43
Figura 28 – Efeito de “abertura” das paredes devido ao peso do telhado.	44
Figura 29 – Telhado estruturado com caibros e vigas	45
Figura 30 – Espigão formado a partir de dois perfis U.	46
Figura 31 – Elementos de uma tesoura	48
Figura 32 – Detalhe união banzo superior e inferior de uma tesoura.	49
Figura 33 – Detalhe de beiral de telhado	49
Figura 34 – Detalhe cumeeira de tesoura Pratt	50
Figura 35 – Detalhe cumeeira tesoura (a) Howe e (b) Pratt	50
Figura 36 – Painel de fechamento do oitão.	51

Figura 37 – Painel de beiral.	51
Figura 38 – Detalhe de fixação de painel de beiral.	52
Figura 39 – Painel de beiral em balanço.	52
Figura 40 – Tesouras auxiliares	53
Figura 41 – Contraventamento lateral do banzo superior.	54
Figura 42 – Vista lateral de estrutura de telhado mostrando o contraventamento em “X” do sistema de tesouras.	55
Figura 43 – Telhado estruturado com tesouras com cobertura em telha metálica.	55
Figura 44 – Configuração inicial	59
Figura 45 – Painel central com bloqueadores.	60
Figura 46 – Tesoura com perfil UE.	60
Figura 47 – Tesoura “HOWE” com perfis UE.	60
Figura 48 – Configuração inicial dos elementos da estrutura	61
Figura 49 – Carregamentos adotados.	65
Figura 50 – Determinação da ação do vento	66
Figura 51 – Velocidade básica do vento (V0)	67
Figura 52 – Fator topográfico S1.	68
Figura 53 – Vento a 0º	69
Figura 54 – Vento a 90º	70
Figura 55 – Vento a 0º telhado	71
Figura 56 – Vento a 90º telhado	71
Figura 57 – Pressão interna vento a 0º	72
Figura 58 – Pressão interna vento a 90º	72
Figura 59 – Combinações de ações.	73
Figura 60 – Tabela 1 da NBR-14762 - Coeficientes de ponderação de ações.	74
Figura 61 – Tabela 2 da NBR-14762 - Fatores de combinação e fatores de utilização.	75
Figura 62 – Modelo 3D da edificação em estudo.	76
Figura 63 – Representação gráfica dos esforços atuantes.	79
Figura 64 – Detalhe painel central de apoio para os perfis da cobertura.	80
Figura 65 – Janela de Dimensionamento.	81
Figura 66 – Diagrama de resistência da 1ª análise da 1ª tipologia com bloqueadores com contravento.	82
Figura 67 – Deslocamentos máximos vento a 0º.	83
Figura 68 – Deslocamento limites para cargas permanentes e acidentais em geral.	84
Figura 69 – 2ª análise da 1ª tipologia: placas OSB.	85
Figura 70 – Quantitativos dos perfis: 1ª tipologia com bloqueadores e fita de aço.	87
Figura 71 – Quantitativos dos perfis: 1ª tipologia placas OSB.	87
Figura 72 – 1ª tipologia comparação dos pesos da estrutura.	88
Figura 73 – Momentos Fletores: Comparação da 1ª tipologia.	88

Figura 74 – Tesoura HOWE.	89
Figura 75 – Diagrama de resistências da 2ª tipologia com bloqueadores.	90
Figura 76 – 1ª análise da 2ª tipologia placas OSB.	92
Figura 77 – 2ª tipologia comparação dos pesos da estrutura.	93
Figura 78 – Quantitativo dos perfis: 2ª tipologia bloqueadores e fita de aço.	94
Figura 79 – Quantitativo dos perfis: 2ª tipologia placas OSB.	94
Figura 80 – Momentos Fletores: Comparação da 2ª tipologia.	95
Figura 81 – Comparação dos pesos das tipologias adotadas.	96
Figura 82 – Planta baixa da edificação em estudo.	112

Lista de tabelas

Tabela 1 – Deslocamentos máximos - 1ª tipologia com bloqueadores e fita de aço.	83
Tabela 2 – Solicitações Máximas - 1ª tipologia com bloqueadores e fita de aço.	84
Tabela 3 – Deslocamentos máximos - 1ª tipologia com placas OSB.	86
Tabela 4 – Solicitações Máximas - 1ª tipologia com placas OSB.	86
Tabela 5 – Deslocamentos máximos - 2ª tipologia com bloqueadores e fitas de aço.	91
Tabela 6 – Solicitações Máximas - 2ª tipologia: bloqueadores e fitas de aço.	91
Tabela 7 – Deslocamentos máximos - 2ª tipologia com placas OSB.	92
Tabela 8 – Solicitações Máximas - 2ª tipologia com placas OSB.	93
Tabela 9 – Painel central com bloqueador	97
Tabela 10 – Painel central com placa OSB	98
Tabela 11 – Parafusos	98
Tabela 12 – Resumo das placas	99
Tabela 13 – 2ª Tipologia: bloqueadores	99
Tabela 14 – 2ª Tipologia: placas OSB	100
Tabela 15 – Parafusos	100
Tabela 16 – Resumo das placas	101

Lista de abreviaturas e siglas

LSF	Light Steel Framing
NBR	Norma Brasileira
OBS	Observação
OSB	Oriented Strand Board - placas de tiras de madeira orientada
U	Perfil U simples
UE	Perfil U enrijecido

Sumário

1	INTRODUÇÃO	15
2	OBJETIVOS	16
2.1	OBJETIVO GERAL	16
2.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
3.1	LIGHT STEEL FRAMING	17
3.1.1	Característica do Sistema LSF	17
3.1.2	Vantagens no uso do LSF	18
3.1.3	Desvantagem no uso LSF	18
4	PROCESSO CONSTRUTIVO EM LIGHT STEEL FRAMING	19
4.1	FUNDAÇÃO	19
4.1.1	Laje Radier	19
4.1.2	Sapata Corrida ou Viga Baldrame	20
4.2	PAINÉIS	21
4.2.1	Painéis estruturais ou autoportantes	21
4.2.2	Painéis não estruturais	23
4.2.3	Fixação dos painéis na fundação	24
4.2.4	Ligações e Montagem	25
4.2.4.1	Ligações	25
4.2.4.2	Montagem	26
4.2.5	Lajes	27
4.2.5.1	Laje Úmida	27
4.2.5.2	Laje Seca	28
4.2.6	Cobertura	29
4.3	FECHAMENTO VERTICAL	30
4.3.1	Painéis de OSB	30
4.3.2	Siding Vinílico	30
4.3.3	Placas Cimentícias	31
4.3.4	Gesso Acartonado	31
5	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	32
5.1	CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	32
5.1.1	Coordenação Modular	32
5.1.2	Malhas Modulares	32
5.1.3	Estabilidade global	33

5.2	CONTRAVENTAMENTOS	33
5.2.1	Diafragmas verticais	33
5.2.2	Diafragmas Horizontais	33
5.2.3	Fitas de aço galvanizado	34
5.2.4	Bloqueadores	35
5.3	DIRETRIZES PARA O PROJETO ESTRUTURAL	37
5.3.1	Guias	37
5.3.2	Montantes	37
5.3.3	Vigas	38
5.3.4	Vergas	38
5.3.5	Entrepiso: condições de apoio para vigas de entrepiso	38
5.3.6	Estruturas de Coberturas	39
5.3.6.1	Coberturas planas.	39
5.3.6.2	Coberturas Inclinadas.	41
5.3.6.3	Telhado Estruturado com Caibros e Vigas.	41
5.3.6.3.1	<i>Estabilização do Telhado Estruturado com Caibros e Vigas</i>	46
5.3.6.4	Telhado Estruturado com Tesouras ou Treliças	47
5.3.6.4.1	<i>Estabilização do Telhado Estruturado com Tesouras</i>	53
5.4	AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA	56
5.4.1	Ação do vento nas edificações	56
5.4.2	Ações verticais	56
5.4.2.1	Carga permanente	56
5.4.2.2	Carga acidental	56
6	METODOLOGIA	57
7	ESTUDO DE CASO	59
8	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
8.1	ANÁLISE LINEAR	77
8.1.1	Lançamento e análise da estrutura	78
8.2	1ª TIPOLOGIA PAINEL CENTRAL	79
8.2.1	Contraventamento com bloqueadores	80
8.2.2	Contraventamento com placas OSB	85
8.2.3	Comparação dos resultados da 1ª Tipologia.	86
8.3	2ª TIPOLOGIA TESOURAS TIPO HOWE	89
8.3.1	Contraventamento com bloqueadores	90
8.3.2	Contraventamento com placas OSB	91
8.3.3	Comparação dos resultados da 2ª tipologia	93

8.4	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE AS TIPOLOGIAS ADO-	
	TADAS	95
9	LISTA DE MATERIAL	97
9.1	1ª TIPOLOGIA	97
9.1.1	Com bloqueador	97
9.1.2	Placas OSB	98
9.2	2ª TIPOLOGIA	99
9.2.1	Bloqueadores	99
9.2.2	Placas OSB	100
10	CONCLUSÃO	102
	Referências	103
	ANEXOS	104

1 INTRODUÇÃO

o Brasil possui a quinta maior população do mundo ficando atrás da China, Índia, Estados Unidos e Indonésia. De acordo com Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a população do Brasil atingiu a marca de 209.027.111 habitantes e a cada 21 segundos é registrado um novo nascimento. Associado a esse contínuo aumento da população, é evidente que são geradas algumas preocupações/demandas, entre elas, o crescimento do déficit habitacional. Em estudo elaborado com base em dados da FJP - Fundação João Pinheiro, o déficit habitacional em 2015 corresponde a 6.355.743 milhões de famílias que não tem onde morar ou vive em condições inadequadas.

Com o crescimento populacional e avanços tecnológicos na área da construção civil, tem-se buscado sistemas mais eficientes de construção, visando aumento de produtividade e diminuição do desperdício de materiais, atendendo a crescente demanda por habitação. A construção civil no Brasil é predominantemente artesanal, de tal modo que, este método construtivo apresenta baixa produtividade e altos níveis de desperdício de material (SANTIAGO, 2008 apud MIRANDA; ZAMBONI, 2016).

Neste contexto, sistema construtivo industrializado como Light Steel Framing (LSF) aparece como excelente alternativa para reduzir o déficit habitacional, tendo como característica, rapidez de execução, precisão de orçamento, menos desperdício de insumos e alta produtividade. O LSF é um sistema construtivo altamente industrializado de concepção racional, que tem como principal característica uma estrutura constituída por perfis de aço galvanizados de pequena espessura formados a frio, possibilitando um processo de construção de alta eficiência e grande rapidez de execução (BATISTA, 2011 apud PRUDÊNCIO, 2013).

Entretanto, o Brasil apesar de ser um dos maiores produtores de aço do mundo, ainda tem um volume pequeno de construções à seco, atualmente mais direcionadas para a demanda habitacional, que vem abrindo campo para o sistema construtivo moderno do LSF e trazendo melhorias à indústria da construção civil (SANTIAGO, 2008).

Tendo em vista a oportunidade de crescimento de sistemas estruturais industrializados, esse estudo contempla o entendimento do sistema LSF, desde os materiais utilizados, sistemas construtivos, concepção estrutural e o seu dimensionamento.

Desta forma esse estudo tem como objetivo conhecer as vantagens e desvantagens do sistema LSF, adquirindo a compreensão necessária de seu funcionamento estrutural e premissas de dimensionamento.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

A presente pesquisa tem como objetivo apresentar as características, etapas construtivas e vantagens na utilização do sistema construtivo Light Steel Framing, como também o entendimento e funcionamento de uma estrutura metálica, a partir de sua concepção estrutural e dimensionamento.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Detalhar as etapas construtivas, vantagens, desvantagens e a tecnologia oferecida pelo sistema;
- Fazer a análise de duas concepções estruturais para a mesma edificação, comparando a eficiência estrutural através de sistemas de contraventamentos;
- Fazer um comparativo dos materiais utilizados para cada concepção, avaliando a mais eficiente;
- Dimensionar a estrutura de uma residência padrão da caixa de Vitória - ES de 36,84m², utilizando o software mCalc_LSF da STABILE;

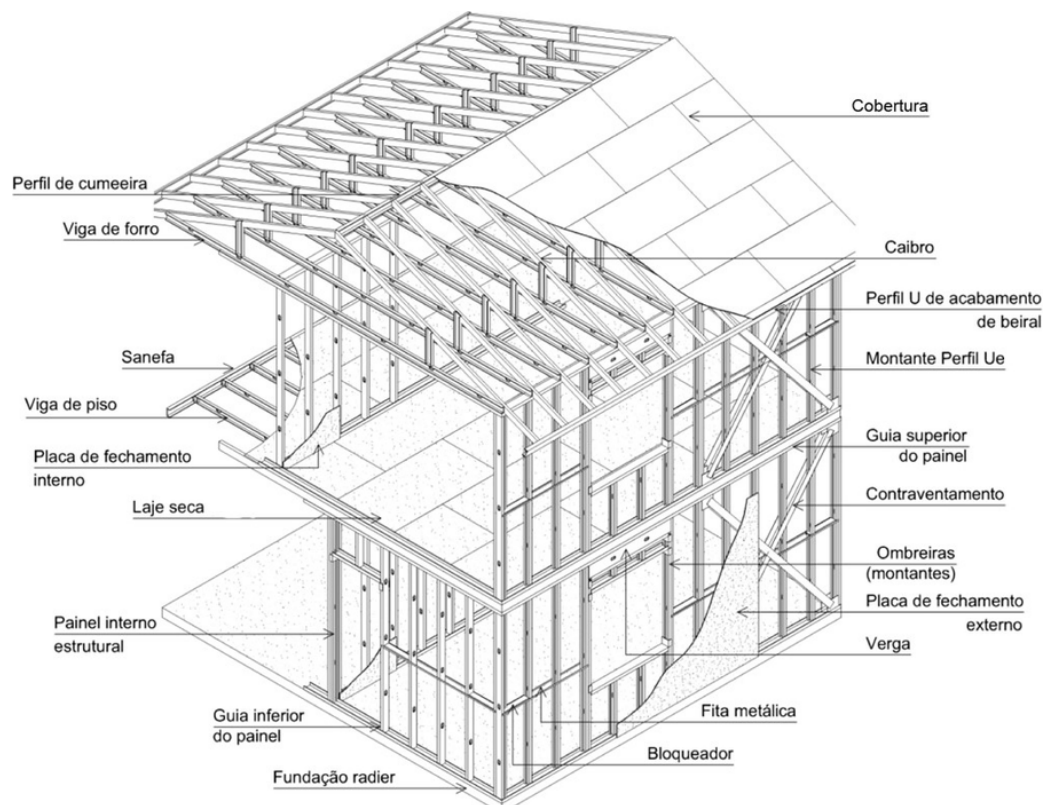
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 LIGHT STEEL FRAMING

3.1.1 Característica do Sistema LSF

De acordo com (SANTIAGO, 2008) o Light Steel framing (LSF), é um sistema construtivo de concepção racionalizada. Tem como característica uma estrutura constituída por perfis de aço galvanizados formados a frio, que formam um enquadramento estrutural capaz de suportar os carregamentos solicitantes da edificação, e por vários componentes e subsistemas que juntos possibilitam uma construção industrial com muita produtividade. Os perfis de aço galvanizado são utilizados na fabricação de painéis estruturais ou não estruturais, vigas de piso, vigas secundárias, estrutura de telhados e outros componentes (Figura 1).

Figura 1 – Desenho esquemático de construção Steel Framing



Fonte: Santiago; Freitas; Castro, 2012, P.32

3.1.2 Vantagens no uso do LSF

Para (PEDROSO et al., 2014) as principais vantagens e benefícios do LSF são:

- A fabricação da estrutura possibilita o trabalho de uma grande variedade de serviços, não havendo impedimento na execução durante a ocorrência de chuvas;
- Custo inferior de 30% em comparação aos métodos convencionais de construção, com prazos reduzidos e sem perdas na obra;
- É uma estrutura leve que é uma grande vantagem, pois com o peso reduzido, em função do aço que é distribuído uniformemente através das paredes, ocorre um alívio nas fundações;
- Não permite propagação do fogo;
- Não sofre ataque de cupins por conta de suas propriedades naturais;
- Resistência à corrosão é resultado do revestimento de zinco, que protege e serve como barreira física contra cortes, riscos, arranhões, torções e trincos, que é o que geralmente ocorre com a madeira;
- Velocidade de execução, pode ser consideravelmente reduzida, podendo chegar a 1/3 do tempo se comparado aos métodos tradicionais de execução, tendo como parâmetro, uma construção de 100m², que pode ser finalizada em até 30 dias;
- Possui um grande desempenho na questão acústica e térmica;
- Diminuição com custos de energia para aquecimento ou refrigeração do imóvel;
- O baixo custo de manutenção se dá com a facilidade de intervir nos sistemas, proporcionando agilidade e baixo custo na execução dos serviços não gerando sujeira e barulho.

3.1.3 Desvantagem no uso LSF

O sistema LSF como qualquer outra forma de construção tem seus pontos positivos e negativos que são:

- Construção de edifícios com número máximo de cinco pavimentos;
- Ao pendurar objetos pesados, a parede e a estrutura poderá ser danificadas;
- Carência de profissionais especializados no mercado.

4 PROCESSO CONSTRUTIVO EM LIGHT STEEL FRAMING

4.1 FUNDAÇÃO

A fundação é executada seguindo os mesmos critérios que o processo construtivo convencional, deve-se tomar cuidado no tratamento contra umidade do solo. O tipo de fundação vai depender de alguns fatores tais como: topografia do terreno, tipo de solo, nível do lençol freático e da profundidade de solo firme, informações obtidas através da sondagem do terreno (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012).

O sistema construtivo Light Steel framing tem sua leveza como uma de suas principais vantagens, com isso, as solicitações de carregamento é reduzido consideravelmente à fundação, gerando assim, uma economia na execução. No entanto, como a estrutura distribui uniformemente as cargas através dos painéis, exige-se uma fundação contínua que possa suportar essas cargas em toda a sua extensão. Sendo assim , o radier e a sapata corrida são as melhores opções.

4.1.1 Laje Radier

O radier é uma fundação rasa que transmite ao solo as cargas da edificação de forma distribuída e uniforme, através de uma laje contínua de concreto armado ou protendido (Figura 2). Esse tipo de fundação é a mais utilizada para construção em Steel Framing, ideal para construção de residências térreas. Esse tipo de fundação exige que as instalações hidráulicas, elétricas, esgoto e telefone devem ser executadas antes da concretagem.

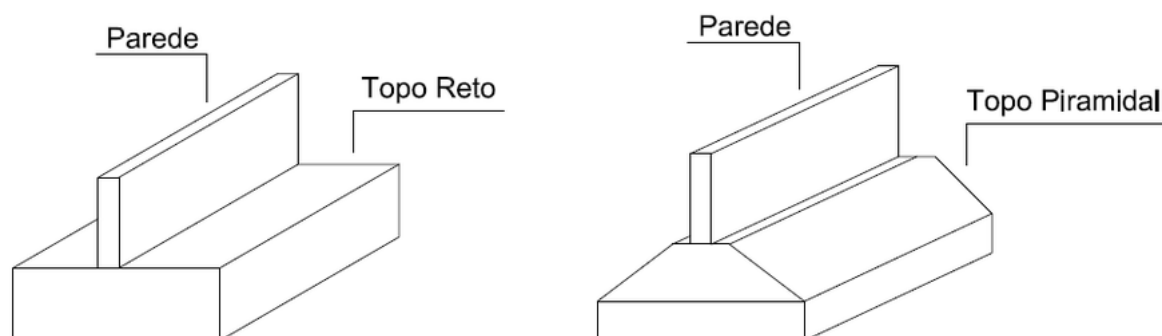
O dimensionamento do radier resultará do cálculo estrutural e o seu procedimento de execução deve observar algumas condições, a fim de evitar a umidade do solo ou infiltração de água na construção, prever o nível do contrapiso à no mínimo 15 cm de altura do solo. Nas calçadas ao redor da construção, garagens e terraços, possibilitar o escoamento da água através de uma inclinação pelo menos 5% (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012).

Figura 2 – Fundação Radier de concreto armado

Fonte: ConstruRápido Steel Frame (2017)

4.1.2 Sapata Corrida ou Viga Baldrame

De acordo com (PRUDÊNCIO, 2014) a sapata corrida é um elemento de fundação superficial, apropriada para edificações onde seu carregamento é distribuído para o solo de forma linear por toda sua extensão. A sapata corrida são constituídas por vigas contínuas de concreto armado com topo reto ou piramidal apoiadas diretamente sobre o solo (figura 3). Esse tipo de fundação são dimensionadas para que as tensões de tração sejam resistidas pela armadura e não pelo concreto.

Figura 3 – Perspectiva sapata corrida

Fonte: Autor (2018)

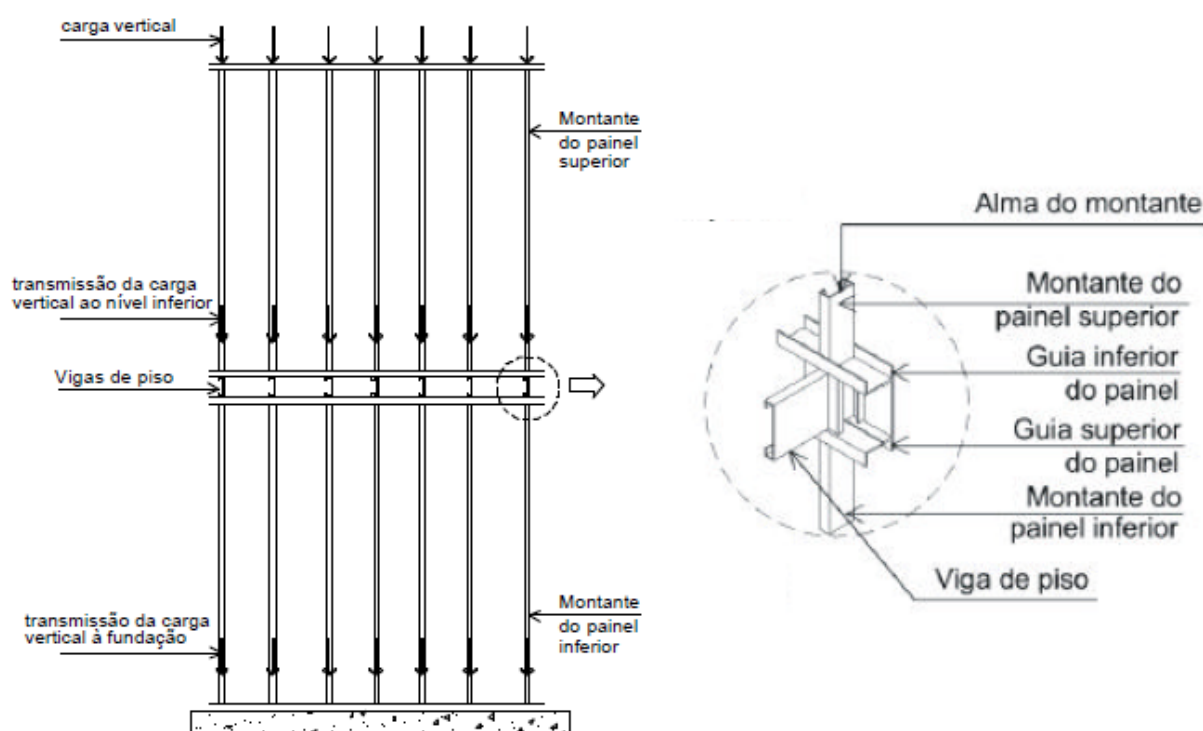
4.2 PAINÉIS

Os painéis que compõe a estrutura do sistema construtivo Light Steel Framing, quando estrutural tem a função de suportar o carregamento da edificação, podendo ser usado na parte externa ou interna. Os painéis não estrutural, como o próprio nome já diz não tem função estrutural, são usados para vedação externa e divisões de ambientes internos (CRASTO, 2005). Nos itens seguintes serão detalhados esses dois tipos de painéis e suas principais características.

4.2.1 Painéis estruturais ou autoportantes

Os painéis estruturais ou autoportantes segundo (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012) tem a função de absorver, esforços horizontais provenientes de vento ou de abalos sísmicos, bem como cargas verticais de pisos, lajes, telhados e transmití-los através dos montantes à fundação (Figura 4).

Figura 4 – Transmissão de carga vertical à fundação

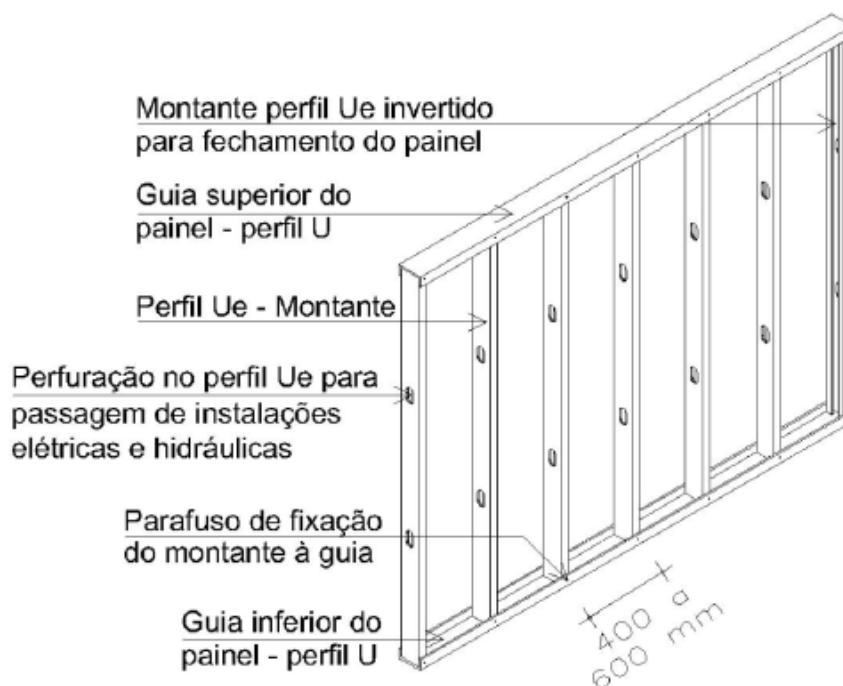


Fonte: Castro, 2005, p.41

Os montantes são instalados geralmente de 400 ou 600mm (Figura 5), variando conforme o projeto e solicitações que cada perfil será submetido, em caixas

d'águas que tem seu carregamento bastante elevado essa modulação pode chegar a 200mm. Quanto maior a distância entre os montantes menos gasto será com material, em contra partida maior será as solicitações que cada um deverá suportar (SANTIAGO, 2008).

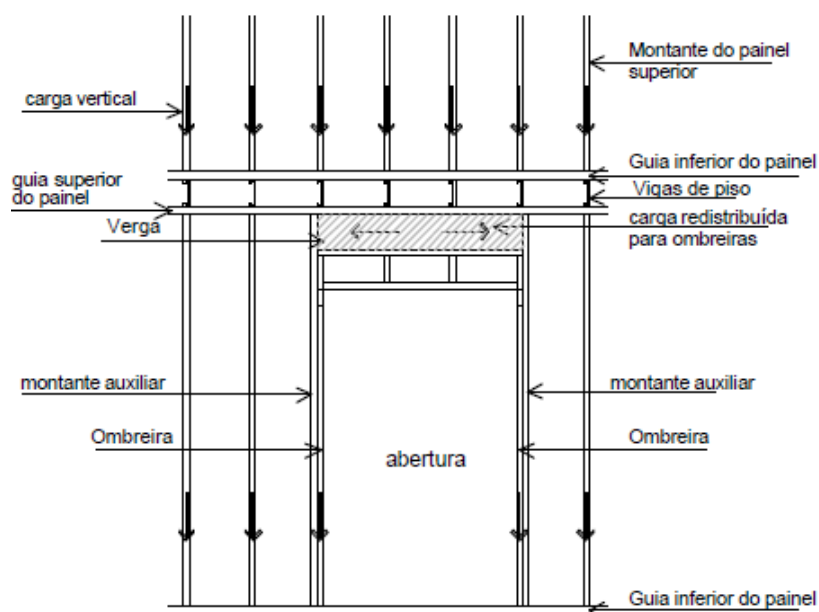
Figura 5 – Painel típico em Light Steel Framing



Fonte: Castro, 2005, p.42

O autor explica que os painéis são composto por montantes verticais de seção tipo U enrijecido, unidos por guias superiores e inferiores horizontais de seção tipo U simples. Em aberturas para portas e janelas é necessário a instalação de vergas a fim transmitir o carregamento dos montantes interrompidos para ombreiras laterais (Figura 6).

Figura 6 – Distribuição dos esforços através da verga para ombreiras.



Fonte: Santiago; Freitas; Castro, 2012 p.34

4.2.2 Painéis não estruturais

São painéis que não tem função estrutural, ou seja, não são projetados para suportar o carregamento da edificação, e sim, o peso próprio dos elementos que constituem o sistema. Para as vedações internas o mais indicado é o drywall (Figura 7), esse sistema oferece muitas vantagens, resistência mecânica, acústica, rapidez na execução e um elevado padrão de qualidade na fabricação de seus elementos.

Figura 7 – Painel não estrutural (drywall)

Fonte: Autor (2016)

4.2.3 Fixação dos painéis na fundação

A escolha do tipo de ancoragem dos painéis na fundação é fundamental para evitar a movimentação da superestrutura, devido à pressão do vento (Figura 8). O parabolte expansível e o chumbamento químico com barra roscada, são os tipos de ancoragem mais utilizados, sua escolha está relacionada às condições climáticas e ocorrências de abalos sísmicos (FREITAS; CRASTO, 2006).

Figura 8 – Fixação do painel na fundação

Fonte: Freitas e Crastro, 2006 p. 29

4.2.4 Ligações e Montagem

4.2.4.1 Ligações

As ligações unidas por parafusos auto brocantes são os mais utilizados no Brasil (Figura 9). O auto brocante proporciona uma grande vantagem em produtividade, ele perfura, atarraxa em uma única operação, sua aplicação deve ser feita com auxílio de uma parafusadeira de alto torque e baixa rotação.

Figura 9 – Parafuso auto brocante

Fonte: Ciser Parafusos e Porcas

No mercado pode ser encontrado uma grande variedade de parafusos auto brocantes, segundo (FREITAS; CRASTO, 2006) a escolha de um tipo específico de ligação ou fixação dependerá:

- Condições de carregamento;
- Tipo e espessura dos materiais conectados;
- Resistência necessária da conexão;
- Configuração do material;
- Disponibilidade de ferramentas e fixações;
- Local de montagem, se no local da obra ou oficina;
- Custo;
- Experiência de mão de obra;
- Normalização.

4.2.4.2 Montagem

De acordo com (CRASTO, 2005) são utilizados três métodos de processo construtivo de execução em LSF: Método “Stick”, Painéis e Modular. O método de painéis é o mais empregado no Brasil, esse método consiste na pré-fabricação dos elementos que compõe a estrutura como painéis, tesouras e lajes, podendo ser feito na obra ou oficinas (Figura 10).

Ainda segunda a autora o método “Stick”, foi utilizado nos Estado Unidos para execução de casa unifamiliares, mais está sendo substituído pelo método de painéis, por garantir uma maior qualidade, precisão e rapidez na montagem. A montagem dos painéis na obra tem uma grande vantagem, as equipes podem ser divididas em duas, uma faz a confecção dos painéis e a outra realiza a montagem.

Figura 10 – Montagem de painéis no canteiro



Fonte: Construrápido Steel Frame (2017)

4.2.5 Lajes

Segundo (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012) a laje no sistema LSF é formado por uma modulação de perfis galvanizados distanciados conforme as cargas que cada um irá suportar. Esses perfis usado na modulação da laje pode ser chamados de viga de piso (Figura 11) utilizam perfis Ue montados na horizontal, projetados para suportar as cargas e evitar deformações acima das exigidas na norma.

Figura 11 – Vigas de piso

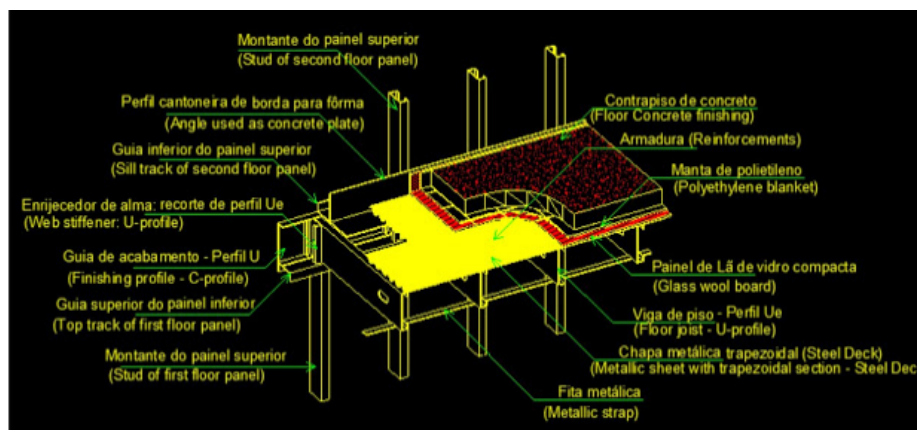


Fonte: ConstruRápido Steel Frame (2017)

4.2.5.1 Laje Úmida

A laje úmida consiste na montagem de uma telha galvanizada ondulada, que serve de fôrma para o concreto (Figura 12), sendo ancorada às vigas inferiores e concretada com camada de 4 a 6 cm que servirá de contrapiso. Para evitar fissuras de retração do concreto durante a cura é empregado uma malha de aço antes da concretagem (FREITAS; CRASTO, 2006).

Figura 12 – Desenho esquemático da laje úmida



Fonte: <http://felipeschmitzhaus.blogspot.com/2015/08/que-tipo-de-lajes-podem-ser-usadas-com.html>

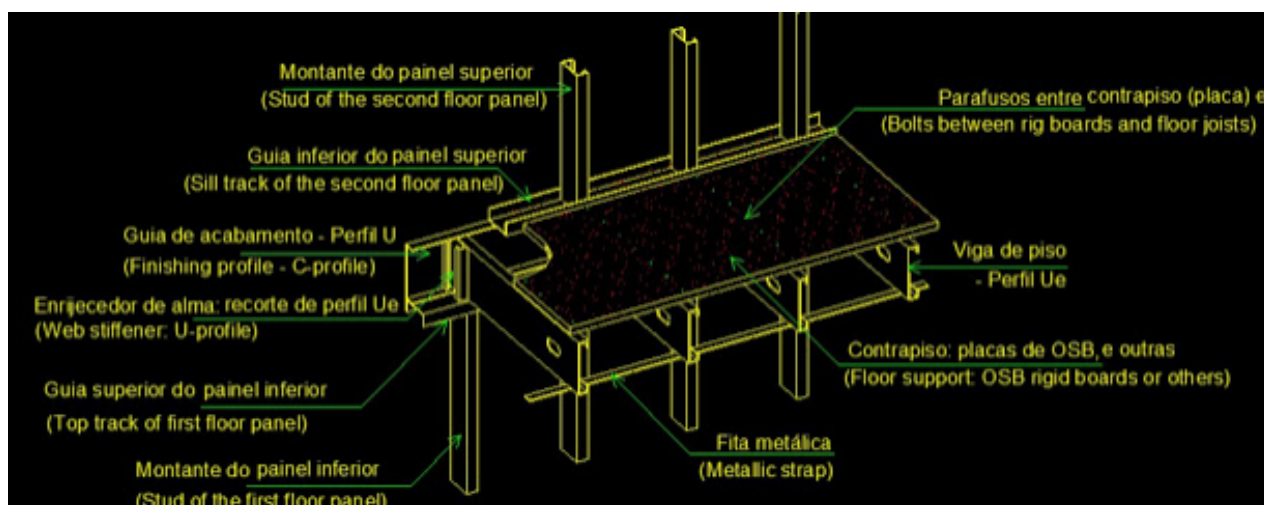
O autores advertem sobre a semelhança da laje úmida com o Steel Deck, que não deve ser confundida pois o Steel Deck funciona como um elemento misto que precisa de menos apoios. Visando um desempenho acústico adequado, é necessário empregar entre o aço e o concreto um isolante de lã de vidro compacta protegida por um filme de polietileno, para evitar a umidade da lã durante a concretagem.

4.2.5.2 Laje Seca

As lajes secas são executadas com placas rígidas como OSB¹ (Figura 13), compensado naval, masterplac e Painel Wall, que são parafusadas nas vigas de piso e serve de contra piso. Assim como as lajes úmidas, para melhorar o desempenho acústico é utilizado manta de lã de vidro na montagem (Figura 13).

¹ Expressão inglesa Oriented Strand Board, em Português painel de Tiras Orientadas

Figura 13 – Desenho esquemático de laje seca



Fonte: <http://felipeschmitzhaus.blogspot.com/2015/08/que-tipo-de-lajes-podem-ser-usadas-com.html>

4.2.6 Cobertura

A cobertura no sistema LSF possuem as mesmas características construtivas de coberturas com estrutura em madeira, o material utilizado é perfil galvanizado o mesmo utilizado nos componentes da estrutura. Portanto é possível executar coberturas retas e inclinadas, as telhas utilizadas são as mesmas empregadas no sistema convencional, cerâmica, concreto, fibrocimento, termoacústicas, zinco e shingle².

A estrutura mais comum nas coberturas residenciais são treliças (Figura 14), por vencer grandes vãos dispensando apoios intermediários. No Brasil, treliças em aço vêm substituindo as de madeira, devido sua leveza, grande resistência estrutural, por ser imune a ataque de insetos e incombustível (Scharff, 1996 apud Santiago, Freitas e Castro 2012).

² São telhas produzidas a partir de massa asfáltica, cobertura de rocha vulcânica.

Figura 14 – Treliça de cobertura confeccionada com perfis galvanizados formados a frio

Fonte: ConstruRápido (2017)

4.3 FECHAMENTO VERTICAL

4.3.1 Painéis de OSB

Segundo (CRASTO, 2005), as placas de OSB (*oriented strand board*), podem ser utilizadas como fechamento da face interna e externa dos painéis, para forros, pisos e como substrato para cobertura do telhado. Porém, devido as suas características, não deve estar exposto a intempéries, necessitando de um acabamento impermeável em áreas externas.

Suas propriedades de resistência mecânica, resistência a impactos e a boa estabilidade dimensional possibilitam seu uso estrutural trabalhando como diafragma rígido quando aplicado aos painéis estruturais, lajes e pisos (Santos, 2005 apud CASTRO, 2005).

4.3.2 Siding Vinílico

Segundo o manual de construção em aço (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012) “siding” é um revestimento de fachadas, composto de placas paralelas, muito comuns nas residências norte-americanas. O “siding” pode ser vinílico que é feito em PVC, de madeira ou cimentício. O revestimento é impermeável, em função de seu material e do sistema de montagem de barras intertravadas que possibilita a estanquidade, porém, não apresenta grande resistência a impactos.

4.3.3 Placas Cimentícias

Segundo (Loturco, 2003) apud (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012), por definição, toda chapa delgada que contém cimento na composição é chamada de cimentícia. Basicamente, as placas são compostas por uma mistura de cimento Portland, fibras de celulose ou sintéticas e agregados tendo como características:

- Grande resistência à umidade e material incombustível;
- Elevada resistência a impactos, possibilitando uso em paredes externas;
- Compatibilidade com diversos tipos de acabamentos e revestimentos;
- Facilidade no manuseio (baixo peso) e corte;
- Rapidez de execução, semelhante ao do gesso acartonado.

4.3.4 Gesso Acartonado

O gesso acartonado é constituído por uma placa de gesso, formada a partir da gipsita, e papel cartão em ambas as faces. De acordo com (CRASTO, 2005), no LSF, é utilizado para fechamento vertical e separação de espaços internos, sendo leve, estruturado, fixo e geralmente monolítico, além de ser suportado por perfis metálicos fixado por parafusos.

5 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

5.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O CBCA apresenta, no manual de arquitetura (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012), a divisão em subsistemas verticais e horizontais, em que o segundo tipo deve, necessariamente, ser suportado pelo primeiro. Os componentes horizontais recebem as cargas primárias por flexão (piso e cobertura) e esforços horizontais por ações de diafragmas rígidos, sendo capazes de transmiti-los para os subsistemas verticais. Esses, por sua vez, compostos por painéis, descarregam todo o carregamento da edificação sobre a fundação, assemelhando-se à concepção estrutural de diversos outros sistemas. Devido ao alinhamento da estrutura (“in-line framing”), as vigas de entrepiso são dispostas sobre os montantes a fim de coincidir os eixos de suas almas, transmitindo assim, esforços axiais e caracterizando o tipo de montagem denominado “*plataform framing*”.

5.1.1 Coordenação Modular

Segundo (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012), a coordenação modular é essencial para a concepção estrutural da edificação, sendo fator importante a consideração acerca do processo de instalação, isto é, condicionamentos estruturais, assim no intuito de otimizar e compatibilizar o projeto arquitetônico com o estrutural, é desejável a concepção modular horizontal e vertical em acordo com os componentes de fechamento disponíveis no mercado, bem como tipos de esquadrias e posicionamentos empregados.

5.1.2 Malhas Modulares

(CRASTO, 2005) afirma que o uso de malhas ou reticulados, planos ou espaciais, serve de base tanto para a estrutura principal como para os outros componentes e subsistemas que também obedecem a um padrão de coordenação modular. Seu objetivo é relacionar as medidas de projeto com as medidas modulares.

As malhas ou reticulados possibilitam posicionar e inter-relacionar os elementos estruturais, as vedações, esquadrias, instalações e tantos outros componentes que obedeçam a uma disciplina modular permitindo um melhor aproveitamento dos materiais, gerando um mínimo de cortes e desperdícios. E funcionam como elo de intercâmbio facilitador entre a coordenação funcional, volumétrica e, principalmente estrutural da edificação. É sobre ela que serão lançadas as concepções estruturais, que guardarão relações de proporção com os outros elementos do edifício (Firmo, 2003 apud (CRASTO, 2005)).

5.1.3 Estabilidade global

Para (RODRIGUES, 2017) a estabilidade global de um edifício projetado segundo o LSF é geralmente de responsabilidade do contraventamento em fitas de aço galvanizado, dispostas em diagonais na forma de V, X ou K nos painéis estruturais e com a função de resistir apenas à força axial de tração. O contraventamento também pode ser efetuado por meio de diagonais em perfis Ue montados segundo o sistema de encaixes estampados, formando painéis treliçados. Neste caso, os perfis das diagonais devem resistir às forças axiais de tração e compressão, em função da direção e do sentido da ação do vento. Quanto às ações verticais, a estabilidade da edificação deve ser garantida com a transferência das ações dos pisos às vigas de entrepiso e os montantes às fundações, desde que tenha sido feito o correto dimensionamento destes componentes.

5.2 CONTRAVENTAMENTOS

5.2.1 Diafragmas verticais

Conforme cita (RODRIGUES, 2017) a capacidade das paredes externas ou internas de fechamento de resistirem às forças laterais é chamada de efeito diafragma e o painel é chamado de diafragma rígido ou painel de cisalhamento, pois funciona como uma espécie de contraventamento para estruturas em LSF.

O efeito diafragma em painéis de parede também pode ser obtido com o emprego de placas estruturais de OSB. Este material possui boas propriedades mecânicas que podem conferir aos painéis a capacidade de resistir aos esforços horizontais, como os provenientes da ação do vento, com o aumento da rigidez do reticulado metálico. Mas este desempenho estrutural deve ser informado e garantido pelos respectivos fabricantes ou instituições de pesquisa, com base em resultados de estudos numéricos e experimentais sobre a estabilidade estrutural de painéis de cisalhamento do sistema LSF para a aferição de modelos analíticos, tal como o método da diagonal equivalente, aplicáveis à análise estrutural da edificação.

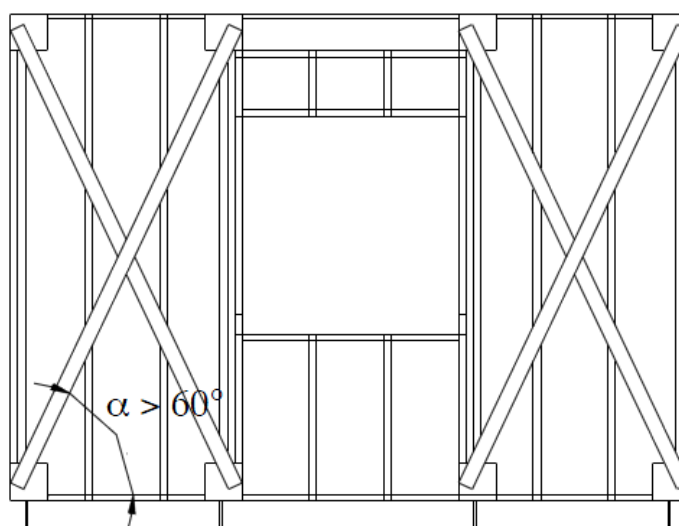
5.2.2 Diafragmas Horizontais

Segundo (RODRIGUES, 2017) as vedações externas transferem as ações horizontais (sobretudo as devidas ao vento) ao subsistema de piso que, funcionando como diafragmas horizontais rígidos, transferem tais ações aos painéis estruturais de contraventamento que, por sua vez descarregam nas fundações.

5.2.3 Fitas de aço galvanizado

O contraventamento através do uso de fitas metálicas consiste na sua disposição na face do painel que pode ser em formato de “X” conforme Figura 15 .

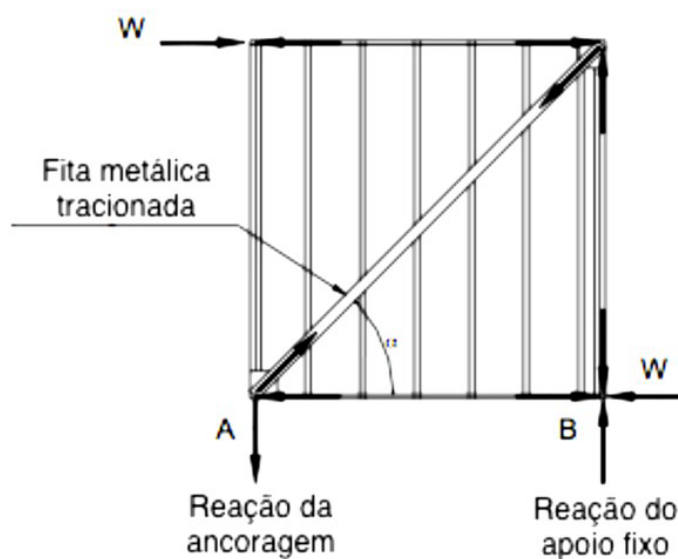
Figura 15 – Fitas metálicas dispostas em X.



Fonte: (CASTRO, 2005)

Quando um painel de parede, como ilustra a Figura 16, é sujeito a uma força horizontal, pela força W , a fita metálica transmite a força para o piso inferior ou para a ancoragem, no caso de se tratar do piso da fundação, visto que a carga W pode atuar no sentido oposto, é necessário colocar outra diagonal, formando assim, a forma de um “X” (CRASSTO, 2005).

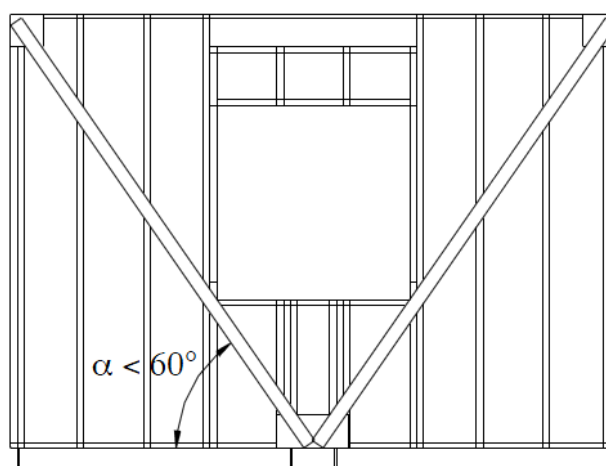
Figura 16 – Painel sujeito a uma força W.



Fonte: (CASTRO, 2005)

Quando o uso do contraventamento em “X” não é o mais apropriado, devido ao projeto arquitetônico prever muitas aberturas em uma fachada uma alternativa é o contraventamento em “V” como ilustrado na Figura 17. (CASTRO, 2005).

Figura 17 – Exemplo de contraventamento em V.



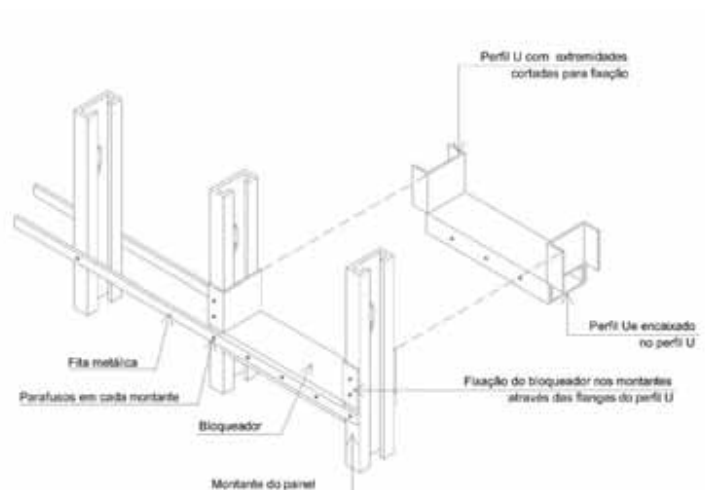
Fonte: (Castro, 2005)

5.2.4 Bloqueadores

Os bloqueadores têm a função de enrijecer o painel estrutural e são peças formadas por perfis Ue e U, posicionados entre os montantes. Um perfil U (guia) é cortado 20 cm maior que o vão e é dado um corte nas mesas a 10 cm de cada extremidade e em seguida os segmentos são dobrados em 90° para servir de conexão

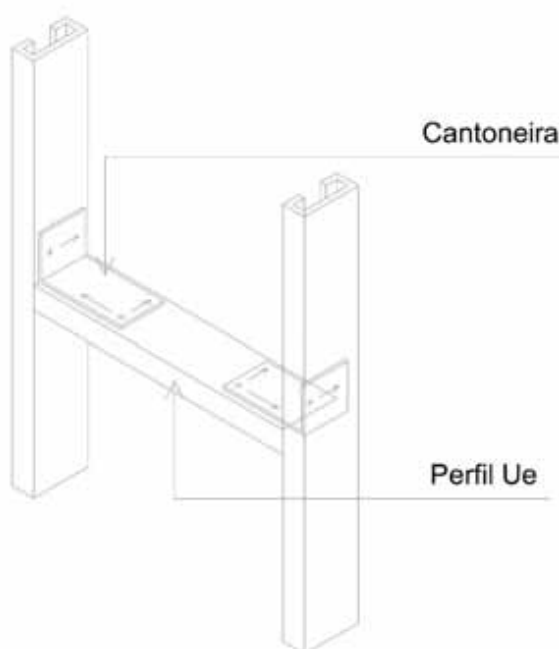
com os montantes, conforme figura 18. Um perfil Ue (montante) é encaixado na peça cortada e ambos são aparafusados à fita metálica, sempre localizados nas extremidades do painel e a intervalos de 3,60 m (Elhajj; Bielat, 2000 apud (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012)).

Figura 18 – Bloqueadores



Fonte: (SANTIAGO;FREITAS;CASTRO, 2012)

Outra forma de fixar o bloqueador aos montantes é utilizando o perfil Ue cortado na largura do vão e conectá-los aos montantes por meio de cantoneiras aparafusadas em ambas as peças como aparece na figura 19 (Scharff, 1996 apud (SANTIAGO; FREITAS; CRASTO, 2012)).

Figura 19 – Bloqueadores fixados com cantoneiras.

Fonte: (SANTIAGO;FREITAS;CASTRO, 2012)

5.3 DIRETRIZES PARA O PROJETO ESTRUTURAL

5.3.1 Guias

As guias devem ser usadas na horizontal para formar a base e o topo dos painéis de parede e de entrepiso. São também utilizadas combinadas ou não com as fitas, para o travamento lateral de vigas e de montantes e montagem das vergas. (RODRIGUES, 2017).

5.3.2 Montantes

Para (RODRIGUES, 2017), os montantes podem ser simples ou compostos, são constituídos por perfis Ue e devem apresentar espaçamento máximo entre si de 400 mm ou de 600 mm. Na análise estrutural, os montantes podem ser considerados como rotulados em suas extremidades, os montantes das paredes internas devem ser dimensionados à compressão e à tração atuando isoladamente. Os montantes das paredes externas são dimensionados à flexão composta, para forças axiais solicitantes de tração ou de compressão, levando em conta a direção e o sentido da ação do vento, por exemplo.

Considerando que no perfil Ue o centróide da seção não coincide com o seu centro de torção, o montante pode apresentar o modo de flambagem global elástica

por flexo-torção devido a esta excentricidade, sendo então necessária a utilização de componentes capazes de evitar tal modo de flambagem. Para diminuir o comprimento efetivo de flambagem global por torção, os montantes devem ser travados lateralmente no plano do painel por meio de bloqueadores em perfis Ue (ou U simples) e fitas horizontais de aço galvanizado, instalados perpendicularmente à seção central do perfil em painéis com até 2500 mm de altura, ou no primeiro terço e no segundo terço ao longo da altura de painéis com 2750 mm a 3000 mm de altura (NASFA, 2000 apud (RODRIGUES, 2017)).

5.3.3 Vigas

De acordo com (RODRIGUES, 2017) as vigas de piso (e de alguns tipos de cobertura) devem ser dimensionadas ao momento fletor, à força cortante e à combinação de força cortante com momento fletor. Outros esforços solicitantes deverão ser considerados, tais como: forças axiais de compressão ou de tração devidas à ação do vento; forças concentradas (força aplicada ou reação de apoio) atuando perpendicularmente ao eixo longitudinal da barra, em regiões sem enrijecedores transversais, e causando compressão na alma, portanto susceptíveis a um mecanismo localizado de falha associado ao esmagamento da alma (web crippling); efeito shear lag, etc. Para impedir sua flambagem lateral com torção, as vigas devem ser travadas lateralmente por meio de bloqueadores em perfis Ue (ou U simples) e fitas de aço galvanizado, instalados perpendicularmente à seção central do perfil ou em cada terço do vão, dependendo da dimensão deste.

5.3.4 Vergas

Conforme (RODRIGUES, 2017) as vergas devem ser dimensionadas ao momento fletor, à força cortante e à combinação de força cortante com momento fletor. Outros fenômenos também deverão ser considerados, tais como: esmagamento da alma (web crippling) e o efeito shear lag. O momento fletor resistente de uma verga de seção de caixa pode ser ligeiramente maior do que o momento fletor resistente de uma verga de seção I enrijecido, quando ambas são compostas com os mesmos perfis Ue, assim, para o cálculo estrutural, é indiferente o uso de verga com um ou outro tipo de seção transversal.

5.3.5 Entrepiso: condições de apoio para vigas de entrepiso

As vigas de piso, que formam o entrepiso do sistema LSF, podem ser consideradas como biapoiadas ou como contínuas. Tradicionalmente, as vigas são consideradas

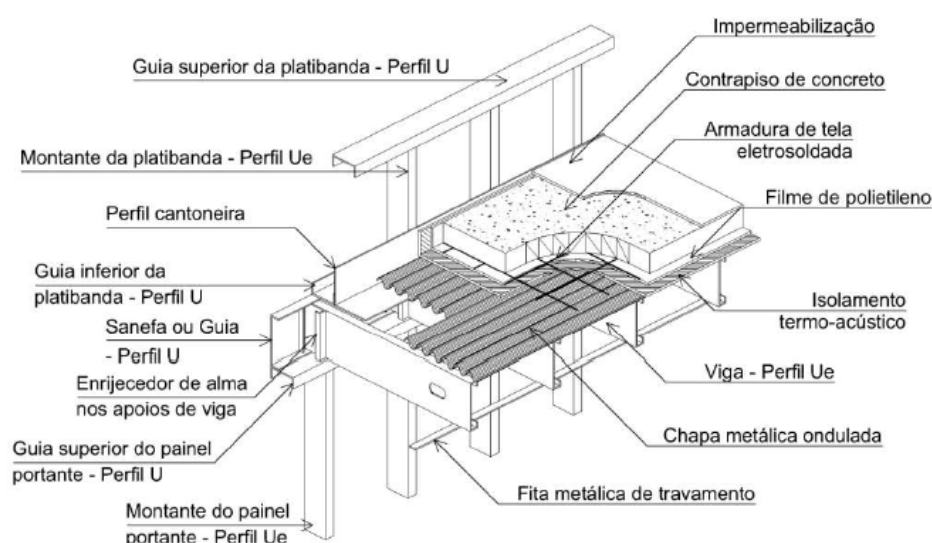
como biapoiadas, pois assim os painéis de entrepiso podem vir montados da fábrica, sendo apenas encaixados sobre os painéis de parede. No entanto, a consideração do vigamento contínuo mostra-se também como uma boa alternativa para o sistema LSF. Os entrepisos com vigamento contínuo apresentam momentos fletores solicitantes positivos bem inferiores aos observados nos subsistemas com vigamento biapoiado, sendo possível reduzir substancialmente o consumo de aço. (RODRIGUES, 2017).

5.3.6 Estruturas de Coberturas

5.3.6.1 Coberturas planas.

Apesar de serem menos comuns, as coberturas planas em LSF são, na maioria dos casos, resolvidas como uma laje úmida onde a inclinação para o caimento da água é obtida variando a espessura do contrapiso de concreto, como mostrado na figura 20, (Consul Steel, 2002 apud (CRASTO, 2005).

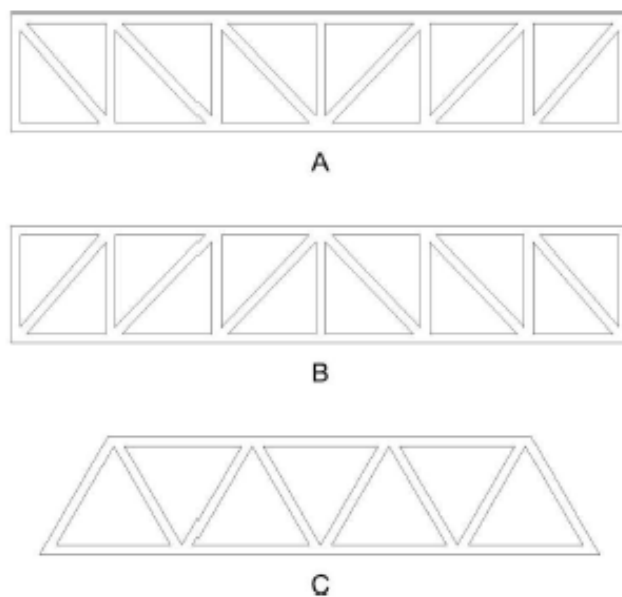
Figura 20 – Cobertura plana em steel framing.



Fonte: (CASTRO, 2005)

Para vãos maiores sem apoios intermediários, é possível o uso de treliças planas (Figura 21) confeccionadas com perfis Ue galvanizados (Figura 22-). As treliças planas também podem ser utilizadas para estrutura de pisos que demandam grandes cargas e vãos.

Figura 21 – Alguns tipos de treliças planas para Steel Framing



Fonte: (CASTRO, 2005)

Figura 22 – Treliças planas

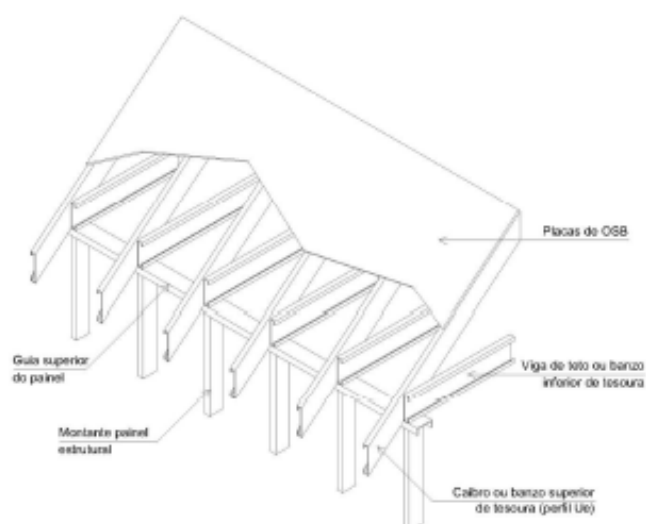


Fonte: (CASTRO, 2005)

5.3.6.2 Coberturas Inclinadas.

Para (CRASTO, 2005), a estrutura de um telhado inclinado em LSF é semelhante à de um telhado convencional, porém a armação de madeira é substituída por perfis galvanizados, e para possibilitar o princípio de estrutura alinhada, a alma dos perfis que compõem tesouras ou caibros devem estar alinhadas a alma dos montantes dos painéis de apoio e suas seções em coincidência de modo que a transmissão das cargas seja axial (Figura 23). Quando isso não for possível, da mesma forma que ocorre com lajes e painéis, deve-se usar uma viga composta a fim de permitir a distribuição das cargas aos montantes. Telhados inclinados em Steel Framing podem ser construídos a partir de uma estrutura de caibros ou por meio de tesouras ou treliças.

Figura 23 – Caibros e vigas alinhados com os montantes de painel estrutural.



Fonte: (CASTRO, 2005)

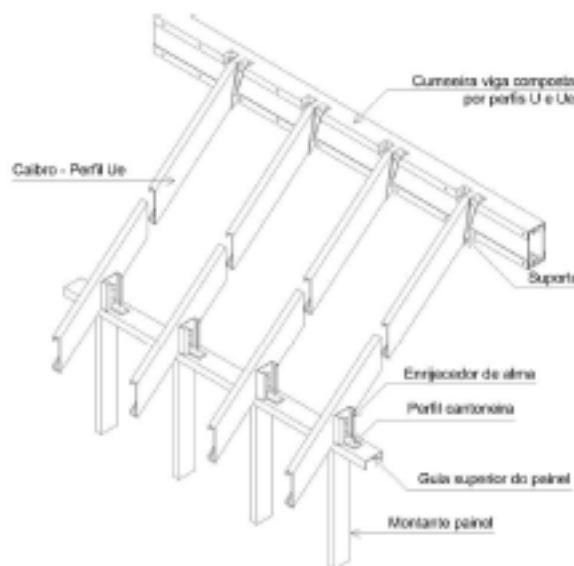
5.3.6.3 Telhado Estruturado com Caibros e Vigas.

Um telhado estruturado com caibros é um método empregado para construções do tipo "stick", onde os elementos estruturais (perfis U e Ue) são cortados e montados no local da obra. Utiliza-se este tipo de cobertura quando o vão entre os apoios permitem o uso de caibros e deseja-se utilizar menor quantidade de aço do que o empregado em tesouras. Porém, projetos de coberturas mais complexas e de maiores vãos podem utilizar o sistema de caibros devidamente dimensionados e em alguns casos utilizando perfis duplos (Figura 24).

Figura 24 – Telhado estruturado com caibros

Fonte: (CASTRO, 2005)

Uma estrutura típica de caibros consiste em usar dois caibros cujas extremidades se apóiam nos painéis portantes e formando a inclinação requerida se encontram em uma cumeeira no topo do edifício (Figura25).

Figura 25 – Telhado típico estruturado com caibros.

Fonte: (CASTRO, 2005)

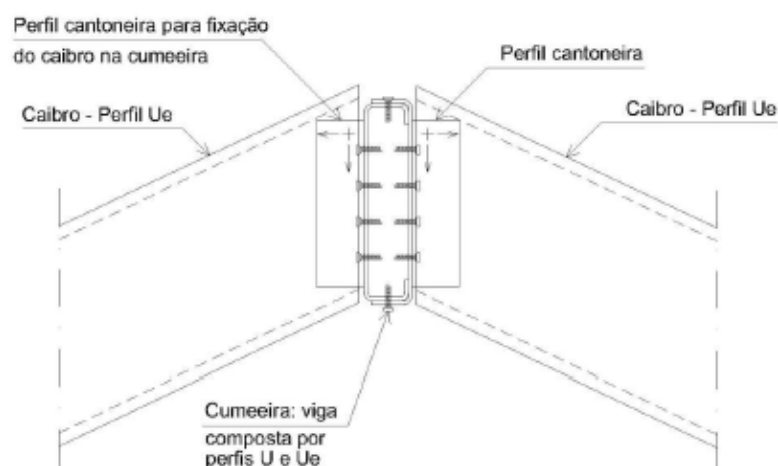
O peso do telhado e outros carregamentos são transmitidos através dos caibros aos painéis e, por conseguinte à fundação.

A cumeeira pode ser um painel estrutural contínuo que funcione como apoio ao encontro dos caibros, ou, como é mais comum, uma viga composta por perfis U e Ue (Figura 26), conforme o cálculo.

Figura 26 – Cumeeira composta de perfis U e Ue para apoio dos caibros.

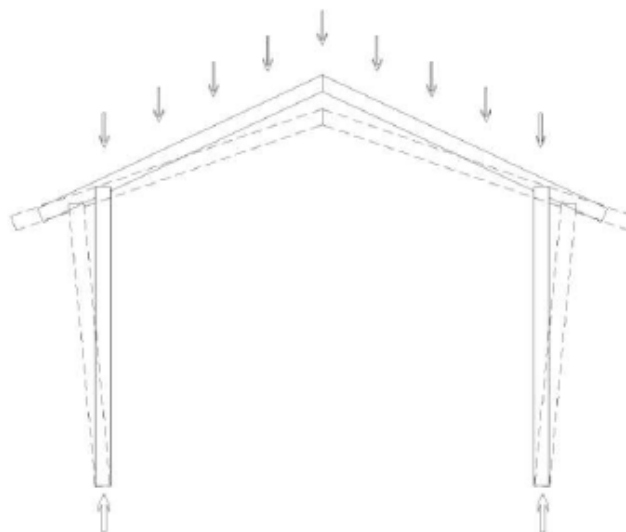
Fonte: (CASTRO, 2005)

A conexão dos caibros com a cumeeira pode ser por meio de cantoneiras (Figura 27) de espessura igual ou maior que a dos caibros (Waite, 2000), ou através de peças de suporte como é apresentado na figura 25. (Consul Steel, 2002 apud (CRASTO, 2005)).

Figura 27 – Cumeeira de telhado estruturado com caibros.

Fonte: (CASTRO, 2005)

Há casos em que é inevitável o uso de vigas de teto que atravessam o vão (Figura 29), atando as extremidades opostas dos caibros a fim de evitar que os painéis de apoio se inclinem devido ao peso do telhado, como ilustrado na figura 28 (Waite, 2000 apud (CRASTO, 2005)).

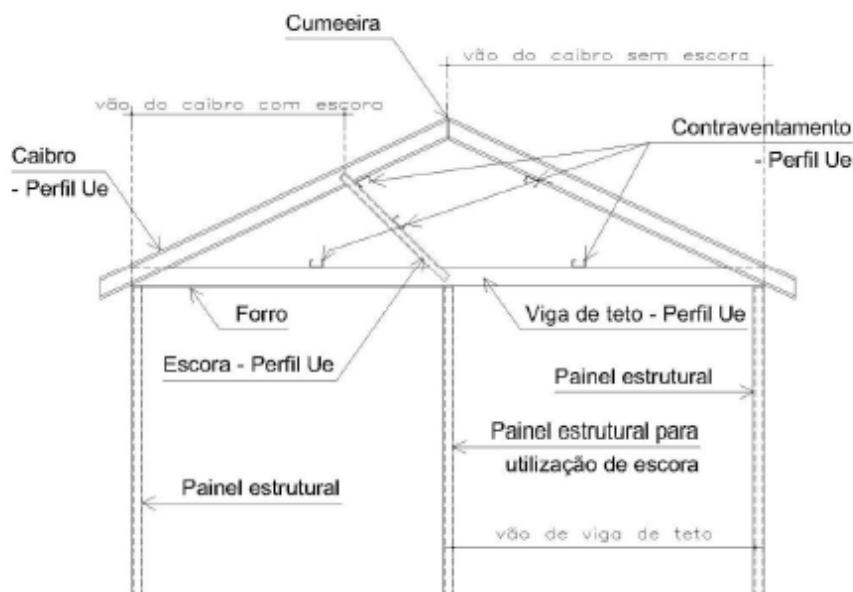
Figura 28 – Efeito de “abertura” das paredes devido ao peso do telhado.

Fonte: (CASTRO, 2005)

A fixação dos caibros e vigas nos painéis é obtida pelos enrijecedores de alma trabalhando em conjunto com cantoneiras devidamente aparafusadas às guias superiores dos painéis, como é mostrado na figura 25 (Elhajj, Bielat, 2000 apud (CRASTO, 2005)).

Se necessário, escoras também são utilizadas para transferir as cargas aos painéis portantes internos e são conectadas aos caibros e as vigas de teto (Figura 29) e permitem reduzir o vão e as dimensões dos caibros (Waite, 2000 apud (CRASTO, 2005)).

Figura 29 – Telhado estruturado com caibros e vigas



Fonte: (CASTRO, 2005)

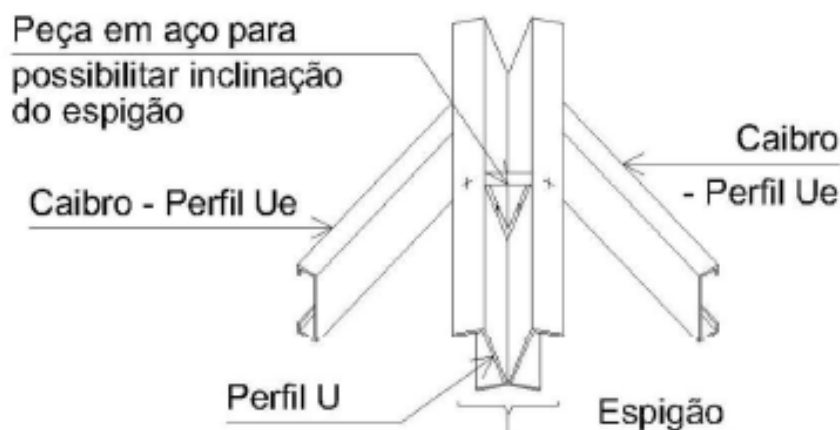
Telhados de quatro águas ou com intersecção de vários planos inclinados exigem maior diversidade de elementos estruturais e podem ser construídos a partir de tesouras ou caibros ou a combinação de ambos.

Para isso, espigões e rincões são constituídos de perfis galvanizados U e Ue e outras peças especiais em aço galvanizado para auxiliar na forma da inclinação do telhado e fixação dos elementos.

Espigões e rincões podem ser montados a partir de dois métodos descritos por Waite (2000 apud (CRASTO, 2005)):

- 1) Viga caixa (encaixando perfil Ue em perfil U) ou composta (combinação de perfis U e Ue) segundo o projeto estrutural, onde caibros complementares que darão forma ao telhado são cortados no ângulo apropriado e conectados aos espigões ou rincões por meio de cantoneiras.
- 2) Dois perfis U fixados por suas almas a uma peça que possibilite o ângulo apropriado (Figura 30), servindo de guia para os caibros complementares, que não necessitam de cortes em ângulos, sendo estes aparafusados nas guias.

Figura 30 – Espigão formado a partir de dois perfis U.



Fonte: (CASTRO, 2005)

5.3.6.3.1 Estabilização do Telhado Estruturado com Caibros e Vigas

Segundo (CRASTO, 2005) as cargas laterais de vento podem provocar deslocamentos e deformações na estrutura do telhado, uma vez que trabalhando isolados, os caibros são instáveis lateralmente. Para evitar tais fenômenos e possibilitar que o sistema de caibros trabalhe em conjunto, deve-se fornecer elementos enrijecedores (contraventamentos), que além de vincular os caibros entre si, seja capaz de aumentar a resistência da estrutura do telhado.

Os elementos que possibilitam o contraventamento de uma cobertura estruturada por caibros, conforme os procedimentos descritos por Elhajj e Bielat (2000 apud (CRASTO, 2005)) são:

- Perfis U ou Ue ou fitas metálicas fixados perpendicularmente aos caibros em sua mesa inferior ou superior de acordo com a cobertura do telhado;
- Perfis U ou Ue ou fitas metálicas fixadas na mesa superior das vigas de teto;
- Bloqueadores e fitas metálicas posicionados nas vigas de teto seguindo o mesmo procedimento descrito para vigas de piso;
- Placas estruturais, capazes de funcionar como diafragma rígido, fixadas nas mesas superiores dos caibros.

Os telhados inclinados em Steel Framing admitem diversos tipos de coberturas ou telhas. Para alguns tipos de telhas como cerâmicas ou “shingles” é necessário o uso de um substrato de apoio, geralmente OSB protegido com uma manta de

impermeabilização. No caso de telhas cerâmicas é necessária a colocação de perfis tipo cartola paralelos aos caibros sobre o OSB a fim de possibilitar o escoamento da água, e só então, sobre estes são fixadas as ripas que permitirão o encaixe das telhas. As telhas “shingles” podem ser fixadas diretamente sobre o OSB sem a necessidade de uma estrutura de assentamento como ocorre com as telhas cerâmicas. As telhas metálicas podem também funcionar como diafragmas rígidos, e neste caso, os elementos de contraventamento dos caibros, funcionam como terças quando dispostos nas mesas superiores unindo o sistema e servindo de base para a fixação das telhas metálicas. A modulação entre os caibros pode ser maior (até 1,20 m), uma vez que as telhas vencem vãos maiores (CRASTO, 2005).

5.3.6.4 Telhado Estruturado com Tesouras ou Treliças

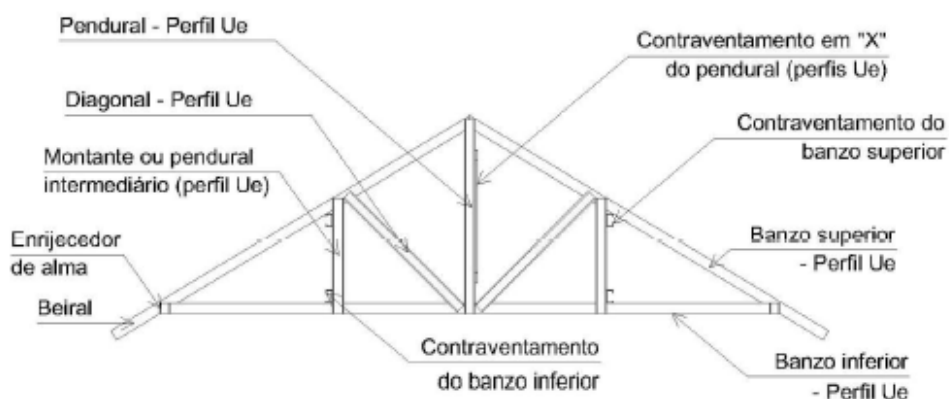
Solução mais comum nas coberturas residenciais, tesouras ou treliças cobrem grandes vãos sem precisar de apoios intermediários. Em países onde a construção civil é predominantemente industrializada, tesouras metálicas vêm substituindo gradativamente as tesouras de madeira. Principalmente em processos de retrofit, graças a grande resistência estrutural do aço, leveza das peças, por ser imune a insetos e incombustível (Scharff, 1996 apud (CRASTO, 2005)).

A tesoura é constituída a partir de membros estruturais, geralmente perfis Ue, que conectados constituem uma estrutura estável.

Os elementos básicos da tesoura são (Figura 31):

- Banzo superior: perfil Ue que dá forma e inclinação à cobertura do telhado;
- Banzo inferior: perfil Ue que dá forma e inclinação ao forro do espaço coberto;
- Montantes ou Pendurais : perfis Ue dispostos verticalmente e que vinculam o banzo superior com o inferior;
- Diagonais : perfis Ue inclinados que vinculam o banzo superior e inferior;
- Enrijecedores de apoio: recorte de perfil Ue colocado nos pontos de apoio da tesoura, para a transmissão dos esforços e evitar a flambagem local dos perfis dos banzos.
- Contraventamentos : perfis U, Ue ou fitas de aço galvanizado que vinculam as tesouras e proporcionam estabilidade ao sistema de cobertura;

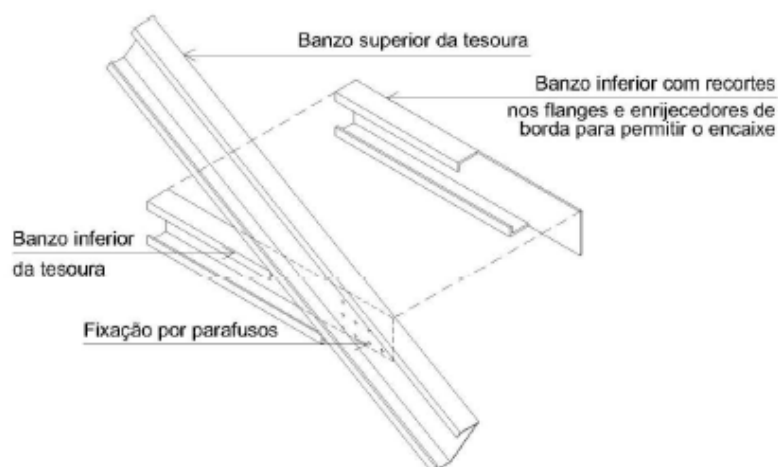
Figura 31 – Elementos de uma tesoura



Fonte: (CASTRO, 2005)

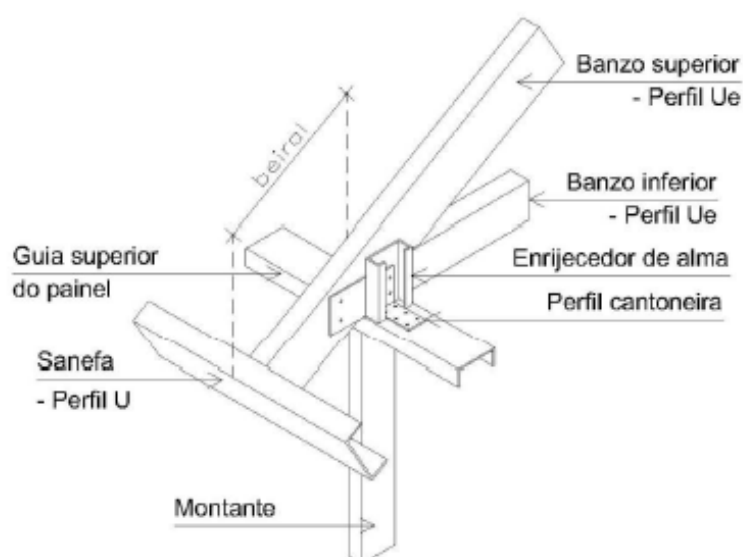
Segundo Scharff (1996 apud (CASTRO, 2005)) as ligações entre os elementos de uma tesoura podem ser executadas de diferentes formas, entretanto, os dois métodos mais comuns são:

- No mesmo plano, onde ocorrem os nós da tesoura, aparafusa-se os perfis em chapas de Gusset;
- Camada sobre camada, onde os perfis que formam pendurais e diagonais são aparafusadas ao banzo superior e inferior por suas almas. Assim, a abertura dos perfis dos banzos ficam para um lado e a dos perfis de pendurais e diagonais para outro. Na união do banzo superior com o inferior, deve se recortar a mesa e o enrijecedor de borda do perfil do banzo inferior, de forma a permitir o encaixe, conforme mostra a (figura 32):

Figura 32 – Detalhe união banzo superior e inferior de uma tesoura.

Fonte: (CASTRO, 2005)

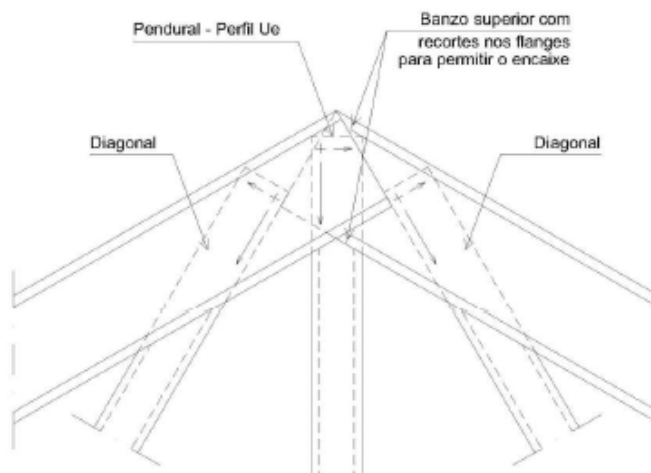
Nos dois métodos descritos, o plano definido pelas almas das peças deve coincidir com as almas dos montantes que servem de apoio. Os banzos superiores podem se prolongar em balanço, além do encontro com os painéis de apoio, formando o beiral do telhado. Os banzos superiores são arrematados nas suas extremidades por um perfil U (Figura 33).

Figura 33 – Detalhe de beiral de telhado

Fonte: (CASTRO, 2005)

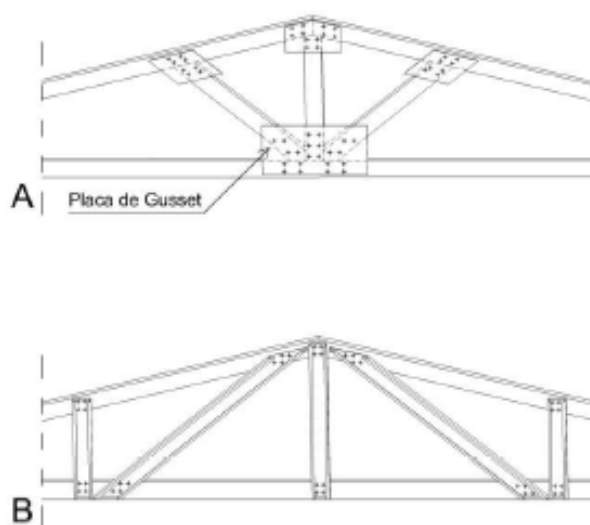
A cumeeira pode apresentar uma variação de desenhos que dependem do formato da tesoura e do tipo de ligação das peças (Figuras 34 e 35).

Figura 34 – Detalhe cumeeira de tesoura Pratt



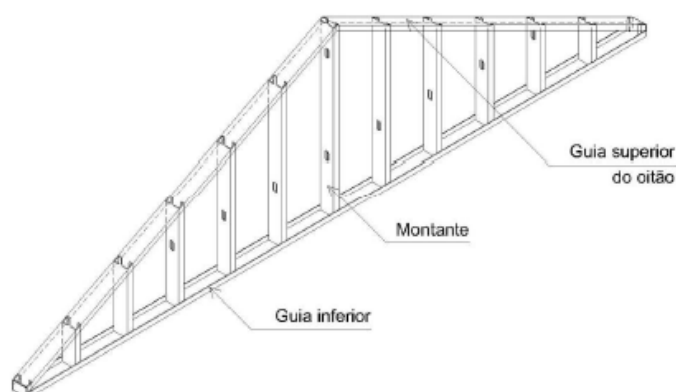
Fonte: (CASTRO, 2005)

Figura 35 – Detalhe cumeeira tesoura (a) Howe e (b) Pratt



Fonte: (CASTRO, 2005)

Para telhados em duas águas, o painel de fechamento do oitão, é construído de acordo com a presença e disposição do beiral. Quando não houver beirais perpendiculares ao plano das tesouras, o oitão será um painel com mesma inclinação e altura das tesouras (Figura 36).

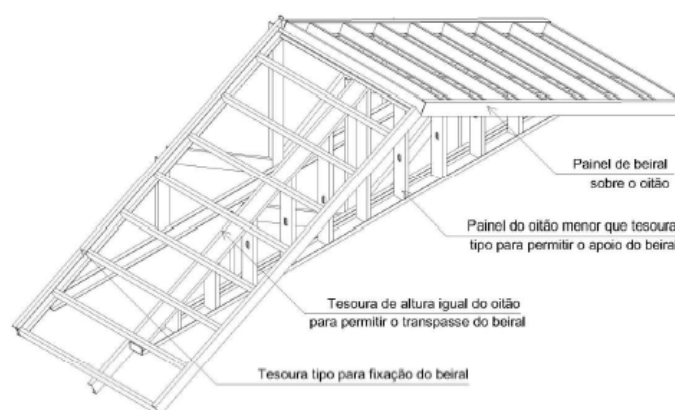
Figura 36 – Painel de fechamento do oitão.

Fonte: (CASTRO, 2005)

Para o uso dos beirais é necessário construir um painel auxiliar denominado “painel de beiral” cuja fixação na estrutura do telhado pode empregar dois métodos descritos no Manual “Construcción com Acero Liviano-Manual de Procedimiento” (Consul Steel, 2002 apud (CRASTO, 2005)):

1. O painel do beiral pode se apoiar sobre o oitão, fixando-se na primeira tesoura, situação mais recomendável ou;
2. O painel do beiral pode ser fixado no painel do oitão ficando em balanço;

No 1º caso, a altura do oitão deve ser menor que a altura da tesoura tipo para permitir o transpasse e o apoio do beiral que se fixará na primeira tesoura do telhado, conforme figura:

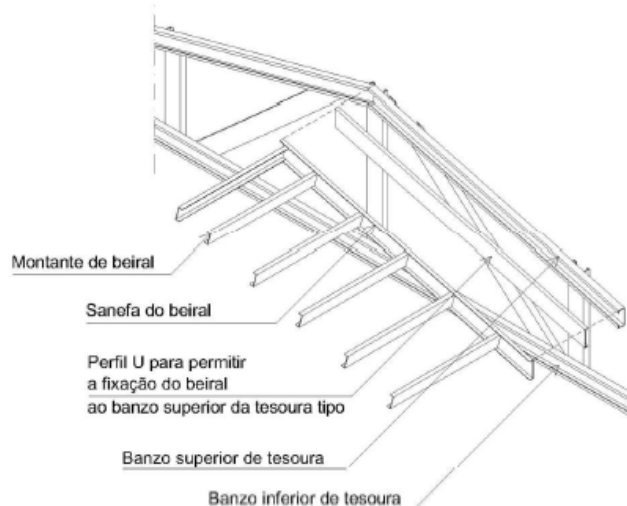
Figura 37 – Painel de beiral.

Fonte: (CASTRO, 2005)

Para poder unir o beiral a tesoura, deverão ser reforçados os banzos superiores

da mesma com um perfil U formando uma seção caixa, onde possa ser fixado o painel de beiral, como mostra a figura 38.

Figura 38 – Detalhe de fixação de painel de beiral.

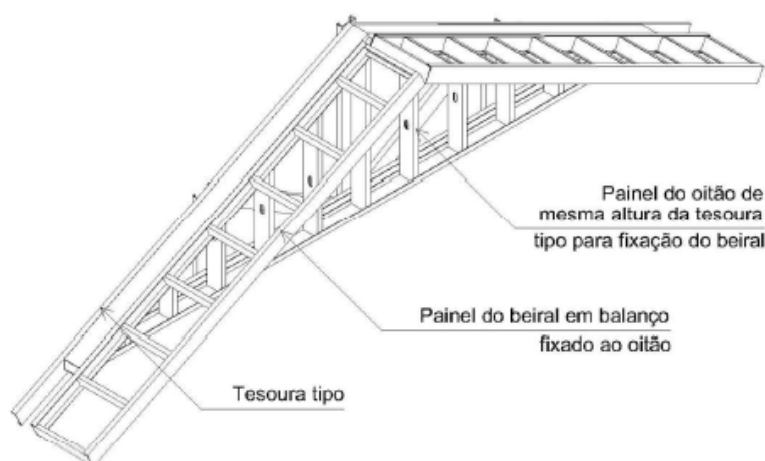


Fonte: (CASTRO, 2005)

Em alguns casos, pode se colocar junto com o painel do oitão, uma tesoura de mesma altura a fim de permitir uma superfície para aparafusar as placas de forro e a fixação dos contraventamentos até o extremo da estrutura.

Já que a alma dos perfis do beiral devem coincidir com a alma dos montantes que servem de apoio, a modulação do painel de beiral dependerá do ângulo de inclinação do telhado. O painel de beiral em balanço só é adotado quando houver uma pequena projeção do beiral e se utilizar o diafragma rígido na cobertura do telhado. O painel do beiral é fixado ao oitão que tem a mesma altura das tesouras (Figura 39).

Figura 39 – Painel de beiral em balanço.



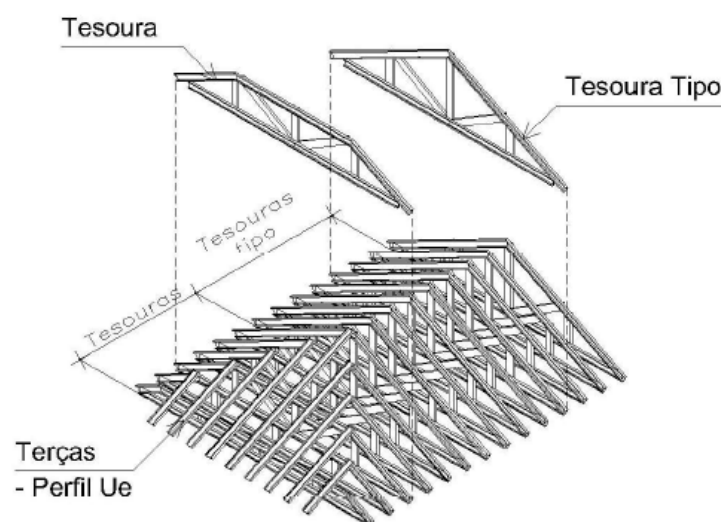
Fonte: (CASTRO, 2005)

A modulação desse tipo de beiral não deve necessariamente coincidir com a do painel do oitão onde está fixado. A flexão do balanço é em parte absorvida pelas placas do diafragma que estarão fixadas tanto aos banzos superiores das tesouras como ao painel do beiral.

Para telhados de quatro águas ou com intersecção de planos inclinados, há basicamente três formas de execução descritos no “Construcción com Acero Liviano - Manual de Procedimiento” (Consul Steel, 2002 apud (CRASTO, 2005)) :

- 1) Por meio de vigas e caibros segundo o método apresentado anteriormente para telhados estruturados com caibros;
- 2) Painéis de telhado, onde são executados painéis para formar a volumetria do telhado, a intersecção desses painéis inclinados se dá por meio de espigões compostos de perfis U e Ue.
- 3) Por meio de tesouras auxiliares, a partir da tesoura tipo, forma-se uma seqüência de tesouras auxiliares de formato trapezoidal cuja altura de cada uma corresponde a sua posição na inclinação do telhado e que apoiarão as terças, como mostrado na figura 40 .

Figura 40 – Tesouras auxiliares



Fonte: (CASTRO, 2005)

5.3.6.4.1 Estabilização do Telhado Estruturado com Tesouras

De acordo com LaBoube, 1995 apud (CRASTO, 2005), o contraventamento inadequado é a razão para a maioria dos colapsos do sistema de tesouras durante a

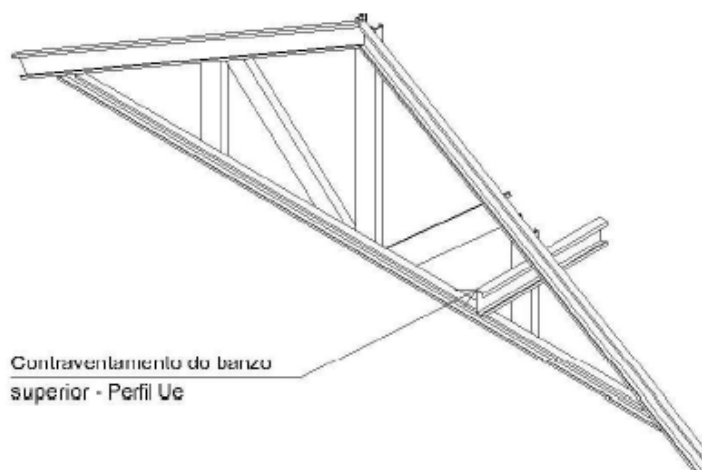
construção. O contraventamento apropriadamente instalado é vital para a segurança e qualidade da estrutura do telhado durante a montagem ou sua vida útil.

A função do contraventamento é fazer com que as tesouras do telhado funcionem juntas como uma unidade para resistir as solicitações aplicadas à estrutura. Uma vez que, isoladas, as tesouras são instáveis lateralmente e tendem a girar em torno do eixo definido pela linha de seus apoios.

A estabilização da estrutura de cobertura é dada por:

- 1) Contraventamento lateral Compostos por perfis U e Ue que fixados perpendicularmente as tesouras, além de reduzir o comprimento de flambagem dos banzos superiores (Figura 41) e inferiores, servem para transferir a ação do vento para as tesouras e contraventamentos verticais;

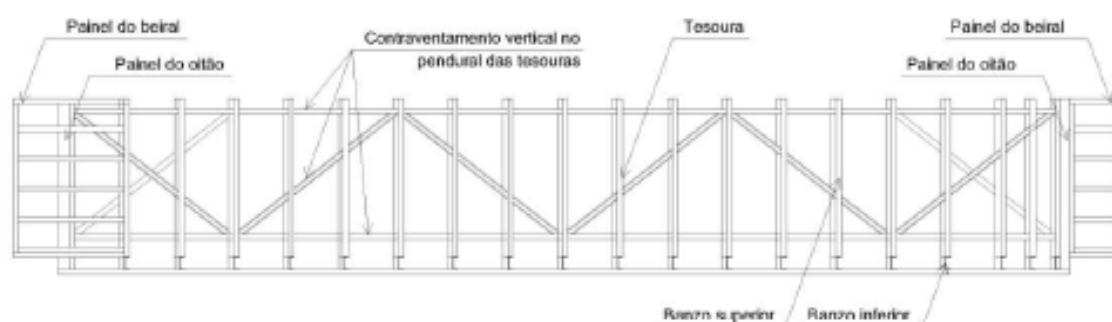
Figura 41 – Contraventamento lateral do banzo superior.



Fonte: (CASTRO, 2005)

2. Contraventamento vertical ou em "X" Estrutura plana vertical formada por perfis Ue cruzados dispostos perpendicularmente ao plano das tesouras, travando-as e impedindo sua rotação e deslocamento, principalmente contra a ação do vento (Figura 42).

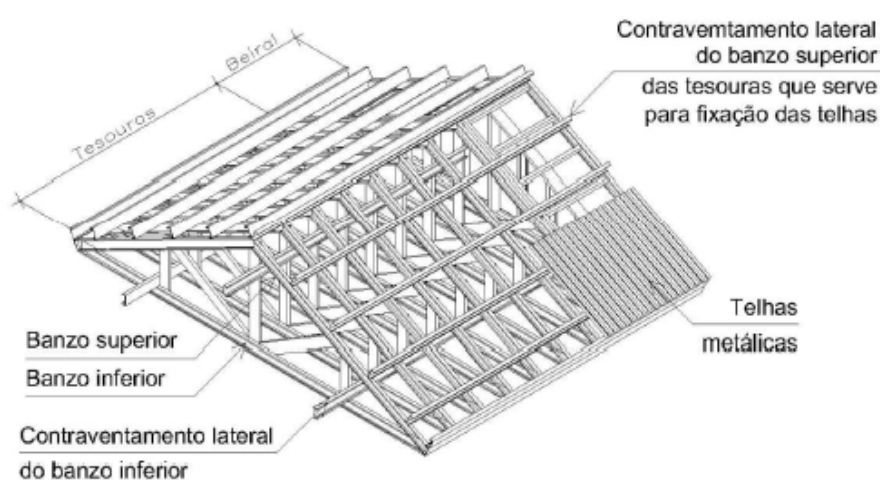
Figura 42 – Vista lateral de estrutura de telhado mostrando o contraventamento em “X” do sistema de tesouras.



Fonte: (CASTRO, 2005)

Para telhas metálicas, o contraventamento lateral do banzo superior quando disposto sobre as tesouras, serve de base para a fixação da telha (Figura 43).

Figura 43 – Telhado estruturado com tesouras com cobertura em telha metálica.



Fonte: (CASTRO, 2005)

Para o uso de telhas cerâmicas, devido a necessidade do substrato de apoio, o contraventamento lateral do banzo superior deve ser fixado na mesa inferior do perfil, ou se for especificado no projeto estrutural, as placas de OSB podem funcionar como diafragma rígido.

Dependendo do tipo de telha utilizada na cobertura, como as “shingles”, é necessário o uso de placas estruturais como o OSB, que podem além de servir de base para a fixação das telhas, funcionar como um diafragma rígido travando as tesouras e dispensando o contraventamento lateral do banzo superior.

5.4 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

5.4.1 Ação do vento nas edificações

Segundo a (ASSOCIAÇÃO... , 2013), a ação do vento em edificações depende de dois aspectos: meteorológicos e aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos serão responsáveis pela velocidade do vento a considerar no projeto da estrutura de uma dada edificação. Ela é avaliada a partir de considerações como: local da edificação, tipo de terreno, altura da edificação, rugosidade do terreno e tipo de ocupação.

5.4.2 Ações verticais

Segundo a (NBR 6120, 1980), as ações verticais são classificadas em: carga permanente e carga acidental.

5.4.2.1 Carga permanente

Para as cargas permanentes, é considerado o peso próprio de todos os elementos da estrutura, como, por exemplo, placas de revestimento, cobertura e perfis.

5.4.2.2 Carga acidental

Segundo a (ASSOCIAÇÃO... , 1980), as cargas verticais que se consideram atuando nos pisos de edificações, além das que se aplicam em caráter especial, referem-se a pessoas, móveis, utensílios e veículos, ou seja, referem-se à carga acidental, e são supostas uniformemente distribuídas, com os valores mínimos indicados.

6 METODOLOGIA

Buscando a validação de soluções estruturais propostas para cada sistema construtivo, tem-se, no processo de modelação computacional, a possibilidade do dimensionamento de vários elementos em conjunto. A partir dessa premissa foi utilizado o software mCalcLSF para efetuar a análise da melhor solução estrutural da edificação em estudo.

No mCalcLSF, o lançamento estrutural da edificação é desenvolvido em um módulo 2D e pode ser feito através da importação de plantas de projetos arquitetônicos desenvolvidos em outras plataformas, como o Autocad. A partir do modelo de arquitetura é possível sobrepor os elementos construtivos do LSF e dar forma à estrutura que será analisada.

O mCalc3D divide o desenvolvimento da análise em seis etapas básicas:

- 1ª Etapa: Identificação estrutural dos elementos (módulo próprio mCalcLSF);
- 2ª Etapa: Cálculo da matriz de rigidez do elemento e do vetor das ações nodais equivalentes;
- 3ª Etapa: Montagem da matriz de rigidez da estrutura e do vetor de ações da estrutura (matriz global e vetor de ações global);
- 4ª Etapa: Introdução das condições de contorno (vinculação);
- 5ª Etapa: Solução do sistema de equações;
- 6ª Etapa: Cálculo das solicitações nos extremos das barras e das reações nodais.

O software também é capaz de efetuar uma análise não-linear para os efeitos de segunda ordem. Por meio do método direto, ele atualiza sucessivamente a matriz de rigidez geométrica, a fim de que os deslocamentos e solicitações em cada iteração possam ser recalculados até que a solução se enquadre no critério de convergência.

Para a análise dos dados o software disponibiliza os resultados dos esforços atuantes na estrutura, gerando automaticamente o dimensionamento dos elementos pré-configurados, que posteriormente poderá ser analisado pelo usuário, verificando os elementos a serem redimensionados, o software ainda disponibiliza os resultados dos deslocamentos da estrutura frente aos esforços atuantes.

Utilizando o software mCalcLSF, será feita a análise da melhor solução estrutural, sendo divididas em 2 tipologias diferentes, com dois tipos de contraventamento, totalizando 4 análises distintas.

Serão avaliados os máximos esforços e deslocamentos atuantes na estrutura, e comparados entre as tipologias adotadas, revelando a mais eficiente entre si.

O programa mCalcLSF disponibiliza de um recurso de geração de lista de materiais empregados, o que será utilizado de forma a comparar a eficiência entre as

soluções estudadas.

7 ESTUDO DE CASO

Será utilizado o software da STABILE Engenharia denominado mCalc_LSF para o dimensionamento da estrutura, na figura 44 é apresentada a configuração inicial da estrutura com o espaçamento da malha de quatrocentos milímetros, o que definirá o espaçamento dos montantes.

Para a edificação em estudo foi adotado uma altura de 3,0 metros entre o piso e o forro, isto é, altura de pé-direito de 3000mm, composta de um pavimento, para a cobertura foi adotado telhado de duas águas.

Figura 44 – Configuração inicial

Assistente

Espacamento da malha:

400 x 400 mm

600 x 600 mm

Outro mm

Dimensões da malha:

Largura mm

Altura mm

Pavimentos

Nº de pavimentos

Pé direito mm

Com Telhado

Com Entrepiso sobre Subsolo

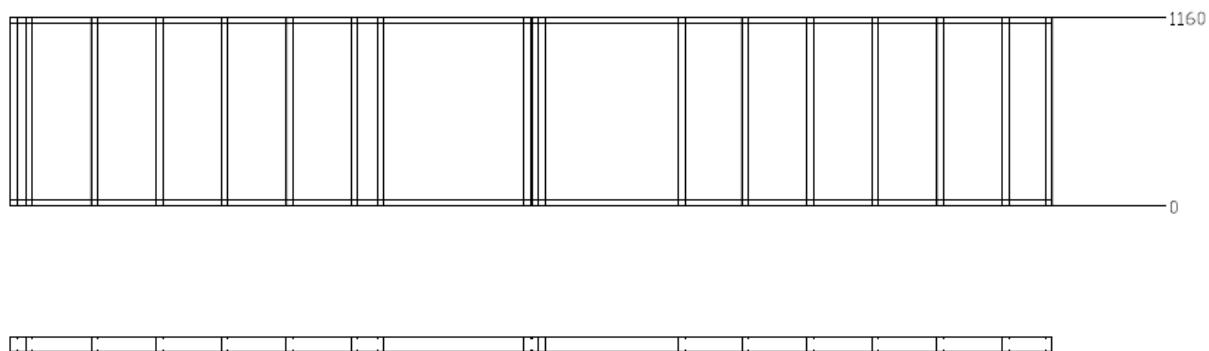
Continuar

Fonte: o Autor

Para o presente trabalho foram adotadas 2 tipologias para a edificação em estudo, sendo a primeira composta de um telhado com painel central (Figura 45) para apoio das tesouras de alma cheia (Figura 46) composta de perfil “UE”, para a segunda tipologia no telhado foram adotadas tesouras “HOWE” (Figura 47) compostas de perfis “UE”.

Nos dois modelos estudados foram adotadas para a cobertura inclinação de 40%, para a estabilização do telhado, foram utilizadas terças em formato de cartola mostrado na figura 48.

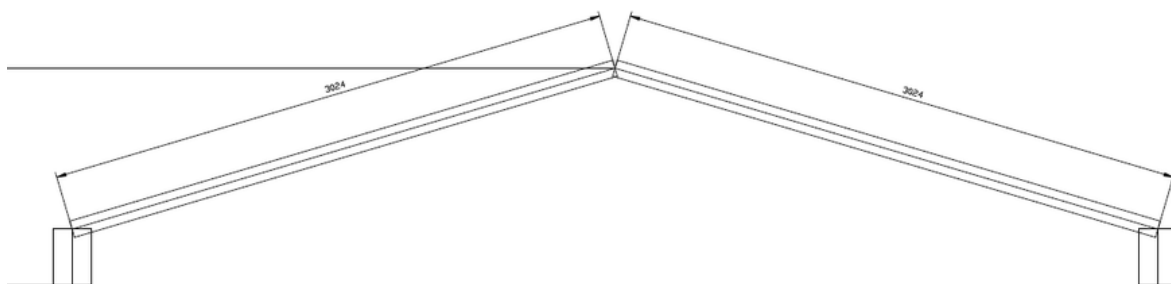
Figura 45 – Painel central com bloqueadores.



PE-1

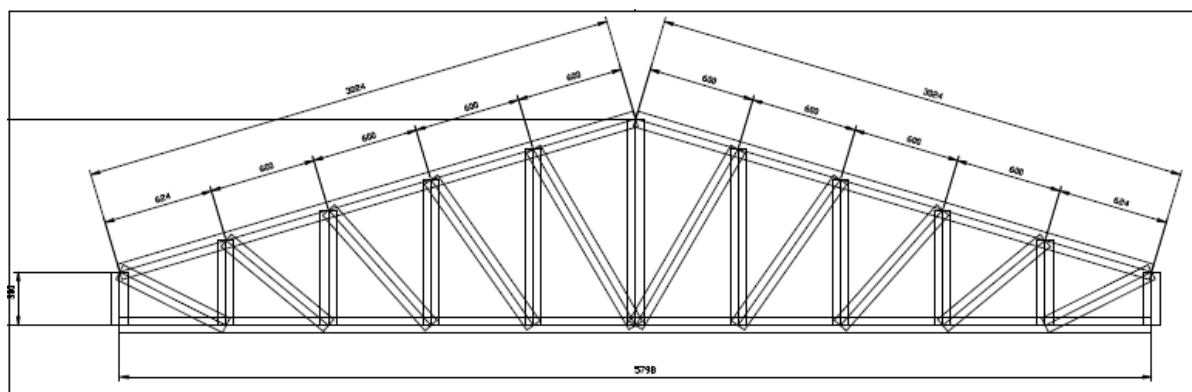
Fonte: o Autor

Figura 46 – Tesoura com perfil UE.



Fonte: o Autor

Figura 47 – Tesoura “HOWE” com perfis UE.



Fonte: o Autor

A configuração dos elementos adotados para a estrutura estão indicadas na figura 48, para a facilidade de execução e padronização, procurou-se utilizar perfis “UE” nas dimensões 90x40x12x0,95mm, sendo as guias, compostas de perfis em “U” nas dimensões 90x40x0,95mm.

Foram adotados parafusos sextavados a cada 300mm com bitola de 4,2mm(nº8)x13(1/2”), para a ligação entre painéis e entre montantes e guias.

Figura 48 – Configuração inicial dos elementos da estrutura

Elemento	Nome do Perfil
Montante	UENR 90 x 40 x 12 x 0.95
Guia	[92 x 40 x 0.95
Viga	CA 120 x 40 x 12 x 0.95
Contravento	RET 35 x 0.95
Bloqueador	[90 x 40 x 0.95
Espigão/Rincão	CA 120 x 40 x 12 x 0.95
Banzos Treliças	[90 x 40 x 0.95
Diagonais Treliças	[90 x 40 x 0.80
Espelho do Beiral	[90 x 40 x 0.95
Cumeeira	[90 x 40 x 0.95
Oitão Banzo	[90 x 40 x 0.95
Terça	CART 30 x 40 x 12 x 0.8
Longarina	CART 30 x 40 x 12 x 0.8
Tacaniça	[90 x 40 x 0.95

Travamentos

Placas restringindo a distorção dos painéis:

Painéis Externos ?

Painéis Internos ?

Placas reduzindo comprimento de flambagem:

Painéis Externos ?

Painéis Internos ?

Comprimento Flambagem mm

Edição de painéis

Duplicar montante de apoio do contraventamento

Ligação entre painéis

Parafusos sextavados a cada mm

Bitola

Ligação entre montante e guia

Parafusos flangeados a cada mm

Bitola

Salvar como Padrão

Fonte: o Autor

Foram feitas duas análises para cada tipologia adotada para a edificação em estudo, totalizando 4 análises, nessas análises serão analisadas as distribuições de esforços devido ao tipo de contraventamento utilizado, como também os deslocamentos da estrutura, será analisada também a melhor opção de concepção estrutural em função dos esforços e de economia de material, sendo o LSF um sistema com inúmeras possibilidades de concepção estrutural, faz necessário esta análise para efeito de comparação de sua eficiência.

Serão verificados todos os elementos estruturais em função da sua resistência aos esforços submetidos, os elementos que não passarem nas verificações serão

substituídos ou adicionados para resistirem às solicitações.

Depois da realização do dimensionamento de todos os elementos e bem como sua verificação às solicitações, será feita nova análise dos deslocamentos levando em conta os novos elementos adicionados.

Na primeira análise estrutural os contraventamentos foram feitos com fitas metálicas para contravento e bloqueadores de perfis para a sua redução do comprimento de flambagem.

Na segunda análise utilizou-se somente contraventamentos através de placas OSB restringindo a distorção dos painéis e reduzindo o comprimento de flambagem.

Por fim será realizada a análise da melhor tipologia adotada e como a concepção estrutural afeta diretamente os custos de materiais e a segurança em geral da edificação, verificando assim a importância do projeto estrutural em LSF.

Para estimar os carregamentos referentes ao peso próprio da estrutura será calculado o valor para cada tipo de revestimento e elemento estrutural, o software mCalc_LSF possibilita a inclusão dos valores que serão definidos a seguir:

- Placas internas → adota-se uma placa OSB de 15mm de espessura e uma camada única de lã de vidro de 50 mm e, portanto, tem-se:

$$\text{Placas internas} = 0,015\text{m} \cdot 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,05\text{m} \cdot 0,12 \text{ kN/m}^3 = 0,102 \text{ kN/m}^2$$

- Placas externas → adota-se uma placa de OSB de 15 mm de espessura e uma camada única de lã de vidro de 50 mm e, portanto, tem-se:

$$\text{Placas externas} = 0,015\text{m} \cdot 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,05\text{m} \cdot 0,12 \text{ kN/m}^3 = 0,102 \text{ kN/m}^2$$

- Revestimento de paredes internas → composto por duas placas de gesso de 12 mm em cada face da parede, logo:

$$\text{Revestimento interno} = 2 * 0,012 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 0,24 \text{ kN/m}^2$$

- Revestimento de paredes externas → composto por uma placa cimentícia e uma placa de gesso, ambas de 12 mm de espessura e faces opostas:

$$\text{Revestimento externo} = 0,012 \text{ m} * 17 \text{ kN/m}^3 + 0,012 \text{ m} * 10 \text{ kN/m}^3 = 0,324 \text{ kN/m}^2$$

A consideração do carregamento de entrepiso atuante sobre as paredes do banheiro tem origem na caixa d'água, na laje que a recebe e no forro de cobertura que se situa abaixo.

Caixa d'água → estimativa de 500 litros (120 litros/dia/pessoa 4 pessoas) sobre uma laje de 1,10 × 1,90 metros. Assim, tem-se:

$$\text{Carregamento distribuído}_{\text{caixad'agua}} = 500\text{kgf} / (1,10 \text{ m} * 1,90 \text{ m}) = 239,33 \text{ kgf/m}^2$$

- Laje de entrepiso → placa OSB de 15 mm de espessura, placa cimentícia de 12 mm de espessura, lã de vidro com 50 mm de espessura:

$$\text{Laje}_{\text{entrepiso}} = 0,015\text{m} * 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,012 \text{ m} * 17 \text{ kN/m}^3 + 0,05\text{m} * 0,12 \text{ kN/m}^3 = 0,306 \text{ kN/m}^2 = 30,6 \text{ kgf/m}^2$$

- Piso → revestimento considerando placa OSB mais 0,10 kN/m² para impermeabilização:

$$\text{Piso} = 0,015\text{m} * 6,4 \text{ kN/m}^3 + 0,080 \text{ kN/m}^2 = 0,176 \text{ kN/m}^2 = 17,6 \text{ kgf/m}^2$$

Para a estrutura de cobertura, estimam-se valores para as telhas, isolamento termoacústico, forro de cobertura e utilidades conforme os cálculos abaixo:

- Telhas → telhas metálicas com a espessura de xxxmm totalizando uma ação permanente distribuída de 7,5 kgf/m² de acordo com fabricante;

Isolamento → lã de vidro com espessura de 50 mm, manta asfáltica e vermiculita expandida com espessura de 50 mm, gerando:

$$\text{Isolamento}_{\text{telhado}} = 0,05\text{m} * 0,12 \text{ kN/m}^3 + 0,04+0,05\text{m} * 1,6 \text{ kN/m}^3 = 0,126 \text{ kN/m}^2 \\ = 12,6 \text{ kgf/m}^2$$

- Forro da cobertura → placa de OSB com espessura de 15 mm e placa de gesso com espessura de 12 mm, totalizando:

$$\text{Forro}_{\text{telhado}} = 0,015\text{m} * 6,4 \text{ kN/m}^2 + 0,012\text{m} * 10 \text{ kN/m}^2 = 0,216 \text{ kN/m}^2 = 21,6 \\ \text{kgf/m}^2$$

Após o cálculo manual das cargas de ações permanentes, feito a partir da composição dos materiais empregados, é possível agrupá-las para o lançamento dos dados no programa de dimensionamento. Assim, a figura 49 apresenta um resumo das “Cargas Padrão” lançadas no mCalc_LSF que serão acrescentadas às ações permanentes de peso próprio da estrutura, bem como as cargas provenientes das ações variáveis.

Figura 49 – Carregamentos adotados.

Componente	Valor (kgf/m ²)
Placas internas	8
Placa externa	12
Revest. interno	24
Extra	5
Revest. externo	33
Laje	250
Piso	18
Forro	22
Sobrecarga	50
Extra	10
Telhas	7.5
Isolamento	5
Forro	22
Utilidades	10
Sobrecarga	75

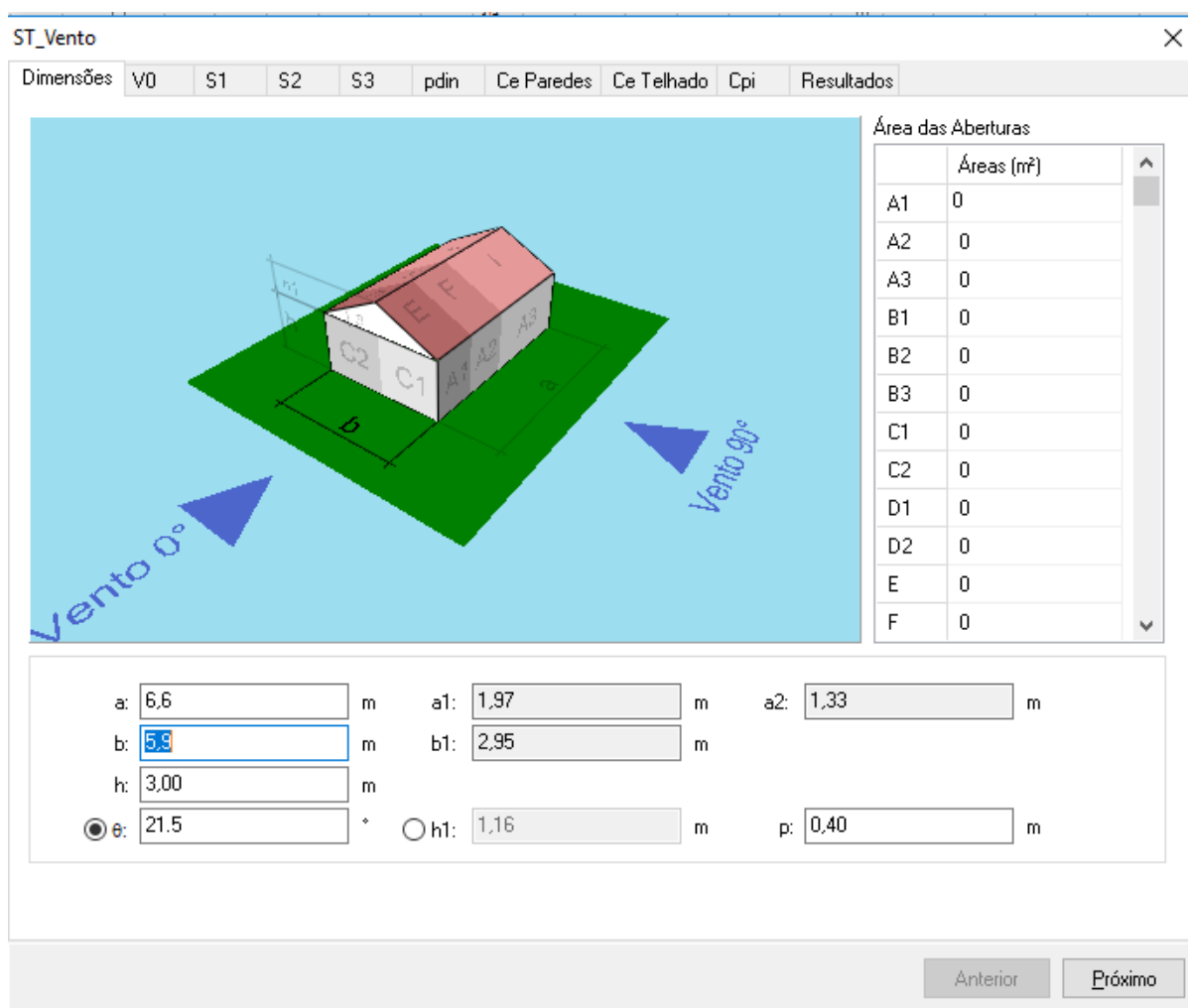
Fonte: o Autor

A edificação projetada leva em consideração as ações mínimas de sobrecarga em coberturas conforme a (ASSOCIAÇÃO... , 2008) de sobrecarga, foi adotado para inserção no mCalc_LSF com valor de 10 kgf/m² e 75 kgf/m² representando acesso de pessoas para manutenção.

No caso deste projeto, foi adotado apenas o forro como sistema de vedação da cobertura, não havendo, portanto, laje de entrepiso além da empregada sobre o banheiro para suporte da caixa d'água. Assim, de acordo com a (ASSOCIAÇÃO... , 1980), deve-se considerar uma sobrecarga de 50 kgf/m², conforme mostra a figura 49.

Na figura 50 mostra-se como o software determina a ação do vento na edificação, primeiramente insere-se as dimensões da edificação, as áreas das aberturas, altura do telhado, passando para os próximos passos serão adotados os valores para item, que serão especificados abaixo.

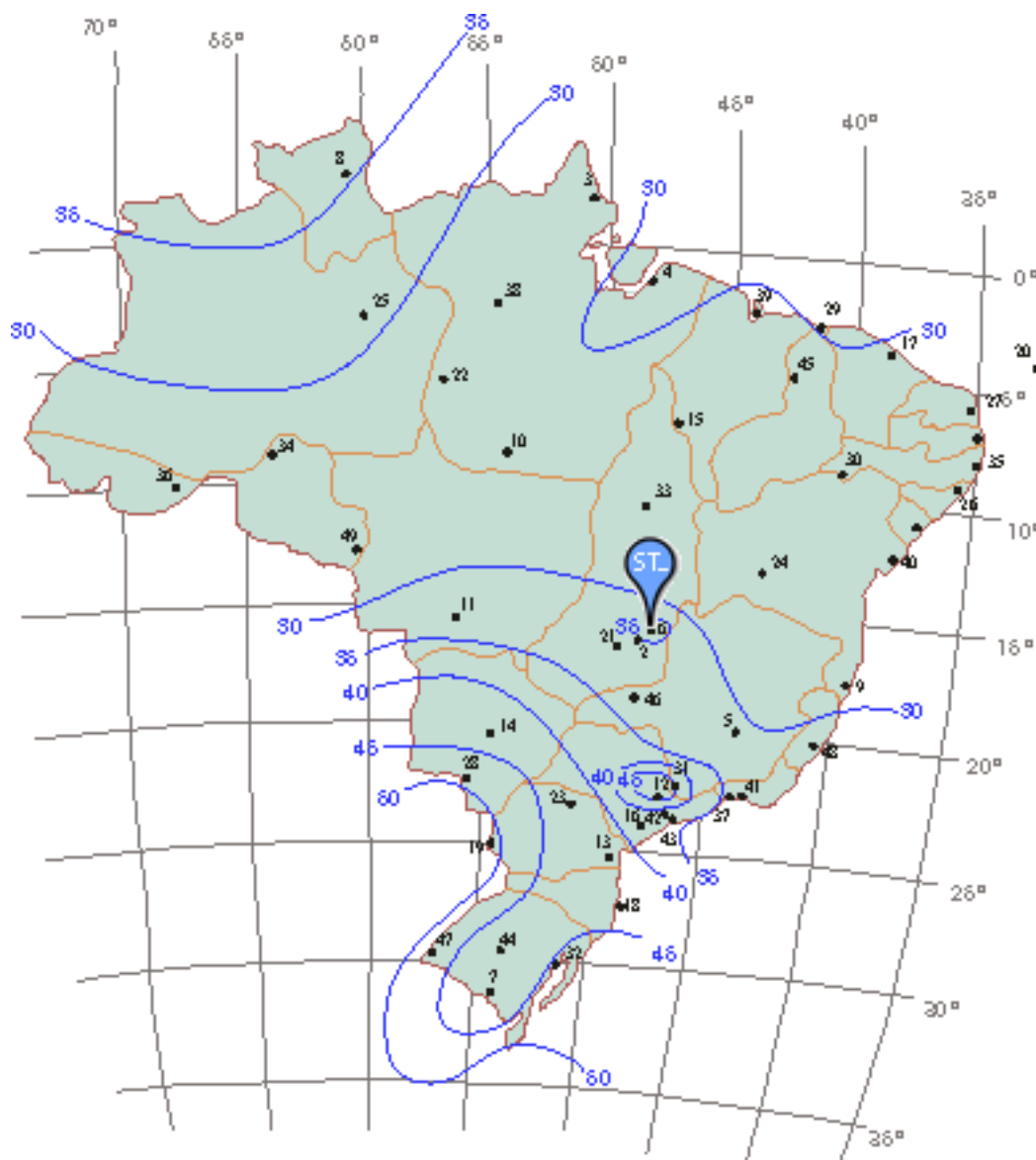
Figura 50 – Determinação da ação do vento



Fonte: o Autor

Para a velocidade básica do vento (V0), foi adotado para a região do Distrito Federal que corresponde ao valor de 36 metros por segundo, como é mostrado na figura 51.

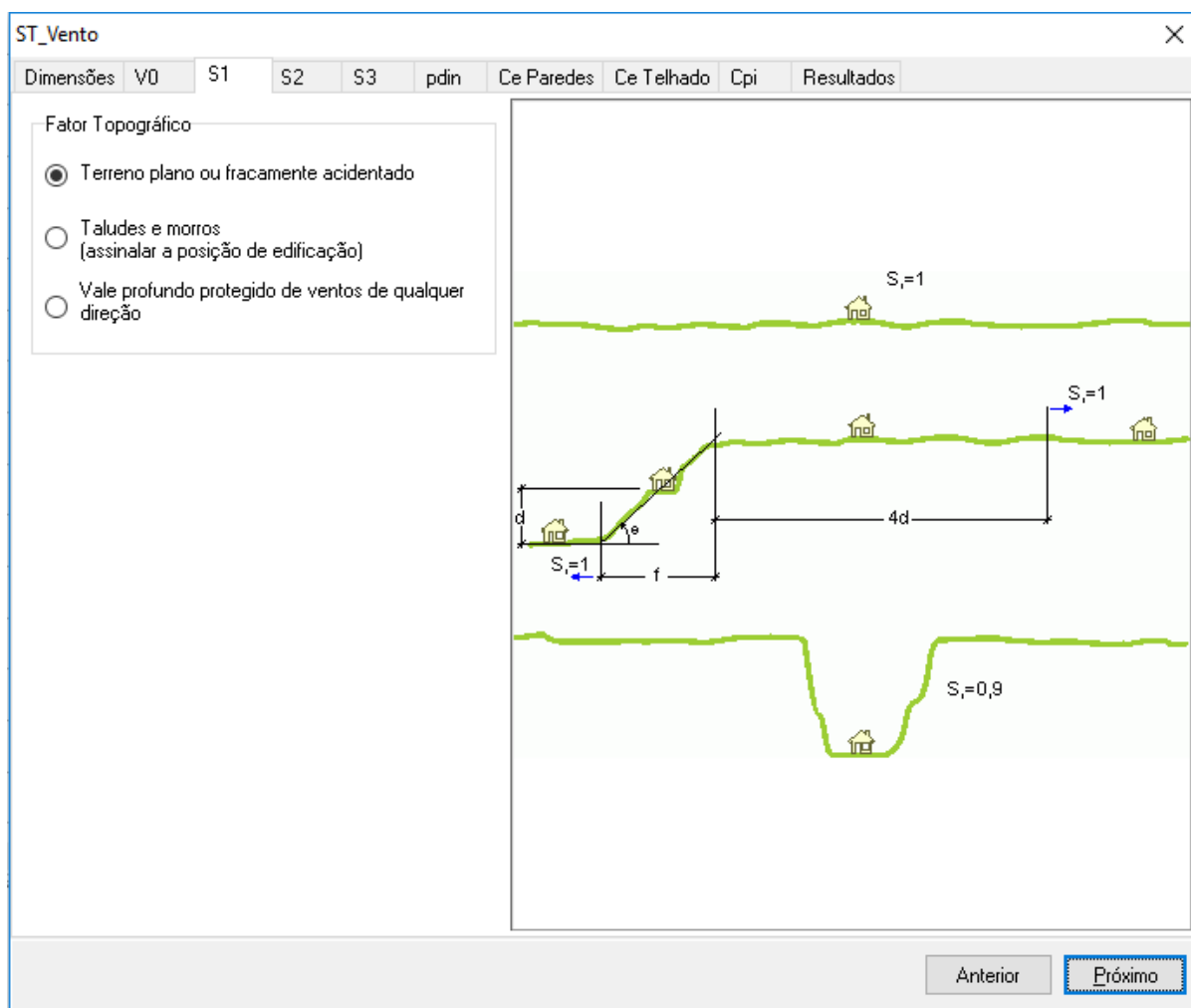
Figura 51 – Velocidade básica do vento (V0)



Fonte: o Autor

O terreno em questão foi adotado como plano ou fracamente acidentado o que corresponde ao fator topográfico S1 o valor de 1,00, indicado na figura 52.

Figura 52 – Fator topográfico S1.



Fonte: o Autor

Para o fator S2 que relaciona rugosidade, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, foi calculado pelo software o valor de 0,79, sendo classificado a rugosidade do terreno na categoria IV, que corresponde ao terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco esparsos, em zona florestal, industrial ou urbanizada, as dimensões da edificação classe A, e altura sobre o terreno $Z=4,16$ metros que corresponde a altura total da edificação.

O fator estatístico S3 foi classificado no grupo 4 vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.) com o valor de 0,88.

Para determinação da pressão dinâmica utiliza-se da velocidade básica do vento e os valores de S1, S2 e S3, determinando assim a velocidade característica do vento utiliza-se esse valor para obter a pressão dinâmica do vento, sendo:

$$V_0 = 36 \text{ m/s} \quad \text{Velocidade básica do vento}$$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 25,07 \text{ m/s} \quad \text{Velocidade característica do vento}$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 39,28 \text{ kgf/m}^2$$

Para a determinação dos coeficientes de forma externo para paredes de edificação de planta retangular, utiliza-se:

Vento a 0° (Figura 53).

$a = 6,6 \text{ m}$ Maior dimensão horizontal da edificação

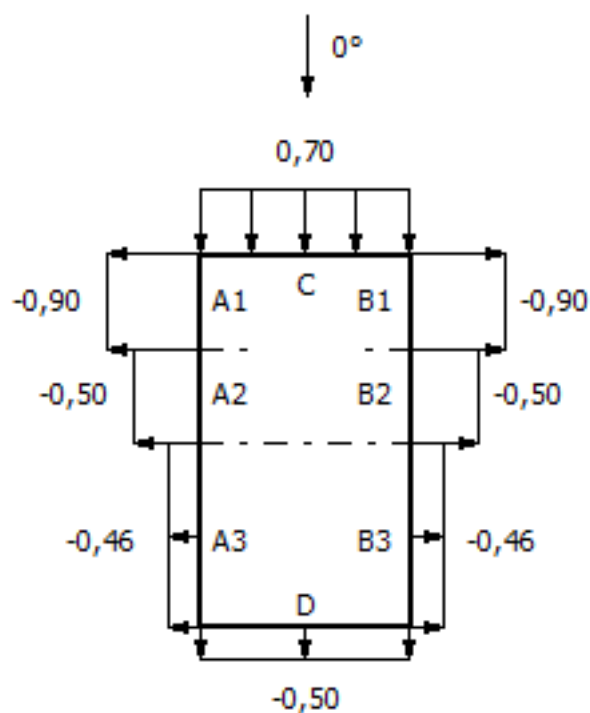
$b = 5,9 \text{ m}$ Menor dimensão horizontal da edificação

$h = 3,00 \text{ m}$ Altura da edificação

$a_1 = \text{Max} (b/3 ; a/4) \leq 2 \cdot h = 1,97 \text{ m}$

$a_2 = a/2 - a_1 = 1,33 \text{ m}$

Figura 53 – Vento a 0°



Fonte: o Autor

Vento a 90° (Figura 54).

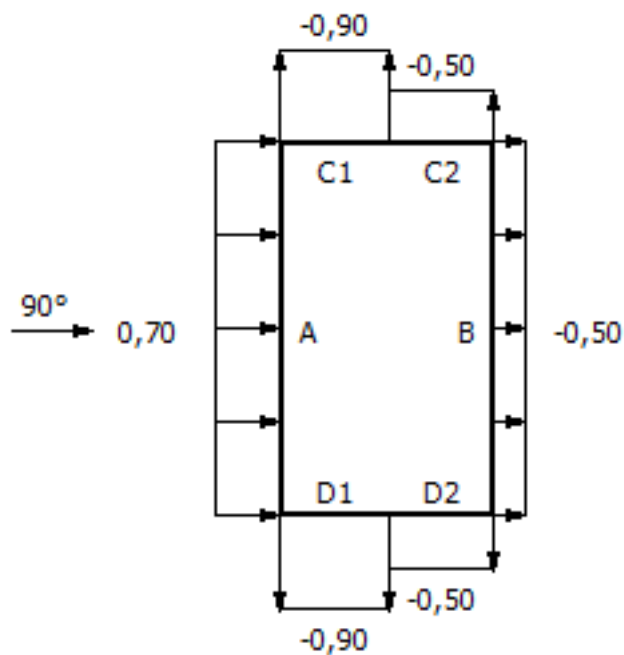
$a = 6,6 \text{ m}$ Maior dimensão horizontal da edificação

$b = 5,9 \text{ m}$ Menor dimensão horizontal da edificação

$h = 3,00 \text{ m}$ Altura da edificação

$b_1 = \text{Min} (b/2 ; 2 \cdot h) = 2,95 \text{ m}$

Figura 54 – Vento a 90º

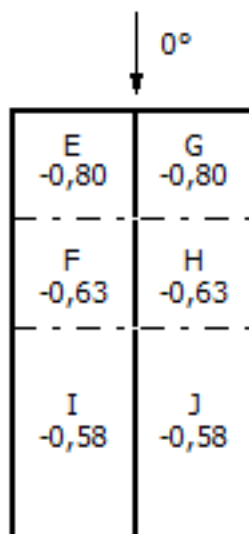


Fonte: o Autor

Para determinação dos coeficientes de forma externo para telhados com duas águas em edificações de planta retangular tem-se:

Vento a 0º (Figura 55).

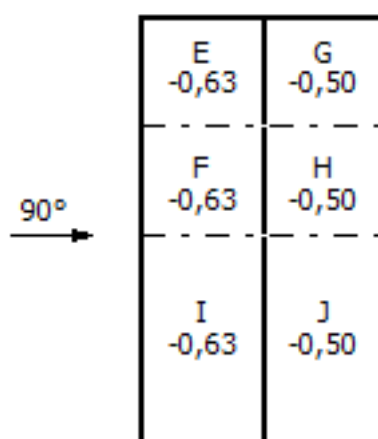
Figura 55 – Vento a 0º telhado



Fonte: o Autor

Vento a 90º (Figura 56).

Figura 56 – Vento a 90º telhado



Fonte: o Autor

Para os coeficientes de pressão interna tem-se:

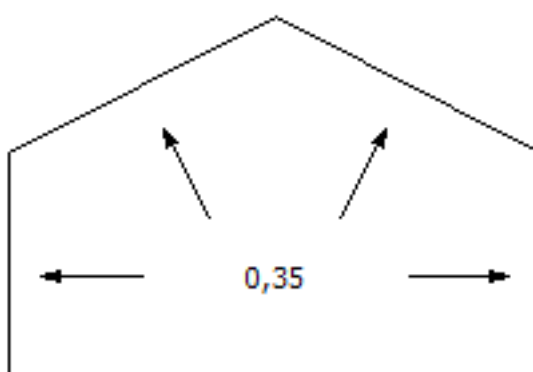
Relação entre a área das aberturas e a área total da face:

- vento a 0° : $C_{pi} = 0,35$

- vento a 90° : $C_{pi} = -0,49$

Vento a 0° (Figura 57).

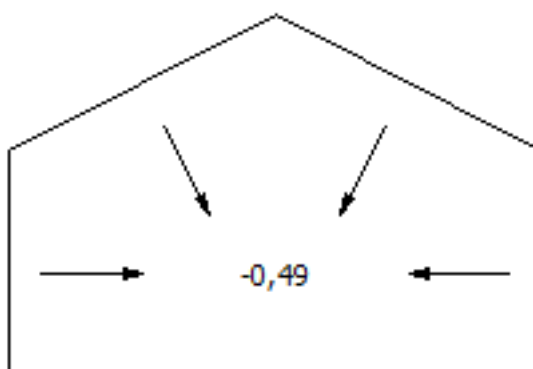
Figura 57 – Pressão interna vento a 0°



Fonte: o Autor

Vento a 90° (Figura 58).

Figura 58 – Pressão interna vento a 90°

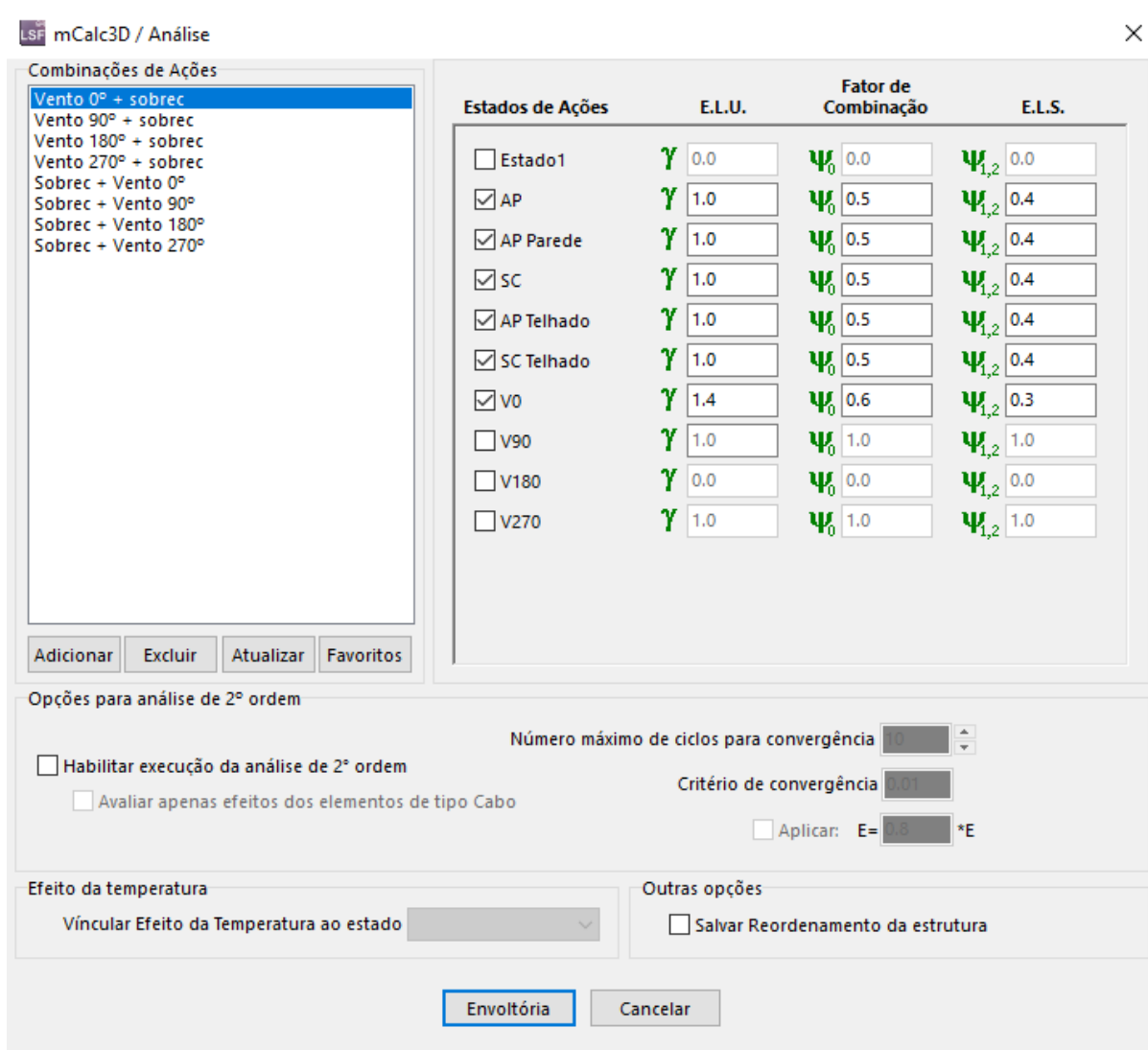


Fonte: o Autor

As combinações de ações são feitas de forma a possibilitar a avaliação da combinação mais crítica para o projeto em estudo, neste trabalho foram adotadas por meio do software mCalc_LSF (figura 59), 9 diferentes combinações para a avaliação do *ELU* (estado limite último), sendo elas:

- 4 combinações últimas normais tendo a variação do vento (0°, 90°, 180° e 270°) como ação variável principal e a sobrecarga e peso próprio como secundária.
- 4 combinações últimas normais tendo como ação principal a sobrecarga e peso próprio dos elementos e o vento a 0°, 90°, 180° e 270° como secundária, sendo apenas uma direção de atuação para cada combinação.

Figura 59 – Combinações de ações.



Fonte: o Autor

Os valores adotados para os coeficientes de ponderação de ações foram extraídos da tabela 1 da (ASSOCIAÇÃO... , 2010), representados na figura 60.

Figura 60 – Tabela 1 da NBR-14762 - Coeficientes de ponderação de ações.

Combinações	Ações permanentes		Ações variáveis		
	Grande variabilidade	Pequena variabilidade	Recalques diferenciais	Variação de temperatura	Ações variáveis em geral, incluindo as decorrentes do uso
	$\gamma_g^{1)}$	$\gamma_g^{1), 2)}$	γ_q	$\gamma_q^{3)}$	$\gamma_q^{4)}$
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2	1,2	1,4
Especiais ou de construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2	1,0	1,2
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0	0	1,0

¹⁾ Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança. Ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

²⁾ Todas as ações permanentes podem ser consideradas de pequena variabilidade quando o peso próprio da estrutura superar 75% da totalidade das ações permanentes. Também podem ser consideradas ações permanentes de pequena variabilidade os pesos próprios de componentes metálicos e pré-fabricados em geral, com controle rigoroso de peso. Excluem-se os revestimentos feitos *in loco* desses componentes.

³⁾ A variação de temperatura citada não inclui a gerada por equipamentos, a qual deve ser considerada como ação decorrente do uso da edificação.

⁴⁾ Ações decorrentes do uso da edificação incluem sobrecargas em pisos e em coberturas, ações provenientes de monovias, pontes rolantes ou outros equipamentos, etc.

Fonte: NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço perfis formados a frio.

Para os fatores de combinação e fatores de utilização foram adotados os valores apresentados na tabela 2 da (ASSOCIAÇÃO... , 2010)61.

Figura 61 – Tabela 2 da NBR-14762 - Fatores de combinação e fatores de utilização.

Ações	ψ_0 ¹⁾	ψ_1	ψ_2
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,4	0,2	0
- Pressão dinâmica do vento nas estruturas em que a ação variável principal tem pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo (exemplo: edifícios de habitação)	0,6	0,2	0
Cargas acidentais (sobrecargas) nos edifícios:			
- Sem predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Com predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos:			
- Equipamentos de elevação e transporte	0,6	0,4	0,2
- Passarelas de pedestres	0,4	0,3	0,2

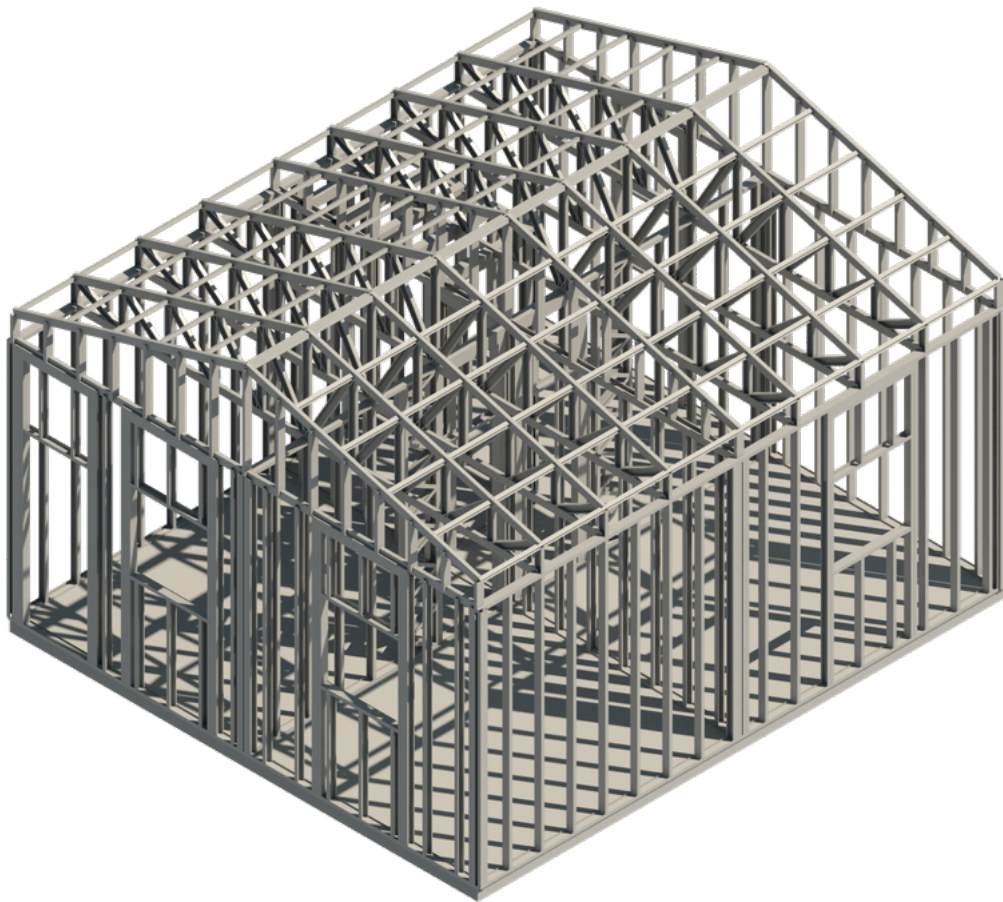
¹⁾ Os coeficientes ψ_0 devem ser admitidos como 1,0 para ações variáveis de mesma natureza da ação variável principal F_{Q1} .

Fonte: NBR 14762 - Dimensionamento de estruturas de aço perfis formados a frio.

8 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

A figura 62 apresenta a edificação em estudo, o software mCalcLSF gera um arquivo em formato IFC (Industry Foundation Classes) que fornece uma solução de interoperabilidade entre diferentes aplicativos de software. O formato estabelece padrões internacionais para importar e exportar objetos de construção e suas propriedades.

Figura 62 – Modelo 3D da edificação em estudo.



Fonte: o Autor

8.1 ANÁLISE LINEAR

O manual do usuário do software mCalcLSF descreve que, a análise do sistema **módulo 3D** - análise elástica-linear - é feita pelo *Método da Rigidez Direta*, que é uma sistematização do *Método dos Deslocamentos*.

Ao se estudar uma estrutura pelo *Método da Rigidez*, assim como em qualquer outro problema da Elasticidade Linear, três conjuntos de equações devem ser satisfeitos:

- 1) Equações de Equilíbrio
- 2) Equações de Compatibilidade
- 3) Equações Construtivas

As *Equações de Compatibilidade* relacionam as deformações com os deslocamentos nodais. Introduzindo estas relações nas *Equações Construtivas* relacionam-se as forças nos extremos das barras com os deslocamentos nodais. Introduzindo-se estas últimas nas *Equações de Equilíbrio*, obtém-se um conjunto de equações que relacionam forças com deslocamento nodais.

Esse conjunto de equações pode ser considerado como sistema de equações de equilíbrio da estrutura expressa em função dos deslocamentos. A solução desse sistema (objetivo de um programa de análise) fornece os valores das incógnitas do problema: deslocamentos nodais. De posse dos deslocamentos, pode-se obter as solicitações no extremo das barras, bem como as reações nodais.

Na análise de uma estrutura pelo *Método da Rigidez* têm-se, basicamente, seis etapas:

1ª Etapa: *Identificação Estrutural*:

- Coordenadas nodais
- Conectividades dos elementos
- Propriedades Geométricas das seções
- Constantes elásticas do material
- Especificação dos vínculos
- Descrição das ações

A etapa de Identificação Estrutural, é denominada nesse sistema como módulo **Geometria**, onde pode-se incluir ou excluir os elementos manualmente.

2ª Etapa: *Cálculo da matriz rigidez do elemento e do vetor das ações nodais equivalentes.*

3ª Etapa: *Montagem da matriz de rigidez da estrutura e do vetor de ações da estrutura (matriz global e vetor de ações global).*

4ª Etapa: *Introdução das condições de contorno (vinculação).*

5ª Etapa: *Solução do sistema de equações.*

6ª Etapa: *Cálculo das solicitações nos extremos das barras e das reações nodais.*

As etapas 2 até 6 são procedidas pelo **módulo Análise** do sistema **módulo 3D**.

Ao se selecionar esse módulo o sistema, automaticamente, inicia o processo de análise, que não interage com o usuário.

Somente após se ser analisado a estrutura pode-se acessar o **módulo Dimensionamento**, esse módulo calculará as resistências de cálculos de cada perfil e comparará esses resultados com as solicitações de cálculo, vindas do **módulo Análise**.

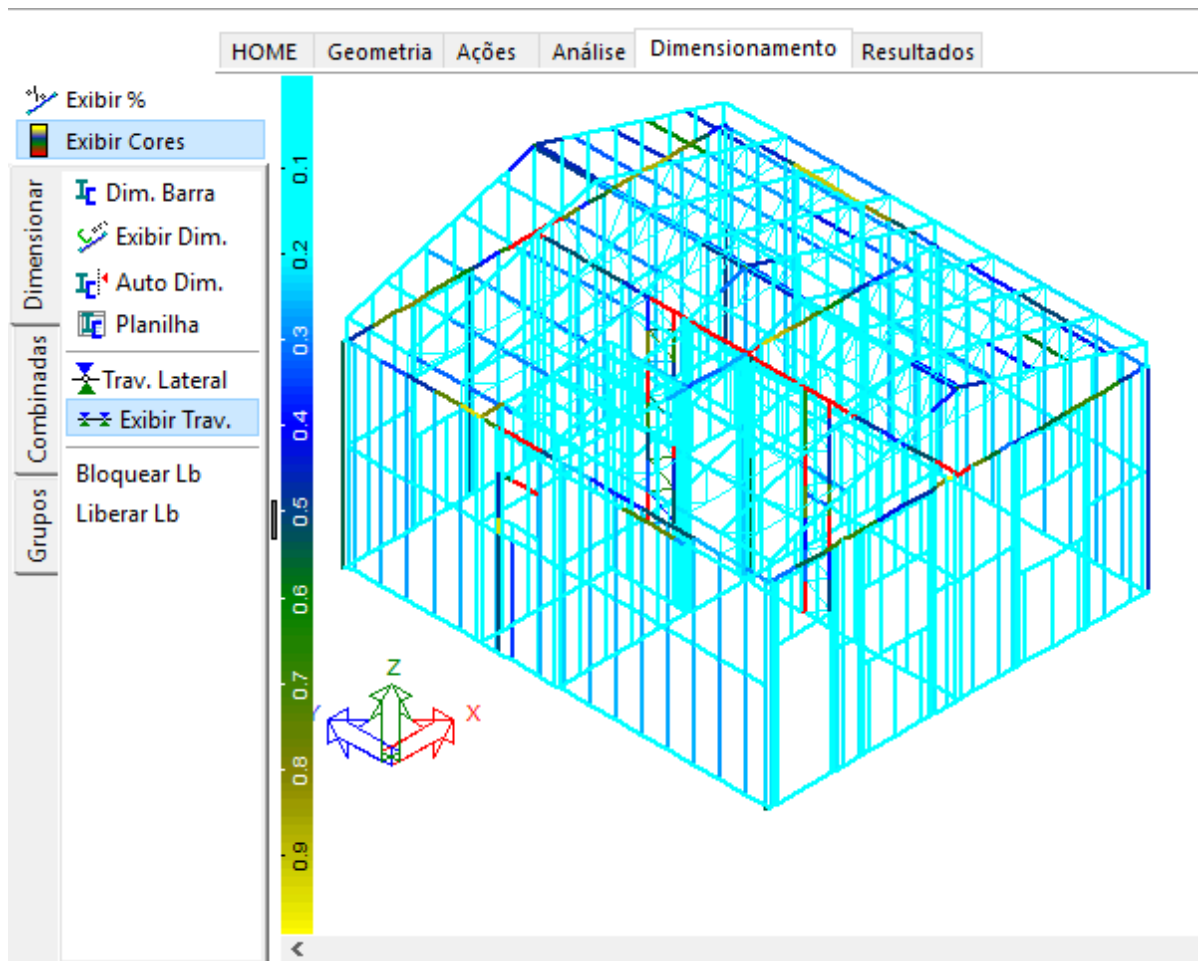
8.1.1 Lançamento e análise da estrutura

Inicialmente é feito o lançamento da estrutura no **módulo modelador LSF** do software mCalcLSF com os perfis pré-configurados indicados na figura 48, apresentada na metodologia, nesse módulo são lançadas as cargas gravitacionais e cargas de vento, na estrutura, com a estrutura previamente lançada passa-se para o **módulo 3D**, que é utilizado para a análise da estrutura.

Primeiramente é feita a análise da envoltoria das combinações de ações, previamente configurada, depois de concluída a análise o software mCalcLSF obtém os esforços atuantes na estrutura para o dimensionamento dos elementos que já foram definidos anteriormente.

Na próxima etapa é feito o dimensionamento dos elementos frente aos esforços atuantes, são verificadas as resistências de cada elemento frente as solicitações de cálculo, no **módulo Dimensionamento** é mostrado graficamente os esforços de cada elemento, as resistências são representadas em escala de cor, sendo as cores mais quentes os elementos mais solicitados, que pode-se verificar na figura 63.

Figura 63 – Representação gráfica dos esforços atuantes.



Fonte: o Autor

Para executar o redimensionamento dos elementos que ultrapassaram a resistência de cálculo, é necessário executar a reanálise da estrutura de modo a obter os novos esforços atuantes e se fazer a verificação dos elementos.

8.2 1ª TIPOLOGIA PAINEL CENTRAL

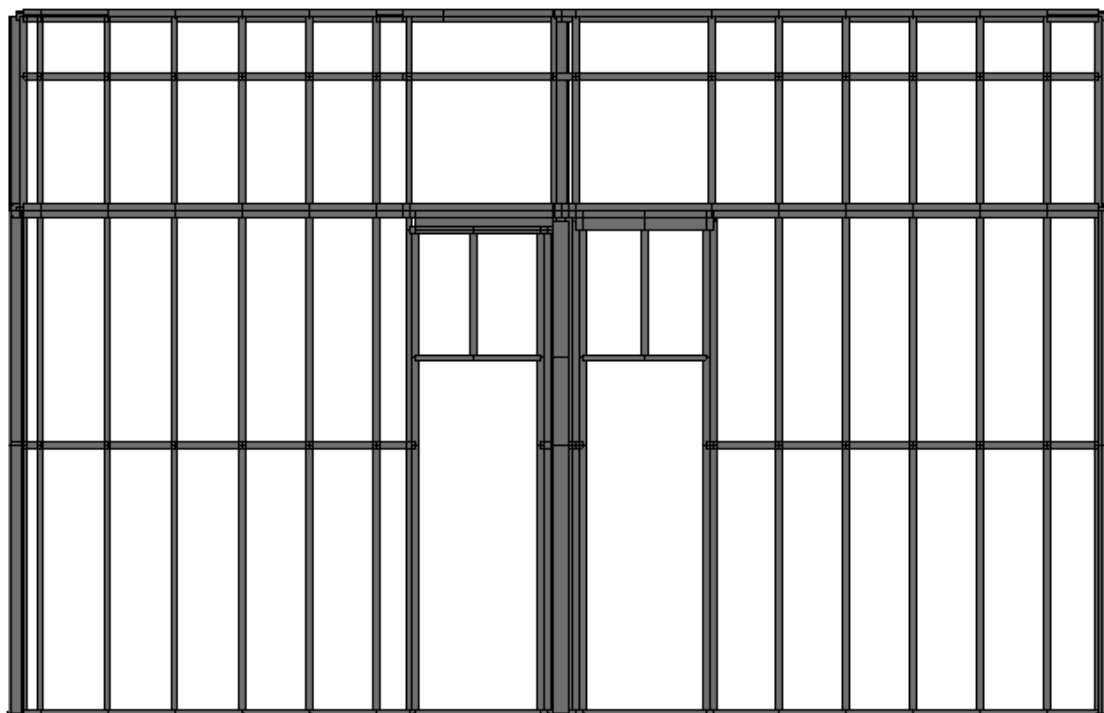
Para esta tipologia foi adotado um painel central (figura 64), que foi disposto de forma a suportar as cargas provenientes da cobertura, desta forma pode-se utilizar perfis UE (90 x 40 x 12 x 0,95mm) para compor o telhado, como meio de analisar-se uma economia de material, devido à concepção estrutural adotada.

Foram feitas duas análises, a primeira com o contraventamento da estrutura feita com fitas de aço para o contravento e bloqueadores de montantes, que também tem função de reduzir o comprimento de flambagem de cada montante.

Para a segunda análise foi utilizado para o contraventamento as placas de OSB,

restringindo a distorção dos painéis internos e externos, e reduzindo o comprimento de flambagem para os painéis internos e externos em 500 mm.

Figura 64 – Detalhe painel central de apoio para os perfis da cobertura.



Fonte: o Autor

8.2.1 Contraventamento com bloqueadores

Inicialmente a estrutura foi lançada com o **modelador modelador LFS** com os elementos pré-configurados indicados anteriormente na metodologia.

Feita a análise da estrutura no **módulo Análise**, posteriormente foi feita a verificação dos elementos pré-configurados no **módulo Dimensionamento**, o diagrama de resistências é mostrado na figura 66, com ele é possível facilmente verificar os elementos que não atingiram a resistência de cálculo que podem ser redimensionados no mesmo módulo.

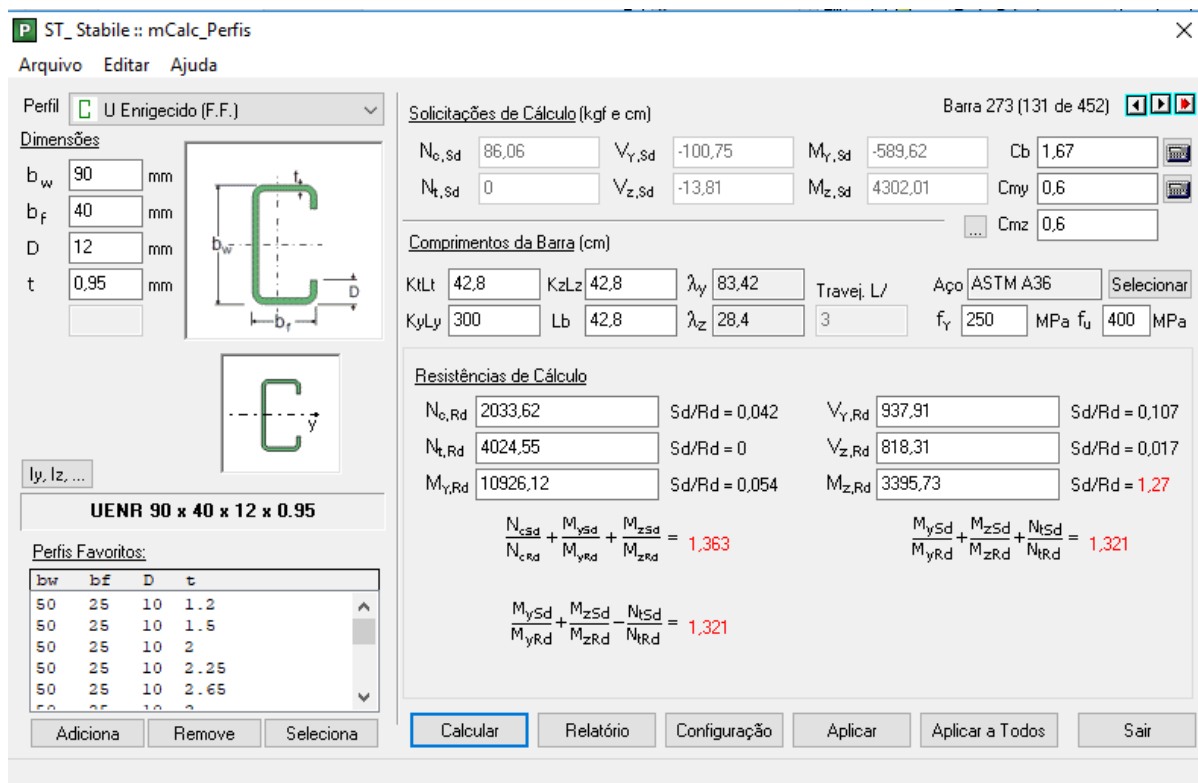
De posse das informações da 1ª verificação foi possível constatar os elementos que precisam ser redimensionados que são eles:

- 8 Guias

Na aba grupos do **módulo Dimensionamento** os elementos são separados por cada tipo em grupo, é possível alterar todos os perfis do grupo ou separadamente, na figura 65 é apresentada a *janela de Dimensionamento* onde já se pode alterar e verificar

cada elemento alterado, são mostradas as solicitações de cálculo, as resistências de cálculo e as propriedades geométricas do perfil, as verificações de resistência são feitas e destacadas na cor vermelha.

Figura 65 – Janela de Dimensionamento.

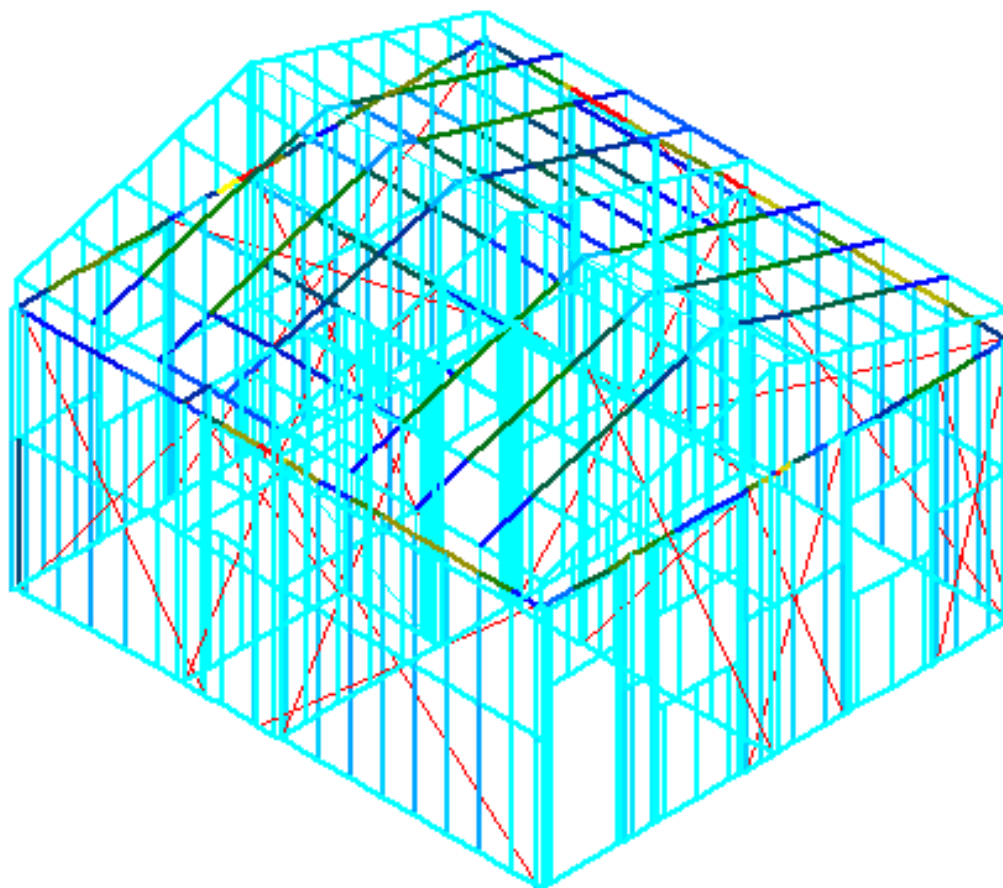


Fonte: o Autor

No diagrama de resistência (figura 66), pode observar os elementos que não atingiram a resistência de cálculo necessária, para a estrutura em estudo foram detectadas 8 elementos de guias superiores com problemas no seu dimensionamento, sendo assim foram adotados perfis compostos 2U opostos pelas almas no formato “[]” com as mesmas propriedades do perfil simples, assim aumentando sua resistência.

Uma nova reanálise foi efetuada com as novas modificações, sendo todos os elementos calculados corretamente.

Figura 66 – Diagrama de resistência da 1ª análise da 1ª tipologia com bloqueadores com contravento.



Fonte: o Autor

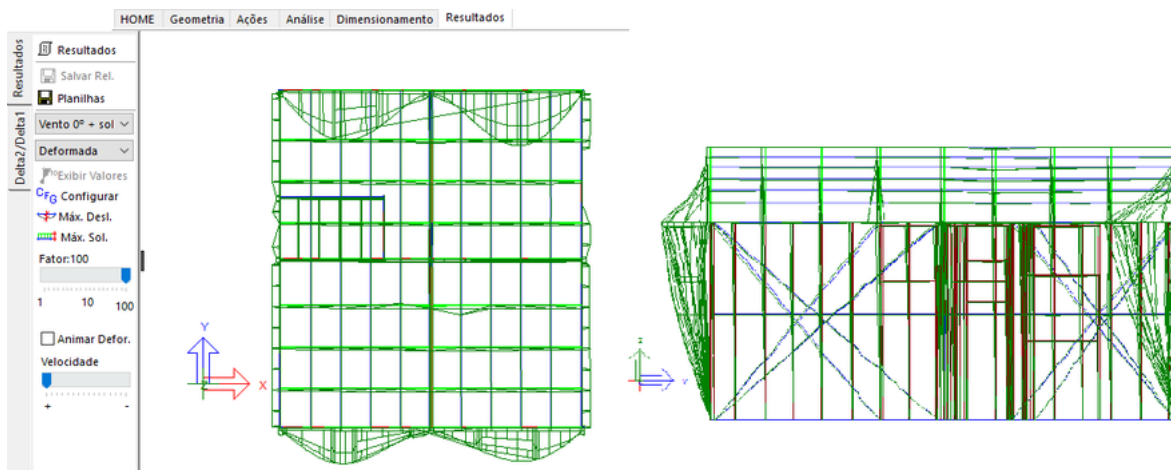
Observou-se nessa análise, nas guias superiores, que suportam as terças do telhado, os perfis das guias não suportaram as cargas vindas das terças, não passando na verificação do dimensionamento, sendo necessário substituí-las por perfis 2U opostos pelas almas, depois deste reajuste foi possível o dimensionamento de toda a estrutura.

Na tabela 7 é possível observar os deslocamentos máximos dos elementos da estrutura, o software mCalcLSF faz a análise dos deslocamentos de cada elemento, não sendo possível avaliar a estrutura como um todo, tornando um processo de verificação manual inviável.

Para efeito de comparação foram utilizados os dados que o software mCalcLSF fornece, fazendo a verificação para os elementos de máximo deslocamento, o maior deslocamento foi para a combinação do vento a 90º que foi de 34,01 mm, sendo

esse de elementos de painel, não configurando o deslocamento da edificação, que graficamente, se mostrou praticamente ind deslocável como podemos verificar na figura 67.

Figura 67 – Deslocamentos máximos vento a 0º.



Fonte: o Autor

A norma de desempenho (ASSOCIAÇÃO... , 2013), define os deslocamentos limites para cargas permanentes e acidentais, (ASSOCIAÇÃO... , 2013) em geral, que devem ser limitados em função do deslocamento e das fissuras em vedações, tendo como valor máximo o equivalente a $L/400$ ou $H/400$, em que L é o vão teórico do elemento estrutural e H é a altura do elemento estrutural, conforme a figura 68.

Tabela 1 – Deslocamentos máximos - 1ª tipologia com bloqueadores e fita de aço.

Eixo	Vento a 0º	Barra	Vento a 90º	Barra	Vento a 180º	Barra	Vento a 270º	Barra
X	30,16	543	34,01	543	30,02	543	33,96	543
Y	10,41	1200	11,95	1200	8,83	1200	11,71	1200
Z	7,34	1157	8,07	1157	7,34	1157	8,07	1157

Fonte: o Autor

Figura 68 – Deslocamento limites para cargas permanentes e acidentais em geral.

Razão da limitação	Elemento	Deslocamento-limite	Tipo de deslocamento
Visual/insegurança psicológica	Pilares, paredes, vigas, lajes (componentes visíveis)	$L/250$ ou $H/300^{(1)}$	Deslocamento final incluindo fluência (carga total)
Destacamentos, fissuras em vedações ou acabamentos, falhas na operação de caixilhos e instalações	Caixilhos, instalações, vedações e acabamentos rígidos (pisos, forros etc.)	$L/800$	Parcela da flecha ocorrida após a instalação da carga correspondente ao elemento em análise (parede, piso etc.)
	Divisórias leves, acabamentos flexíveis (pisos, forros etc.)	$L/600$	
Destacamentos e fissuras em vedações	Paredes e/ou acabamentos rígidos	$L/500$ ou $H/500^{(1)}$	Distorção horizontal ou vertical provocada por variações de temperatura ou ação do vento, distorção angular devida ao recalque de fundações (deslocamentos totais)
	Paredes e acabamentos flexíveis	$L/400$ ou $H/400^{(1)}$	
<p>H é a altura do elemento estrutural</p> <p>L é o vão teórico do elemento estrutural</p> <p>⁽¹⁾ Para qualquer tipo de solicitação, o deslocamento horizontal máximo no topo do edifício deve ser limitado a $H_{total} / 500$ ou 3 cm, respeitando-se o menor dos dois limites.</p> <p>NOTA Não podem ser aceitas falhas, a menos daquelas que estejam dentro dos limites previstos nas normas prescritivas específicas.</p>			

Fonte: ABNT NBR 15575:2013

A tabela 8 apresenta as solicitações máximas para a estrutura em estudo.

Tabela 2 – Solicitações Máximas - 1ª tipologia com bloqueadores e fita de aço.

Esforços		Barra
Normal Compressão(kgf)	241,66	950
Normal Tração(kgf)	-302,42	282
Cortante em Y(kgf)	94,12	950
Cortante em Z(kgf)	154,83	581
Momento Torsor	80,52	369
Momento em Y(kgf.cm)	7351,82	975
Momento em Z(kgf.cm)	4013,86	1157

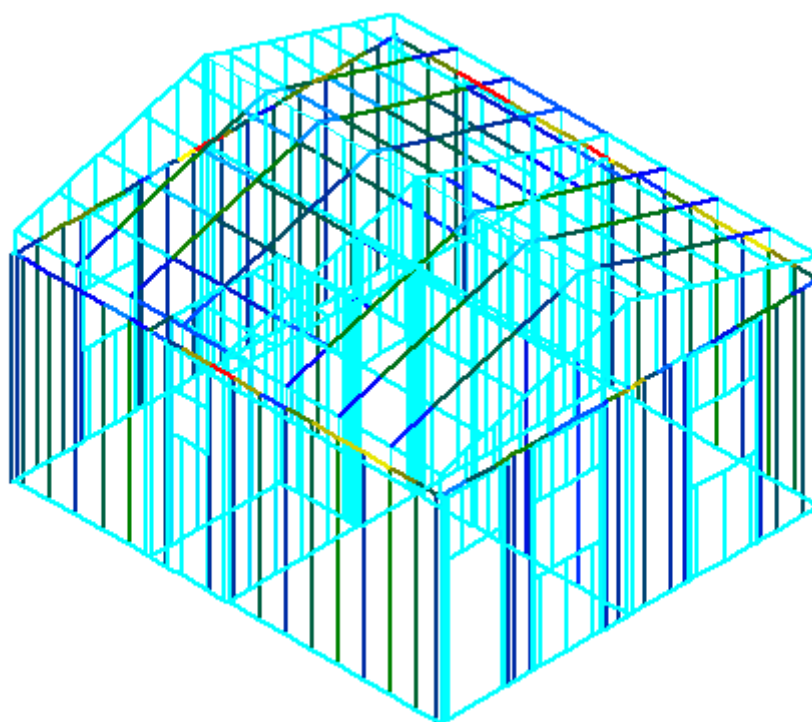
Fonte: o Autor

8.2.2 Contraventamento com placas OSB

Para esta análise foi considerado o efeito de contraventamento das placas OSB, restringindo a distorção dos painéis e reduzindo o comprimento de flambagem em 500 mm.

Foi utilizada a mesma concepção utilizada anteriormente, porém sem os bloqueadores e fitas de aço para o contravento, foi feita a análise da estrutura e obtendo os resultados no **módulo Dimensionamento**, observou-se uma melhor distribuição de esforços o que pode ser constatado na figura 69, em que o aproveitamento das resistências são representadas.

Figura 69 – 2ª análise da 1ª tipologia: placas OSB.



Fonte: o Autor

De posse dos resultados, verificou-se que 5 elementos de guias superiores laterais não atingiram a resistência de cálculo, sendo modificadas para se utilizar perfis 2U opostos pelas almas, feita esta alteração, executou-se uma nova análise da estrutura, obtendo-se o dimensionamento de todos os elementos.

Na tabela 7 verifica-se que o máximo deslocamento foi para a combinação de vento a 270º no valor de 30,72 mm.

Tabela 3 – Deslocamentos máximos - 1ª tipologia com placas OSB.

Eixo	Vento a 0º	Barra	Vento a 90º	Barra	Vento a 180º	Barra	Vento a 270º	Barra
X	27,6	1063	30,7	1063	27,42	1063	30,72	1063
Y	10,3	984	12,18	984	8,62	984	12,18	984
Z	7,33	941	8,05	941	7,33	941	8,05	941

Fonte: o Autor

São apresentados os valores das máximas solicitações na tabela 8.

Tabela 4 – Solicitações Máximas - 1ª tipologia com placas OSB.

Esforços		Barra
Normal Compressão(kgf)	227,89	255
Normal Tração(kgf)	-283,32	792
Cortante em Y(kgf)	103,07	855
Cortante em Z(kgf)	166,59	552
Momento Torsor	39,39	296
Momento em Y(kgf.cm)	7265,79	552
Momento em Z(kgf.cm)	3003,92	941

Fonte: o Autor

8.2.3 Comparação dos resultados da 1ª Tipologia.

Nesta concepção estrutural adotada, foi observado que para a consideração do contraventamento com placas OSB, houve uma melhor distribuição de esforços na edificação, o que trouxe um melhor aproveitamento de material, que para efeito de comparação, com o sistema de bloqueadores e fitas, gerou-se uma economia de 64 kgf de perfis metálicos, a estrutura tem um comportamento estrutural mais satisfatório, pois os painéis trabalham como diafragmas rígidos, contribuindo para menores deslocamentos comparados com o sistema de bloqueadores e fitas.

Figura 70 – Quantitativos dos perfis: 1ª tipologia com bloqueadores e fita de aço.

LISTA DE MATERIAL: QUANTITATIVO PAINEL BLOQUEADOR

Unidades: kgf-cm

Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
[92 x 40 x 0.95	ASTM A36	6831.13	85.69
UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	55826.85	776.04
[90 x 40 x 0.95	ASTM A36	3176.86	39.38
RET 35 x 0.95	ASTM A36	10023.46	26.16
IENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4800	133.45
][90 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	12	0.3
UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	939.34	26.4
][92 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	700.64	17.58
IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579.8	16.12
CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475.25	15.34
CART 30 x 40 x 12 x 0.8	ASTM A36	6498.13	47.99
UENR 201 x 45 x 30 x 3.75	ASTM A36	360	34.02
][92 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	136	3.41

Peso Total: 1221.86 kgf

Fonte: o Autor

Figura 71 – Quantitativos dos perfis: 1ª tipologia placas OSB.

LISTA DE MATERIAL: QUANTITATIVO PAINEL OSB

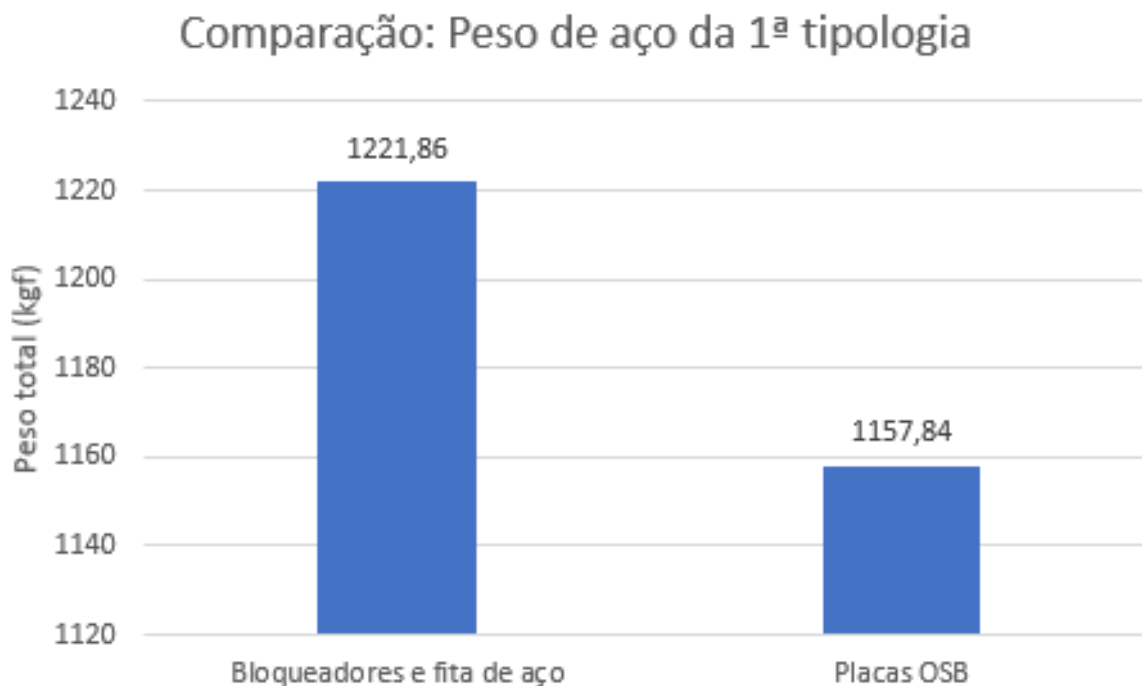
Unidades: kgf-cm

Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
[92 x 40 x 0.95	ASTM A36	6785.84	85.12
UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	56654.97	787.55
IENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4500	125.11
UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	948	26.64
IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579.8	16.12
CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475.25	15.34
CART 30 x 40 x 12 x 0.8	ASTM A36	6498.13	47.99
UENR 201 x 45 x 30 x 3.75	ASTM A36	360	34.02
][92 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	155	3.89
][92 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	640.64	16.07

Peso Total: 1157.84 kgf

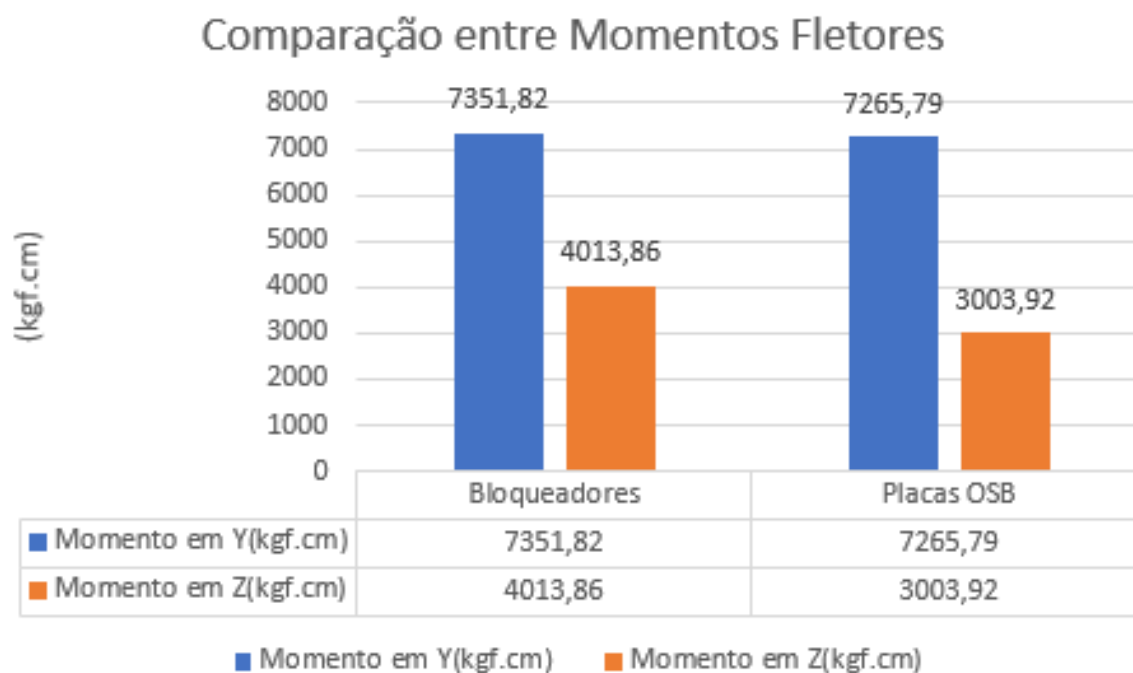
Fonte: o Autor

Figura 72 – 1ª tipologia comparação dos pesos da estrutura.



Fonte: o Autor

Figura 73 – Momentos Fletores: Comparação da 1ª tipologia.



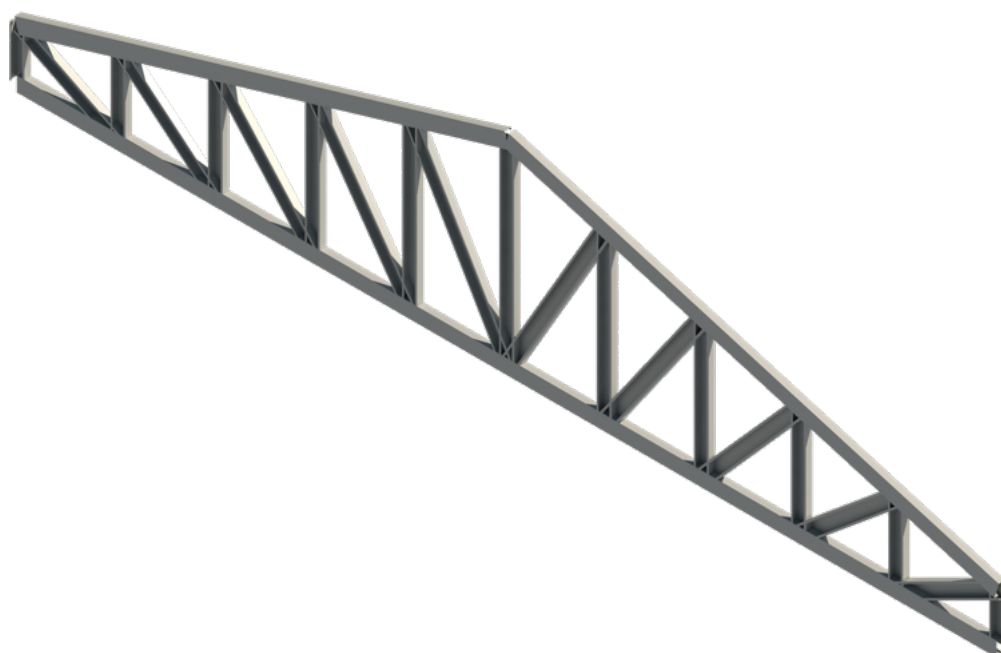
Fonte: o Autor

Conclui-se que o sistema de contraventamento com placas OSB se mostrou mais satisfatório gerando uma economia de material considerável, visto que para o sistema com bloqueadores e fitas também são utilizadas as placas, porém não são consideradas no cálculo.

8.3 2ª TIPOLOGIA TESOURAS TIPO HOWE

Para a 2ª tipologia foram adotadas tesouras tipo “HOWE” para o suporte da cobertura, sendo assim será utilizado para efeito de comparação da 1ª tipologia os materiais empregados como a distribuição de esforços.

Figura 74 – Tesoura HOWE.



Fonte: o Autor

Foram feitas duas análises, a primeira com o contraventamento da estrutura feita com fitas metálicas e bloqueadores de montantes, que também tem função de reduzir o comprimento de flambagem de cada montante.

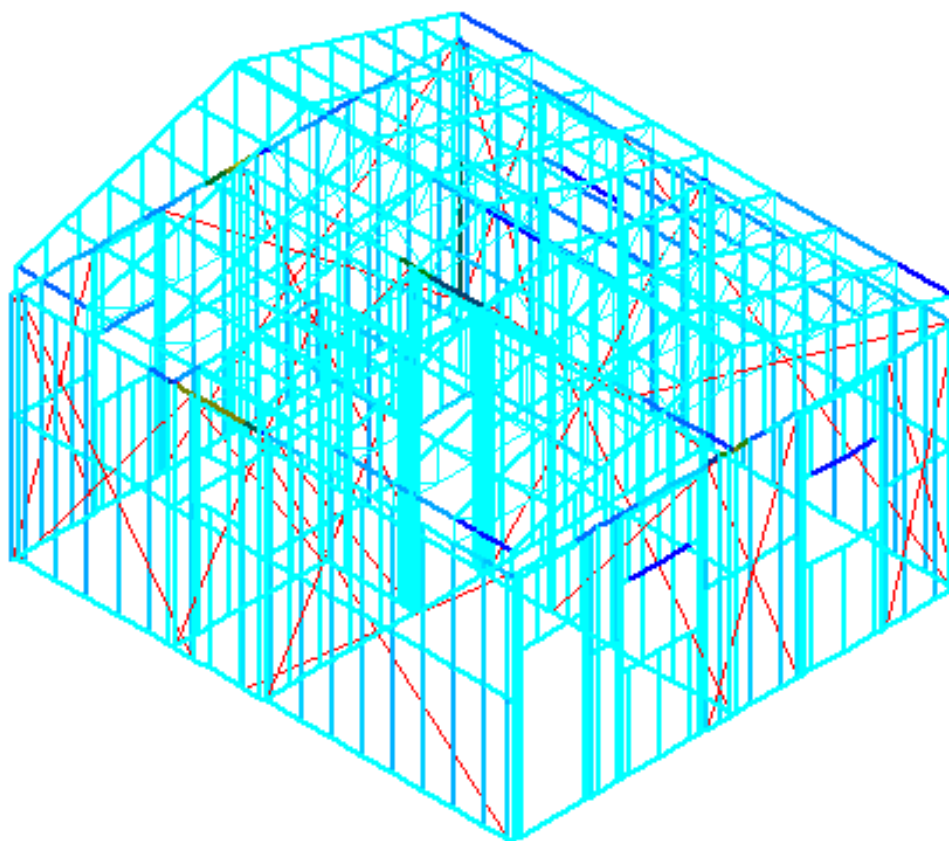
Para a segunda análise foi utilizado para o contraventamento as placas de OSB, restringindo a distorção dos painéis internos e externos, e reduzindo o comprimento de flambagem para os painéis internos e externos em 500 mm.

Foram mantidos os espaçamentos entre as treliças da cobertura, de modo a efeito de comparação entre a 1ª tipologia.

8.3.1 Contraventamento com bloqueadores

A figura mostra o diagrama de resistência da 1ª análise efetuada, foram constatados 8 elementos de guia superior que não atingiram a resistência de cálculo, no diagrama ainda é possível observar os pontos com maiores concentrações de tensões devidas aos carregamentos advindos da cobertura.

Figura 75 – Diagrama de resistências da 2ª tipologia com bloqueadores.



Fonte: o Autor

Para a segunda análise, foi feita a substituição das guias de perfil simples por perfis 2U opostos pelas almas, após a segunda verificação todos os elementos da estrutura foram dimensionados corretamente.

Tabela 5 – Deslocamentos máximos - 2ª tipologia com bloqueadores e fitas de aço.

Eixo	Vento a 0º	Barra	Vento a 90º	Barra	Vento a 180º	Barra	Vento a 270º	Barra
X	1,64	56	2,52	1010	1,64	56	2,53	751
Y	10,48	1331	22,34	573	8,7	1331	25,64	1411
Z	4,04	57	2,78	57	4,05	57	3,38	57

Fonte: o Autor

Tabela 6 – Solicitações Máximas - 2ª tipologia: bloqueadores e fitas de aço.

Esforços		Barra
Normal Compressão(kgf)	178,13	1086
Normal Tração(kgf)	-300,75	283
Cortante em Y(kgf)	77,91	1086
Cortante em Z(kgf)	153,61	695
Momento Torsor	74,21	366
Momento em Y(kgf.cm)	7462,53	1089
Momento em Z(kgf.cm)	814,15	366

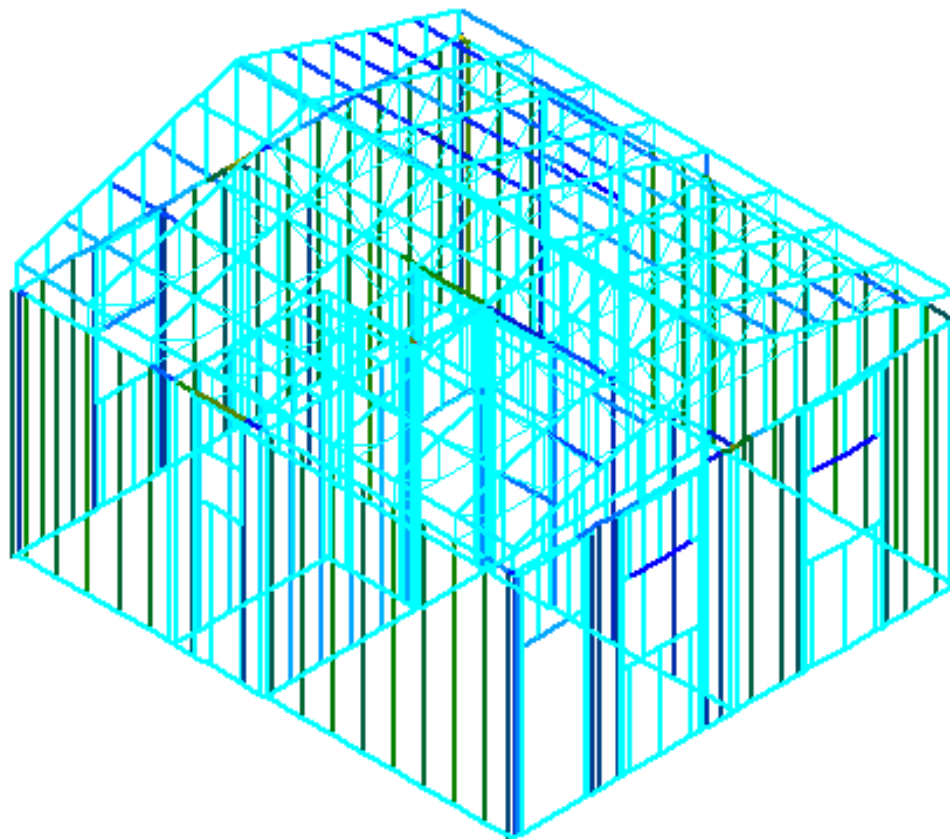
Fonte: o Autor

8.3.2 Contraventamento com placas OSB

Para esta estrutura não foi necessário a sua reanálise, pois todos os elementos foram dimensionados corretamente, atendendo aos parâmetros normativos.

Na figura 76, pode-se observar que, para esta concepção, a maioria dos elementos da cobertura estão pouco solicitados, o que se poderia aumentar seu espaçamento, porém para efeito deste estudo foram mantidos os espaçamentos da tipologia anterior.

Figura 76 – 1ª análise da 2ª tipologia placas OSB.



Fonte: o Autor

Tabela 7 – Deslocamentos máximos - 2ª tipologia com placas OSB.

Eixo	Vento a 0º	Barra	Vento a 90º	Barra	Vento a 180º	Barra	Vento a 270º	Barra
X	1,52	152	2,15	173	1,53	172	2,15	48
Y	10	1134	23,1	506	8,3	1134	26,39	517
Z	1,93	4	2,3	4	1,6	4	2,22	4

Fonte: o Autor

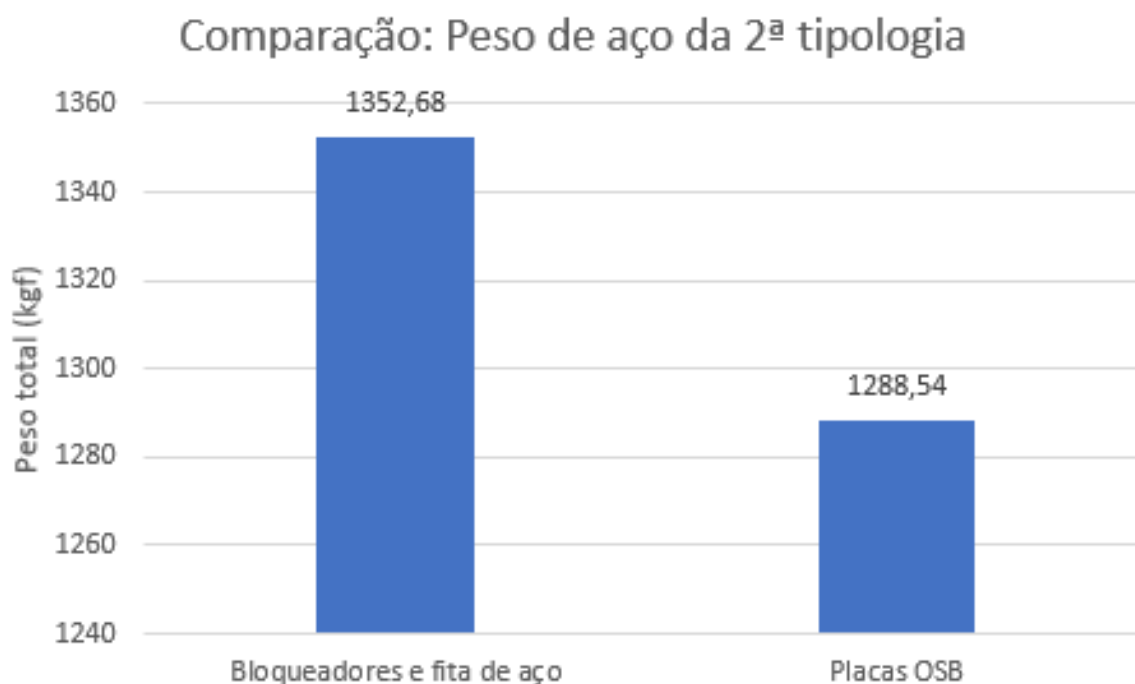
Tabela 8 – Solicitações Máximas - 2ª tipologia com placas OSB.

Esforços		Barra
Normal Compressão(kgf)	279,37	258
Normal Tração(kgf)	-178,75	226
Cortante em Y(kgf)	134,12	917
Cortante em Z(kgf)	132,87	616
Momento Torsor	19,53	1111
Momento em Y(kgf.cm)	6230,88	920
Momento em Z(kgf.cm)	556,79	1066

Fonte: o Autor

8.3.3 Comparação dos resultados da 2ª tipologia

Na figura 77 são comparados os pesos dos dois sistemas de contraventamento, observa-se que a opção que se utilizou as placas para contravento se mostrou mais eficaz.

Figura 77 – 2ª tipologia comparação dos pesos da estrutura.

Fonte: o Autor

Assim como descrito anteriormente, a consideração do diafragma rígido com as

placas OSB mostrou-se mais satisfatório, gerando uma economia de 64,14 kgf de aço, mostrando-se a melhor escolha.

Figura 78 – Quantitativo dos perfis: 2ª tipologia bloqueadores e fita de aço.

LISTA DE MATERIAL: QUANTITATIVO 2ª TIPOLOGIA BLOQUEADORES

Unidades: kgf-cm

Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
[92 x 40 x 0.95	ASTM A36	7580.98	95.09
UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	67873.77	943.5
[90 x 40 x 0.95	ASTM A36	3127.3	38.76
RET 35 x 0.95	ASTM A36	10008.01	26.12
IENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4800	133.45
UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	947.2	26.62
][90 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	4	0.1
IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579.8	16.12
CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475.25	15.34
CART 30 x 40 x 12 x 0.8	ASTM A36	7797.75	57.59

Peso Total: 1352.68 kgf

Fonte: o Autor

Figura 79 – Quantitativo dos perfis: 2ª tipologia placas OSB.

LISTA DE MATERIAL: QUANTITATIVO 2 TIPOLOGIA OSB

Unidades: kgf-cm

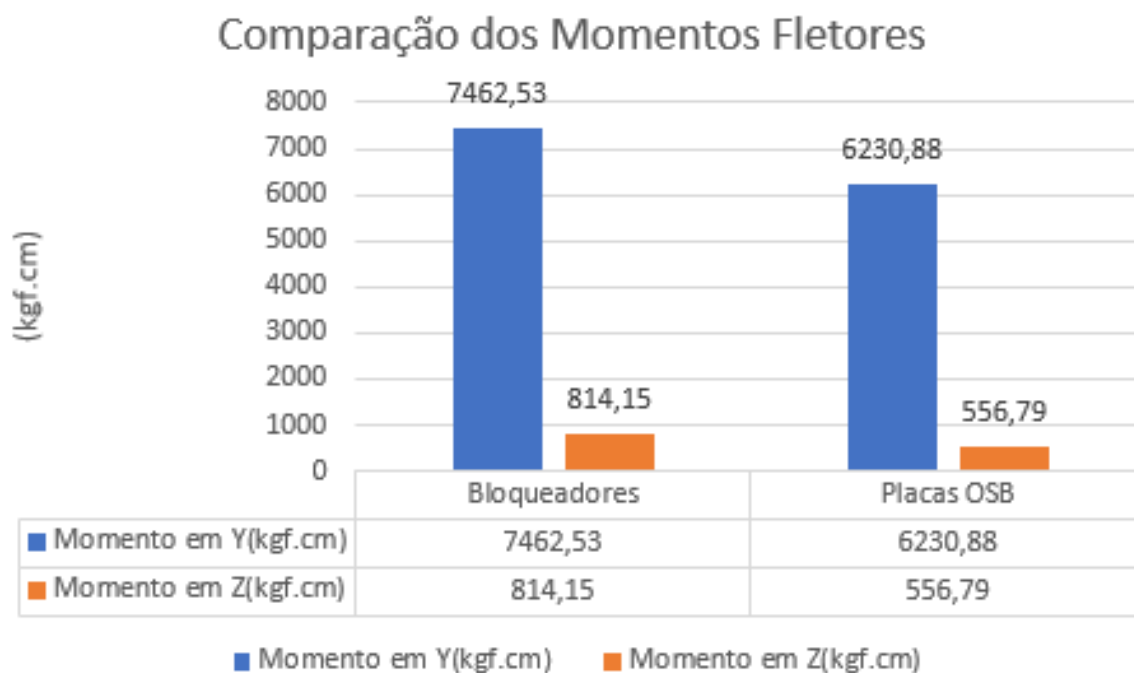
Perfil	Aço	L total	Peso(kgf)
[92 x 40 x 0.95	ASTM A36	7581.49	95.1
UENR 90 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	67933.49	944.33
IENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4800	133.45
UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	947.2	26.62
IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579.8	16.12
CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475.25	15.34
CART 30 x 40 x 12 x 0.8	ASTM A36	7797.75	57.59

Peso Total: 1288.54 kgf

Fonte: o Autor

Na figura 80 são feitas as comparações dos Momentos Fletores atuantes na estrutura, foram escolhidas justamente por representarem os momentos gerados nos montantes, que influenciam na deslocabilidade da estrutura, observa-se que para os contraventamentos com placas OBS, obtiveram menores solicitações na análise.

Figura 80 – Momentos Fletores: Comparação da 2ª tipologia.



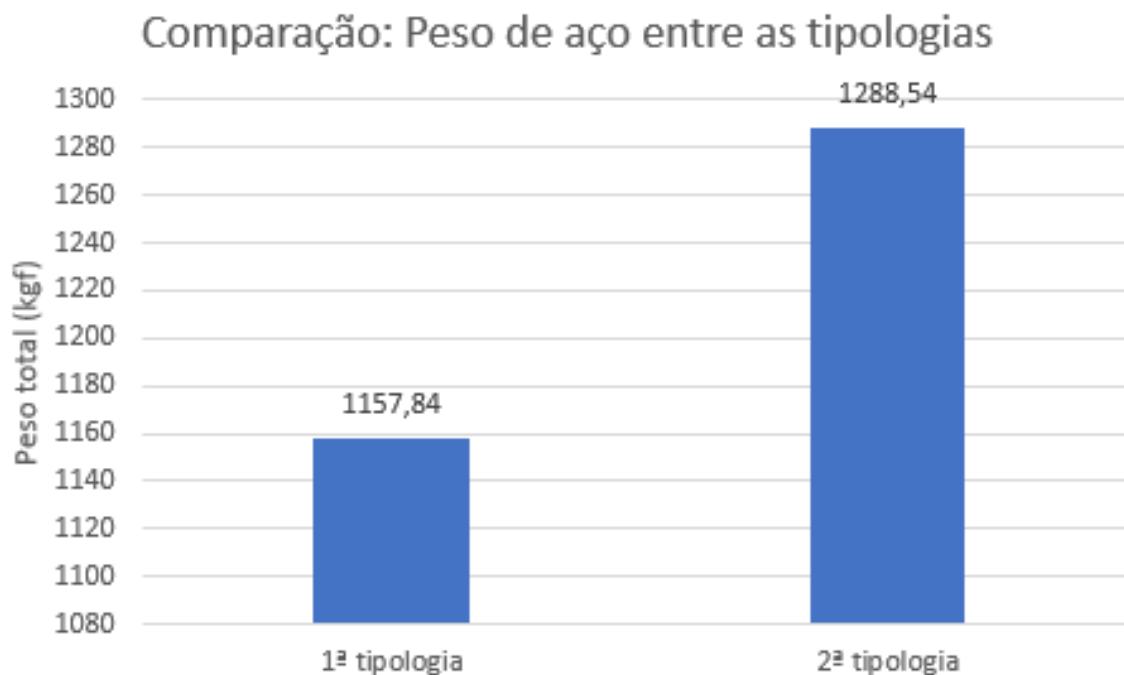
Fonte: o Autor

A opção de contravento com placas OBS se mostrou novamente satisfatória, utilizando-se menos materiais e distribuindo uniformemente os esforços na estrutura.

8.4 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE AS TIPOLOGIAS ADOTADAS

Na figura 81 é mostrada a comparação do peso do aço dos perfis utilizados nas duas tipologias.

Figura 81 – Comparação dos pesos das tipologias adotadas.



Fonte: o Autor

Analisando-se às duas concepções estruturais adotadas, a primeira se mostrou como uma melhor alternativa, gerando uma economia de 130,7 kgf de aço.

Ficou constatado a superioridade do sistema de contraventamento com as placas OSB, possibilitando uma estrutura mais leve, comparada ao sistema de bloqueadores e fitas, com o efeito de diafragma dos painéis, é possível obter uma estrutura mais rígida e menos deslocável.

9 LISTA DE MATERIAL

9.1 1ª TIPOLOGIA

9.1.1 Com bloqueador

Tabela 9 – Painel central com bloqueador

Grupo	Perfil (mm)	Aço	L total (cm)	Peso(kgf)
1	[92 x 40 x 0,95	ASTM A36	6831,13	85,69
2	UENR 90 x 40 x 12 x 0,95	ASTM A36	55826,85	776,04
3	[90 x 40 x 0,95	ASTM A36	3176,86	39,38
4	IENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4800	133,45
5]] 90 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	12	0,3
6	UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	939,34	26,4
7	IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579,8	16,12
8]] 92 x 40 x 0,95 x 0	ASTM A36	700,64	17,58
9	CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475,25	15,34
10	CART 30 x 40 x 12 x 0.8	ASTM A36	6498,13	47,99
11	UENR 201 x 45 x 30 x 3.75	ASTM A36	360	34,02
12]] 92 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	136	3,41
13	RET 35 x 0,95	ASTM A36	10023,46	26,16

Fonte: o Autor

Peso Total: 1221.86 kgf

9.1.2 Placas OSB

Tabela 10 – Painel central com placa OSB

Grupo	Perfil (mm)	Aço	L total (cm)	Peso (kgf)
1	[92x 40 x 0,95	ASTM A36	6785,84	85,12
2	UENR 90 x 40 x 12 x 0,95	ASTM A36	56654,97	785,55
3	IENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4500	125,11
4	UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	948	26,64
5	IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579,8	16,12
6	CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475,25	15,34
7	CART 30 x 40 x 12 x 0,8	ASTM A36	6498,13	47,99
8	UENR 201 x 45 x 30 x 3.75	ASTM A36	360	34,02
9]] 92 x 40 x 0,95 x 0	ASTM A36	155	3,89
10]] 92 x 40 x 0,95 x 0	ASTM A36	640,64	16,87

Fonte: o Autor

Peso Total 1157,84 kgf

Tabela 11 – Parafusos

Tipo	Quantidade	Preço unitário	Preço total	Dimensões
Cabeça Flangeada	246	0,053	13,05	4.2(nº8) x 13(1/2")
Sextavado	1107	0,21	232,47	4.2(nº8) x 13(1/2")

Fonte: o Autor

Tabela 12 – Resumo das placas

Placas	Quantidade	Preço unitário	Preço total	Dimensões (mm)
OSB	45	92,00	4140,00	1200x2400
Gesso	87	35,00	3045,00	1200x1200
Manta (barreira de umidade)	129,60	7,12	922,75	m ²
Isolamento térmico	125,28	9,80	1277,75	m ²

Fonte: o Autor

9.2 2ª TIPOLOGIA

9.2.1 Bloqueadores

Tabela 13 – 2ª Tipologia: bloqueadores

Grupo	Perfil (mm)	Aço	L total (cm)	Peso (kgf)
1	92x 40 x 0,95	ASTM A36	7580,99	95,09
2	UENR 90 x 40 x 12 x 0,95	ASTM A36	67873,77	943,5
3	90 x 40 x 0,95	ASTM A36	3127,3	38,76
4	IENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4800	133,45
5	90 x 40 x 0.95 x 0	ASTM A36	4	0,1
6	UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	947,2	26,62
7	IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579,8	16,12
8	RET 35 x 0,95	ASTM A36	10008,01	26,12
9	CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475,25	15,34
10	CART 30 x 40 x 12 x 0.8	ASTM A36	7797,75	57,59

Fonte: o Autor

Peso Total 1352,68 kgf

9.2.2 Placas OSB

Tabela 14 – 2ª Tipologia: placas OSB

Grupo	Perfil (mm)	Aço	L total (cm)	Peso (kgf)
1	92x 40 x 0,95	ASTM A36	7581,49	95,1
2	UENR 90 x 40 x 12 x 0,95	ASTM A36	67933,49	944,33
3	UENR 90x40x12x0.95x0	ASTM A36	4800	133,45
4	UUE 120x26x12x0.95x40	ASTM A36	947,2	26,62
5	IENR 90 x 40 x 12 x 0.95 x 0	ASTM A36	579,8	16,12
6	CA 120 x 40 x 12 x 0.95	ASTM A36	475,25	15,34
7	CART 30 x 40 x 12 x 0.8	ASTM A36	7797,75	57,59

Fonte: o Autor

Peso Total 1288,54 kgf

Tabela 15 – Parafusos

Tipo	Quantidade	Preço unitário	Preço total	Dimensões
Cabeça Flangeada	246	0,053	13,05	4.2(nº8) x 13(1/2")
Sextavado	1107	0,21	232,47	4.2(nº8) x 13(1/2")
TOTAL			245,52	

Fonte: o Autor

Tabela 16 – Resumo das placas

Placas	Quantidade	Preço unitário	Preço total	Dimensões (mm)
OSB	45	92,00	4140,00	1200x2400
Gesso	87	35,00	3045,00	1200x1200
Manta (barreira de umidade)	129,60	7,12	922,75	m ²
Isolamento térmico	125,28	9,80	1277,75	m ²
TOTAL			9385,50	

Fonte: o Autor

10 CONCLUSÃO

O Brasil apresenta um campo promissor para a utilização de sistemas construtivos industrializados como o LSF, que se apresenta como possível solução para redução do déficit habitacional do país, por ser um método completo com alto desempenho estrutural, elevada eficiência energética e conforto ambiental, além de uma construção rápida e racionalizada.

No estudo ficou evidente a viabilidade da consideração das placas OSB como alternativa de contraventamento da estrutura, gerando economia direta de materiais e mais facilidade de execução, porém como esse sistema ainda não é normatizado fica a cargo do projetista considerar esse efeito.

Ficou evidente neste estudo a necessidade da análise da concepção estrutural do sistema LSF, devida a suas múltiplas possibilidades de combinações a serem adotadas, se fazendo necessário um estudo da otimização da solução estrutural a ser adotada.

Embora ainda falem normas mais específicas e programas de cálculo na área de LSF, atualmente já é possível, no Brasil, estudar o comportamento estrutural de uma edificação conforme os materiais de perfis formados a frio (PFF) e a viabilidade de implementação em comparação aos sistemas convencionais amplamente empregados.

Como sugestão para trabalhos futuros:

- Fazer a análise de edificações de múltiplos pavimentos analisando as alternativas de contraventamentos;
- Analisar a utilização do LSF com outros sistemas estruturais;
- Fazer a mesma análise para modulação de 600 mm.

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14762: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro: [s.n.], 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575: Desempenho de edificações habitacionais. Rio de Janeiro: [s.n.], 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:1980: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: [s.n.], 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: [s.n.], 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: [s.n.], 2008.
- CRASTO, R. C. M. de. *Arquitetura e Tecnologia em Sistemas Construtivos Industrializados: Light Steel Framing*. 2005. Monografia (Engenharia Civil) — Universidade Federal de Ouro Preto.
- FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. de. *Steel Framing Arquitetura*. Rio de Janeiro, 2006.
- NBR 6120. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. [S.l.], 1980.
- PEDROSO, S. P. et al. In: *12º Encontro Científico Cultural Interinstitucional*. [S.l.: s.n.], 2014. p. 5 – 7.
- PRUDÊNCIO, M. V. M. V. *Projeto e Análise Comparativa de Custo de uma Residência Unifamiliar Utilizando os Sistemas Construtivos Convencional e Light Steel Framing*. 2014. 22 p. Monografia (Engenharia Civil) — Universidade Tecnológica Federal do Paraná Coordenação de Engenharia Civil.
- RODRIGUES, R. B. C. F. C. *Steel framing: engenharia*. Rio de Janeiro, 2017.
- SANTIAGO, A. K. *O Uso do Sistema Light Steel Framing Associado a Outros Sistemas Construtivos como Fechamento Vertical Externo não Estrutural*. 2008. 12 p. Monografia (Engenharia Civil) — Universidade Federal de Ouro Preto.
- SANTIAGO, A. K.; FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. de. *Manual de Construção em Aço*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2012.

Anexos

Exemplo de Memorial de cálculo de Dimensionamento de perfil formado a frio

Conforme NBR 8800:2008 e NBR 14762:2010

Perfil U Enrigecido (Formado a frio)

Perfil: UE 90 x 40 x 12 x 0.95

Aço: ASTM A36 $f_y = 250$ MPa $f_u = 400$ MPa

COMPRIMENTOS DA BARRA

$K_x L_x = 300$ cm $K_z L_z = 300$ cm

$K_y L_y = 300$ cm $L_b = 300$ cm

1. Cálculo da Tração

$C_t = 1,00$ Coeficiente de redução da área líquida

$$N_{tRd1} = \frac{A \cdot f_y}{1,10} = 4024,55 \text{ kgf} \quad (1)$$

Resistência de escoamento

$$N_{tRd2} = \frac{C_T \cdot A_n \cdot f_u}{1,65} = 4292,85 \text{ kgf} \quad (2)$$

Resistência à ruptura

$N_{tRd} = 4024,55 \text{ kgf}$ Resistência à tração

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{N_t S_d}{N_t R_d} = 0,00 \leq 1,00 \text{ OK!} \quad (3)$$

2. Cálculo da Compressão

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = 5023,07kgf \quad (4)$$

$$N_{ez} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(K_z \cdot L_z)^2} = 881,94kgf \quad (5)$$

$$N_{et} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_t \cdot L_t)^2} + G \cdot J \right] = 795,32kgf \quad (6)$$

$$H = 1 - \frac{x_0^2}{r_0^2} = 0,60$$

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \cdot H} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \cdot N_{ex} \cdot N_{et} \cdot H}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] = 743,71kgf$$

$$N_e = 743,71kgf$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_e}} = 2,44$$

$$\lambda_0 > 1,5 \text{ ento } \chi = \frac{0,877^{2,44}}{(\lambda_0)^2} = 0,15 \quad (7)$$

a) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem global

$$A_{ef}^{FG} = 1,77cm^2 \quad \text{Área efetiva devido à flambagem global}$$

$$N_{cRd} = \frac{\chi A_{ef} \cdot f_y}{1,20} = 543,53kgf \quad \text{Resistência à compressão devido à flambagem global}$$

b) Cálculo da resistência à compressão devido à flambagem local

$$A_{ef}^{FL} = 1,32cm^2 \quad \text{Área efetiva devido à flambagem local}$$

$$N_{cRd}^{FL} = \frac{A_{ef}^{FL} \cdot f_y}{1,20} = 2754,30kgf \quad \text{Resistência à compressão devido à flambagem local}$$

$$N_{cRd} = 543,53kgf$$

Força normal resistente de cálculo à compressão

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} = 0,02 < 1,00 \quad (8)$$

OK!

3. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Y

3.1. Cálculo do momento resistente devido ao início do escoamento efetivo

$$A_{ef} = 1,73cm^2 \quad \text{Área efetiva da seção}$$

$$I_{ef} = 22,16cm^4 \quad \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y}$$

$d = 0,11$ cm Rebaixamento total do eixo baricêntrico

$$Y_{Gfinal} = Y_G + d = 4,61cm \quad \text{Posição final do eixo baricêntrico}$$

$$I_G = I_{xef} - A_{ef} \cdot d^2 = 22,14cm^4 \quad \text{Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico}$$

$$W_{ef} = \frac{I_G}{Y_{Gfinal}} = 4,81cm^3 \quad (9)$$

Módulo elástico efetivo

$$M_{Rdx}^{PL} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 10926,12kgf \quad (10)$$

Resistência de cálculo à flexão para o início do escoamento

3.2. Cálculo do momento resistente devido ao estado limite Flambagem Lateral com Torção

$$M_e = C_b \cdot r_0 \sqrt{N_{ey} \cdot N_{et}} = 4797,07kgf \cdot cm \quad \text{Momento fletor de flambagem lateral com torção}$$

$W_c = 5,09cm^3$ Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra comprimida

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 1,63 \quad \lambda_0 \geq 1,336 \text{ então } \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

$\chi_{FLT} = 0,38$ Fator de redução associado à flambagem lateral com torção

Cálculo de W_{ef} na tensão $\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y = 942,55kgf/cm^2$

$A_{ef} = 1,77cm^2$ Área efetiva da seção

$I_{xef} = 22,90cm^4$ Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Y

$d = 0,00$ cm Rebaixamento total do eixo baricêntrico

$Y_{Gfinal} = Y_G + d = 4,5cm$ Posição final do eixo baricêntrico

$I_G = I_{xef} - A_{ef} \cdot d^2 = 22,90cm^4$ Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo baricêntrico

$W_{ef} = \frac{I_G}{Y_{Gfinal}} = 5,09cm^3$ Módulo elástico efetivo

$M_{Rdx}^{FLT} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{cef} \cdot f_y}{1,10} = 4360,98kgf.cm$ Resistência de cálculo à flexão para o estado limite FLT

$M_{Rdx} = 4360,98kgf.cm$ Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo Y

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} = 0,47 < 1,00 \text{ OK!}$$

4. Cálculo da Resistência à Flexão - eixo Z

4.1. Cálculo do momento resistente devido ao início do escoamento efetivo

$A_{ef} = 1,77cm^2$ Área efetiva da seção

$I_{yef} = 4,02cm^4$ Momento de inércia efetivo da seção em relação ao eixo Z

$d = 0,00$ cm Rebaixamento total do eixo baricêntrico

$X_{Gfinal} = X_G + d = 2,69cm$ Posição final do eixo baricêntrico

$I_G = I_{ef} - A_{ef} \cdot d^2 = 4,02cm^4$ Momento de inércia efetivo da seção em

relação ao eixo baricêntrico

$$W_{ef} = \frac{I_G}{X_{Gfinal}} = 1,49cm^3 \text{ M\u00f3dulo el\u00e1stico efetivo}$$

$M_{Rdy} = \frac{W_{ef} \cdot f_y}{1,10} = 3395,73kgf.cm$ Resist\u00eancia de c\u00e1lculo \u00e0 flex\u00e3o em rela\u00e7\u00e3o ao eixo Z

4.2. C\u00e1lculo do momento resistente devido ao estado limite Flambagem Lateral com Tor\u00e7\u00e3o

$$C_s = -1,00$$

$$C_m = 1,00$$

$J = 5,17cm$ Par\u00e2metro da se\u00e7\u00e3o transversal conforme Anexo E - NBR 14762:2010

$M_e = \frac{C_s \cdot N_{ey}}{C_m} \cdot [j + C_s \cdot \sqrt{j^2 + r_0^2 \cdot (\frac{N_{et}}{N_{ey}})}] = 1872,69kgf.cm$ Momento fletor de flambagem lateral com tor\u00e7\u00e3o

$W_c = 1,49cm^3$ M\u00f3dulo de resist\u00eancia el\u00e1stico da se\u00e7\u00e3o bruta em rela\u00e7\u00e3o \u00e0 fibra comprimida

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{W_c \cdot f_y}{M_e}} = 1,41 \quad \lambda_0 \geq 1,336 \text{ ent\u00e3o } \chi_{FLT} = \frac{1}{\lambda_0^2}$$

$\chi_{FLT} = 0,50$ Fator de redu\u00e7\u00e3o associado \u00e0 flambagem lateral com tor\u00e7\u00e3o

C\u00e1lculo de W_{cef} na tens\u00e3o $\sigma = \chi_{FLT} \cdot f_y = 1253,38kgf/cm^2$

$A_{ef} = 1,77cm^2$ \u00c1rea efetiva da se\u00e7\u00e3o

$I_{yef} = 4,02cm^4$ Momento de in\u00e9rcia efetivo da se\u00e7\u00e3o em rela\u00e7\u00e3o ao eixo Z

$d = 0,00cm$ Rebaixamento total do eixo baric\u00eentrico

$X_{Gfinal} = X_G + d = 2,69cm$ Posi\u00e7\u00e3o final do eixo baric\u00eentrico

$I_G = I_{ef} - A_{ef} \cdot d^2 = 4,02cm^4$ Momento de in\u00e9rcia efetivo da se\u00e7\u00e3o em rela\u00e7\u00e3o ao eixo baric\u00eentrico

$$W_{ef} = \frac{I_G}{X_{Gfinal}} = 1,49cm^3 \text{ M\u00f3dulo el\u00e1stico efetivo}$$

$M_{Rdy}^{FLT} = \frac{\chi_{FLT} \cdot W_{cef} \cdot f_y}{1,10} = 1702,45kgf.cm$ Resist\u00eancia de c\u00e1lculo \u00e0 flex\u00e3o

para o estado limite FLT

$M_{yRd} = 1702,45 \text{ kgf.cm}$ Resistência de cálculo à flexão em relação ao eixo

Y

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{M_{zSd}}{M_{zrd}} = 0,00 < 1,00 \text{ OK!}$$

5. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Y

$$\lambda = \frac{h}{t} = 38,11 \text{ Parâmetro de esbeltez}$$

$K_v = 5,00$ Coeficiente de flambagem local por cisalhamento

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 68,31 \text{ Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 88,5488,54 \text{ Parâmetro de esbeltez limite para para}$$

início de escoamento $\lambda \leq \lambda_p$ então $V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot h \cdot t \cdot f_y}{1,10}$

$V_{Rdy} = 937,91 \text{ kgf}$ Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Y

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{V_{ySd}}{V_{yrd}} = 0,00 < 1,00 \text{ OK!}$$

6. Cálculo da Resistência ao cortante - eixo Z

$$\lambda = \frac{h}{t} = 90,74 \text{ Parâmetro de esbeltez}$$

$K_v = 5,00$ Coeficiente de flambagem local por cisalhamento

$$\lambda_p = 1,08 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 68,31 \text{ Parâmetro de esbeltez limite para plastificação}$$

$$\lambda_r = 1,40 \cdot \sqrt{\frac{K_v \cdot E}{f_y}} = 88,54 \text{ Parâmetro de esbeltez limite para para início de}$$

escoamento $\lambda > \lambda_r$ então $V_{Rd} = \frac{(0,905 \cdot t^3 \cdot K_v \cdot E)/h}{1,10}$

$V_{Rdz} = 818,31 \text{ kgf}$ Resistência ao esforço cortante em relação ao eixo Z

$$\frac{SOLIC.}{RESIST.} = \frac{V_{zSd}}{V_{zrd}} = 0,03 < 1,00 \text{ OK!}$$

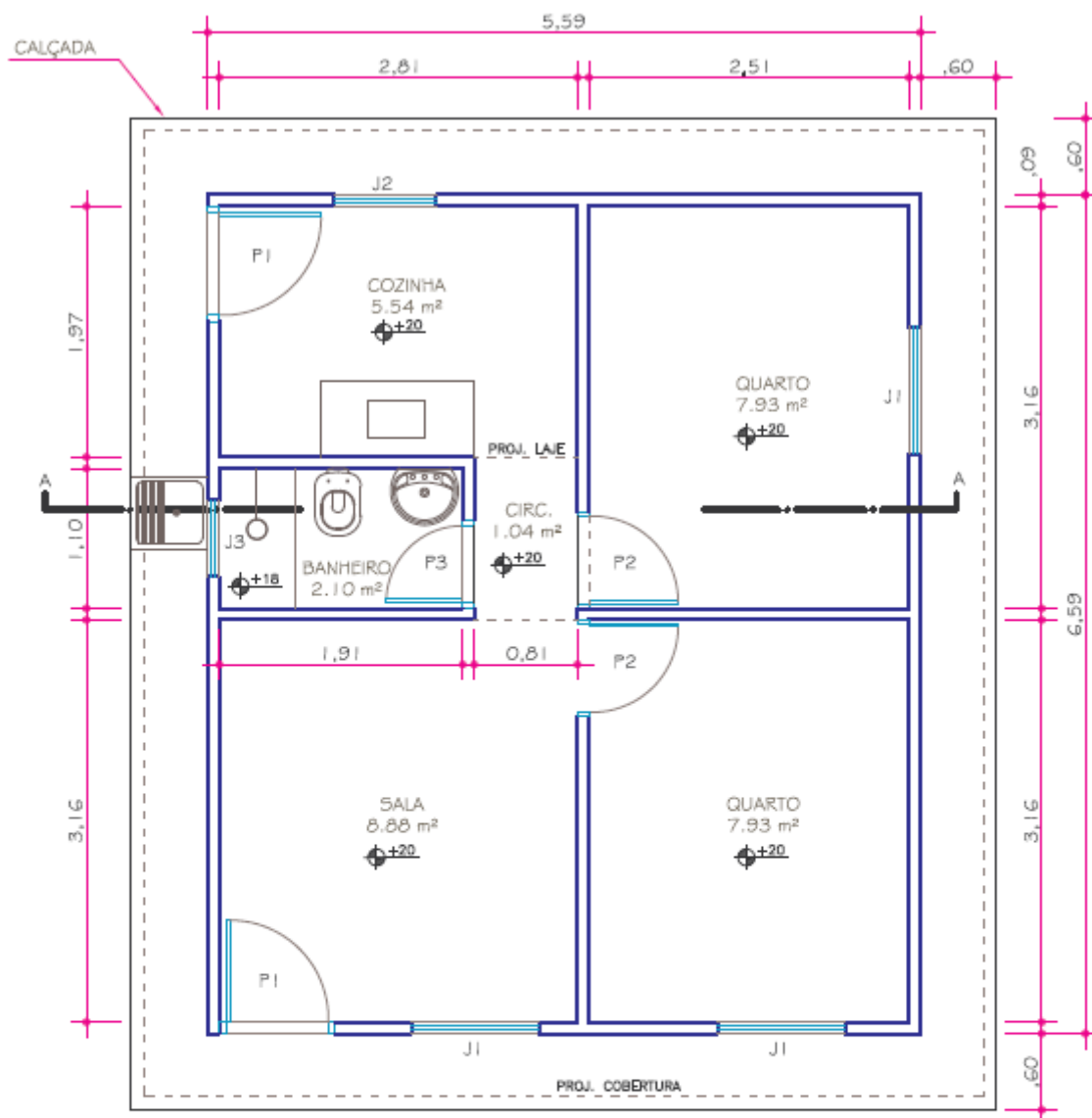
7. Equações de Interação

$$\frac{N_{cSd}}{N_{cRd}} + \frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} = 0,49 \quad (11)$$

$$\frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} + \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,47 \quad (12)$$

$$\frac{M_{ySd}}{M_{yRd}} + \frac{M_{zSd}}{M_{zRd}} + \frac{N_{tSd}}{N_{tRd}} = 0,47 \quad (13)$$

Figura 82 – Planta baixa da edificação em estudo.



PLANTA BAIXA DA ARQUITETURA
ESCALA 1/50

QUADRO ESQUADRIAS	
PORTAS	
P1	0.80 x 2.10 m
P2	0.70 x 2.10 m
P3	0.60 x 2.10 m
JANELAS	
J1	1.00 x 1.20 m - P=1.20 m
J2	0.80 x 0.80 m - P=1.60 m
J3	0.60 x 0.60 m - P=1.80 m

OBSERVAÇÕES:
1) NÍVEL COTADO EM RELAÇÃO AO MEIO FIO.
2) COTAS DE BLOCO A BLOCO NÃO CONSIDERAM A ESPESURA DO REBOCO.

Fonte: projeto Padrão Caixa de Vitória -ES - casas Populares (2006)