

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RODRIGO EDUARDO DE CASTILHOS

INFLUÊNCIA DO REVESTIMENTO NA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS
LIGHT STEEL FRAME

Porto Alegre
Novembro de 2021

RODRIGO EDUARDO DE CASTILHOS

**INFLUÊNCIA DO REVESTIMENTO NA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS
LIGHT STEEL FRAME**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado pelo Professor Orientador e banca examinadora.

Porto Alegre, Novembro de 2021

Prof. Dr. Enio Carlos Mesacasa Júnior

Dr. pela Universidade de São Paulo

Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Enio Carlos Mesacasa Júnior (UFRGS)

Doutor pela Universidade de São Paulo

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)

Doutor pela Pennsylvania State University

Prof. Felipe Schaedler de Almeida (UFRGS)

Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Gustavo Rossi Bastian

Engenheiro Civil pela Universidade de Passo Fundo

RODRIGO EDUARDO DE CASTILHOS

**INFLUÊNCIA DO REVESTIMENTO NA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS
LIGHT STEEL FRAME**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Comissão de Graduação do Curso de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Prof. Dr. Enio Carlos Mesacasa
Júnior**

Porto Alegre
Novembro de 2021

“É verdade que eu tinha conseguido em pequena escala superar uma das principais dificuldades do novo processo, mas ainda havia muito por inventar, e muito que naquela época eu desconhecia.”

(Henry Bessemer)

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo estudar o impacto da consideração da rigidez dos painéis de revestimento no cálculo da capacidade resistente de montantes de aço formados a frio conforme os trabalhos de pesquisa citados na norma americana. Estes métodos buscam otimizar o dimensionamento de estruturas de aço leve e aumentar a viabilidade econômica deste sistema construtivo. Estruturas de aço leves são amplamente utilizadas em países como Estados Unidos e Japão desde o século XX. No Brasil, este sistema construtivo é considerado inovador e pode trazer muitos benefícios para o mercado nacional. O dimensionamento destas estruturas, conforme as normas brasileiras, considera somente a contribuição dos elementos de aço, sendo estes apenas uma parte dos elementos construtivos utilizados. A norma americana cita métodos utilizados para considerar o efeito de revestimentos no dimensionamento. Esses métodos possuem muitas limitações e utilizam parâmetros não muito claros. Pesquisas recentes citadas pela norma apontam para a possibilidade da criação de novos métodos, mais flexíveis e precisos. Os autores citados neste trabalho trazem a proposta de um método baseado em métodos numéricos e em testes de carga com montantes isolados e revestidos. A avaliação da eficácia deste método é feita através do dimensionamento de montantes genéricos com três seções transversais diferentes e variadas configurações de bloqueadores intermediários. Os resultados do dimensionamento destes montantes reafirmam os dados encontrados pelos autores e demonstram que a influência dos painéis de revestimento na capacidade resistente é maior para compressão axial do que para flexão simples no eixo de maior inércia, é mais significativa quanto menor for a capacidade resistente original do montante e é muito menor em montantes com bloqueadores intermediários. O estudo da aplicabilidade do método na construção brasileira é feito através da modelagem e análise de cargas do projeto de uma edificação existente. As análises realizadas com o projeto revelam que as maiores solicitações sobre a estrutura são decorrentes das cargas de vento, com maior impacto nos elementos de contraventamento que transmitem esforços horizontais para a fundação. Estes resultados indicam que as cargas de vento são um fator muito importante no dimensionamento de edificações pequenas, de um ou dois pavimentos, devido ao baixo peso próprio da estrutura quando comparado a sua área de exposição às forças de vento. Os montantes deste tipo de edificação são primariamente solicitados por flexão, indicando que o benefício atual da consideração dos revestimentos é reduzido pelo uso do sistema no mercado da construção brasileira, podendo se tornar mais relevante no futuro em edificações com mais pavimentos. Além disso, verificou-se que a consideração da contribuição do revestimento na capacidade resistente dos montantes traz consigo a preocupação quanto a remoção temporária ou permanente desses revestimentos durante a vida útil da edificação. A aplicação dos métodos apresentados neste trabalho depende de esforços futuros para estudar as características dos materiais utilizados, bem como o comportamento do sistema ao longo da vida útil da edificação.

Palavras chave: Estruturas de aço leve, revestimento, dimensionamento.

ABSTRACT

This work aims to study the impact of considering the stiffness of sheathing boards in the calculation of the load bearing capacity of cold-formed steel studs, according to the research works mentioned in the American standard. These methods seek to optimize the design of light steel structures and increase the economic viability of this constructive system. Lightweight steel structures have been widely used in countries like the United States and Japan since the 20th century. In Brazil, this construction system is considered innovative and can bring many benefits to the national market. The design of these structures, according to Brazilian standards, only considers the contribution of the steel elements, which are just a part of the construction components used. The American standard cites methods used to consider the effect of sheathing on design. These methods have many limitations and use unclear parameters. Recent research cited by the American standards points to the possibility of creating new, more flexible and precise methods. The authors mentioned in this work propose a method based on numerical methods and load tests with isolated and sheathed studs. The evaluation of the effectiveness of this method is made through the design of generic studs with three different cross sections and varied configurations of bridging. The results of designing these studs confirm the data found by the authors and demonstrate that the influence of sheathing boards on the load bearing capacity of studs is greater for axial compression than for bending in the axis of greater moment of inertia, is more significant the lower the original resistance capacity of the stud, and is much smaller in studs with bridging. The study of the applicability of the method in Brazilian construction is done through the modeling and analysis of project loads of an existing building. The analysis of the project reveal that the greatest stresses on the structure are due to wind loads, with a greater impact on the bracing elements that transmit horizontal loads to the foundation. These results indicate that wind loads are a very important factor in the design of small buildings, with one or two floors, due to the low dead load of the structure when compared to its area of exposure to wind loads. The wall studs of this type of building are primarily requested by bending, indicating that the current benefit of considering sheathings in design is reduced by the use of the system in the Brazilian construction market, and may become more relevant in the future in buildings with more floors. Furthermore, it was found that the consideration of the sheathing's contribution to the load bearing capacity of the studs brings with it the concern about the temporary or permanent removal of these coatings during the building's lifespan. The application of the methods presented in this work depends on future efforts to study the properties of the materials used, as well as the behavior of the system throughout the life of the building.

Keywords: Light steel frame, sheathing, design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Desenho representativo de uma construção em LSF	13
Figura 2 - Modos de flambagem do perfil formado a frio	15
Figura 3 - Componentes de um painel LSF	17
Figura 4 - Imagem demonstrativa de um bloqueador de aço entre montantes	20
Figura 5 - Painel LSF travado por fitas de aço	21
Figura 6 - Molas agindo sobre o montante revestido	33
Figura 7 - Modelo dos painéis dimensionados, com zero, um e dois bloqueadores	38
Figura 8 - Curva de assinatura de compressão axial no painel 1	40
Figura 9 - Curva de assinatura de flexão simples no eixo de maior inércia no painel 1	40
Figura 10 - Curva de assinatura de compressão axial no painel 2	41
Figura 11 - Curva de assinatura de flexão simples no eixo de maior inércia no painel 2	41
Figura 12 - Curva de assinatura de compressão axial no painel 3	42
Figura 13 - Curva de assinatura de flexão simples no eixo de maior inércia no painel 3	42
Figura 14 - Modelo 3D da residência unifamiliar	45
Figura 15 - Paredes da edificação	46
Figura 16 - Principais elementos da edificação	46
Figura 17 - Direções críticas da carga de vento na edificação	48
Figura 18 - Cargas de vento do sentido 0° na cobertura da edificação	48
Figura 19 - Cargas de vento do sentido 0° nas paredes da edificação	49
Figura 20 - Cargas de vento do sentido 90° na cobertura da edificação	49
Figura 21 - Cargas de vento do sentido 90° nas paredes da edificação	50
Figura 22 - Transmissão de cargas laterais para a fundação	52
Figura 23 - Sistemas de contraventamento na edificação	53
Figura 24 - Treliça de telhado da edificação	54
Figura 25 - Cargas axiais atuando em uma treliça de telhado	55
Figura 26 - Cobertura da edificação	56

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Rigidez das molas	39
Tabela 2 - Cargas de flambagem elásticas do painel 1	40
Tabela 3 - Cargas de flambagem elásticas do painel 2	41
Tabela 4 - Cargas de flambagem elásticas do painel 3	42
Tabela 5 - Capacidade resistente dos montantes para compressão axial e flexão simples	43
Tabela 6 - Acréscimo de resistência fornecido pela consideração dos painéis	44

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Maiúsculas

A	- Área bruta da seção transversal da barra
E	- Módulo de elasticidade do aço
$(EI)_w$	- Rigidez do painel de revestimento
G	- Módulo de elasticidade transversal - Módulo de cisalhamento do revestimento
I	- Momento de inércia
L	- Comprimento do montante
M_{dist}	- Momento fletor de flambagem distorcional elástica
M_e	- Momento fletor de flambagem global elástica
M_l	- Memento fletor de flambagem local elástica
M_{Rdist}	- Momento fletor resistente, associado à flambagem distorcional
M_{Re}	- Momento fletor resistente, associado à flambagem global
M_{Rl}	- Momento fletor resistente, associado à flambagem local
M_{Rk}	- Momento fletor resistente de cálculo
M_{Rd}	- Momento fletor resistente de projeto
N_e	- Força axial de flambagem global elástica
N_l	- Força axial de flambagem local elástica
N_{dist}	- Força axial de flambagem distorcional elástica
$N_{c,Re}$	- Força de compressão axial resistente, associado à flambagem global
$N_{c,Rl}$	- Força de compressão axial resistente, associado à flambagem Local
$N_{c,Rdist}$	- Força de compressão axial resistente, associado à flambagem distorcional
$N_{c,Rk}$	- Força de compressão axial resistente de cálculo
$N_{c,Rd}$	- Força de compressão axial resistente de projeto
W	- Módulo de resistência elástico da seção bruta em relação à fibra extrema que atinge o escoamento

Letras Romanas Minúsculas

d	- Diâmetro do membro conector
d_f	- Distância entre elementos conectores
f_y	- Resistência ao escoamento do aço
h	- Distância entre as faces do perfil
k_x	- Rigidez lateral translacional
k_{xl}	- Rigidez local translacional
k_{xd}	- Rigidez translacional de diafragma
k_y	- Rigidez translacional fora do plano da parede
k_ϕ	- Rigidez rotacional
$k_{\phi c}$	- Rigidez rotacional causada pelos elementos de ligação
$k_{\phi w}$	- Rigidez rotacional causada pelo revestimento
t	- Espessura da mesa do perfil - Espessura do perfil LSF
t_{board}	- Espessura da placa de revestimento
w_{if}	- Largura de influência do revestimento

Letras Gregas Minúsculas

γ	- Largura de influência do revestimento
λ_l	- Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local
λ_{dist}	- Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional
λ_0	- Índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

LSF	- Light Steel Frame
CBCA	- Centro brasileiro da Construção em Aço
AISI	- American Iron and Steel Institute (Instituto Americano do Ferro e Aço)
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	- Norma técnica Brasileira
OSB	- Oriented Strand Board (Painel de Fibras de Madeira Orientadas)
MLE	- Método da Largura Efetiva
MSE	- Método da Seção Efetiva
MRD	- Método da Resistência Direta
ANSI	- American National Standards Institute
MEF	- Método dos Elementos Finitos
MFF	- Método das Faixas Finitas
CUFSM	-“Constrained and Unconstrained Finite Strip Method”, software de análise de estabilidade elástica
Ue	- U enrijecido, seção transversal de perfis formados a frio
ELU	- Estado Limite Último
ELS	- Estado Limite de Serviço

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO	13
1.1. O LIGHT STEEL FRAME	13
1.2. JUSTIFICATIVA	14
1.3. OBJETIVOS	16
1.3.1. Objetivos Específicos	16
1.4. METODOLOGIA	16
CAPÍTULO 2. ELEMENTOS VERTICAIS DO LIGHT STEEL FRAME	17
2.1. PAINÉIS ESTRUTURAIS	17
2.2. FECHAMENTO VERTICAL	18
2.3. ELEMENTOS DE ESTABILIZAÇÃO DOS PAINÉIS	19
2.4. ELEMENTOS DE CONEXÃO	21
CAPÍTULO 3. NORMAS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS LIGHT STEEL FRAME	23
3.1. NORMAS BRASILEIRAS	23
3.1.1. Método da Resistência Direta (MRD)	25
3.2. NORMAS AMERICANAS	28
3.3. REFERÊNCIAS NÃO NORMATIVAS	29
CAPÍTULO 4. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE REVESTIMENTO SOBRE A CAPACIDADE RESISTENTE DE MONTANTES	30
4.1. RIGIDEZ DAS MOLAS	34
4.1.1. Rigidez lateral translacional (k_x)	34
4.1.2. Rigidez translacional fora do plano da parede (k_y)	35
4.1.3. Rigidez rotacional (k_ϕ)	36
4.2. CARGAS DE FLAMBAGEM ELÁSTICAS	36
4.3. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO	37
4.3.1. Características dos painéis	38
4.3.2. Características do revestimento	39
4.3.3. Rigidez das molas	39

4.3.4. Cargas de flambagem elásticas	39
4.3.5. Capacidade resistente dos montantes	43
4.3.5. Análise dos resultados	43
CAPÍTULO 5. ANÁLISE DE PROJETO DE UMA EDIFICAÇÃO EXISTENTE	45
5.1. ESTRUTURA DA EDIFICAÇÃO	45
5.2. CARGAS SOLICITANDO A EDIFICAÇÃO	47
5.2.1. Peso próprio da edificação	47
5.2.2. Cargas de vento na edificação	47
5.2.3. Combinações de cargas	50
5.3. ELEMENTOS LIMITANTES DA ESTRUTURA	50
5.3.1. Montantes	51
5.3.2. Contraventamento	52
5.3.3. Treliças	54
5.3.4. Terças	55
CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	57
6.1. CONCLUSÕES	57
6.2. TRABALHOS FUTUROS	59
REFERÊNCIAS	60

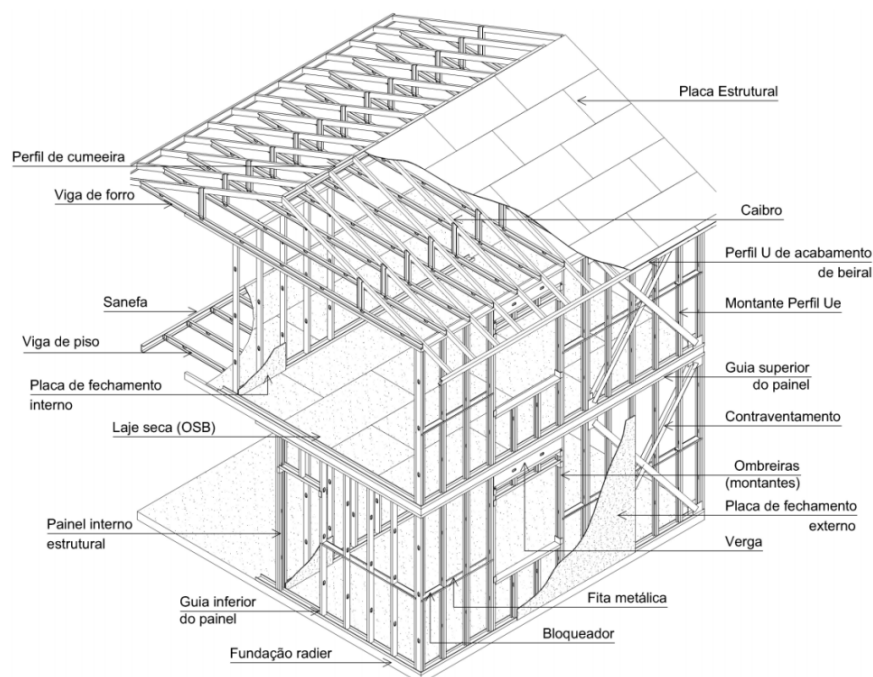
CAPÍTULO 1. INTRODUÇÃO

1.1. O LIGHT STEEL FRAME

Light steel frame (LSF) é o nome dado ao sistema construtivo composto por perfis leves de aço galvanizado formado a frio. Em português, Light steel frame pode ser traduzido como “estruturas de aço leve”, o que confere a principal característica desse sistema. O sistema LSF é de concepção racional com produção industrializada, o que o faz ser altamente preciso, ágil e eficiente (CBCA, 2016).

O sistema LSF se baseia na ideia da estrutura como um esqueleto metálico composto de um grande número de elementos menores e conectados que resistem às cargas. Os componentes deste sistema podem ser vistos na figura 1. As cargas solicitantes da edificação estão distribuídas uniformemente nos montantes, de forma que estes transmitem as cargas verticais, formando o que é conhecido como uma estrutura alinhada (in-line framing). Dessa forma, a capacidade resistente da estrutura está diretamente relacionada à capacidade resistente dos elementos de forma individual, facilitando a análise e dimensionamento da edificação (CBCA, 2016).

Figura 1 - Desenho representativo de uma construção em LSF



(Fonte: CBCA, 2012)

Uma característica do LSF é a sua composição em subsistemas além da estrutura de aço. Instalações hidráulicas e elétricas, bem como sistemas de isolamento térmico, acústico e de proteção contra o fogo podem ser instalados de forma independente do sistema estrutural. Isso acontece pois um diferencial do LSF é a sua predisposição a se adequar à métodos de construção à seco, como métodos que possuem similaridades com o dry wall. Algumas vantagens do sistema LSF são agilidade e precisão da execução, redução no peso das estruturas, menor geração de resíduos e desperdício de materiais, maior durabilidade e garantia de qualidade dado a natureza industrializada do processo (CBCA, 2012).

O sistema LSF foi idealizado nos Estados Unidos em 1933 como uma alternativa ao “wood framing” (estruturas de madeira). O uso das estruturas LSF se popularizou ao final da segunda guerra mundial devido ao grande crescimento econômico e a necessidade de prover moradia aos soldados que retornavam ao país. Nesta mesma época, o sistema começou a ser aplicado no Japão devido à necessidade de reconstruir o que foi destruído durante a guerra. Este sistema foi favorecido pelo governo Japonês por evitar o uso de recursos florestais e por ser menos vulnerável a incêndios do que as construções em madeira (CBCA, 2012).

Atualmente, o sistema LSF é comum em países onde a construção civil se demonstra altamente industrializada. No Brasil, onde os métodos construtivos artesanais são predominantes, o LSF ainda se apresenta como inovador. Segundo Cichinelli (2017), o LSF só começou a ser utilizado no Brasil no final da década de 90. Na mesma época, estima-se que o LSF já representava cerca de 25% de todas as residências construídas nos Estados Unidos.

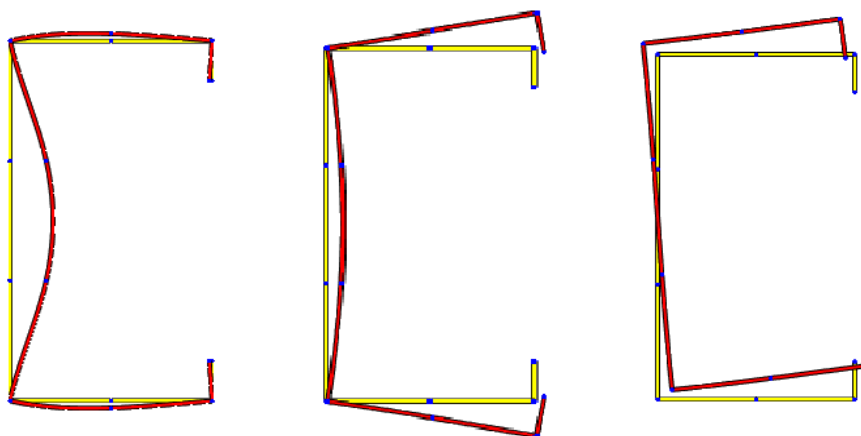
1.2. JUSTIFICATIVA

Os perfis formados a frio utilizados na construção em LSF são considerados esbeltos tanto global quanto localmente. Assim, o fator limitante na capacidade resistente à compressão de estruturas em LSF pode ser determinado pela instabilidade dos perfis. Isso acontece pois a resistência ao escoamento dos materiais utilizados costuma ser alta o suficiente para que a falha do perfil se dê em regime elástico.

Os modos de instabilidade são determinados analiticamente a partir de fenômenos de flambagem e podem ser classificados como local, distorcional e global conforme apresentado na figura 2. Conforme descrito por Mezzomo (2012), a flambagem local é caracterizada pela deformação das seções planas do perfil sem sofrer alteração nas interseções entre elas. A flambagem distorcional acontece quando a interseção entre os elementos da seção transversal

sofre alteração alterando a geometria original da seção. O modo de flambagem global por flexo-torção descreve a situação em que a geometria do perfil é mantida, mas ocorre a translação e rotação da geometria em relação à sua posição original. Outra forma de flambagem global é por torção, que aparece em comprimentos maiores do que os típicos de flexo-torção e não está ilustrada.

Figura 2 - Modos de flambagem do perfil formado a frio. Apresentado da esquerda para a direita: local, distorcional, global por flexo-torção.



(Fonte: elaborado pelo autor)

Uma forma de aumentar a capacidade resistente de um painel LSF é através de elementos de travamento que impedem a ocorrência dos fenômenos de flambagem global. Conforme descrito no manual do CBCA (2016), essa ação é comumente realizada através da utilização de perfis e fitas de aço em posição perpendicular aos montantes reduzindo o comprimento efetivo de flambagem global por torção e em torno do eixo de menor inércia.

Nas faces dos painéis, são utilizadas placas de revestimento parafusadas na mesa dos perfis como forma de fechamento da estrutura. Essas placas possuem rigidez e poderiam servir como elemento de travamento dos painéis. Além disso, os perfis U enrijecidos, muito utilizados como montantes de painéis, podem ter a capacidade resistente limitada por instabilidade distorcional. Como este modo de flambagem é caracterizado pela alteração da seção transversal do perfil, pode-se entender que estaria sob forte influência da ligação das mesas com os painéis. Da mesma forma, os modos locais podem ter um efeito benéfico provocado por essas ligações.

A norma Brasileira ABNT NBR 14762:2010 não considera nenhum tipo de influência do revestimento sobre a capacidade resistente dos elementos estruturais. Além disso, também não existem referências na literatura em língua Portuguesa que ofereçam embasamento

teórico ou prático nesse tema. Não obstante, pesquisas recentes em outros países têm demonstrado resultados interessantes a respeito da prática, conforme comentado na própria Norma Americana ANSI AISI S100-16. Os referidos trabalhos demonstraram os efeitos benéficos dos painéis de fechamento sobre a capacidade resistente de sistemas LSF. Assim, justifica-se um estudo mais abrangente, voltado para exemplificações no contexto de materiais e das normas brasileiras, sobre o real potencial de tais considerações, bem como as preocupações inerentes aos procedimentos.

1.3. OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo estudar o impacto da consideração da resistência oferecida pelos painéis de fechamento sobre a capacidade de montantes LSF conforme sugestões de trabalhos de pesquisa recentes citados pela norma americana NAS AISI S100:2020.

1.3.1. Objetivos Específicos

Este trabalho busca determinar o benefício do método de dimensionamento estudado sobre a construção light steel frame. O benefício deste pode ser medido em função do acréscimo à capacidade resistente dos montantes ou da redução nos custos da edificação pela otimização da quantidade de aço utilizada. O trabalho também busca avaliar a aplicação do método em um projeto existente fornecido por uma empresa da área, bem como atender as necessidades reais da mesma, associadas a custos e desempenho dos elementos do projeto. A integração do trabalho com a empresa se dá através do projeto de extensão conecta UFRGS.

1.4. METODOLOGIA

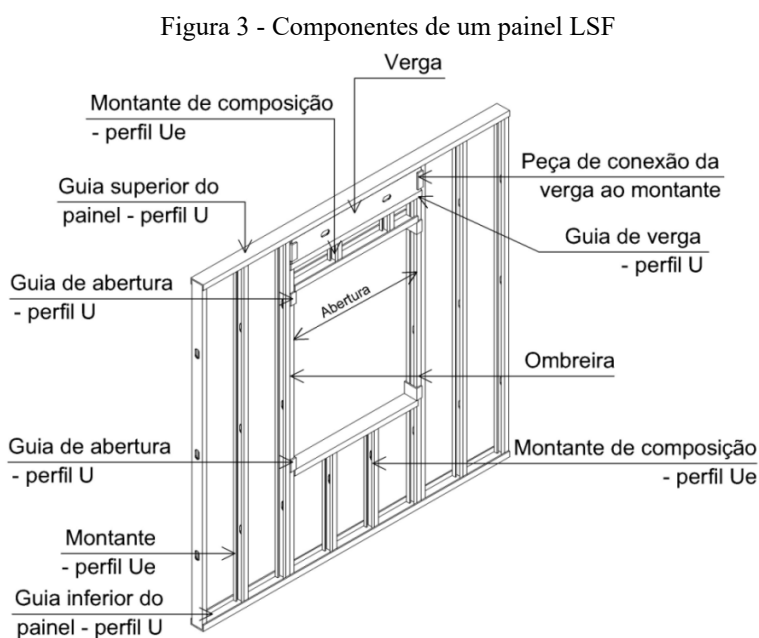
A avaliação da eficácia dos métodos de cálculo é feita através do dimensionamento de montantes genéricos com diferentes configurações de montante e revestimento, comparando o método estudado e o tradicional. A modelagem e análise estrutural do projeto de uma edificação existente é utilizada para avaliar as possibilidades de aplicação do método de cálculo proposto em uma situação real. Adicionalmente, são avaliadas as cargas solicitantes e os elementos estruturais do projeto, analisando os pontos críticos associados ao dimensionamento e possíveis benefícios para a edificação.

CAPÍTULO 2. ELEMENTOS VERTICAIS DO LIGHT STEEL FRAME

O LSF consiste de estruturas alinhadas com o objetivo de transmitir diretamente as cargas até a fundação da edificação. Assim, se faz relevante observar os sistemas verticais que compõem a edificação. Entre estes sistemas, se destacam os painéis estruturais responsáveis por resistir às principais cargas de projeto, bem como os seus elementos de estabilização, o revestimento responsável pelo fechamento vertical da estrutura e os elementos conectores que os unem.

2.1. PAINÉIS ESTRUTURAIS

O sistema LSF utiliza painéis estruturais ou auto-portantes, que são responsáveis por suportar as cargas da edificação, que incluem as ações permanentes, sobrecargas de uso e ocupação, ventos, e quaisquer outros. Uma característica do LSF é que estes painéis são compostos, entre outros, por perfis chamados montantes (figura 3). As cargas da edificação são distribuídas entre os diversos montantes que formam o painel. Estas cargas são muito reduzidas devido ao grande número de elementos estruturais, permitindo o uso de perfis menores e com espessuras menores (entre 0,8 e 3 mm). Outra consequência disso é a grande redução no peso próprio da estrutura, permitindo uma construção mais eficiente e com menor uso de materiais.



(Fonte: CBCA, 2012)

Os montantes da estrutura normalmente são posicionados a cada 400 mm ou 600 mm de distância, formando as paredes da edificação. Estes montantes são fixados nas extremidades superior e inferior por guias, formando o quadro estrutural do painel. As seções mais comumente utilizadas no LSF são do tipo U enrijecido (Ue) em montantes e vigas, e do tipo U como guias dos painéis como apresentado na figura 3. Os perfis são estruturais e utilizam aço zincado de alta resistência (ZAR), ou seja, revestido com uma fina camada de zinco que protege o aço carbono do efeito da corrosão, e possuem resistência ao escoamento (f_y) igual ou maior que 230 MPa.

2.2. FECHAMENTO VERTICAL

O fechamento vertical em estruturas LSF é o conjunto de elementos não estruturais que complementam os painéis autoportantes de aço na vedação da edificação. A prática mais comum e simples de fechamento vertical em estruturas LSF é a fixação de painéis leves nas mesas dos perfis. Este, no entanto, deve ser compatível com os sistemas complementares como isolamento térmico e acústico e instalações hidráulicas e elétricas. Conforme relata Santiago (2008), no Brasil os 3 materiais comumente utilizados no fechamento vertical de estruturas LSF são placas OSB (*Oriented Strand Board*), placas de gesso e placas cimentícias.

Segundo Crasto (2005), o fechamento empregado deve possibilitar o uso de sistemas racionalizados, promovendo uma construção mais industrializada, e respeitar os princípios da construção à seco, evitando o uso de argamassas e similares. Isso se deve à grande afinidade do LSF em comportar métodos industrializados. Um exemplo são as distâncias entre montantes que são padronizadas em 40 cm ou 60 cm que complementam as placas de OSB, que são produzidas com dimensões padrão de 240x120cm. Ambos os lados destas placas são múltiplos das duas distâncias padrão entre montantes, facilitando o projeto, a montagem e reduzindo a necessidade de cortes e desperdícios durante a obra.

Placas de OSB, segundo Santiago (2008), constituídas por tiras de madeiras, que são unidas de forma orientada utilizando resina e altas temperaturas, e são comumente utilizadas em construções LSF. O OSB pode ser utilizado tanto em faces internas quanto externas, sendo necessário, em uso externo, a devida aplicação de um sistema capaz de manter a sua estanqueidade como por exemplo uma manta de polietileno de alta densidade. Crasto (2005) aponta que o OSB possui boas características físicas como resistência mecânica, resistência a impactos e estabilidade, razões que o também tornam uma possibilidade para uso estrutural. Ainda, o OSB é descrito como um material de alta durabilidade e extremamente versátil,

sendo tratado contra insetos e podendo ser facilmente adaptado às mais diversas necessidades de um empreendimento.

Placas cimentícias são chapas delgadas compostas por cimento portland com adição de fibras e agregados. Santiago (2008) afirma que estas são resistentes à passagem de água e permitem a passagem de vapor, dispensando o uso de uma manta impermeabilizante e podendo ser usada em ambientes internos e externos. No entanto, o autor recomenda o uso de uma manta de polietileno entre os perfis LSF e as placas cimentícias, especialmente em juntas aparentes acabadas com perfis, para garantir a estanqueidade da edificação. O autor chama a atenção para a ocorrência de fissuras nas placas, sendo a patologia mais comum no material, sendo necessário dimensionar as juntas das placas com base nas variações dimensionais causadas pela mudança de temperatura e umidade.

Placas de gesso são utilizadas no sistema LSF como revestimento de faces internas e como fechamento vertical não estrutural, não sendo apropriado para uso externo. Crasto (2005) aponta que placas de gesso não possuem capacidade estrutural, sendo consideradas um sistema de vedação leve com peso próprio menor que as alternativas. As placas são compostas de gesso com aditivos que garantem características vantajosas para o empreendimento.

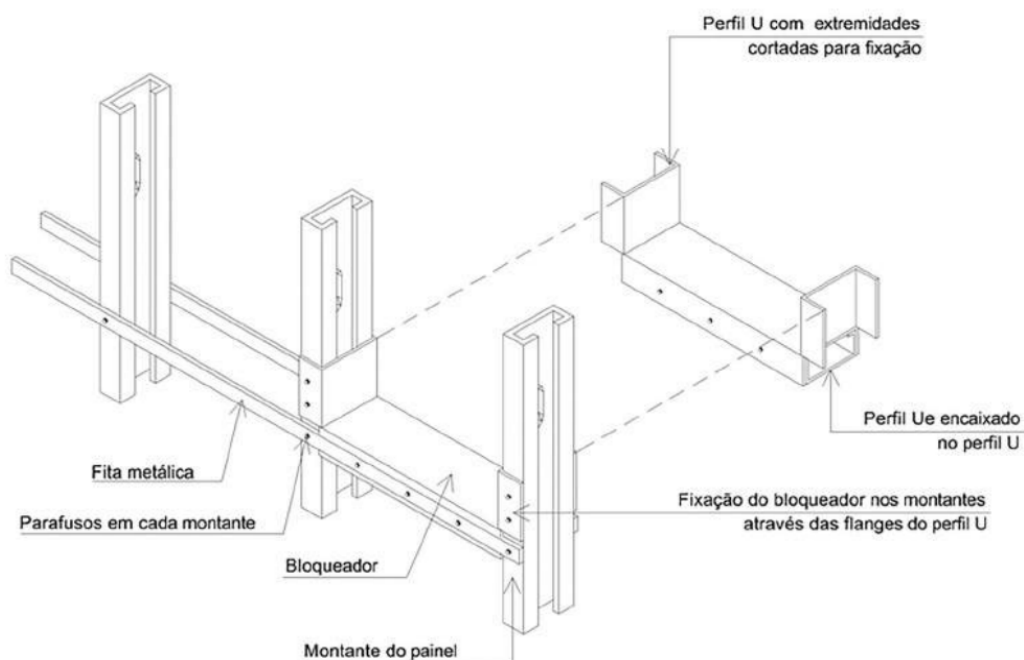
2.3. ELEMENTOS DE ESTABILIZAÇÃO DOS PAINÉIS

Os montantes, que compõem os painéis do LSF, não são capazes de garantir a estabilidade da estrutura por conta própria. As guias superior e inferior, mostradas na figura 3, auxiliam neste papel, mas outros elementos também interagem com o painel de forma a garantir a estabilidade do conjunto. Estes demais elementos se tornam indispensáveis quando são consideradas as cargas horizontais que atuam sobre a estrutura, como por exemplo a carga de vento. A estabilização estrutural dos painéis é tradicionalmente feita de duas formas, através de elementos de travamento, chamados bloqueadores, que tem como principal função reduzir o comprimento de flambagem e elementos de contraventamento que ajudam a estrutura a resistir às cargas laterais.

Bloqueadores são perfis de aço fixados perpendicularmente aos montantes, são utilizados em conjunto com fitas de aço galvanizado fixadas nas mesas dos montante em ambos os lados. Conforme mostrado na figura 4, os bloqueadores são posicionados entre os montantes das extremidades e resistem aos esforços de compressão e as fitas são posicionadas na largura total do painel resistindo à tração. O conjunto destes dois elementos restringe a flambagem global por flexo-torção e por flexão em torno do eixo de menor inércia,

aumentando a estabilidade e a capacidade resistente do painel. O manual de LSF do CBCA (2016) recomenda o uso de um bloqueador no ponto médio para montantes de comprimento de até 250 cm e dois perfis nos terços em montantes de comprimento superior.

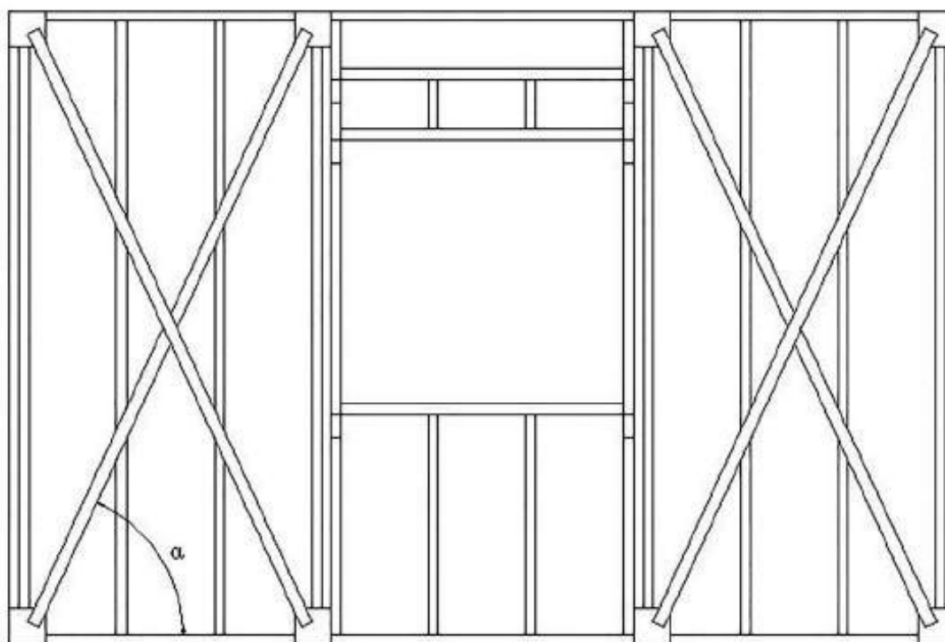
Figura 4 - Imagem demonstrativa de um bloqueador de aço entre montantes



(Fonte: CBCA, 2012)

O contraventamento nos painéis LSF é indispensável para garantir a estabilidade global da estrutura. Estes elementos são responsáveis por resistir às cargas horizontais e também são a principal forma de transferência destas cargas para a fundação. Conforme apresentado no manual LSF do CBCA (2016), as formas mais comuns de contraventamento são através de fitas de aço galvanizado dispostas em diagonal nos painéis (figura 5) e através do uso de perfis formados a frio também em diagonal, ligando dois montantes e criando um elemento treliçado. O uso de fitas busca garantir a resistência à tração, enquanto o uso de perfis também resiste aos esforços de compressão. O uso destes elementos deve ser feito considerando o caminho de transmissão das cargas e deve ser dimensionado considerando a solicitação global da estrutura e a presença de outros elementos de contravento da estrutura. Para o uso destes métodos, recomenda-se que a inclinação dos mesmos seja entre 30° e 60° pois ângulos fora deste intervalo não evitam deformações na estrutura de forma eficiente.

Figura 5 - Painel LSF travado por fitas de aço



(Fonte: CBCA, 2012)

Outros elementos também podem colaborar com o contraventamento da estrutura, como pisos, lajes e painéis de fechamento vertical da estrutura. Se os painéis de fechamento vertical forem estruturais, podem agir com o efeito de um diafragma rígido resistindo esforços e transmitindo cargas laterais para a fundação como um elemento convencional. Estudos sobre este comportamento estão sendo realizados, como por exemplo o trabalho de Vitor (2012) que busca modelar este como uma diagonal equivalente nos painéis fornecendo estabilidade referente ao material de revestimento. No entanto, ainda não existe uma base científica sólida para este processo ou uma forma estabelecida de modelar os efeitos do mesmo. O manual de engenharia do CBCA (2016) recomenda que em casos onde se busque considerar estes efeitos, seja feito com a devida participação do fabricante ou instituição de pesquisa para obter os dados necessários.

2.4. ELEMENTOS DE CONEXÃO

A estrutura LSF conta com um grande número de elementos, estruturais ou não, que individualmente cumprem a sua função na formação da edificação. Para que estes diversos elementos possam trabalhar em conjunto, é necessário projetar a interface de conexão entre eles. Os elementos de conexão entre membros LSF possibilitam a transmissão de esforços solicitantes da estrutura para garantir a estabilidade global da mesma. A interface de conexão

deve resistir aos diversos modos de falha sem apresentar excessivas deformações ou qualquer tipo de falha. O dimensionamento das conexões deve prever os diversos modos de falha do próprio conector, como falhas por cisalhamento e por tração através de arrancamento ou rasgamento, bem como das estruturas as quais este conector está fixado, especialmente em casos de barras sujeitas a tração.

A escolha do método de ligação deve buscar se adequar às características da edificação, Crasto (2005) afirma que o sistema de ligações mais utilizado são parafusos auto-atarrachantes e auto-perfurantes devido a sua fácil execução, grande disponibilidade no mercado e a alta confiabilidade do sistema. Estes parafusos são formados por aço-carbono de alta resistência e cobertos por um revestimento de zinco eletrolítico para evitar corrosões e melhor se adaptar aos demais elementos da estrutura.

A interface de conexão entre os painéis de revestimento e os montantes da estrutura é normalmente realizada por parafusos e pode ser importante para garantir a estabilidade global da estrutura. Este sistema pode ser altamente influenciado pela execução das conexões, especialmente pelo material e diâmetro do parafuso e a distância entre eles. As placas de revestimento são fixadas na mesa do perfil, buscando estabilidade. A distância entre os parafusos pode variar, mas é recomendada uma distância máxima de 15 cm nas bordas das placas e 30 cm no meio.

CAPÍTULO 3. NORMAS PARA DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS LIGHT STEEL FRAME

3.1. NORMAS BRASILEIRAS

As normas comumente utilizadas para projetos e execução de estruturas de aço, bem como adotadas na elaboração deste trabalho estão listadas abaixo:

ABNT NBR 6120:2019 Ações para o cálculo de estruturas de edificações

ABNT NBR 6123:1988 Forças devidas ao vento em edificações

ABNT NBR 6355:2012 Perfis estruturais de aço formados a frio — Padronização

ABNT NBR 8681:2003 Ações e segurança nas estruturas - Procedimento

ABNT NBR 8800:2008 Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios

ABNT NBR 14762:2010 Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio

ABNT NBR 15253: 2014 – Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados em edificações – Requisitos gerais

A norma brasileira para o dimensionamento de perfis formados a frio utilizados na composição de sistemas em LSF (ABNT NBR 14762:2010) aplica-se, em geral, para os perfis de aço de forma isolada, isto é, verificações de montantes, vigas, contraventamentos, etc. Para determinar a capacidade resistente dos elementos que compõem a estrutura, a norma contempla 3 métodos de cálculo que podem ser utilizados. Estes métodos são o Método das Larguras Efetivas, Método das Seções Efetivas e o Método da Resistência Direta.

Método das Larguras Efetivas (MLE) é um método aproximado, proposto por von Karman em 1932 e modificado por Winter em 1968. Conforme Grigoletti (2008), o MLE consiste em considerar, de forma simplificada, uma largura reduzida (fictícia) dos elementos que compõem a seção transversal submetidos à compressão. Para isso, cada seção do elemento é analisada individualmente levando em conta as suas próprias características e condições de vizinhança. A largura efetiva calculada é utilizada para determinar as propriedades geométricas efetivas da seção.

Método da Resistência Direta (MRD) é um método de dimensionamento que foi criado no início dos anos 2000, sendo introduzida nas normas americanas em 2007 e nas normas brasileiras em 2010. Schafer (2008) descreve o fundamento do MRD como a precisa

estabilidade elástica dos membros, afirmando que uma vez determinadas todas as instabilidades da seção bruta pode-se calcular diretamente a resistência da mesma. Uma vantagem do MRD é evitar os inúmeros processos de cálculo necessários nos métodos mais tradicionais.

O Método das Seções Efetivas (MSE) foi desenvolvido por Batista (2010), e é utilizado apenas no Brasil. Este método é baseado no MRD e utiliza as propriedades geométricas da seção para dimensionar a seção. A grande diferenciação em relação ao MLE é o uso de um valor único para determinar a flambagem local do perfil, e não um para cada elemento (Weimer, 2017).

O MRD é utilizado para avaliar a capacidade resistente dos painéis neste trabalho. Através deste método, é possível determinar a capacidade resistente para compressão centrada e flexão simples de um determinado perfil.

Análises baseadas na aplicação do Método da Resistência Direta fazem uso de programas de computador para determinar o valor da força axial de flambagem elástica (N_l) e distorcional elástica (N_{dist}) e o momento fletor de flambagem local elástica (M_l) e de flambagem distorcional elástica (M_{dist}). Um exemplo de software utilizado é o CUFSM (Schafer, 2006), que permite a análise de estabilidade elástica de perfis formados a frio pelo Método das Faixas Finitas, e é tipicamente utilizado em todo o mundo no contexto do MRD.

O método das faixas finitas (MFF) é uma ferramenta numérica originada a partir de uma versão modificada do método dos elementos finitos (MEF). O MFF analisa o elemento separado em faixas que se estendem ao longo do comprimento da seção. O MFF é vantajoso em relação ao MEF devido à sua menor exigência de recursos computacionais, isso pois o elemento apresenta um grau de liberdade menor quando discretizado em faixas. Uma restrição deste método é a necessidade de o elemento ter uma seção constante ao longo do seu comprimento, o que não se apresenta como um problema visto que esta é uma característica padrão dos perfis formados a frio utilizados no LSF.

De acordo com o anexo C da norma brasileira ABNT NBR 14762:2010, o procedimento de cálculo utilizado no dimensionamento se dá conforme apresentado a seguir. O momento fletor de flambagem global elástico (M_e) e a força axial de flambagem global elástica (N_e) são determinados de acordo com os métodos prescritos, respectivamente, nos capítulos 9.8.2.2 e 9.7.2 da norma, podendo ser de forma analítica (especificamente para os modos globais, a partir das conhecidas expressões de flambagem) ou de forma numérica, a partir de métodos como o MFF.

3.1.1. Método da Resistência Direta (MRD)

O valor característico da capacidade resistente à compressão simples é o menor valor entre os resultados de resistência referentes à flambagem local, global e distorcional. A força axial de compressão resistente de cálculo é dada pelo valor característico dividido pelo fator $\gamma = 1,20$.

Flambagem global da barra por flexão, torção ou flexo-torção

$$N_{c,Re} = \left(0,658\lambda_0^2\right) Af_y \quad \text{para } \lambda_0 \leq 1,5 \quad (1)$$

$$N_{c,Re} = \left(\frac{0,877}{\lambda_0^2}\right) Af_y \quad \text{para } \lambda_0 > 1,5 \quad (2)$$

Onde:

$$\lambda_0 = \left(\frac{Af_y}{N_e}\right)^{0,5} \quad (3)$$

Sendo $N_{c,Re}$ a força de compressão axial resistente referente à flambagem global, A a área bruta da seção transversal da barra, f_y a resistência ao escoamento do aço, λ_0 o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem global e N_e a força axial de flambagem global elástica.

Flambagem local

$$N_{c,RI} = N_{c,Re} \quad \text{para } \lambda_l \leq 0,776 \quad (4)$$

$$N_{c,RI} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}}\right) \frac{N_{c,Re}}{\lambda_l^{0,8}} \quad \text{para } \lambda_l > 0,776 \quad (5)$$

Onde:

$$\lambda_l = \left(\frac{N_{c,Re}}{N_l} \right)^{0,5} \quad (6)$$

Sendo $N_{c,Re}$ a força de compressão axial resistente referente à flambagem local, λ_l o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem local e N_l a força axial de flambagem local elástica.

Flambagem distorcional

$$N_{c,Rdist} = Af_y \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,561 \quad (7)$$

$$N_{c,Rdist} = \left(1 - \frac{0,25}{\lambda_{dist}^{1,2}} \right) \frac{Af_y}{\lambda_{dist}^{1,2}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0,561 \quad (8)$$

Onde:

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{Af_y}{N_{dist}} \right)^{0,5} \quad (9)$$

Sendo $N_{c,Rdist}$ a força de compressão axial resistente referente à flambagem distorcional, A a área bruta da seção transversal da barra, f_y a resistência ao escoamento do aço, λ_{dist} o índice de esbeltez reduzido associado à flambagem distorcional e N_{dist} a força axial de flambagem distorcional elástica.

Para dimensionar as barras submetidas à flexão simples, são calculados os momentos resistentes para flambagem lateral com torção, flambagem local e flambagem distorcional. O momento resistente equivale ao menor valor encontrado dividido pelo fator $\gamma = 1,10$.

Flambagem lateral com torção

$$M_{Re} = Wf_y \quad \text{para } \lambda_0 \leq 0,6 \quad (10)$$

$$M_{Re} = 1,11(1 - 0,278\lambda_0^2) Wf_y \quad \text{para } 0,6 > \lambda_0 < 1,336 \quad (11)$$

$$M_{Re} = \frac{Wf_y}{\lambda_0^2} \quad \text{para } \lambda_0 \geq 1,336 \quad (12)$$

Onde:

$$\lambda_0 = \left(\frac{Wf_y}{M_e} \right)^{0,5} \quad (13)$$

Flambagem local

$$M_{Rl} = M_{Re} \quad \text{para } \lambda_l \leq 0,776 \quad (14)$$

$$M_{Rl} = \left(1 - \frac{0,15}{\lambda_l^{0,8}} \right) \frac{M_{Re}}{\lambda_l^{0,8}} \quad \text{para } \lambda_l > 0,776 \quad (15)$$

Onde:

$$\lambda_l = \left(\frac{M_{Re}}{M_l} \right)^{0,5} \quad (16)$$

Flambagem distorcional

$$M_{Rdist} = Wf_y \quad \text{para } \lambda_{dist} \leq 0,673 \quad (17)$$

$$M_{Rdist} = \left(1 - \frac{0,22}{\lambda_{dist}} \right) \frac{Wf_y}{\lambda_{dist}} \quad \text{para } \lambda_{dist} > 0,673 \quad (18)$$

Onde:

$$\lambda_{dist} = \left(\frac{Wf_y}{M_{dist}} \right)^{0,5} \quad (19)$$

3.2. NORMAS AMERICANAS

A instituição que especifica as práticas para construções LSF nos Estados Unidos é o Instituto Americano do Ferro e Aço (American Iron and Steel Institute - AISI). Dentro das publicações desta entidade, a norma AISI S100:2020 - *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members* contém as especificações de design e métodos de dimensionamento referentes à estruturas LSF. Similarmente à norma brasileira, a AISI indica o dimensionamento de perfis formados a frio através do Método das Larguras Efetivas (MLE) e do Método da Resistência Direta (MRD).

A norma AISI S240:2020 - *North American Standard for Cold-Formed Steel Structural Framing* apresenta uma filosofia de dimensionamento chamada *All-Steel* (“todo em aço” em português), que considera somente o efeito das estruturas de aço na capacidade resistente da edificação, de forma similar aos métodos empregados no Brasil. Adicionalmente, a norma contém uma alternativa que considera os efeitos das placas de revestimento, chamado *Sheathing braced design* (em português “dimensionamento reforçado por revestimento”).

O dimensionamento reforçado por revestimento mencionado pela AISI S240:2020 é uma forma de se projetar os painéis da edificação considerando o revestimento como um elemento estrutural, ele deve ser capaz de distribuir cargas e prover estabilidade adicional para a estrutura. Para a aplicação deste método deve-se considerar os efeitos do revestimento menos resistente aplicado no painel. Além disso, a estrutura deve ser capaz de suportar os esforços permanentes e decorrentes da sua construção sem a influência do revestimento. Isso é necessário devido ao período de tempo em que a estrutura passa sem revestimento durante a construção ou em caso de remoção do revestimento.

A Norma AISI S100:2020 cita, ainda, que a consideração da contribuição do revestimento na capacidade resistente, especialmente sobre o modo distorcional dos perfis dos montantes dos painéis, têm potencial. É descrito como o meio mais comum de se considerar este efeito a consideração da ligação entre o perfil e o revestimento como uma mola. A norma cita os esforços de certos autores em transformar este fenômeno de forma a melhor representar o comportamento real (Vieira e Schafer, 2013; Peterman e Schafer, 2014; e Schafer, 2013) e menciona que estes provavelmente serão incorporados como texto normativo em breve.

3.3. REFERÊNCIAS NÃO NORMATIVAS

O Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) é uma instituição não comercial que foi criada em 2002 com o objetivo de promover e ampliar a participação da construção em aço no mercado nacional. Uma das formas com que isso é feito é através da publicação de manuais referentes aos diversos aspectos do sistema LSF como os manuais de engenharia (CBCA 2016) e de arquitetura (CBCA 2012).

Os manuais criados pelo CBCA descrevem em detalhes o método construtivo, apresentam instruções de design e demonstram os cálculos de dimensionamento segundo a NBR 14762 e dados e estatísticas referentes ao mercado nacional e internacional. Além disso, estes manuais fazem referência ao uso de painéis de revestimento como elementos de travamento da estrutura e foram utilizados como referência na elaboração deste trabalho.

CAPÍTULO 4. INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE REVESTIMENTO SOBRE A CAPACIDADE RESISTENTE DE MONTANTES

Os primeiros estudos formais sobre o efeito da capacidade resistente gerada pelos revestimentos em estruturas de aço formado a frio foram realizados por Green e Winter em 1947 na Universidade de Cornell. Essa ideia foi incorporada na norma AISI em 1962, onde continuou a ser estudado nas décadas seguintes. No entanto, conforme afirma Vieira (2011), estes trabalhos possuem muitas limitações, como somente se aplicar para painéis com revestimentos iguais dos dois lados. Outro problema apontado pelo autor é a inclusão de suposições arbitrárias no método como igualar o comprimento de flambagem a duas vezes o espaçamento entre conectores.

O trabalho de Vieira (2011) avaliou experimentalmente a capacidade resistente à compressão centrada de montantes LSF. Os experimentos foram realizados em colunas individuais e em painéis compostos de 5 montantes. Os testes incluíram montantes não revestidos e montantes com revestimentos formados por placas de OSB, gesso e uma combinação dos dois. Foram realizados testes de compressão em 26 montantes individuais, isolando características como comprimento, condições de contorno e as diferentes combinações de revestimento, e medindo as deformações com 5 sensores distribuídos ao longo do comprimento. Além disso, Vieira (2011) também testou 12 painéis de parede sob compressão axial utilizando as diferentes combinações de revestimentos. Os painéis foram compostos de 5 montantes igualmente espaçados, utilizando os mesmos materiais e métodos empregados nos testes de montantes individuais.

Os experimentos em montantes individuais mostraram que enquanto os montantes sem revestimento tendem a apresentar falhas globais por flexão e flexo-torção quando seus comprimentos aumentam, todos os montantes revestidos dos dois lados apresentaram falha por flambagem local em todos os comprimentos. Também foi observado que os montantes não revestidos apresentaram o menor valor de capacidade resistente enquanto o revestido com OSB nos dois lados apresentou o maior valor, com a maior diferença entre montantes com revestimentos nos dois lados sendo 12%. Os resultados encontrados apontam ao fato de que a capacidade resistente e o modo do estado limite são influenciados pelo revestimento. Vieira (2011) ressalta a importância de se considerar a forma com que a carga é aplicada sobre a estrutura, apontando que quando ela é aplicada somente ao montante, a capacidade resistente encontrada pode ser até 20% maior do que quando aplicada sobre o conjunto

montante-revestimento. Isso acontece em função da ação composta do montante com o revestimento, no entanto, não deve ser considerado pois a ação composta não é garantida no sistema.

Os testes realizados em painéis apresentaram o comportamento de capacidade resistente semelhante aos testes de montantes, onde a menor capacidade resistente foi obtida pela amostra não revestida, e a maior foi obtida pela revestida com OSB nos dois lados. A semelhança também se estendeu aos modos de falha, visto que os painéis não revestidos falharam por flexo-torção e os revestidos sofreram flambagem local. Os painéis com revestimento em apenas um lado ou nos dois lados apresentam capacidade resistente maior e apresentam um comportamento significativamente diferente em relação aos não revestidos. No entanto, ambos os painéis sem revestimento e com revestimento em apenas um lado apresentam muito mais deslocamento lateral em comparação com os painéis revestidos nos dois lados devido a falta de restrição nos modos de flambagem global. Vieira (2011) conclui em seu trabalho que o fator mais importante quando se trata dos painéis LSF com revestimento em apenas um lado é a sua falta de reserva de resistência pós-crítica, característica que leva estas estruturas à falhas súbitas. O trabalho também chama atenção ao fato de que devido a forma violenta de ruptura, a aplicação de fitas sem bloqueadores no lado sem revestimento pode não ser o suficiente para evitar este modo de falha.

Através do seu trabalho, Vieira (2011) pôde determinar que o revestimento tem um impacto significativo na capacidade resistente dos montantes, podendo chegar a ser até 91% superior nos casos com revestimentos quando comparados ao caso sem revestimento. O autor conclui que o revestimento influencia tanto a flambagem global quanto distorcional, mas não apresenta vantagens significativas no caso da flambagem local, podendo ser o fator limitante no dimensionamento para comprimento usuais. Os resultados obtidos foram sumarizados e publicados em formato de artigo (Vieira e Schafer, 2013), e citado pela norma AISI S-100.

Peterman (2012) analisou através de experimentos o efeito de revestimento sobre painéis LSF sujeitos a uma combinação de compressão axial e flexão. Foram realizados testes em 27 montantes individuais, utilizando 13 sensores para medir o comportamento do perfil. Os testes incluíram montantes não revestidos e montantes com revestimentos formados por placas de OSB, gesso e uma combinação dos dois. O carregamento foi realizado através da aplicação de uma carga axial constante e uma carga lateral pontual crescente até o ponto de falha.

Os experimentos demonstraram que o OSB é o material que fornece maior resistência aos montantes. Quando o montante foi revestido de OSB, a torção foi resistida nos dois lados

e a falha observada foi local com poucos sinais de arrancamento. O gesso se demonstrou significativamente mais fraco do que o OSB em resistir esforços. No caso de montantes revestidos de gesso, o revestimento no lado carregado sofreu arrancamento devido a torção do montante, demonstrando que o lado não carregado foi incapaz de resistir à torção sendo rasgado pelos conectores.

Os montantes com revestimentos diferentes em cada lado (OSB e gesso) permitiram observar melhor a influência da posição do revestimento nos resultados. A amostra com o material mais forte (OSB) no lado carregado e o mais fraco (gesso) no lado não carregado apresentou torção com a placa de OSB se mantendo intacta mesmo após a falha. Por outro lado, o montante com revestimento de OSB no lado não carregado e gesso no lado carregado conseguiu resistir melhor à torção apresentando falha local com sinais de arrancamento na placa de gesso mas sem dano aos conectores, demonstrando a importância do material de revestimento não carregado.

Os testes realizados em montantes revestidos apresentaram as respostas mais imprevisíveis. No cenário em que o lado não carregado foi revestido, o montante apresentou pouca resistência à torção e o revestimento apresentou sinais de arrancamento. Sobre este caso, Peterman afirmou que esta forma de carregamento diretamente sobre o montante não é realista ou generalizável. No caso onde o revestimento foi aplicado na face carregada, houve uma torção significativa, sem apresentar arrancamento do revestimento, e após o descarregamento o montante retornou à posição original, demonstrando deformação elástica. Quando não foi colocado revestimento em nenhum lado, o montante apresentou falha extrema por torção, chegando a mudar a posição do carregamento para a alma em casos extremos.

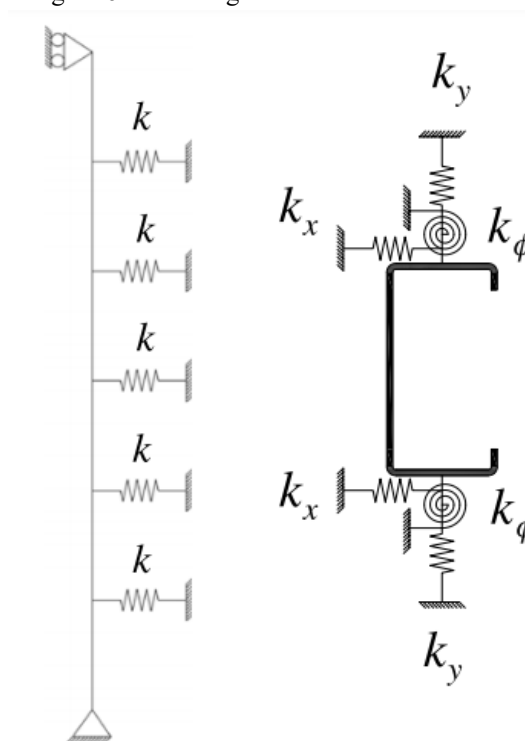
Com base em seus experimentos, Peterman (2012) concluiu que o revestimento causa um impacto benéfico e significativo para a capacidade de carga resistente e estabilidade dos montantes de aço formado a frio. Foi observado que os esforços de torção são resistidos parcialmente pelo montante e pela conexão com o revestimento, podendo levar a capacidade resistente do montante a ser limitado pela flambagem local. Os resultados obtidos foram publicados em um artigo (Peterman e Schafer, 2014) citado pela norma AISI S-100.

Em complemento, Selvaraj publicou em 2019 um trabalho buscando representar a influência de revestimentos em painéis sujeitos a flexão simples. Isso foi feito utilizando um método similar ao apresentado por Schafer (2013), buscando oferecer uma alternativa que melhor represente o fenômeno. O trabalho avaliou experimentalmente a carga resistente em painel sem revestimento e painéis com revestimento de gesso. A partir destes resultados, o autor buscou combinar a influência das diferentes molas para encontrar um método que mais

se aproximasse da realidade. Selvaraj encontrou uma combinação que obteve um índice de confiabilidade satisfatório e capacidade resistente até 61% superior em relação ao caso testado sem revestimento.

Conforme os estudos realizados pelos autores (Vieira, 2011; Peterman, 2012; e Schafer, 2013), o efeito dos revestimentos na capacidade resistente dos painéis pode ser aproximado pela aplicação de molas nos pontos referentes aos parafusos de fixação do revestimento. Neste ponto, o comportamento se aproxima de uma mola translacional no plano da parede, uma mola translacional no plano que sai da parede e uma mola rotacional conforme ilustrado na figura 6.

Figura 6 - Molas agindo sobre o montante revestido



(Fonte: Vieira e Schafer, 2013)

Em 2013, Schafer publicou um relatório de pesquisa, sendo parte do mesmo projeto que os trabalhos de Vieira (2011) e Peterman (2012). Este relatório fornece uma visão concisa do comportamento dos montantes LSF sob compressão e flexão, com foco no desenvolvimento de um método de dimensionamento. Com base nos experimentos realizados, Schafer (2013) descreveu o procedimento de cálculo para determinar o efeito do revestimento na estrutura. Segundo eles, o primeiro passo é calcular a rigidez das molas. Depois disso, encontraram as cargas de flambagem elástica, já considerando a ação das molas. Por fim,

basta determinar a capacidade resistente do painel utilizando os procedimentos normais de dimensionamento.

4.1. RIGIDEZ DAS MOLAS

O procedimento de determinação da rigidez das molas utilizado pelos autores pode ser encontrado no relatório final publicado por Schafer (2013) no AISI. Este procedimento considera três elementos de rigidez associados ao ponto de ligação do revestimento ao montante, sendo eles a rigidez lateral translacional (k_x), rigidez translacional fora do plano da parede (k_y) e Rigidez rotacional (k_ϕ) que podem ser vistos na figura 6 apresentada na seção anterior. Para os efeitos de cálculo, os autores Vieira e Schafer (2013) utilizaram modelos analíticos e também experimentais. Os modelos sugeridos pelos autores para determinação destas está abaixo:

4.1.1. Rigidez lateral translacional (k_x)

A resistência à translação lateral causada pelo efeito do revestimento ocorre no mesmo plano do painel, no ponto de fixação dos parafusos de ligamento. Este efeito é dividido em duas partes, a rigidez local translacional (k_{xl}) e a rigidez translacional de diafragma (k_{xd}).

$$k_x = 1 / (1/k_{xl} + 1/k_{xd}) \quad (20)$$

A rigidez local translacional (k_{xl}) se refere à resistência dos conectores quando rotacionados na interface revestimento-montante. Esta rigidez pode ser determinada experimentalmente ou através da seguinte equação:

$$k_{xl} = \frac{3Ed^4t^3\pi}{4t_{board}^2(9d^4\pi+16t_{board}t^3)} \quad (21)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do aço, d é o diâmetro do membro conector, t é a espessura da mesa do perfil e t_{board} é a espessura do painel de revestimento.

A rigidez translacional de diafragma (k_{xd}) ocorre quando a placa do revestimento sofre cisalhamento, gerando resistência lateral no ponto de conexão com os montantes. Essa

resistência impede a deformação do montante sobre o eixo mais fraco e pode ser calculada com seguinte a equação:

$$k_{xd} = \frac{\pi^2 G t_{board} d_f w_{ff}}{L^2} \quad (22)$$

Onde G é o módulo de cisalhamento do revestimento, d_f é a distância entre conectores, L é a altura do painel, t_{board} é a espessura do revestimento e w_{ff} é a largura de influência do revestimento.

4.1.2. Rigidez translacional fora do plano da parede (k_y)

A rigidez translacional fora do plano da parede é a restrição de movimentos e deformações do perfil saindo do plano da parede causado pelos painéis de revestimento e se faz importante no caso de flexo-torção. Em casos onde não se consideram ações compostas, a rigidez pode ser determinada pela equação 23.

$$k_y = \frac{(EI)_w \pi^4 d_f}{L^4} \quad (23)$$

Onde d_f é a distância entre conectores, L é a altura do painel e $(EI)_w$ é uma característica de rigidez do painel de revestimento que nos trabalhos citados é definida pelo documento APA-D510C (APA 2008) para painéis de OSB.

Para considerar o efeito completo da ação composta, pode-se utilizar as equações 24 e 25 para calcular $(EI)_{wc}$ para substituir $(EI)_w$ na equação 23. No entanto, o caso mais realista utiliza uma influência intermediária do efeito composto e deve ser definido experimentalmente. Portanto pode-se utilizar a equação que não considera o efeito composto por ser mais conservador.

$$(EI)_{wc} = (EI)_w + E_w w_{ff} t_{board} \left(\frac{1}{2} h + \frac{1}{2} t_{board} \right)^2 \quad (24)$$

$$E_w = \frac{12(EI)_w}{w_{ff} t_{board}^3} \quad (25)$$

Onde t_{board} é a espessura do revestimento, h é a distância entre as faces do perfil, w_{ff} é a largura de influência do revestimento $(EI)_w$ é uma característica de rigidez do painel de revestimento que nos trabalhos citados é definida pelo documento APA-D510C (APA 2008) para painéis de OSB.

4.1.3. Rigidez rotacional (k_ϕ)

A rigidez rotacional representa a resistência à rotação da mesa do perfil na ocorrência de flambagem e outras deformações. Essa resistência é gerada pelo membro conector e pela interface do perfil com a placa de revestimento, que restringem a deformação do perfil. Este fenômeno é aproximado pelo método semi-empírico apresentado abaixo. Neste método, a rigidez é dividida em duas partes. A equação 26 representa o efeito dos elementos de ligação ($k_{\phi c}$) e a equação 27 representa a rigidez causada pelo revestimento ($k_{\phi w}$).

$$k_{\phi c} = 0,00035 Et^2 + 75 \quad (26)$$

$$k_{\phi w} = \frac{(EI)_w}{d_f} \quad (27)$$

$$k_\phi = 1 / (1/k_{\phi c} + 1/k_{\phi w}) \quad (28)$$

Onde E é o módulo de elasticidade do aço, d_f é o diâmetro do membro conector, t é a espessura da mesa do perfil e $(EI)_w$ é uma característica de rigidez do painel de revestimento que nos trabalhos citados é definida pelo documento APA-D510C (APA 2008) para painéis de OSB.

4.2. CARGAS DE FLAMBAGEM ELÁSTICAS

As cargas de flambagem elásticas são em forma de força axial para compressão centrada e de momento fletor para flexão simples e as três formas usadas no dimensionamento são a local (N_l e M_l), global (N_e e M_e) e distorcional (N_{dist} e M_{dist}). Para isso é necessário o uso de softwares especializados devido ao grande número de processos complexos a serem realizados.

Em função do pequeno comprimento de onda, a flambagem local é pouco afetada pelo revestimento. Schafer (2013) afirma que k_x e k_ϕ não causam nenhuma mudança neste modo se forem colocados exatamente no meio da mesa perfil, e k_y está voltado para a resistência global e não local. Assim, pode ser utilizado a carga de flambagem local característica de um perfil não revestido. Para definir a flambagem distorcional e global do perfil é necessário considerar o efeito das molas, por serem altamente afetadas pelas mesmas. Schafer (2013) apresenta um exemplo de dimensionamento. No exemplo, ele utilizou o MFF com bordas engastadas para trabalhar com compressão axial, e a flexão simples foi calculada tanto com a curva assinatura tradicional quanto com as extremidades engastadas, observando que o segundo método é mais preciso e o primeiro mais conservador.

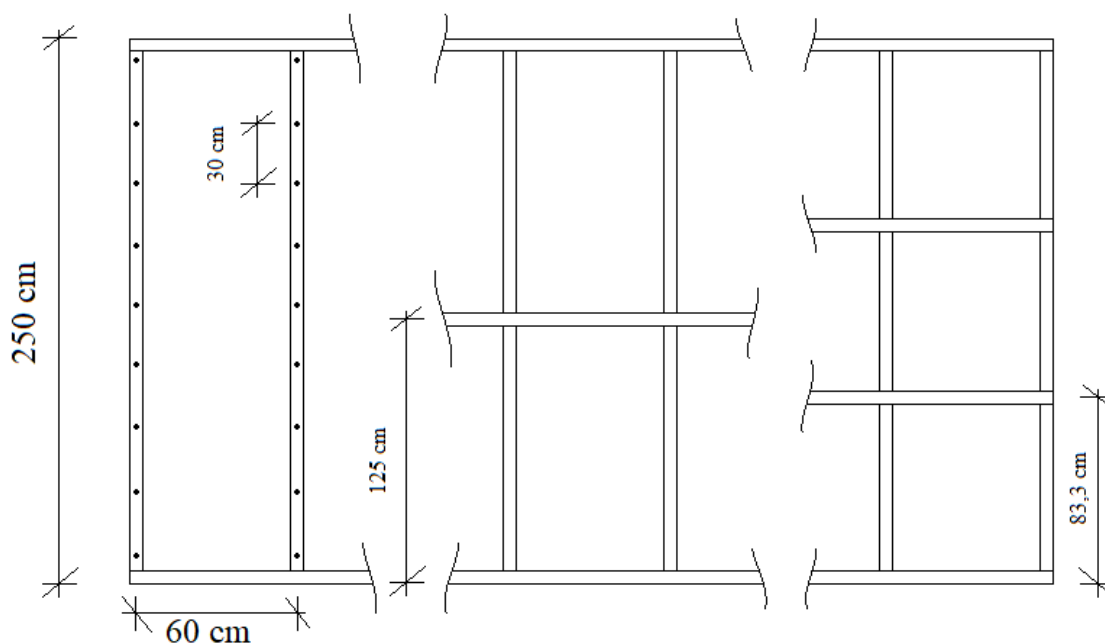
4.3. EXEMPLO DE DIMENSIONAMENTO

Esta seção apresenta exemplos de dimensionamento realizado em painéis de parede genéricos fictícios utilizando práticas comumente aplicadas no método LSF. O processo de dimensionamento de painéis genéricos fictícios busca reduzir ao máximo o número de variações que podem existir e utilizar o caso mais simples possível. Isso é feito para que se possa observar apenas os efeitos do método em questão, evitando a influência de fatores externos. A simplificação do exemplo se faz possível devido ao dimensionamento de estruturas LSF ser baseada na verificação de membros de forma isolada.

O exemplo de dimensionamento inclui três painéis compostos de montantes com perfil U enrijecido de seção transversal normatizada pela NBR 6355:2012 Perfis estruturais de aço formados a frio — Padronização (ABNT, 2012). Estes painéis são dimensionados através do método convencional proposto pela NBR 14762:2010 (ABNT, 2010) utilizando zero, um e dois bloqueadores intermediários formados de perfis e fitas de aço conforme apresentados na figura 7 (detalhamento apresentado na seção 2.3). Em seguida, os mesmos painéis são dimensionados de acordo com os princípios do dimensionamento reforçado por revestimento descrito no capítulo 4, para compressão centrada e flexão simples.

O uso de painéis com travamento intermediário busca comparar o método proposto com as formas usuais utilizadas na construção brasileira. Essa comparação se faz relevante visto que ambos sistemas aumentam a capacidade resistente do montante ao reduzir o comprimento de flambagem e aumentar a rigidez do painel. Os montantes dos painéis são constituídos de seções transversais diferentes, mas mantêm as demais características constantes para isolar a influência do uso de perfis diferentes.

Figura 7 - Modelo dos painéis dimensionados, com zero, um e dois bloqueadores



(Fonte: elaborado pelo autor)

4.3.1. Características dos painéis

Os montantes utilizados para o painel 1 são perfis do tipo U enrijecido (Ue) 90x40x12x0,95, no painel 2 são perfis Ue 100x50x17x1,25, e o painel 3 perfis Ue 127x50x17x1,95, descritos pela norma NBR 6355:2012. As demais características dos painéis são constantes:

- Distância entre os montantes de 60cm;
- Revestimento nos dois lados com chapas de OSB;
- Conexões com parafusos tipo philips #8 com diâmetro nominal de 4,16 mm;
- Distância entre os conectores de 30 cm;
- Tensão de escoamento do aço de 250 Mpa;
- Comprimento do montante de 250 cm ;
- Revestimento com placas de OSB de espessura de 11,11 mm nas duas faces;
- Módulo de elasticidade do aço de 200000 MPa ;
- Módulo de elasticidade transversal do aço de 77000 Mpa.

4.3.2. Características do revestimento

As chapas de OSB utilizadas são as mesmas empregadas por Vieira (2011): OSB de 7/16 polegadas de acordo com APA-D510C (APA, 2008). As características de interesse para a análise são:

- Rigidez do painel de revestimento no plano paralelo $(EI)_w = 736 N * m^2/m$;
- Rigidez do painel de revestimento no plano perpendicular $(EI)_w = 151 N * m^2/m$;
- Módulo de cisalhamento do revestimento $G = 1310 MPa$.

4.3.3. Rigidez das molas

A rigidez das molas é calculada com o método apresentado na seção 4.1 e apresentados na tabela 1. O software utilizado (CUFSM) realiza a operação com molas de fundação, ou seja, distribuídas ao longo do comprimento do montante. Para transformar o valor da rigidez das molas para molas de fundação basta dividi-lo pelo espaçamento entre os conectores, que no exemplo tem o valor de 30 cm.

Tabela 1 - Rigidez das molas

	$k_x (kN/cm)$	$k_y (kN/cm)$	$k_\phi (kN * cm/rad)$
Painel 1	0,993	0,033	6,612
Painel 2	2,209	0,033	7,015
Painel 3	6,897	0,033	8,148

(Fonte: elaborado pelo autor)

4.3.4. Cargas de flambagem elásticas

O software CUFSM é utilizado no cálculo das cargas de flambagem elásticas locais e distorcionais dos painéis que não considera o efeito dos revestimentos e as três cargas de flambagem elásticas do caso que considera este efeito. As cargas de flambagem elástica global sem consideração de revestimento são calculadas de acordo com o método descrito no capítulo 9 da norma de dimensionamento NBR 14762.

Para os casos onde são considerados os efeitos dos revestimentos, é utilizado o modelo de barra engastada nas extremidades, com empenamento restringido, comprimento de 250 cm

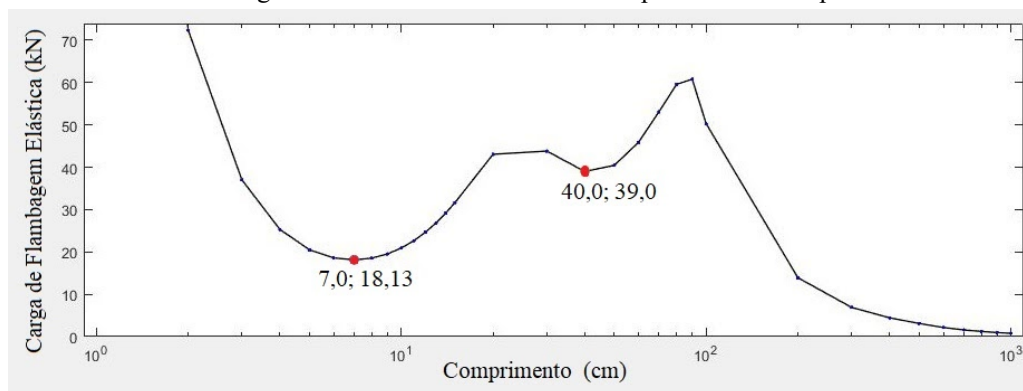
e número de autovalores ajustado para 30. Os demais casos são calculados utilizando a curva de assinatura tradicional com barras biapoizadas de empenamento livre mostradas nas figuras 8 a 13. Os resultados encontrados para os dois métodos estão nas tabelas 2, 3 e 4.

Tabela 2 - Cargas de flambagem elásticas do painel 1

	N_l (kN)	N_{dist} (kN)	N_e (kN)	M_l (kN*cm)	M_{dist} (kN*cm)	M_e (kN*cm)
Painel com revestimento	18,17	50,16	112,87	223,91	265,11	766,30
Painel sem revestimento	18,13	39	9,60	224,7	204,67	56,84
Painel com 1 bloqueador	18,13	39	28,56	224,7	204,67	214,38
Painel com 2 bloqueadores	18,13	39	45,86	224,7	204,67	476,76

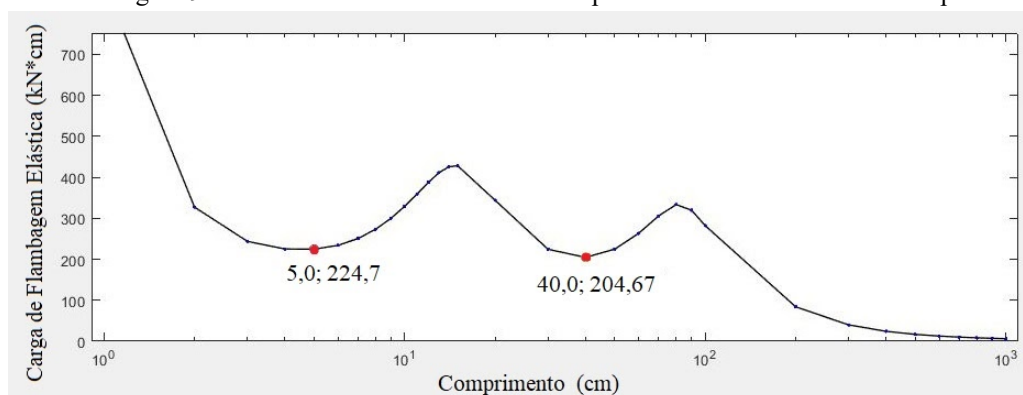
(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 8 - Curva de assinatura de compressão axial no painel 1



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 9 - Curva de assinatura de flexão simples no eixo de maior inércia no painel 1



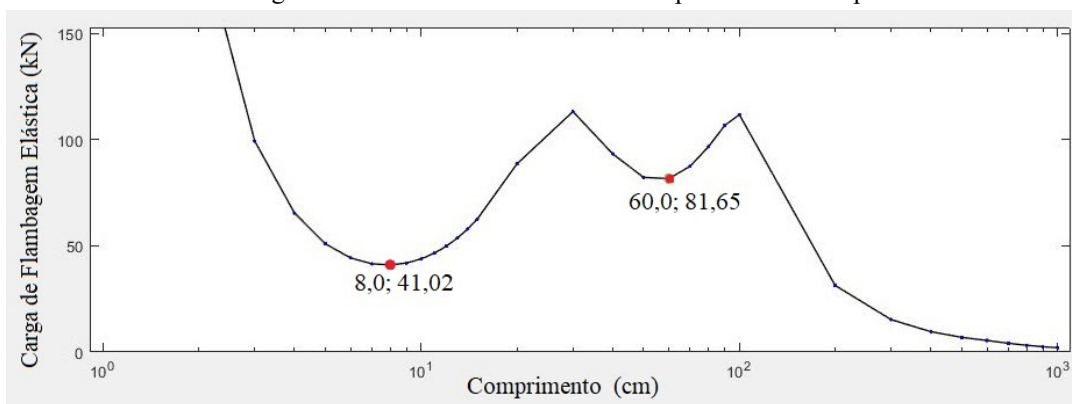
(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 - Cargas de flambagem elásticas do painel 2

	N_l (kN)	N_{dist} (kN)	N_e (kN)	M_l (kN*cm)	M_{dist} (kN*cm)	M_e (kN*cm)
Painel com revestimento	41,08	104,22	202,25	471,58	567,72	1426,25
Painel sem revestimento	41,02	81,65	21,33	470,83	462,86	169,21
Painel com 1 bloqueador	41,02	81,65	61,74	470,83	462,86	647,55
Painel com 2 bloqueadores	41,02	81,65	94,69	470,83	462,86	1444,46

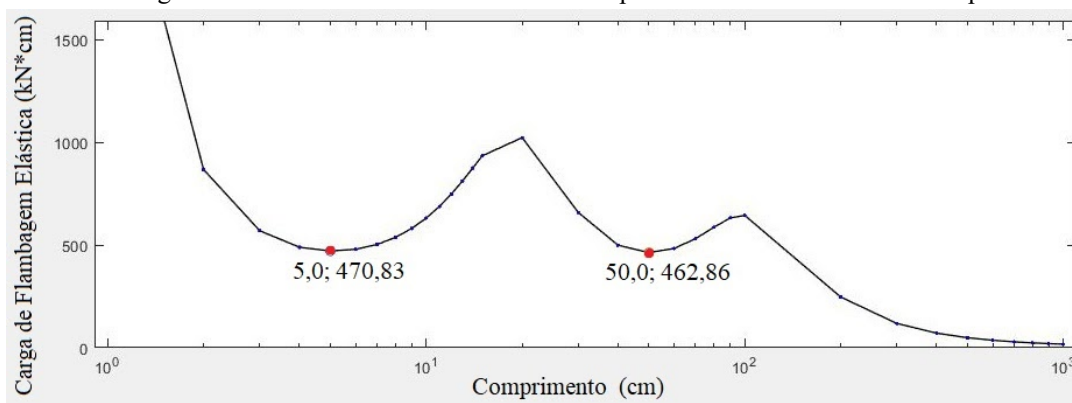
(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 10 - Curva de assinatura de compressão axial no painel 2



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 11 - Curva de assinatura de flexão simples no eixo de maior inércia no painel 2



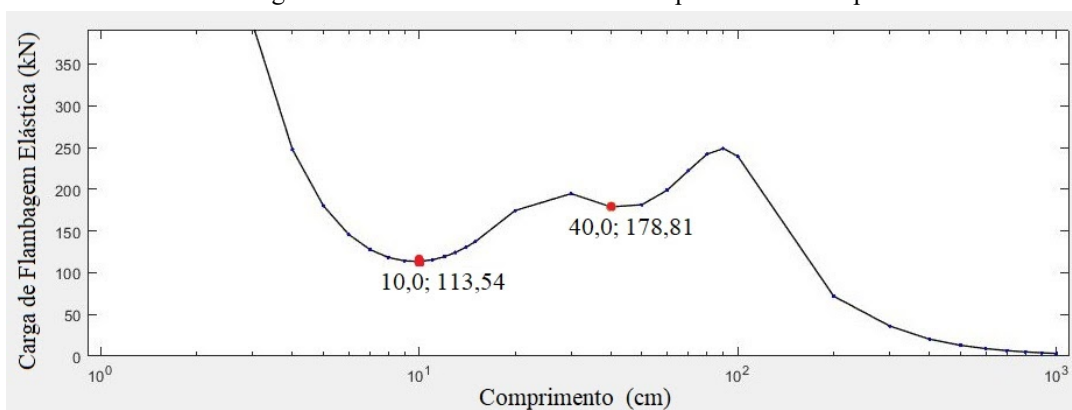
(Fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 4 - Cargas de flambagem elásticas do painel 3

	N_l (kN)	N_{dist} (kN)	N_e (kN)	M_l (kN*cm)	M_{dist} (kN*cm)	M_e (kN*cm)
Painel com revestimento	113,64	195,21	603,60	2151,29	1564,78	4801,14
Painel sem revestimento	113,54	178,81	50,88	2149,76	1426,1	347,43
Painel com 1 bloqueador	113,54	178,81	149,23	2149,76	1426,1	1285,32
Painel com 2 bloqueadores	113,54	178,81	243,04	2149,76	1426,1	2846,34

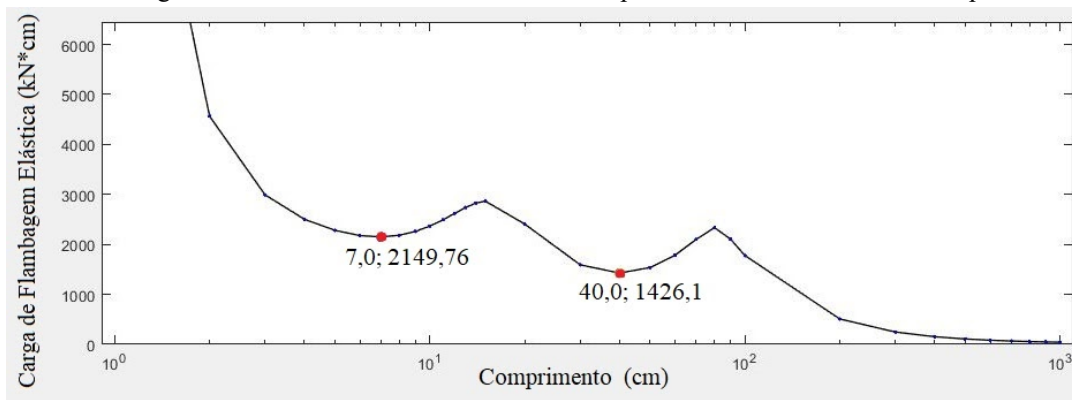
(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 12 - Curva de assinatura de compressão axial no painel 3



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 13 - Curva de assinatura de flexão simples no eixo de maior inércia no painel 3



(Fonte: elaborado pelo autor)

4.3.5. Capacidade resistente dos montantes

A capacidade resistente dos montantes para compressão axial e flexão simples no eixo de maior momento de inércia é calculada utilizando o MRD, conforme apresentado no capítulo 3 deste trabalho. Adicionalmente, é aplicado o método de cálculo descrito nas seções anteriores deste capítulo para definir a capacidade resistente destes mesmos montantes considerando a influência do revestimento. Os resultados dos cálculos estão apresentados na tabela 5.

Tabela 5 - Capacidade resistente dos montantes para compressão axial e flexão simples

	Painel 1		Painel 2		Painel 3	
	$N_{c,Rd}$ (kN)	M_{Rd} (kN*cm)	$N_{c,Rd}$ (kN)	M_{Rd} (kN*cm)	$N_{c,Rd}$ (kN)	M_{Rd} (kN*cm)
Painel com revestimento	20,457	111,972	37,347	202,727	67,42	422,50
Painel sem revestimento	7,019	51,674	15,589	142,581	36,09	294,58
Painel com 1 bloqueador	15,006	104,037	30,014	199,496	58,92	421,834
Painel com 2 bloqueadores	17,555	104,037	33,426	199,496	63,14	422,50

(Fonte: elaborado pelo autor)

4.3.5. Análise dos resultados

Os valores das capacidades resistentes dos painéis com revestimento comparados com os sem revestimento reafirmam os dados encontrados pelos autores apresentados neste capítulo (Vieira, 2011; Peterman, 2012; e Schafer, 2013). A tabela 6 apresenta a razão entre a capacidade resistente dos montantes quando são considerados os efeitos do revestimento e quando não consideram para as diferentes composições de bloqueadores intermediários em cada um dos painéis dimensionados.

Tabela 6 - Acréscimo de resistência fornecido pela consideração dos painéis

Painéis comparados	Painel 1		Painel 2		Painel 3	
	Nc,Rd	MRd	Nc,Rd	MRd	Nc,Rd	MRd
Painel revestido e não revestido	2,91	2,17	2,40	1,42	1,87	1,43
Painel revestido e painel com 1 bloqueador	1,36	1,08	1,24	1,02	1,14	1,00
Painel revestido e painel com 2 bloqueadores	1,17	1,08	1,12	1,02	1,07	1,00

(Fonte: elaborado pelo autor)

As informações na tabela 6 demonstram que a influência dos painéis é significativamente maior no painel 1, seguido pelo painel 2 e por último o painel 3, sugerindo que perfis menores e com menor rigidez são mais beneficiados pelo revestimento. Este resultado pode ser explicado pelo fato de que a rigidez dos painéis de revestimento é constante para os três exemplos, podendo ser menos significativos em montantes com maior rigidez fornecida pelo próprio perfil de aço.

Os dados também demonstram que a influência do método é maior para compressão axial do que para flexão simples, e atinge valor máximo quando não são utilizados bloqueadores intermediários, a condição menos favorável para estes carregamentos. Não obstante, o acréscimo da resistência referente a painéis sem bloqueadores pode não ser representativo das situações reais, pois conforme o manual de engenharia do CBCA (2016) é desejável que seja projetado ao menos um bloqueador para montantes de até 250 cm, e dois bloqueadores para montantes com comprimento acima de 250 cm.. Quando os painéis analisados são dimensionados com um bloqueador intermediário, a influência dos revestimentos sobre a capacidade resistente cai drasticamente, podendo chegar a zero em alguns casos onde dois bloqueadores são utilizados. Nestas condições, a instabilidade global dos montantes já não condiciona mais a capacidade resistente dos mesmos, e sim a instabilidade local, ou distorcional, que sofrem menos influência dos painéis de revestimento.

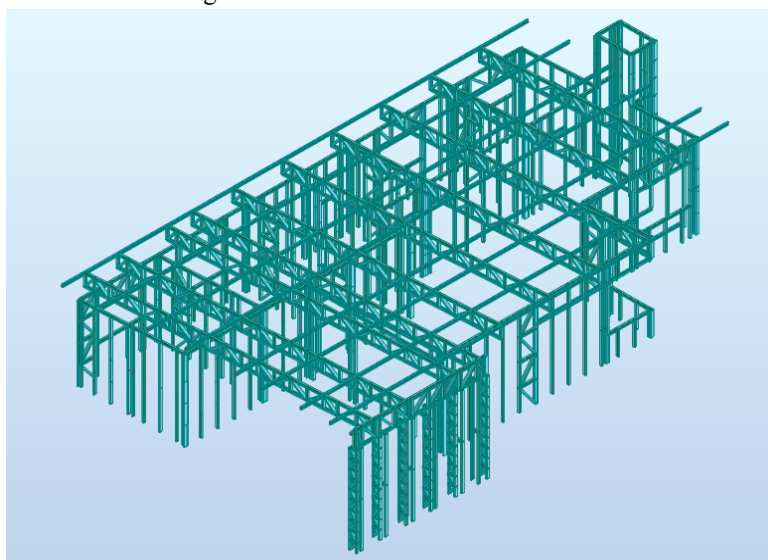
CAPÍTULO 5. ANÁLISE DE PROJETO DE UMA EDIFICAÇÃO EXISTENTE

Este capítulo contém o estudo do projeto de uma residência unifamiliar existente com o propósito de embasar o trabalho a partir de um exemplo prático. A modelagem e análise estrutural da edificação são realizadas com a intenção de encontrar os pontos críticos do dimensionamento e possíveis benefícios oferecidos pelo método de cálculo proposto e outras modificações de projeto. Os estudos referentes ao projeto da edificação são parte do projeto de extensão Conecta UFRGS. A realização deste conta com a participação da empresa da construção civil responsável pela execução do projeto da edificação.

5.1. ESTRUTURA DA EDIFICAÇÃO

A edificação analisada é residencial, localizada na região central do Rio Grande do Sul, com um pavimento e área de 144 m². O estudo do comportamento global da estrutura é feito em um modelo utilizando o software de análise estrutural robot da empresa Autodesk, mostrado na figura 14.

Figura 14 - Modelo 3D da residência unifamiliar

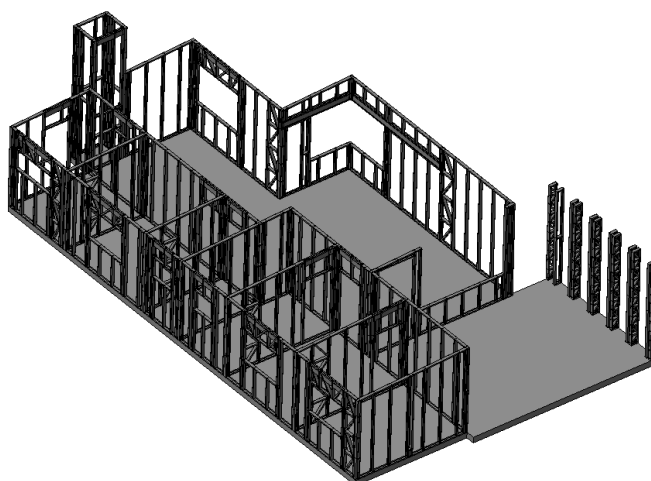


(Fonte: elaborado pelo autor)

A cobertura da edificação é composta de estruturas treliçadas apoiando um conjunto de painéis de terças. O telhado da edificação é composto de telhas metálicas termoacústicas tipo sanduíche, com uma água e inclinação de 5% e forro interno de gesso. As paredes da edificação, mostradas na figura 15, têm altura que varia entre 275 cm e 320 cm e os montantes são compostos por um perfil Ue não padronizado (Ue 90x46x12x0,8) sem o uso de

bloqueadores intermediários. O fechamento vertical da estrutura é feito com placas OSB nos dois lados, com a adição de gesso nas faces internas e um produto misto de gesso e fibras de vidro nas faces externas.

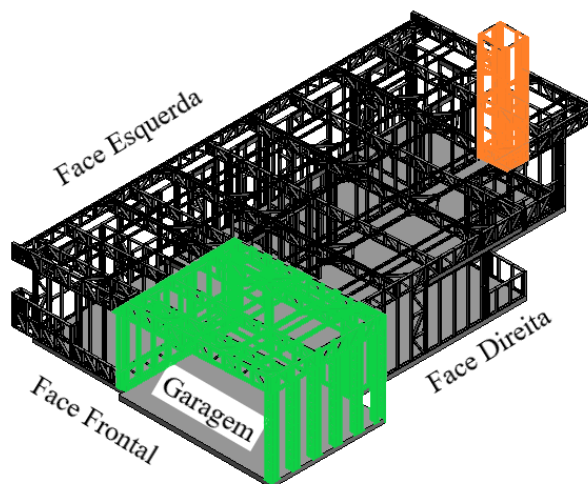
Figura 15 - Paredes da edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

A edificação possui uma abertura dominante na face frontal, onde está localizada a garagem e a entrada. Na face lateral direita, a garagem é cercada por pilares que permitem a passagem de vento. A parte posterior da edificação possui a estrutura de uma chaminé, que serve à função de elemento estrutural estabilizante da edificação. Os principais elementos da estrutura estão destacados na figura 16.

Figura 14 - Principais elementos da edificação
Chaminé



(Fonte: elaborado pelo autor)

5.2. CARGAS SOLICITANDO A EDIFICAÇÃO

A definição das cargas da estrutura tem como referência as definições da NBR 6120:2019 Ações para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 2019). As principais cargas agindo sobre a estrutura são o peso próprio, forças de vento e a carga variável sobre a cobertura.

A carga variável para cobertura definida por norma se baseia na inclinação do telhado. Para uma inclinação de 5%, o valor da carga é de $0,25 \text{ kN/m}^2$

5.2.1. Peso próprio da edificação

O peso próprio é calculado conforme os materiais utilizados na construção real e a relação dos materiais e pesos podem ser encontrados abaixo:

- Revestimento externo dos painéis com OSB de 11,1 mm com carga de $7,08 \text{ kg/m}^2$
- Revestimento externo dos painéis com OSB de 9,5 mm com carga de $6,08 \text{ kg/m}^2$
- Acabamento externo com placas de Glasroc X com carga distribuída de $10,7 \text{ kg/m}^2$
- Acabamento interno de gesso acartonado com 12,5 mm com carga distribuída de $8,2 \text{ kg/m}^2$
- Forro na cobertura de gesso acartonado 12,5 mm com carga distribuída de $8,2 \text{ kg/m}^2$
- Telha metálica termoacústica tipo sanduíche com carga distribuída de 14 kg/m^2

O peso dos perfis de aço é considerado conforme informações do catálogo da empresa e no projeto da edificação:

- Perfil Ue 90x46x12x0,8 com carga linear de $1,1 \text{ kg/m}$;
- Perfil tipo cantoneira com largura de 60 mm e espessura de 2,65 mm com carga linear de $2,5 \text{ kg/m}^2$;
- Perfil tipo U94x38 com carga linear de $1,24 \text{ kg/m}^2$.

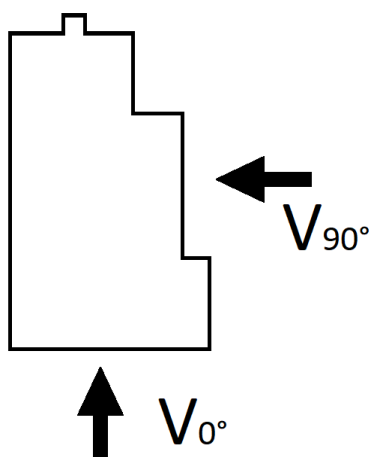
5.2.2. Cargas de vento na edificação

As cargas de vento são definidas com base na localização real da estrutura e seguindo as orientações prescritas na NBR 6123:1988 Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988). O trabalho assume os cálculos simplificados para edificações retangulares da norma com a consideração de que valores mais precisos podem ser encontrados com o uso de testes com túnel de vento. A edificação está localizada na região central do Rio Grande do Sul com

velocidade básica do vento de 45 m/s , segundo a imagem das isoplelas apresentadas em norma. O fator topográfico (S_1) tem valor de 1, o fator S_2 que considera a rugosidade do terreno e dimensões da estrutura tem o valor 0,88 e o fator probabilístico S_3 tem valor 1.

Para encontrar a carga de vento sobre as paredes da edificação, são utilizados os coeficientes de forma internos e externos da edificação. Para este projeto, são considerados dois coeficientes de forma interno diferentes, um para a área da garagem que é considerada uma estrutura com abertura dominante e outro para o resto da edificação que segue a regra geral. A análise das cargas de vento mostra os dois casos mais críticos para as cargas de vento com sentidos perpendiculares às paredes da edificação e estão apresentados na figura 17.

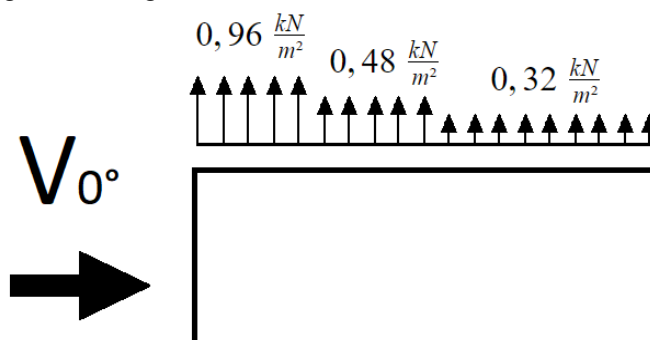
Figura 17 - Direções críticas da carga de vento na edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

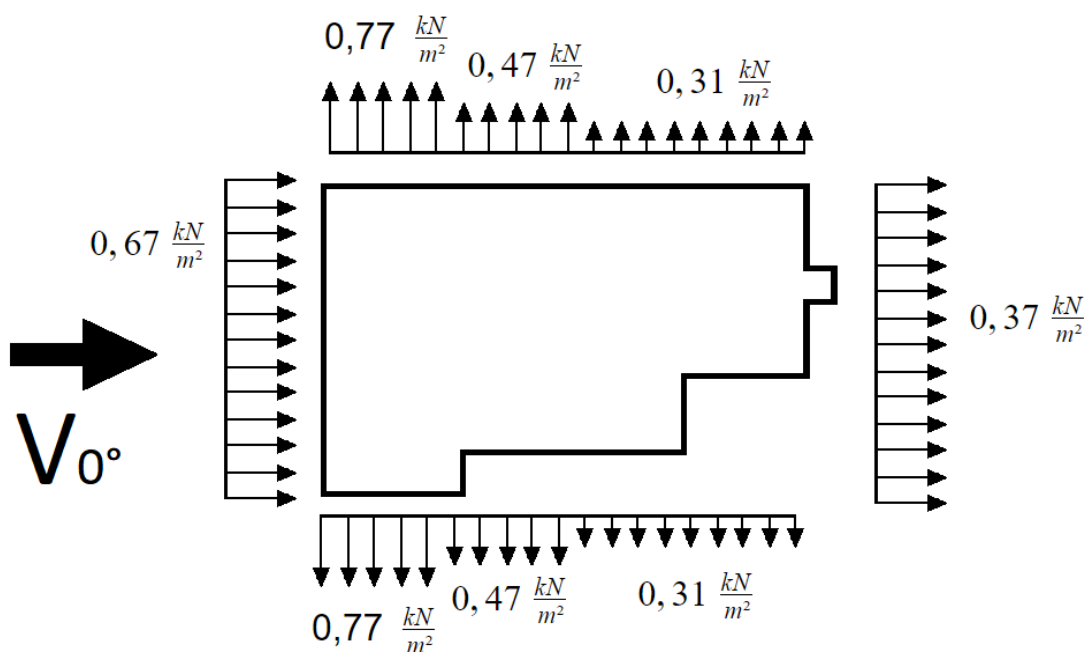
O vento a 0° está diretamente na face frontal da edificação, sendo a menor das duas dimensões da edificação e possuindo uma abertura para a garagem. As cargas de vento para a edificação são determinadas conforme apresentadas nas figuras 18 e 19, com a carga de vento na cobertura da garagem sendo $1,73 \text{ kN/m}^2$ com sentido para fora da edificação.

Figura 18 - Cargas de vento do sentido 0° na cobertura da edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

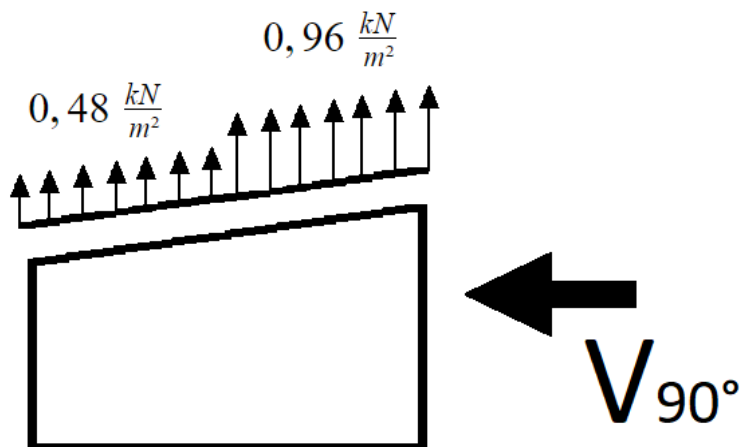
Figura 19 - Cargas de vento do sentido 0° nas paredes da edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

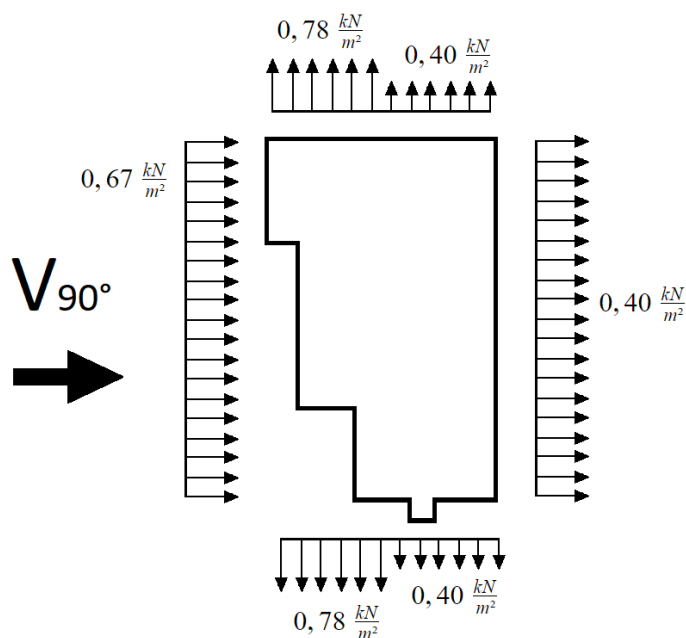
O vento a 90° incide perpendicularmente à face frontal da edificação, na maior das duas dimensões da edificação. Para este caso, a abertura da garagem está em uma face não diretamente atingida pelo vento, gerando forças de tração. As cargas de vento para a edificação são determinadas conforme apresentadas nas figuras 20 e 21, com a carga de vento na cobertura da garagem sendo $0,1 \frac{kN}{m^2}$ com sentido para fora até a primeira metade da largura da edificação e $0,38 \frac{kN}{m^2}$ com sentido para dentro no restante.

Figura 20 - Cargas de vento do sentido 90° na cobertura da edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 - Cargas de vento do sentido 90° nas paredes da edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

5.2.3. Combinações de cargas

As combinações de cargas seguem as indicações da norma ABNT NBR 8681:2003 Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. A aplicação das diversas combinações de carga sobre a edificação permite observar a influência de diferentes fatores sobre a segurança da edificação. Isso acontece através da majoração e minoração das diferentes influências sobre a estrutura em busca da combinação mais crítica, ou seja, que seja mais a favor da segurança.

A análise das cargas do projeto para o estado limite último (ELU) é realizada como combinações últimas normais com 16 combinações. A avaliação dos estados limites de serviço (ELS) são realizadas como combinações quase permanentes de serviço. As cargas permanentes da edificação são os pesos próprios dos elementos construtivos, e as cargas variáveis são as cargas de vento e a carga variável de cobertura.

5.3. ELEMENTOS LIMITANTES DA ESTRUTURA

Conforme mencionado no capítulo 3, o dimensionamento das estruturas LSF é feito através da determinação da capacidade resistente de elementos de forma isolada e então aplicados à estrutura global. Para que a estrutura seja o mais eficiente possível, é necessário

determinar a carga de cada elemento e definir a seção transversal que atende as solicitações com a menor quantidade possível de aço. No entanto, conforme se observa na edificação analisada, projetos LSF seguem a tendência de utilizar o menor número possível de seções transversais, com a edificação analisada possuindo uma seção em quase sua totalidade. Esta prática é justificada pela determinação das espessuras das paredes, que podem variar com o comprimento da alma e os processos logísticos envolvidos em equilibrar o ganho de eficiência com as dificuldades de aquisição, atrasos na obra e possíveis erros de execução associados ao uso de múltiplas seções. Levando em conta essas limitações, é possível afirmar que a segurança da edificação está associada às maiores cargas solicitantes da edificação. Assim, durante a análise do projeto, é realizada uma análise de carga com finalidade de localizar estes elementos mais solicitados para cada categoria de elemento construtivo buscando determinar quais são as limitações construtivas em questão.

5.3.1. Montantes

Os montantes da edificação são os principais componentes da transmissão de cargas verticais. As forças de compressão axial estão presentes nos montantes das paredes que suportam vigas de entrepiso ou treliças de telhado. As cargas laterais são causadas pela pressão do vento nas faces externas da edificação, sendo aplicados nos montantes nos pontos de conexão com os painéis de revestimento.

Devido aos baixos pesos próprios da edificação analisada, bem como as cargas de vento causando sucção na cobertura, os montantes das paredes não apresentam altas cargas de compressão, com exceção dos elementos associados ao contraventamento. Estes montantes são principalmente submetidos à flexão devido às forças laterais de vento nas paredes externas.

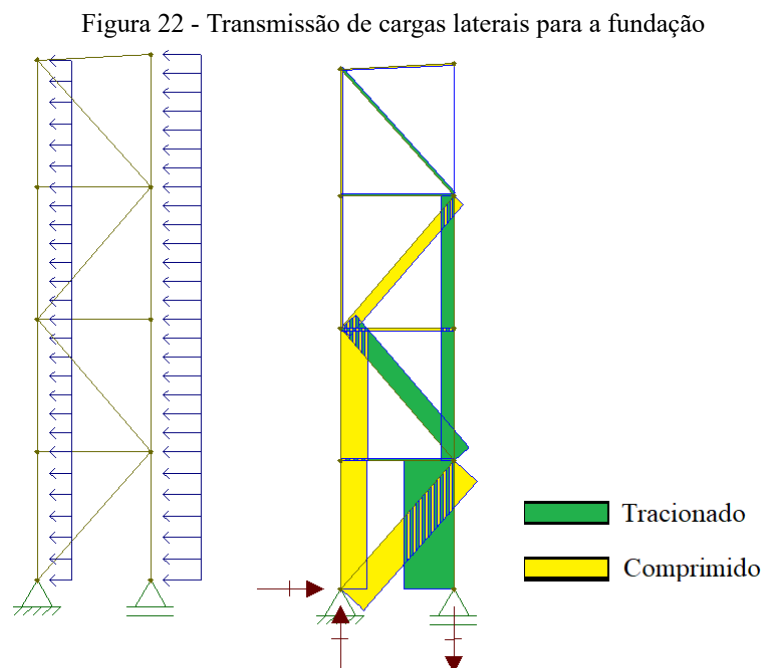
Os montantes das paredes da edificação não apresentam bloqueadores intermediários. Conforme demonstrado no capítulo 4, a capacidade resistente deste tipo de montante pode ser significativamente influenciada pela presença de revestimentos. A significância desta consideração é ainda maior considerando a baixa capacidade resistente dos perfis utilizados, resultando na maior influência da rigidez dos revestimentos sobre a capacidade resistente total.

Considerar os revestimentos nos cálculos de capacidade resistente permite a utilização de seções menores, assim economizando aço. No entanto, este método pode não trazer benefícios para a edificação pois o perfil utilizado está limitado por outros fatores além da sua

capacidade resistente. A alma da seção transversal do montante deve ser compatível com a espessura da parede escolhida para o projeto, logo não é somente dependente das cargas solicitantes e pode não aceitar tamanhos menores do que o utilizado. Além disso, a espessura utilizada para os montantes (0,8 mm) já é o valor mínimo recomendado para construções LSF.

5.3.2. Contraventamento

Os elementos contraventados da edificação são responsáveis por estabelecer a estabilidade global da estrutura, bem como resistir aos esforços laterais aos quais ela é submetida e transmiti-los para a fundação. Os painéis LSF não transmitem os momentos dos bloqueadores para os montantes, assim, as cargas laterais tendem a se acumular nos montantes onde existem sistemas de contraventamento, ou outros sistemas capazes de transmitir as cargas laterais para a fundação. O carregamento destes componentes tem a forma de compressão e tração axial correspondentes à força lateral. A figura 22 apresenta como o sistema de contraventamento implementado na edificação analisada transfere as cargas laterais para a fundação.



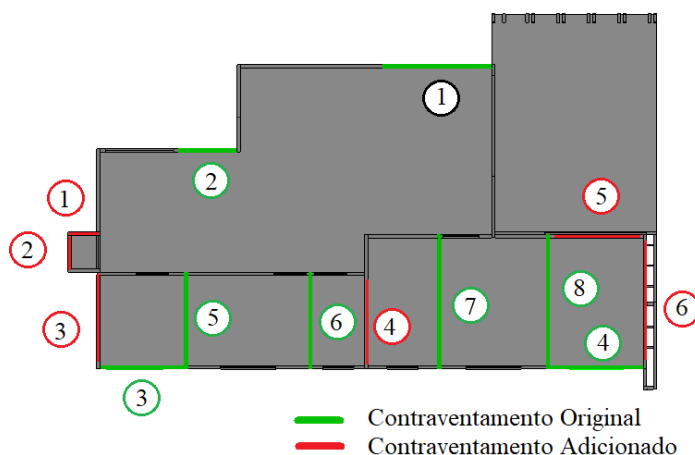
(Fonte: elaborado pelo autor)

As cargas críticas em elementos de contraventamento na edificação são referentes ao vento V_{90° em uma combinação onde as cargas de peso próprio, de vento e de sobrecarga são consideradas desfavoráveis, e a carga de vento tomada como carregamento variável principal.

Um fator que influencia as cargas solicitantes nos contraventamentos é a estabilidade global da estrutura. Assim, a adição de mais elementos de contraventamento ou outros sistemas estabilizantes pode reduzir a solicitação em cada elemento sem ser necessário a variação de seções transversais. O revestimento pode ser considerado como um elemento estabilizador da estrutura e pode ter influência significativa sobre carga solicitante nos contraventamentos devido à sua capacidade de transmitir cargas laterais. A contribuição dos painéis de revestimento pode ser considerada através de diagonais equivalentes, mencionadas no capítulo 2, ou métodos semelhantes. No entanto, não há nenhum método previsto em normas brasileiras que permita tal consideração, motivo pelo qual estes métodos não são utilizados.

O projeto da edificação analisada conta com 8 sistemas de contraventamento, 4 em cada direção, apresentados em verde na figura 23. A alta carga de vento sobre a estrutura sugere que estes podem não ser o suficiente para garantir a estabilidade global da edificação, podendo apresentar elementos que, em casos críticos, são sujeitos a cargas solicitantes duas vezes maiores do que a sua capacidade resistente. Considerando todos os elementos do projeto existente, entende-se que os elementos de fechamento vertical podem atuar como elementos de travamento, assegurando a integridade estrutural da edificação. No entanto, é necessário implementar mais elementos de contraventamento para garantir a segurança e estabilidade da estrutura de aço em uma situação sem revestimento, especialmente na direção atingida pelo vento V_{90° . Os elementos de contraventamento adicionais estão em vermelho na figura 23. As verificações do modelo estrutural na situação original apresentam cargas solicitantes nos contraventamentos acima de duas vezes a capacidade resistente do montante, que passam a atingir a situação de segurança após a modificação.

Figura 23 - Sistemas de contraventamento na edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

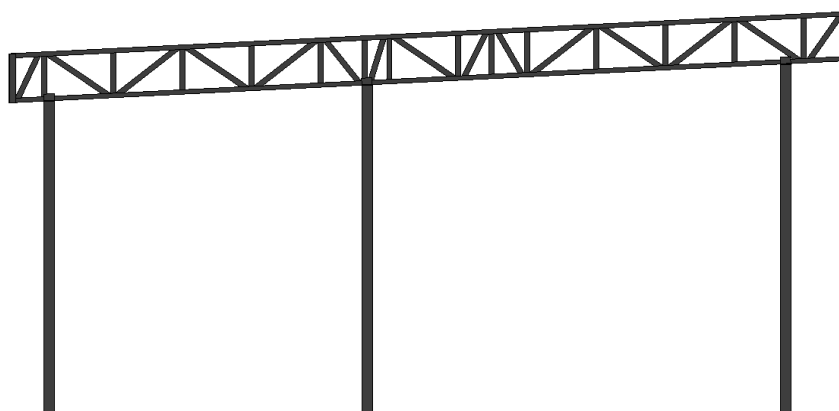
Uma análise dos elementos de contraventamento sugere que a consideração dos revestimentos no cálculo da capacidade resistente pode não ser muito significativa. A presença dos bloqueadores intermediários atuando como restrição nos montantes pode reduzir drasticamente o efeito dos revestimentos sobre a capacidade resistente destes, assim como observado nos exemplos do capítulo 4.

O sistema de contraventamento da edificação também pode influenciar os esforços de arrancamento na base da edificação. As maiores cargas de tração transmitidas para a fundação na edificação estão localizadas nos montantes adjacentes às diagonais dos contraventamentos. A distribuição original de contraventamentos resulta em tração máxima de 32 kN, enquanto a versão modificada resulta em tração de 21 kN. O efeito da modificação nos contraventamentos sobre os esforços de arrancamento da fundação sugere que estes também podem ser influenciados pela presença do fechamento vertical, mesmo que estas contribuições não possam ser quantificadas.

5.3.3. Treliças

A estrutura utiliza componentes treliçados com a função de transmitir as cargas da cobertura para as paredes da edificação conforme apresentado na figura 24. As diagonais destas treliças sofrem compressão e tração através da transmissão direta das cargas, visto que não há transmissão de momento entre estes componentes. Os componentes da parte superior e inferior das treliças utilizam perfis do tipo U, são elementos horizontais ou com inclinação igual à do telhado. Estes componentes sofrem compressão e tração como resultado das forças verticais de peso da cobertura que são aplicados nos nós ligados às terças.

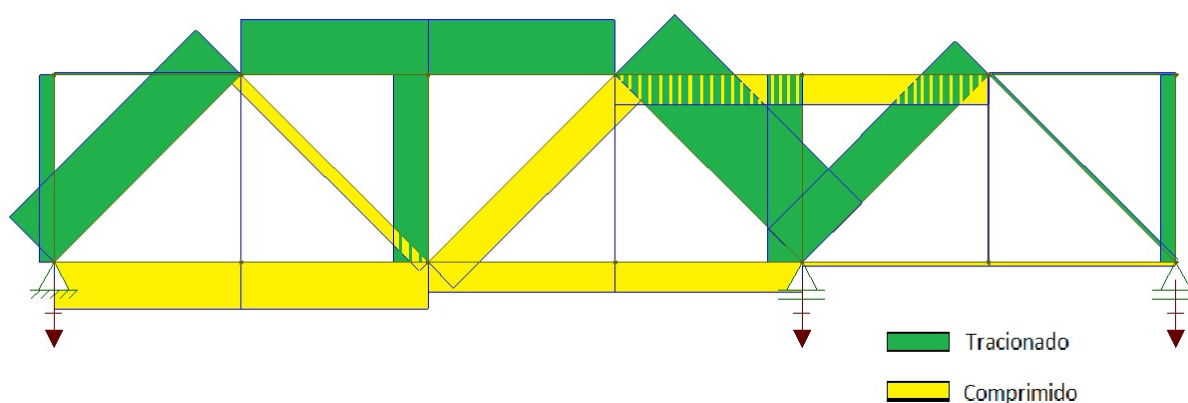
Figura 24 - Treliça de telhado da edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

As treliças da residência apresentam cargas críticas de compressão no elemento inferior das peças localizadas acima da garagem, em uma combinação onde a carga de vento (V_{0°) é considerada desfavorável, e os pesos próprios e sobrecarga de cobertura são considerados favoráveis. A figura 25 apresenta como as cargas axiais se distribuem em uma treliça que segue o mesmo perfil de carregamento que as treliças da edificação. As treliças da cobertura localizadas nesta região podem ser críticas para a integridade estrutural da estrutura por apresentar as maiores cargas de compressão encontradas no projeto. Para garantir a estabilidade dos elementos comprimidos pode-se adotar perfis com maior espessura para aumentar a capacidade resistente. Outras soluções são a implementação de elementos de travamento entre as treliças para reduzir os comprimentos de flambagem e a otimização da distância entre elas para reduzir as cargas solicitantes máximas.

Figura 25 - Cargas axiais atuando em uma treliça de telhado



(Fonte: elaborado pelo autor)

5.3.4. Terças

As terças da edificação, localizadas na cobertura da residência, são compostas de perfis formados a frio perpendiculares às treliças do telhado. Estes componentes da estrutura resistem às cargas das telhas e da pressão de vento em forma de flexão.

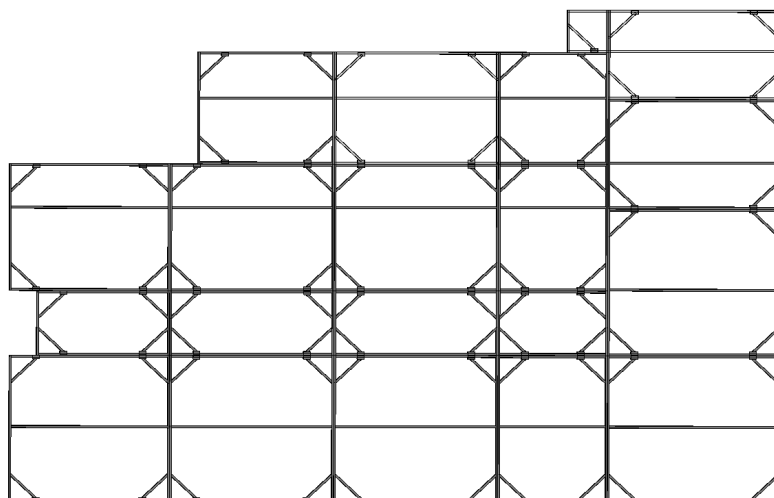
A capacidade resistente das terças está diretamente relacionada ao comprimento do vão entre os seus apoios, relacionada à distância entre as treliças da cobertura. Assim, em uma construção qualquer, a terça com maior vão tem maior chance de ser mais crítica, pois apresenta maiores cargas e menores resistências.

As terças da residência apresentam grandes cargas na região da garagem, onde também se localizam os maiores vãos das terças. A carga crítica das terças aparece em uma

combinação onde a carga de vento (V_{0°) é considerada desfavorável, e o peso próprio e sobrecarga são favoráveis. O momento máximo chega a $121 \text{ kN} * \text{cm}$ em uma terça com vão de 170 cm e a capacidade resistente à flexão de um perfil Ue $90 \times 46 \times 12 \times 0,8$ nestas condições é de $78,5 \text{ kN} * \text{cm}$.

Existem soluções utilizadas no projeto real para aumentar a capacidade resistente das terças em partes da edificação. As duas principais são a utilização de dois perfis unidos pelas suas almas e a implementação de um sistema de mão francesa nas laterais das terças para reduzir o seu comprimento de flambagem conforme mostrado na figura 26. Estas modificações aumentam a capacidade resistente da terça a custo de aumento no peso de aço. Assim, pode ser benéfico considerar o equilíbrio dos vãos das terças, através da distância entre treliças, na fase de projeto.

Figura 26 - Cobertura da edificação



(Fonte: elaborado pelo autor)

CAPÍTULO 6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O sistema LSF apresenta muitos benefícios em relação aos métodos convencionais, com a sua concepção racional e produção industrializada garantindo agilidade, precisão e segurança para as edificações. Este sistema ainda é considerado inovador no mercado da construção brasileira, assim, a busca por uma maior eficiência econômica é essencial para atingir adoção em grande escala. O custo da edificação LSF está diretamente relacionado ao peso do aço, no entanto, este é apenas um dos elementos construtivos utilizados. As análises e pesquisas realizadas neste trabalho, apontam para o benefício financeiro que pode ser resultado da consideração de outros elementos construtivos como elementos estruturais da edificação.

As propostas dos autores (Vieira, 2011; Peterman, 2012; e Schafer, 2013), mencionados na norma americana de dimensionamento de LSF, buscam embasar cientificamente a consideração dos revestimentos na capacidade resistente dos montantes formados a frio. Os trabalhos destes autores utilizam testes de cargas em painéis e montantes isolados para comparar o acréscimo de capacidade resistente experimental com o método de cálculo. Os painéis dimensionados de acordo com os métodos propostos por estes autores indicam que, na condição da construção brasileira, os revestimentos podem trazer benefícios significativos para a capacidade resistente dos montantes. Adicionalmente, a aplicação deste método de cálculo demonstra que os benefícios relativos dos painéis de revestimento na capacidade resistente crescem conforme a rigidez original da seção transversal do montante diminui.

A residência analisada no capítulo 5 apresenta cargas críticas nas combinações onde a carga de vento é desfavorável, sendo o fator mais importante no seu dimensionamento. Isso acontece devido ao baixo peso próprio da edificação quando comparado a sua área de exposição às forças de vento. Assim, as paredes da edificação podem estar limitadas pela sua capacidade resistente à flexão. Em geral, observa-se que a carga de vento é extremamente influente para o dimensionamento de residências unifamiliares ou edifícios comerciais e industriais com um ou dois pavimentos, muito comuns no mercado atual do LSF no Brasil.

As análises dos painéis isolados e do projeto da residência apontam para a ideia de que o uso elementos de elementos de estabilização como contraventamentos e bloqueadores

contribuem com eficiência maior para a segurança da estrutura do que os outros sistemas quando comparadas pelo peso total em aço. Este efeito é causado pelo benefício destes sistemas para a estabilidade global da edificação, bem como a contribuição da sua rigidez para a capacidade resistente dos montantes. Os métodos propostos garantem que os painéis de revestimentos também funcionem como elementos estabilizantes, podendo ser considerado parte do sistema que otimiza os custos da edificação, e demonstrando o benefício deste.

A influência do revestimento na capacidade resistente dos montantes é significativamente maior em compressão axial em relação à flexão. Este resultado sugere que o benefício atual da consideração dos revestimentos é reduzido pelo uso do sistema LSF no mercado da construção brasileira. Este método pode se tornar mais relevante no futuro, visto que o sistema LSF é adequado para edificações maiores e com mais pavimentos.

A estrutura de aço da edificação deve suportar as cargas de construção durante todos os momentos da obra, independente dos revestimentos ou outros elementos considerados estruturais. Este requerimento já é amplamente aceito pela norma americana para o dimensionamento considerando o efeito estrutural do revestimento, mas se faz importante no contexto da construção brasileira que ainda não possui base normativa para este tipo de dimensionamento. Considerando o que está apresentado na seção anterior, entende-se que a carga de vento tem um impacto menor sobre a edificação na situação em que o fechamento vertical está incompleto pela redução na área de superfície. Apesar disso, o processo construtivo deve ser considerado para garantir a segurança da edificação.

Uma hipótese levantada é a remoção de uma placa de revestimento durante a utilização da edificação, que pode ocorrer em casos de reformas, vistorias ou modificações. Estas situações criam a necessidade de garantir a segurança da estrutura não somente na sua forma projetada com revestimento nos dois lados, mas também com um lado removido. Este estado de carregamento é especialmente perigoso considerando a observação feita por Vieira (2011) mencionada no capítulo 4, que painéis revestidos em apenas um lado apresentam uma capacidade resistente menor que o revestido nos dois lados e não possuem reserva de resistência pós flambagem. A combinação destes dois comportamentos poderia levar a uma falha catastrófica e súbita na edificação no caso de remoção de painéis de revestimento em áreas com alto carregamento caso o efeito destes revestimento fossem utilizados em projeto.

6.2. TRABALHOS FUTUROS

Com base nas considerações apresentadas, existem muitos trabalhos a serem realizados no futuro para possibilitar a adoção deste método de consideração dos revestimentos na capacidade resistente dos montantes.

A aplicação dos métodos descritos neste trabalho é dependente do conhecimento dos comportamentos dos painéis de revestimento submetidos a diferentes carregamentos. Atualmente não existe uma padronização para as características das placas de revestimento, e as informações necessárias não são conhecidas ou são mantidas sigilosas. Assim, trabalhos futuros neste campo podem ser facilitados pela criação de um padrão nos métodos de testagem das características físicas dos revestimentos para evitar inconsistências na aplicação do método.

A consideração dos painéis de revestimento requer conhecimento sobre o comportamento da edificação quando exposta às mais diversas situações durante a sua vida útil. Uma frente de pesquisa que pode ser adotada é o efeito da consideração da resistência dos painéis de revestimento sobre a resistência ao fogo da edificação. Construções LSF podem ser vulneráveis ao fogo, visto que o aço perde resistência quando exposto à altas temperaturas. Assim, esta consideração poderia exaltar o risco de falha das edificações, pois a sua integridade estrutural depende da resistência ao fogo dos painéis de revestimento e da conexão destes com os montantes. Outra frente de pesquisa é no campo da confiabilidade desta aplicação, analisando os principais elementos estruturais e de conexão ao longo da vida útil da edificação.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988. **Forças Devidas Ao Vento Em Edificações** (NBR 6123:1988), Rio De Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003. **Ações E Segurança Nas Estruturas - Procedimento** (NBR 8681:2003), Rio De Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008. **Projeto De Estruturas De Aço E De Estruturas Mistas De Aço E Concreto De Edifícios** (NBR 8800:2008), Rio De Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010. **Dimensionamento De Estruturas De Aço Constituídas Por Perfis Formados A Frio** (NBR 14762:2010), Rio De Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2012. **Perfis Estruturais De Aço Formados A Frio - Padronização** (NBR 6355:2012), Rio De Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014. **Perfis De Aço Formados A Frio, Com Revestimento Metálico, Para Painéis Estruturais Reticulados Em Edificações - Requisitos Gerais** (NBR 15253: 2014), Rio De Janeiro, RJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019. **Ações Para O Cálculo De Estruturas De Edificações** (NBR 6120:2019), Rio De Janeiro, RJ.

AISI S100 2020 - American Iron And Steel Institute - **North American Specification For The Design Of Cold-formed Steel Structural Members**. AISI Standard, 2020 Edition. Approved In Canada By The Csa Group. Endorsed In Mexico By Canacero.

AISI S240 2020 - American Iron And Steel Institute - **North American Standard For Cold-formed Steel Structural Framing**. AISI Standard, 2020 Edition. Approved In Canada By The Csa Group. Endorsed In Mexico By Canacero.

APA D510C, 2008. **Panel Design Specification**. The Engineered Wood Association. Tacoma, Washington, USA, 2008.

BATISTA, E.M., 2010 Effective Section Mode: A General Direct Method For The Design Of Steel Cold-formed Members Under Local-global Buckling Interaction. **Thin-walled Structures**. v. 48, p. 345-356, 2010.

CBCA, 2012: **Manual De Construções Em Aço, Steel Framing**: Arquitetura. 2. ed. Rio De Janeiro: IBS/CBCA - Centro Brasileiro Da Construção Em Aço. 2012, 151 p.

CBCA, 2016: **Manual De Construções Em Aço, Steel Framing**: Engenharia. Rio De Janeiro: IBS/CBCA - Centro Brasileiro Da Construção Em Aço. 2016, 224 p.

CICHINELLI, G., 2017. Obras com sistema light steel frame. **Revista Finestra**, [s. l.], ed. 104, 12 jun. 2017.

CRASTO, R., 2005. **Arquitetura E Tecnologia Em Sistemas Construtivos Industrializados: Light Steel Framing**. Mestre em Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto.

GREEN, G. G.; WINTER, G.; CUYKENDALL, T. R. , 1947. **Light Gage Steel Columns In Wall Braced Panels**. Cornell University Engineering Experiment Station, 1947. 35: p. 1-50

GRIOLETTI, G., 2008. **Otimização Via Algoritmos Genéticos De Perfis U Formados A Frio Submetidos À Compressão Utilizando O Método Da Resistência Direta**. Ph.D. Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul.

LI, Z. AND SCHAFER, B., 2010. Application of the finite strip method in cold-formed steel member design. **Journal of Constructional Steel Research**, 66(8-9), pp.971-980.

MEZZOMO, G., 2012. **Análise De Flambagem De Perfis Formados A Frio Utilizando Modos Puros De Deformação**. Ph.D. Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul.

PETERMAN, K. D., 2012. **Experiments on the stability of sheathed cold formed steel studs under axial load and bending**. M.S. thesis, Johns Hopkins Univ, Baltimore, MD

PETERMAN, K.D.; SCHAFER, B.W., 2014. Sheathed Cold-formed Steel Studs Under Axial And Lateral Load, **Journal Of Structural Engineering**, ASCE, 2014.

SANTIAGO, A., 2008. **O Uso Do Sistema Light Steel Framing Associado A Outros Sistemas Construtivos Como Fechamento Vertical Externo Não Estrutural**. Mestre em Ciências Da Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto.

SCHAFER, B.W., ÁDÁNY, S., 2006. **Buckling Analysis Of Cold-formed Steel Members Using Cufsm: Conventional And Constrained Finite Strip Methods**. Eighteenth International Specialty Conference On Cold-formed Steel Structures, Orlando, FL. Outubro de 2006.

SCHAFER, B., 2008. **The Direct Strength Method of cold-formed steel member design**. **Journal of Constructional Steel Research**, 64(7-8), pp.766-778.

SCHAFER, B.W., 2013, **Sheathing Braced Design of Wall Studs**, Final Report, American Iron and Steel Institute, 2013.

SELVARAJ, S.; MADHAVAN, M.. Improvements in AISI Design Methods for Gypsum-Sheathed Cold-Formed Steel Wall Panels Subjected to Bending. **Journal of Structural Engineering**, v. 145, n. 2, p. 04018243, 2019.

VIEIRA JR., L., 2011. **Behavior And Design Of Sheathed Cold-formed Steel Stud Walls Under Compression**. Ph.D. Johns Hopkins University.

VIEIRA, L. C. M.; SCHAFER, B. W. Behavior and Design of Sheathed Cold-Formed Steel Stud Walls under Compression. **Journal of Structural Engineering**, v. 139, n. 5, p. 772-786, 2013.

VITOR, R., 2012. **Modelagem Numérica de Diagonais Equivalentes em Painéis de Cisalhamento do Sistema Light Steel Framing**. Mestre em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal De Minas Gerais.

VON KÁRMÁN, T.; SECHLER E. E.; DONNELL, L. H., 1932. The strength of thin plates in compression.. **Transactions of the American Society of Mechanical Engineers**. ASME, v. 54, p. 54-5.

WEIMER, B., 2017. **Avaliação Da Influência De Furos Na Capacidade Resistente De Perfis Usados No Sistema Construtivos Light Steel Frame**. Dissertação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

WINTER, G. 1968. **Theoretical Solutions and Tests Results**, Preliminary Publication, 8° Congress: **The International Association for Bridge and Structural Engineering**. p. 101-12.