



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS *LIGHT STEEL*
***FRAME* COM FOCO NA MODELAGEM NUMÉRICA**

ANNE CAROLINE LINHARES MONTEIRO

JOÃO PESSOA
2017

ANNE CAROLINE LINHARES MONTEIRO

**ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS *LIGHT STEEL*
FRAME COM FOCO NA MODELAGEM NUMÉRICA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal da Paraíba, como um dos
requisitos para a obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil

Orientadora: Prof^ª. Dr^ª. Andrea Brasiliano
Silva

JOÃO PESSOA
2017

M764a Monteiro, Anne Caroline Linhares

Análise da capacidade resistente de painéis *Light Steel Frame* com foco na modelagem numérica./ Anne Caroline Linhares Monteiro. – João Pessoa, 2017.

74f. il.:

Orientador: Prof. Dr. Andrea Brasiliano Silva

Monografia (Curso de Graduação em Engenharia Civil) Campus I - UFPB / Universidade Federal da Paraíba.

1. *Light Steel Frame* 2. Modelagem numérica 3. Eficiência estrutural
I. Título.

BS/CT/UFPB

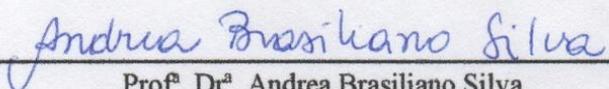
CDU: 2.ed. 624 (043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANNE CAROLINE LINHARES MONTEIRO

ANÁLISE DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS *LIGHT STEEL FRAME* COM FOCO NA MODELAGEM NUMÉRICA

Trabalho de Conclusão de Curso em 05/06/2017 perante a seguinte Comissão Julgadora:



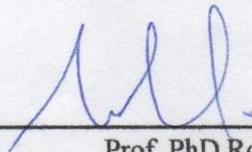
Prof. Dr.ª Andrea Brasiliano Silva
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aprovado



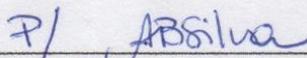
Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. PhD Roberto Leal Pimentel
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Dr. Ana Cláudia Fernandes Medeiros Braga
Matrícula Siape: 1668619
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

Prof.ª Andrea Brasiliano
Vice - Coordenadora - CCGEC
Siape 1549557

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo seu amor e cuidado incondicional. Por ter me sustentado e me guiado durante a realização deste curso. A Ele toda a glória.

Aos meus pais, Elenilson e Ana Cléia, por nunca terem medido esforços para contribuir com meus estudos. À minha irmã, Marianne, pela amizade e apoio. A Arthur, por tornar os desafios da graduação mais leves.

À minha orientadora, Prof. Dr. Andrea Brasiliano Silva, pelo esmero e dedicação no auxílio ao longo realização deste trabalho. Ao Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes, pela contribuição acadêmica e pelo vasto conhecimento agregado durante a graduação.

À Construtora Ambiente Ideal Soluções Construtivas por fornecer o material utilizado na pesquisa experimental utilizada como base deste estudo.

Aos amigos e demais colegas de curso, pelo companheirismo e ajuda mútua, dividindo as dificuldades e as alegrias dessa árdua jornada.

Àqueles que fizeram parte do meu crescimento profissional e acadêmico, em especial a GIGOV-JP, Construtora Ambiente Ideal Soluções Construtivas e LENHS-UFPB.

Aos demais professores e funcionários do curso de Engenharia Civil na UFPB, por fazerem parte dessa conquista através do exercício, com muito zelo e dedicação, dos seus valorosos ofícios.

RESUMO

Mesmo diante da crise econômica enfrentada nos últimos anos, a construção civil no Brasil ainda é um dos setores que mais contribuem para o crescimento econômico e social do país. Apesar da relevância, é caracterizado pela falta de investimento e uso intensivo de métodos construtivos artesanais com baixa produtividade e grande desperdício de materiais. Na contramão deste cenário, a industrialização da construção se propõe a otimizar as etapas deficientes dos processos construtivos, aperfeiçoando-as ou criando novos métodos que possam gerar maior eficiência e qualidade. Dentre os métodos construtivos racionais, ganha destaque um sistema pouco difundido no Brasil, porém já bastante consolidado em países desenvolvidos, o *Light Steel Frame* (LSF). Diante da importância da inserção de novas tecnologias na construção civil e da necessidade de compreender o comportamento estrutural da técnica que se emprega, este estudo busca avaliar o desempenho estrutural de painéis LSF, a partir da modelagem numérica, tendo como foco a verificação da capacidade resistente dos perfis metálicos e a análise do comportamento tensão x deformação deste material, quando submetido a esforços de compressão. Para avaliar a eficiência do sistema foi estudada, em paralelo, a alvenaria estrutural, por entender que estes são métodos construtivos estruturalmente equivalentes. Os resultados obtidos revelaram que alvenaria estrutural suportou cargas 2,5 vezes maiores cargas que o LSF, porém com uma estrutura 5,2 vezes mais robusta. Logo, considerando a relação carga máxima/peso das paredes, observou-se que o sistema LSF foi, neste estudo, mais eficiente estruturalmente. Frente às vantagens construtivas e a eficiência estrutural deste sistema conclui-se que o LSF é uma solução construtiva viável e racional.

Palavras-chave: *Light Steel Frame*; Modelagem numérica; Eficiência estrutural.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVO.....	15
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1	CONCEITO	16
3.2	HISTÓRICO	16
3.3	O SISTEMA <i>LIGHT STEEL FRAME</i> NO BRASIL E NA PARAÍBA.....	18
3.4	MODELAGEM NUMÉRICA DE PAINÉIS <i>LIGHT STEEL FRAME</i>	20
4	O SISTEMA <i>LIGHT STEEL FRAME</i>	22
4.1	NORMAS TÉCNICAS	22
4.2	MATERIAIS	22
4.2.1	Modelo Constitutivo do Aço	22
4.3	COMPONENTES	23
4.4	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	24
4.4.1	Flambagem Global	25
4.4.2	Flambagem Local	26
4.4.3	Flambagem Distorcional.....	26
4.4.4	Metodologia de Cálculo segundo a ABNT NBR 14762:2010	27
5	METODOLOGIA.....	30
5.1	FERRAMENTA NUMÉRICA SAP2000® E O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS	30
5.2	DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS	32
5.3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	35
5.3.1	<i>Light Steel Frame</i>	35
5.3.2	Alvenaria Estrutural.....	38
5.4	GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	43
5.4.1	<i>Light Steel Frame</i>	43
5.4.2	Alvenaria Estrutural.....	43
5.5	ESCOLHA DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	43
5.5.1	<i>Light Steel Frame</i>	43
5.5.2	Alvenaria Estrutural.....	46
5.6	DESCRIÇÃO DOS CASOS ANALISADOS	47

6	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	49
6.1	ALVENARIA ESTRUTURAL	49
6.1.1	Análise Experimental	49
6.1.2	Análise Analítica	50
6.1.3	Análise Numérica	51
6.1.4	Discussão	52
6.2	<i>LIGHT STEEL FRAME</i>	57
6.2.1	Análise Experimental	57
6.2.2	Análise Analítica	59
6.2.3	Análise Numérica	60
6.2.4	Discussão	60
6.3	ANÁLISE COMPARATIVA DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	64
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	66
7.1	CONCLUSÕES	66
7.1.1	Modelo Numérico de Alvenaria Estrutural	66
7.1.2	Modelo Numérico LSF	66
7.1.3	Análise Comparativa entre os Sistemas Estruturais	67
7.2	RECOMENDAÇÕES	67
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68
	APÊNDICE A	72

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Sistema estrutural de uma residência em LSF.	16
Figura 2 - Obras com LSF na Paraíba.	20
Figura 3 - Obras com <i>Light Steel Frame</i> na Paraíba.	20
Figura 4 - Um dos modelos estruturais analisados, via SAP2000®, por Bevilaqua (2005).....	21
Figura 5 - a) comportamento elasto-plástico com encruamento; b) modelo trilinear simplificado.	23
Figura 6 – Componentes de um painel LSF.	23
Figura 7 – Abertura nos montantes.....	24
Figura 8 - Modos de instabilidade simples e acoplados para o perfil do tipo Ue submetido à compressão.	25
Figura 9 - Modos de flambagem global: a) por flexão; b) por torção; c) por flexo-torção.	26
Figura 10 - Flambagem local em um perfil U enrijecido.	26
Figura 11 - Flambagem por distorção da seção transversal perfil Ue submetida à compressão.	27
Figura 12 - Estágios de comportamento pós-flambagem de um elemento enrijecido submetido à compressão.....	27
Figura 13 - Etapas da modelagem numérica computacional.	30
Figura 14 - Passos principais na análise de uma estrutura.	31
Figura 15 - Elementos <i>Frame</i> do sistema LSF no SAP2000®: a) montante; b) guias.....	32
Figura 16 - Coordenadas globais no <i>software</i> SAP2000®.....	32
Figura 17- Placa de OSB representada pelo elemento <i>Shell</i> no SAP2000®.....	33
Figura 18 - Parede de alvenaria representada pelo elemento <i>Shell</i> no SAP2000®.....	34
Figura 19- Técnicas de modelagem da alvenaria: a) exemplar da alvenaria; b) micromodelagem; c) micromodelagem simplificada; d) macromodelagem.	34
Figura 20 – Pequena parede LSF: a) durante ensaio de compressão; b) parte interna sem uma das faces de revestimento OSB.	35
Figura 21 - Características geométricas dos perfis U e Ue, respectivamente.....	36
Figura 22 - a) vazio existente nos montantes das pequenas paredes; b) dimensões do vazio. .	37
Figura 23 - Pequena parede de alvenaria estrutural, durante e antes do ensaio de compressão, respectivamente.	39
Figura 24 - Relação entre as resistências à compressão da pequena parede e do prisma.....	42

Figura 25 - Esquema de discretização do montante.	45
Figura 26 - Modelo 1.	48
Figura 27 - Modelo 2: a) caso 1.e 2; b) caso 3.	48
Figura 28 - Esquema ilustrativo da metodologia empregada na análise experimental e pequena parede de alvenaria antes do ensaio de compressão.	49
Figura 29 - Curvas Tensão x Deformação das pequenas paredes de alvenaria obtidas experimentalmente.....	50
Figura 30 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede de alvenaria obtida analiticamente.	51
Figura 31 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede de alvenaria obtida numericamente.....	52
Figura 32 - Distribuição de tensões de compressão no modelo numérico da pequena parede de alvenaria para carga de ruptura teórica.....	56
Figura 33 - Fissuras nas pequenas paredes PP_ALV4, PP_ALV3 e PP_ALV6 na ruína.	57
Figura 34 -Esquema ilustrativo da metodologia empregada na análise experimental e pequena parede LSF antes do ensaio de compressão.....	58
Figura 35 - Curvas Tensão x Deformação obtidas experimentalmente para as pequenas paredes de alvenaria.....	58
Figura 36 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede LSF obtida analiticamente, com e sem consideração dos vazios nos montantes.	59
Figura 37 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede LSF obtida numericamente, com e sem consideração dos vazios nos montantes.	60
Figura 38 - Flambagem do montante na região dos furos.	62

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Estágios de desenvolvimento da construção civil.	11
Tabela 2 - Análise comparativa entre um sistema convencional e o <i>Light Steel Frame</i>	13
Tabela 3 – Propriedades geométricas dos perfis Ue e U utilizados.	36
Tabela 4 - Propriedades mecânicas do painel OSB.	38
Tabela 5 - Dados para obtenção das propriedades mecânicas do material compósito.	40
Tabela 6 - Propriedades mecânicas do material compósito.	42
Tabela 7 - Resistência média à compressão da pequena parede de alvenaria estrutural (NUNES, 2017).	42
Tabela 8 - Características do montante para o cálculo da carga crítica de flambagem.	44
Tabela 9 - Carga crítica: Solução Analítica x SAP2000®.	45
Tabela 10 - Tensão de compressão na base do OSB (kN/m ²): Solução Analítica x SAP2000®.	46
Tabela 11- Tensão de compressão na base da parede de alvenaria estrutural (kN/m ²): Solução Analítica x SAP2000®.	47
Tabela 12 - Resumo dos resultados obtidos nas análises analítica, numérica e experimental para as pequenas paredes de alvenaria estrutural.	52
Tabela 13 - Análise de dados de PP_ALV5 em uma faixa específica.	53
Tabela 14 – Novos resultados de deformação para o modelo numérico para o módulo de elasticidade obtido experimentalmente.	54
Tabela 15 - Deformação numérica e o intervalo de variação dos resultados experimentais. ...	55
Tabela 16 - Carga de ruptura das pequenas paredes de alvenaria estrutural.	56
Tabela 17 - Resumo dos resultados obtidos nas análises analítica, numérica e experimental para as pequenas paredes LSF.	61
Tabela 18 - Deformação numérica nos Casos 1, 2 e 3 e o intervalo de variação dos resultados experimentais.	62
Tabela 19 - Carga máxima suportada pelas pequenas paredes LSF.	63
Tabela 20 - Análise da eficiência das paredes LSF e alvenaria estrutural.	64

1 INTRODUÇÃO

Mesmo diante da crise econômica vivenciada no Brasil em 2016, a construção civil ainda assume uma parcela importante do Produto Interno Bruto (PIB), contribuindo para o crescimento econômico e social do país. Além disso, é um dos setores da economia que mais absorve mão de obra, empregando 13 milhões de pessoas, considerando empregos formais e informais.

Apesar da relevância, no panorama econômico nacional, Ceotto (2005) afirma que nas últimas décadas não foram observadas significativas alterações nas técnicas construtivas empregadas na construção civil brasileira. Contrariamente, do ponto de vista sistêmico pode-se afirmar que se constrói de forma muito semelhante do que setenta anos atrás.

Segundo El Debs (2000), na construção civil assim como em grande parte de outras atividades industriais, pode-se caracterizar três estágios de desenvolvimento: manufatura, mecanização e industrialização. A Tabela 1 caracteriza cada estágio no que se refere a metodologia de planejamento, a unidade produtiva vigente, o modo de produção e os recursos utilizados.

Tabela 1 - Estágios de desenvolvimento da construção civil.

	Manufatura	Mecanização	Industrialização
Planejamento	Improvisação	Projeto	Planificação
Unidade produtiva	Individual	Empresa	Fábrica
Produção	Unitária	Unitária com máquinas	Massiva
Recursos/investimentos	Ferramentas manuais	Investimento em equipamentos	Investimento em máquinas

Fonte: Adaptado de EL DEBS, 2000.

Atualmente, no setor de edificações brasileiro vigora o sistema construtivo convencional de concreto armado associado à alvenaria de vedação. Por se tratar de um sistema completamente artesanal, em geral, caracteriza-se pela baixa produtividade e pelo grande desperdício de materiais.

Frente à falta de investimento em novas tecnologias e uso intensivo de métodos construtivos artesanais, pode-se concluir que o setor de construção brasileiro encontra-se em um estágio de transição entre a manufatura e uma desordenada mecanização. Para Abiko *et al.* (2005), consequências disso são: a baixa produtividade do setor, estimada em apenas um terço da observada em países desenvolvidos; a ocorrência de graves problemas de qualidade dos

produtos, resultando em elevados custos de correções e manutenção pós-entrega; e a capacitação técnica deficiente.

Na contramão deste cenário, a industrialização da construção se propõe a otimizar as etapas deficientes dos processos construtivos existentes, aperfeiçoando-as ou criando novos métodos que possam gerar maior produtividade e qualidade. Nas obras de construção civil, o processo de industrialização pode ser observado através da utilização de estruturas pré-fabricadas e pelo uso de máquinas, que substituem ou reduzem gradativamente a produção artesanal.

Desse modo, através de um planejamento planejado, produção massiva e uso de máquinas, em um local diferente do canteiro de obras, é possível garantir um maior controle da qualidade das peças; otimização de custos; aumento da produtividade, através da padronização e racionalização; cronogramas rígidos; maior confiabilidade do produto final; mão de obra qualificada; e diminuição do impacto ambiental.

Ainda que grande parte dos setores da construção civil brasileira seja resistente à inovação, alguns segmentos, influenciados pelas tecnologias externas e visando o aumento de sua eficiência, têm sinalizado pela aceitação de novas formas de construir (SANTIAGO, 2008). Segundo o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA, 2015), um dos setores mais industrializados no Brasil é o da construção metálica. Este tipo de construção tem crescido anualmente e tende a expandir ainda mais, frente às vantagens proporcionadas em relação ao sistema convencional.

Dentre os métodos construtivos industrializados, ganha destaque um sistema pouco difundido no Brasil, porém já bastante consolidado em países desenvolvidos, o *Light Steel Frame* (LSF). O LSF é um sistema construtivo construído em perfis de aço galvanizado formado a frio, projetados para suportar as cargas da edificação e garantir seus requisitos de funcionamento.

Os perfis de aço formados a frio (PFF) são cada vez mais viáveis para uso na construção civil, em vista da rapidez e economia exigidas pelo mercado. Este elemento estrutural pode ser eficientemente utilizado em galpões de pequeno e médio porte, coberturas, mezaninos, em casas populares e edifícios de pequeno e médio portes. Além disso, como toda estrutura feita de aço, possui um tempo reduzido de execução e por ser composto de chapas finas, possui leveza, facilidade de fabricação, de manuseio e de transporte.

Construseco [201-] elaborou um estudo comparativo entre o sistema convencional e o sistema *Light Steel Frame*, levando em consideração aspectos técnicos, construtivos e econômicos. A Tabela 2 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 2 - Análise comparativa entre um sistema convencional e o *Light Steel Frame*.

Aspecto	Sistema Convencional	Sistema <i>Light Steel Frame</i>
Organização do canteiro de obra	Em geral, sujo ou com dificuldade para manutenção de limpeza.	Limpo e organizado.
Fundação	Entre 10% e 15% do custo total da obra.	Entre 5% e 7% do custo total da obra.
Estrutura	Em concreto armado: sua qualidade é determinada por fatores inconstantes como mão-de-obra e matéria prima.	Em aço galvanizado: obedece rigorosos conceitos de qualidade.
Interação com projetos complementares	Colocação de canos e eletrodutos com quebra de paredes, desperdício de materiais e retrabalho.	Colocação de canos e eletrodutos sem desperdício e sem retrabalho.
Isolamento térmico	Permite facilmente a passagem de calor pelas paredes.	Passagem de calor é dificultada pelas paredes, devido ao uso de lã de vidro.
Uso de água na obra	Grande utilização no processo construtivo.	Utilização mínima (somente utilizada nas fundações).
Reparos de defeitos ocultos	Difícil, exigindo quebra de paredes.	Simples, com a retirada e relocação do revestimento.
Ampliação e reformas	Demorada, gerando na maioria dos casos transtornos, com desperdício de materiais e sujeira.	Rápida e limpa, inclusive com a possibilidade de reaproveitamento da maioria dos materiais.
Prazo de execução	Longo e impreciso.	Até 1/3 menor e com maior precisão.
Sustentabilidade	Utiliza produtos que degradam o meio ambiente (areia, tijolo, brita).	É um sistema ecologicamente correto (o aço é um dos produtos mais reciclados em todo o mundo).
Durabilidade	Acima de 300 anos.	Acima de 300 anos.
Preço por metro quadrado	Similar ao Sistema <i>Steel Frame</i> .	Similar ao sistema convencional. Ao avaliar custos diretos e indiretos, em muitos casos o sistema <i>Steel Frame</i> é mais econômico.

Fonte: Construseco, 201-.

Por se tratar de um sistema estrutural relativamente recente, sobretudo no Brasil, não existem muitos estudos relativos ao comportamento estrutural das paredes LSF. Assim, são comumente utilizadas apenas como paredes divisórias, pouco resistentes, ou sem capacidade de contribuírem para a melhoria do comportamento global da estrutura.

Neste contexto, é fundamental compreender o comportamento estrutural do sistema que se idealiza para que o dimensionamento da estrutura seja feito de forma segura, racional e econômica.

Segundo Martha (2010), a análise estrutural permite idealizar o comportamento da estrutura, através de quatro níveis de abstração: estrutura real, modelo estrutural, modelo

discreto e modelo computacional. O modelo estrutural incorpora teorias e hipóteses (geometria do modelo, condições de suporte, comportamento dos materiais) para descrever o comportamento da estrutura real, em função das diversas solicitações. O modelo discreto, por sua vez, é obtido através da substituição de soluções analíticas contínuas por valores discretos. Por fim, o modelo computacional consiste na implementação gráfica da estrutura, facilitando o desenvolvimento de tarefas de cálculo.

Segundo Silva (2013), a modelagem numérica computacional é uma ferramenta imprescindível na análise estrutural, garantindo um estudo mais aprofundado das tensões resistentes e deformações.

Diante do exposto, é razoável afirmar que um maior conhecimento do comportamento estrutural dos elementos de aço constituintes do sistema LSF poderá proporcionar sua utilização com maior segurança e economia, contribuindo também para minorar o uso de recursos naturais e o desperdício.

2 OBJETIVO

Este trabalho tem por objetivo avaliar o desempenho estrutural de painéis LSF, comumente associados ao sistema estrutural *Light Steel Frame*. Para tanto propõe-se uma modelagem numérica utilizando o pacote computacional SAP2000[®], fundamentado no Método dos Elementos Finitos (MEF), tendo como foco a verificação da capacidade resistente dos perfis formados a frio e a análise do comportamento tensão x deformação deste material, quando submetido a esforços de compressão.

Para avaliar a eficiência do *Light Steel Frame*, será estudada simultaneamente a alvenaria estrutural, por entender que estes são métodos construtivos equivalentes, quanto ao comportamento estrutural. Em ambos os sistemas a distribuição de esforços se dá por meio das paredes, diferindo das técnicas construtivas convencionais nas quais as cargas são direcionadas para elementos lineares, como vigas e pilares.

Com vistas a validar as respostas obtidas a partir da modelagem numérica, os elementos modelados simularão pequenas paredes reais de dimensão média 1,20 x 1,20 m. Estas foram submetidas a ensaios experimentais desenvolvidos por Nunes (2017), no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas – LABEME, na Universidade Federal da Paraíba.

Para este fim, e em conformidade com a metodologia proposta, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Propor um modelo de parede LSF e de em alvenaria estrutural que simule o comportamento à resposta linear de uma pequena parede real;
- Analisar comparativamente as respostas analíticas, numéricas e experimentais;
- Avaliar o comportamento estrutural do sistemas LSF e alvenaria estrutural, a partir dos resultados obtidos.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CONCEITO

Segundo Freitas e Crasto (2006), o LSF, também conhecido por sistema autoportante de construção a seco, é um método construtivo de concepção racional, no qual as estruturas são compostas por perfis formados a frio de aço galvanizado constituindo painéis estruturais e não-estruturais, vigas secundárias e de piso, e tesouras de telhado. A Figura 1 apresenta uma estrutura concebida utilizando o sistema.

Figura 1 - Sistema estrutural de uma residência em LSF.



Fonte: Grupo Flasan, 2014.

É possível notar que o objetivo principal do sistema consiste em dividir as cargas da edificação em um grande número de elementos estruturais, onde cada um deles irá responder por uma pequena parte, proporcionando uma distribuição uniforme das cargas na fundação.

Para o fechamento das edificações LSF um dos materiais mais utilizados é o *Oriented Strand Board (OSB)*, uma chapa estrutural de madeira com fibras orientadas em três camadas perpendiculares unidas com resinas e prensadas sob altas temperaturas. Além da função de fechamento, diversos estudos comprovam a eficiência dos painéis OSB como contraventamento da edificação, funcionando como *Shear Walls*.

3.2 HISTÓRICO

Os métodos construtivos existentes, nos dias de hoje, surgiram em diferentes contextos, épocas e lugares, tendo em comum a finalidade de atender às demandas locais. Neste contexto, em meados do século XX, surge o sistema estrutural *Light Steel Frame (LSF)*.

Segundo Futureng (2003), a origem do LSF remonta aos Estados Unidos, no Século XIX, período em que a população do país multiplicou-se por dez. Para atender a acelerada urbanização, a solução adotada foi recorrer aos materiais disponíveis localmente e a métodos práticos e rápidos que permitissem aumentar a produtividade na construção. Assim, o sistema *Wood Frame* fez com que a madeira se tornasse o principal elemento estrutural dos americanos naquela época.

Durante décadas, o sistema *Wood Frame* dominou a construção civil americana, porém o desenvolvimento bélico do país no período da Segunda Guerra Mundial gerou um cenário propício para o uso de um novo material, o aço. Segundo Bateman (1998, *apud* ECKER; MARTINS, 2014) houve, nesta época, um grande progresso da economia estadunidense e um farto crescimento na produção de aço, o que fomentou a substituição da madeira pelas estruturas metálicas, visto que eram mais leves e resistentes a intempéries.

Assim, em 1933 foi lançado, na Feira Mundial de Chicago, o protótipo de uma residência em LSF, que utilizava perfis de aço substituindo a estrutura em madeira. Porém, a consagração do sistema só se daria entre as décadas de 1980 e 1990, com a forte instabilidade na qualidade e no preço da madeira; culminando em 1991, ano em que o valor deste insumo subiu 80% em quatro meses, o que levou muitos construtores a aderir ao aço imediatamente (BEVILAQUA, 2005).

A partir de 1939, foram desenvolvidas pesquisas sobre os PFF sob a coordenação do *American Iron and Steel Institute* (AISI). A partir destas, sete anos mais tarde foi publicada a *Specification For The Design Of Light Gage Steel Structural Members* contendo as especificações para projetos do AISI. Desde então, significativos progressos foram obtidos nas áreas de desempenho estrutural, cursos de treinamento para os profissionais e publicações a respeito do LSF (BEVILAQUA, 2005).

De acordo com Bateman (1998, *apud* ECKER; MARTINS, 2014), o crescimento da produção do aço e as barreiras para uso da madeira, contribuíram para que os perfis metálicos passassem a ser mais utilizados nas construções residenciais. Estimou-se que, até o final dos anos 90, 25% das residências construídas nos Estados Unidos eram em LSF. Outros países, sobretudo na Europa, onde a construção é predominantemente industrializada, também incorporaram este sistema.

Em 1995, a indústria norte-americana de aço, através do *American Iron and Steel Institute* (AISI) e o *Canadian Sheet Steel Building Institute* (CSSBI) formaram um comitê para

desenvolver o mercado de construção residencial em aço. Assim, diversos trabalhos foram realizados com o propósito de difundir a utilização do LSF em edificações (VITOR, 2012).

No Brasil, a primeira publicação de documento relacionado ao tema se deu em 2003, intitulado de Sistema construtivo utilizando perfis estruturais formados a frio de aços revestidos (*steel frame*) – Requisitos e condições mínimos para financiamento pela caixa.

3.3 O SISTEMA *LIGHT STEEL FRAME* NO BRASIL E NA PARAÍBA

O sistema LSF é muito empregado em países como os Estados Unidos da América (EUA), Canadá e nos continentes Europeu e Asiático. No Brasil, entretanto, sua utilização é relativamente recente. De acordo com Rodrigues (2006), o LSF só foi introduzido aqui no ano de 1998 e o seu foco, naquele momento, estava no setor de construções residenciais de médio e alto padrão.

Com a sua propagação e o aumento da escala de produção dos materiais utilizados neste sistema, o custo final da construção diminuiu muito, a ponto de permitir seu emprego em habitações populares brasileiras. Um dos exemplos é a Vila Dignidade, que engloba um condomínio de 22 residências construídas na cidade de Avaré - SP.

Ao longo dos anos, o sistema vem gradativamente disseminando-se pelo país, porém ainda é pouco utilizado se comparado a outros métodos construtivos. A realidade é que existem alguns desafios associados a efetiva inserção do LSF à construção civil brasileira, tais como, a cultural de produção artesanal e a falta de conhecimento sobre métodos novos e racionais de construção.

Apesar da adoção discreta do LSF nos canteiros de obras, fora deles alguns pesquisadores vêm somando esforços para compreender melhor o sistema e como ele pode contribuir para o desenvolvimento do mercado de construção civil no Brasil.

Conforme Bevilaqua (2005), o LSF é uma boa alternativa, para a execução de prédios residenciais, especialmente moradias populares, podendo ajudar a diminuir o grande déficit habitacional no Brasil. O autor defende que isto é possível, pois os perfis formados a frio têm sido empregados nas construções metálicas brasileiras devido ao baixo custo de produção, à fabricação simples e à rapidez na execução.

No que se refere à racionalização da produção, Vivan, Paliari e Novaes (2010) afirmam que frente à grande superioridade produtiva e qualitativa sobre os sistemas tradicionais, o LSF promove maior eficácia na utilização da construção enxuta como filosofia de trabalho e de suas

ferramentas, garantindo às obras um caráter essencialmente de montagem cujos processos poderão ser efetivamente racionalizados viabilizando o ideal industrial para a construção civil.

Ecker e Martins (2014) justificam o uso do LSF destacando a sustentabilidade proporcionada pelo sistema, que possibilita a construção a seco (sem o uso da água) e gera menos resíduos que as construções convencionais.

Outro aspecto importante e que deve ser analisado é o custo. Por se tratar de um sistema industrializado, empregam-se materiais novos e tecnicamente evoluídos. Apesar disso, Futureng [201-] afirma que as construções com estrutura em aço são comercializadas por valores semelhantes a qualquer outra moradia de qualidade. Isto é possível devido à menor utilização de mão de obra, a uma gestão eficiente dos profissionais envolvidos e à racionalização dos materiais. Ou seja, ainda que o sistema gere custos diretos maiores que os convencionais, devido à redução dos custos indiretos, o preço torna-se competitivo.

Resumidamente, o cenário atual do LSF, na construção civil brasileira, pode ser traduzido por meio dos dados obtidos pela Fundação Getúlio Vargas - FGV e, pela análise destes, feita pela Associação Brasileira da Indústria de Materiais de Construção - ABRAMAT. Os estudos da FGV revelaram que o setor de construção brasileiro teve uma redução de 6,7% na sua produtividade, entre os anos de 2013 e 2016. Diante deste número, a ABRAMAT atestou o LSF como uma boa opção para o mercado, pois trata-se de um sistema construtivo que garante alta produtividade, prazos enxutos, qualidade das edificações e sustentabilidade (MARCELLINI, 2016). Ainda assim, o órgão admite que existem barreiras como a tributação, legislação que restringe a contratação de obras e a necessidade de qualificação.

No mercado de construção civil paraibano, o sistema *Light Steel Frame* foi inserido apenas no ano de 2015. Entre obras em execução e já concluídas há um total de sete na Paraíba, sendo 1 na cidade de Bananeiras, interior do Estado; 3 no município de Cabedelo; e 3 na capital João Pessoa, conforme ilustrado na Figura 2.

Dentre os tipos de obras executadas na Paraíba estão, principalmente, os sobrados em condomínios horizontais, porém o sistema também já foi empregado em um prédio comercial de 3 pavimentos (Figura 3.b). As residências das figuras 3.a e 3.d estão em execução, as demais já foram concluídas. Uma característica das obras desenvolvidas, até então, na Paraíba, com essa tecnologia, é que o sistema estrutural é do tipo misto, com associação de elementos de aço e painéis LSF. Neste caso, nota-se que o potencial estrutural do LSF não é utilizado em sua totalidade.

Figura 2 - Obras com LSF na Paraíba.



Fonte: Adaptado de Paraíba Total, [201-].

Figura 3 - Obras com *Light Steel Frame* na Paraíba.

Fonte: Acervo da empresa Ambiente Ideal Soluções Construtivas.

3.4 MODELAGEM NUMÉRICA DE PAINÉIS *LIGHT STEEL FRAME*

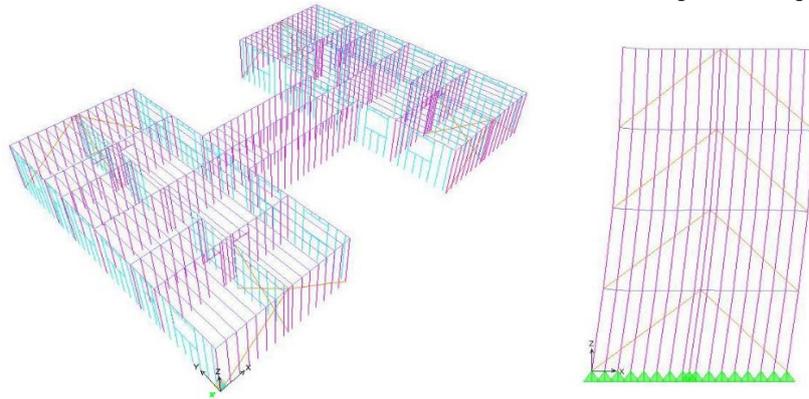
Enquanto a análise experimental requer aparato instrumental, rigoroso procedimento normativo e demanda um tempo maior de execução, devido às repetições que por vezes são necessárias, a modelagem computacional oferece praticidade nas simulações e dinamicidade nos cálculos. Além disso, modelos estruturais elaborados através de computadores são aptos a

traduzir o comportamento dos elementos, proporcionando o desenvolvimento de análises mais aprofundadas e simulações diversas.

Em 2005, Bevilaqua desenvolveu um estudo de análise numérica com o programa SAP2000[®], via MEF, de edifícios residenciais de quatro e de sete pavimentos estruturados no sistema LSF, considerando duas proposições arquitetônicas e diferentes alternativas estruturais. Nos modelos analisados foram consideradas como variáveis: altura dos prédios; espaçamentos entre perfis; contraventamento; e vigamento.

Com base nos resultados obtidos foi possível concluir que, considerando as propriedades mecânicas dos painéis de OSB como diafragma rígido de contraventamento, é possível utilizar o sistema LSF em prédios de até 7 pavimentos.

Figura 4 - Um dos modelos estruturais analisados, via SAP2000[®], por Bevilaqua (2005).



Fonte: BEVILAQUA, 2005.

Chodraui (2006), para avaliar o comportamento tensão x deformação dos PFF, realizou a análise experimental e a análise numérica não-linear, considerando os efeitos das imperfeições geométricas, bem como das tensões residuais. Os resultados permitiram constatar a viabilidade do emprego das curvas de resistência à compressão desenvolvidas para os perfis laminados e soldados também para os perfis formados a frio.

Para analisar o comportamento estrutural dos PFF, Silva (2013) realizou análises lineares, não-lineares e de flambagem de geometrias de painéis comumente empregados e indicadas na literatura e de formatos diferenciados. O autor buscou encontrar configurações que pudessem permitir maior estabilidade e a utilização de perfis mais esbeltos do que os indicados por norma para este tipo de sistema construtivo. A partir das simulações de modelos numéricos, constatou-se que os painéis com perfis metálicos com 0,5 mm de espessura ou painéis que utilizam de forma combinada perfis de 0,5 mm e de 0,95 mm de espessura não foram suficientemente resistentes.

4 O SISTEMA *LIGHT STEEL FRAME*

4.1 NORMAS TÉCNICAS

Segundo o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA) as normas técnicas que regem a utilização do sistema LSF no Brasil são:

- NBR 15253: 2014 - Perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis estruturais reticulados de edificações – Requisitos gerais;
- Sistema construtivo *Light Steel Frame* - Requisitos gerais;
- NBR 6355:2012 - Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização;
- NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento;
- Diretriz SINAT nº 003 PBQP/H-Sistemas Construtivos estruturados em perfis leves de aço (Sistemas leves tipo *Light Steel Frame*).

4.2 MATERIAIS

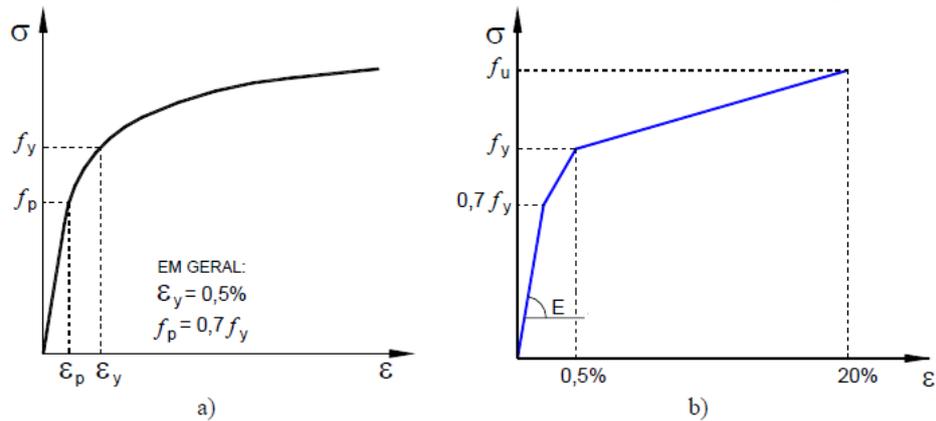
No sistema LSF são utilizados perfis formados a frio, que consistem em uma das formas estruturais do aço, obtida a partir da conformação a frio de chapas finas de aço, formando uma seção constituída de placas com alta relação largura/espessura.

Como requisitos de propriedades mecânicas, a NBR 15253:2014 estabelece que os PFF devem utilizar aço de qualidade estrutural com resistência ao escoamento mínima de 230 MPa. Nestes perfis deve-se aplicar um revestimento na superfície com zincagem de alta resistência, garantindo a proteção superficial à corrosão do substrato e o uso estrutural. A mesma norma limita a espessura mínima da chapa a 0,8 mm.

4.2.1 Modelo Constitutivo do Aço

Existem vários modelos de diagrama tensão-deformação para análise numérica das estruturas do aço. Porém Baságliã (2004), Chodraui (2006) e Júnior (2007), em seus estudos relativos a seções de aço com chapas finas, consideraram o modelo constitutivo elasto-plástico trilinear para análise dos perfis (Figura 5).

Figura 5 - a) comportamento elasto-plástico com encruamento; b) modelo trilinear simplificado.



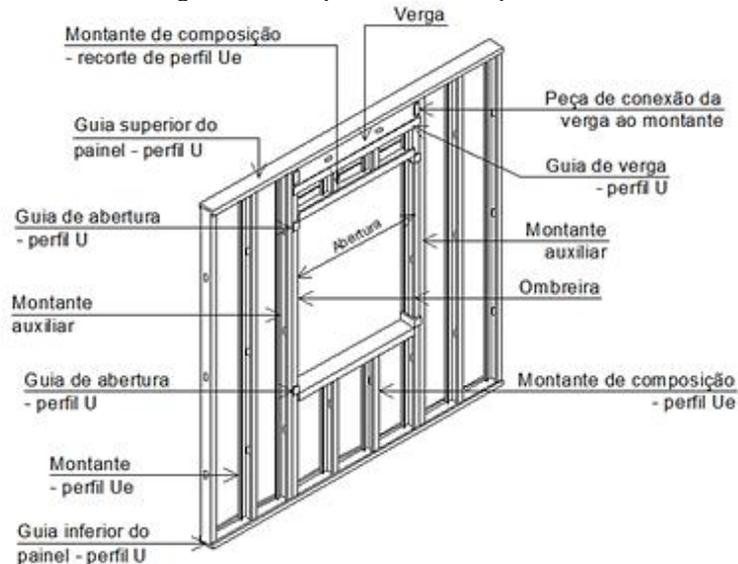
Fonte: Adaptado de Baságli, 2004.

A curva b representa uma simplificação do diagrama tensão-deformação elasto-plástico com encruamento (a), no qual considera-se o efeito do aumento da resistência do aço na deformação plástica, abaixo da temperatura de cristalização do material. Após várias análises, Chodraui (2006) constatou que o modelo trilinear pode ser considerado como uma aproximação satisfatória, quando não se dispõe de resultados de ensaios de caracterização.

4.3 COMPONENTES

Os painéis LSF podem ser compostos por diferentes elementos de acordo com as características arquitetônicas e estruturais das paredes, como pode ser observado na Figura 6.

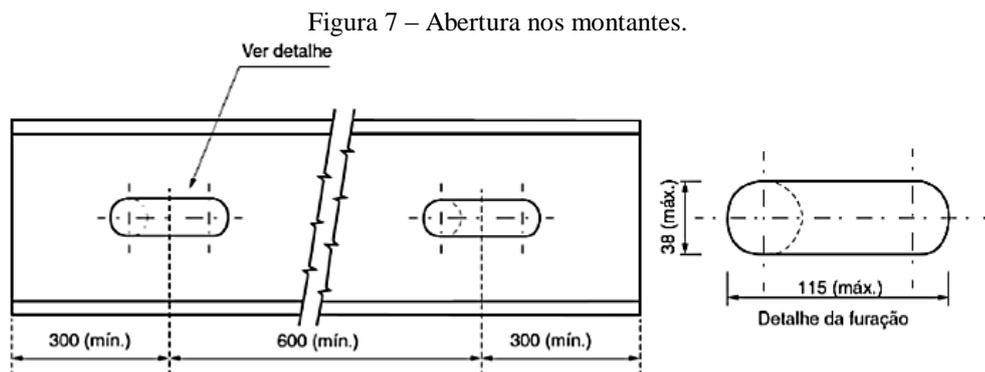
Figura 6 – Componentes de um painel LSF.



Fonte: FREITAS e CRASTO, 2006.

Dentre os principais componentes desse sistema podem ser destacados os montantes, perfis utilizados na vertical, responsáveis pela capacidade resistente da estrutura e pela transmissão dos esforços; e as guias, perfis empregados na base e no topo dos painéis de parede, porém sem transmitir nem resistir a esforços (FREITAS; CRASTO, 2006).

Para passagem de instalações elétricas e hidráulicas os montantes possuem aberturas na alma (Figura 7). As recomendações de forma, dimensões máximas e distâncias mínimas entre essas aberturas são preconizados pela NBR 15253:2014.



Fonte: ABNT NBR 15253, 2014.

Como os montantes não são capazes por si só de absorver os esforços horizontais no plano dos painéis, ocasionados principalmente pela ação de vento, a estabilidade global das edificações é, em geral, proporcionada pelo contraventamento em fitas de aço dispostas em diagonal na forma de “X”, “K”, “V” ou “^” nos painéis estruturais (Rodrigues, 2006).

Outra forma de contraventar os painéis metálicos é considerando o efeito de diafragma rígido proporcionado pelas placas de OSB utilizadas como revestimento dos montantes. Apesar de existirem estudos experimentais e teóricos que comprovem a eficiência dos painéis de OSB, no contraventamento, considera-se que o emprego de placas de revestimento como elementos de enrijecimento da estrutura de aço em LSF ainda não tem suficiente embasamento técnico, não existindo ainda normalização nacional e nem internacional sobre o assunto (RODRIGUES, 2006).

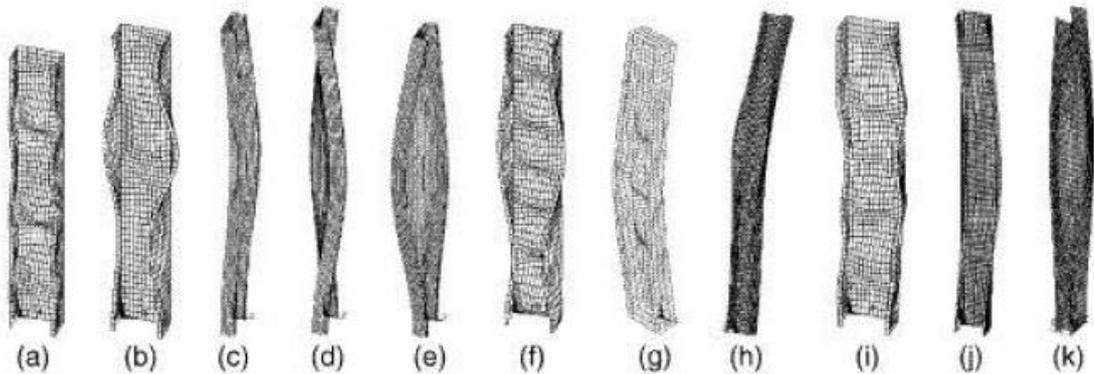
4.4 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Por se tratar de elementos cuja seção transversal é bem menor que o comprimento, e a espessura é consideravelmente menor que a largura, os perfis utilizados nos painéis LSF têm

comportamento estrutural de uma peça esbelta, sendo a flambagem um dos fenômenos críticos do seu comportamento estrutural.

Em geral, os perfis de aço de paredes esbeltas podem apresentar três modos simples de flambagem: global (por flexão, por torção ou por flexo-torção), local ou distorcional; e ainda combinações destas. A Figura 8 ilustra os modos de instabilidades possíveis em uma seção de chapa fina Ue.

Figura 8 - Modos de instabilidade simples e acoplados para o perfil do tipo Ue submetido à compressão.



Modos simples: (a) local - L; (b) distorcional - D; (c) global por flexão - F; (d) global por torção - T; (e) global por flexo-torção - FT

Modos acoplados: (f) L + D; (g) F + L; (h) F + D; (i) FT + L; (j) FT + D; (k) F + FT

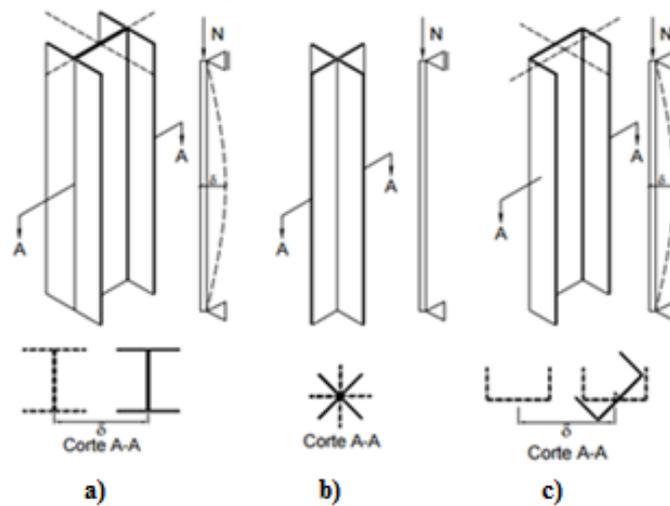
Fonte: DUBINA (2003) *apud* CHODRAUI, 2006.

4.4.1 Flambagem Global

A flambagem global é característica de barras com elevado índice de esbeltez global. Este fenômeno pode ocorrer basicamente de três formas (ALMEIDA, 2007):

- a) Flambagem por flexão: é bastante comum em pilares esbeltos, ocorre em torno do eixo de menor inércia e se caracteriza pelo encurvamento do eixo da barra solicitada (Figura 9.a);
- b) Flambagem por torção: dá-se pela rotação da seção transversal em torno de seu centro de torção (Figura 9.b);
- c) Flambagem por flexo-torção: é característica de vigas sem contenção lateral e resulta em encurvamento e torção simultâneos (Figura 9.c).

Figura 9 - Modos de flambagem global: a) por flexão; b) por torção; c) por flexo-torção.

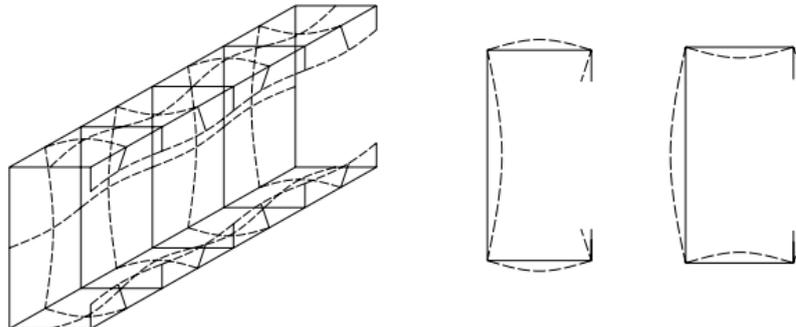


Fonte: ALMEIDA, 2007.

4.4.2 Flambagem Local

A flambagem local é um fenômeno no qual o eixo da barra permanece reto e as translações são normais aos planos médios dos elementos da peça, como pode ser visto na Figura 10 (SILVA, 2006).

Figura 10 - Flambagem local em um perfil U enrijecedor.

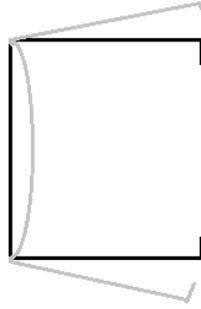


Fonte: Adaptado de ALMEIDA, 2007.

4.4.3 Flambagem Distorcional

Este fenômeno é causado pela perda de estabilidade do conjunto composto por um elemento comprimido associado a um ou mais enrijecedores. Na flambagem distorcional, além da flexão dos elementos, existirá ainda o deslocamento da aresta, o que não é observado na flambagem local.

Figura 11 - Flambagem por distorção da seção transversal perfil Ue submetida à compressão.



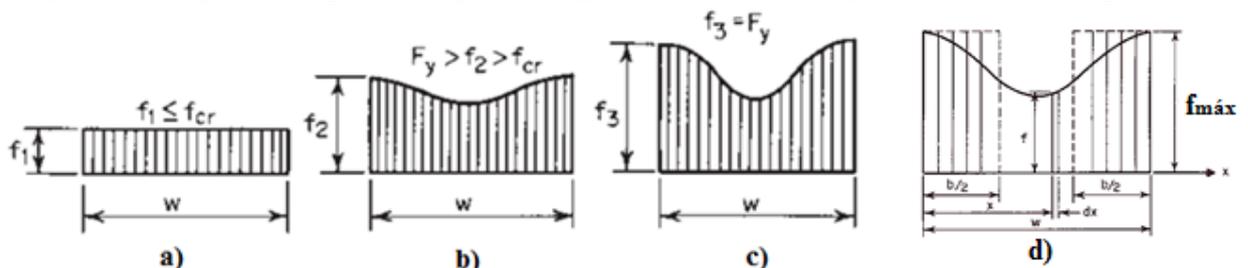
4.4.4 Metodologia de Cálculo segundo a ABNT NBR 14762:2010

No projeto de barras submetidas à compressão centrada, dependendo, entre outros parâmetros, da forma de sua seção transversal, da espessura da chapa e do comprimento do perfil, devem-se considerar os seguintes modos de colapso (RODRIGUES, 2006):

- escoamento do material;
- Flambagem elástica da barra por flexão, torção ou flexo-torção;
- Flambagem local dos elementos da seção;
- Distorção da seção, e;
- Interação entre alguns destes modos de flambagem.

Nas chapas finas o fato de se atingir a tensão de flambagem não significa o colapso da peça. A Figura 12 ilustra os estágios de comportamento pós-flambagem de um elemento enrijecido submetido à compressão.

Figura 12 - Estágios de comportamento pós-flambagem de um elemento enrijecido submetido à compressão.



Fonte: YU, 2000.

No primeiro instante (a) há distribuição uniforme de tensões até atingir a tensão crítica de flambagem ($f_1 \leq f_{cr}$). Após a instabilidade (b), inicia-se a distribuição não uniforme de tensões: uma porção da tensão pré-flambagem da parte central é transferida para as

extremidades da chapa ($F_y > f_2 > f_{cr}$). No terceiro momento (c) ocorre o progresso da redistribuição de tensões até a tensão nas extremidades atingir a tensão de escoamento, caracterizando o fim da capacidade resistente da chapa ($f_3 = F_y$).

Devido à complexidade da solução para uso prático, von Karman em 1932 introduziu o conceito de largura efetiva. Conforme este conceito, em vez de se considerar a distribuição não-uniforme de tensões sobre toda a largura da chapa, é assumido que a resultante de tensões é absorvida por uma largura efetiva fictícia b_{ef} submetida à uma distribuição uniforme de tensões $f_{máx}$ igual às das bordas (Figura 12.d) (CHODRAUI, 2006).

A partir desse conceito, a ABNT NBR 14762:2010 adotou como uma das metodologias de cálculo o método da largura efetiva (MLE), em que a flambagem local é considerada por meio de propriedades geométricas efetivas (reduzidas) da seção transversal das barras.

Neste método a análise consiste em garantir que a força solicitante seja inferior a força resistente, obtida através da equação seguinte:

$$N_{c,Rd} = \frac{\sigma \times A_{ef}}{\gamma} \quad (1)$$

Onde,

$N_{c,Rd}$ é a força normal de compressão resistente de cálculo;

σ é tensão resistente do aço minorada pelo fator de redução associado à flambagem global da barra ($\rho \times f_y$);

A_{ef} é a área efetiva da seção transversal da barra obtida através do cálculo das larguras efetivas da alma, mesa e enrijecedor;

γ é o coeficiente de minoração da capacidade resistente, pode-se assumir 1,1.

A partir da Equação (1) nota-se que tanto a tensão resistente do aço, quanto a área de atuação do esforço são minorados devido aos efeitos da flambagem global e local, respectivamente.

O valor da força normal de compressão resistente de cálculo $N_{c,Rd}$, para barras sujeitas à flambagem por distorção deve ser calculada em função do índice de esbeltez reduzido referente à flambagem distorcional. Para simplificar o processo de cálculo dos PFF, a ABNT NBR 14762:2010 apresenta valores mínimos da relação D/b_w , onde D é o comprimento do

enrijecedor e b_w é o comprimento da alma, suficientes para dispensa da verificação por flambagem distorcional.

Para o cálculo das larguras efetivas em elementos com abertura na alma (caso em que os painéis servirão para passagem de componentes hidráulicos e elétricos), a ABNT NBR 14762:2010 não apresenta procedimentos de cálculo. Seguindo as recomendações de Rodrigues (2006) pode-se utilizar as prescrições do AISI (2007) descritas no item B2.2 que trata dos elementos enrijecidos uniformemente comprimidos e com aberturas.

Além da perda de estabilidade gerada pelos efeitos de flambagem, os perfis formados a frio possuem uma particularidade quanto à instabilidade, decorrente do processo de fabricação com dobragem a frio das chapas: o surgimento de tensões residuais. Por ser tratar de uma análise complexa e por considerar que seus efeitos podem ser desprezados, sem significativas alterações das respostas obtidas, diversos estudiosos não consideram o efeito das tensões residuais na análise dos perfis formados a frio (CHODRAUI, 2006).

5 METODOLOGIA

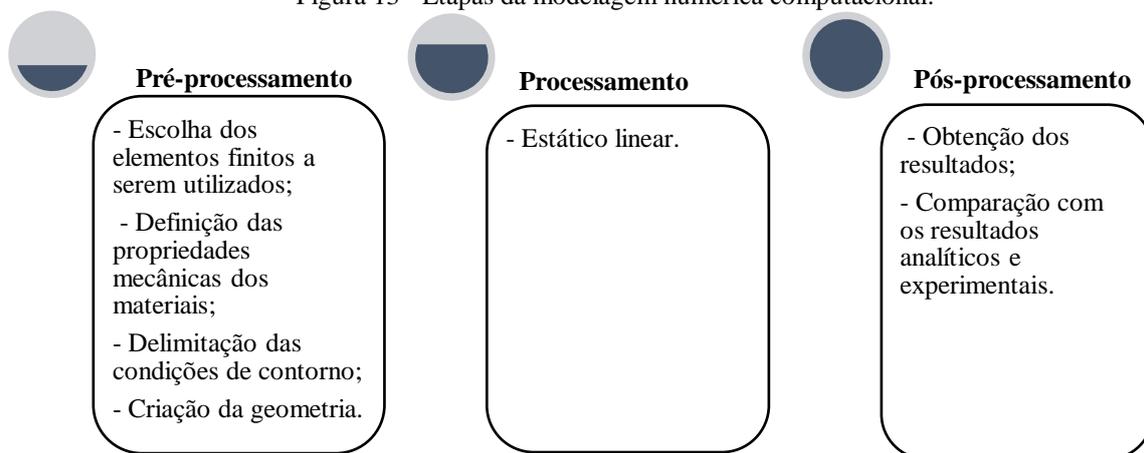
Neste capítulo será apresentada a metodologia utilizada para o desenvolvimento dos modelos numéricos que devem simular pequenas paredes reais ensaiadas experimentalmente por Nunes (2017). Os resultados apresentados pelo autor foram obtidos a partir de ensaios de determinação da resistência à compressão de pequenas paredes, realizados em conformidade com a metodologia normativa apresentada no Anexo B da norma técnica ABNT NBR 15 961-2:2011.

5.1 FERRAMENTA NUMÉRICA SAP2000® E O MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

Para a realização da análise numérica das paredes de LSF e alvenaria estrutural foi utilizado o *software* SAP2000®, o qual utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) para resolução dos problemas estruturais. A escolha se deu devido à ampla aceitação desta plataforma em diversos estudos desenvolvidos no contexto de modelagem numérica.

Na concepção de modelos numéricos em uma plataforma computacional existem três macro etapas que devem ser seguidas para alcançar a solução do problema. Para obter os resultados das análises realizados neste estudo foi seguida as etapas ilustradas na Figura 13.

Figura 13 - Etapas da modelagem numérica computacional.

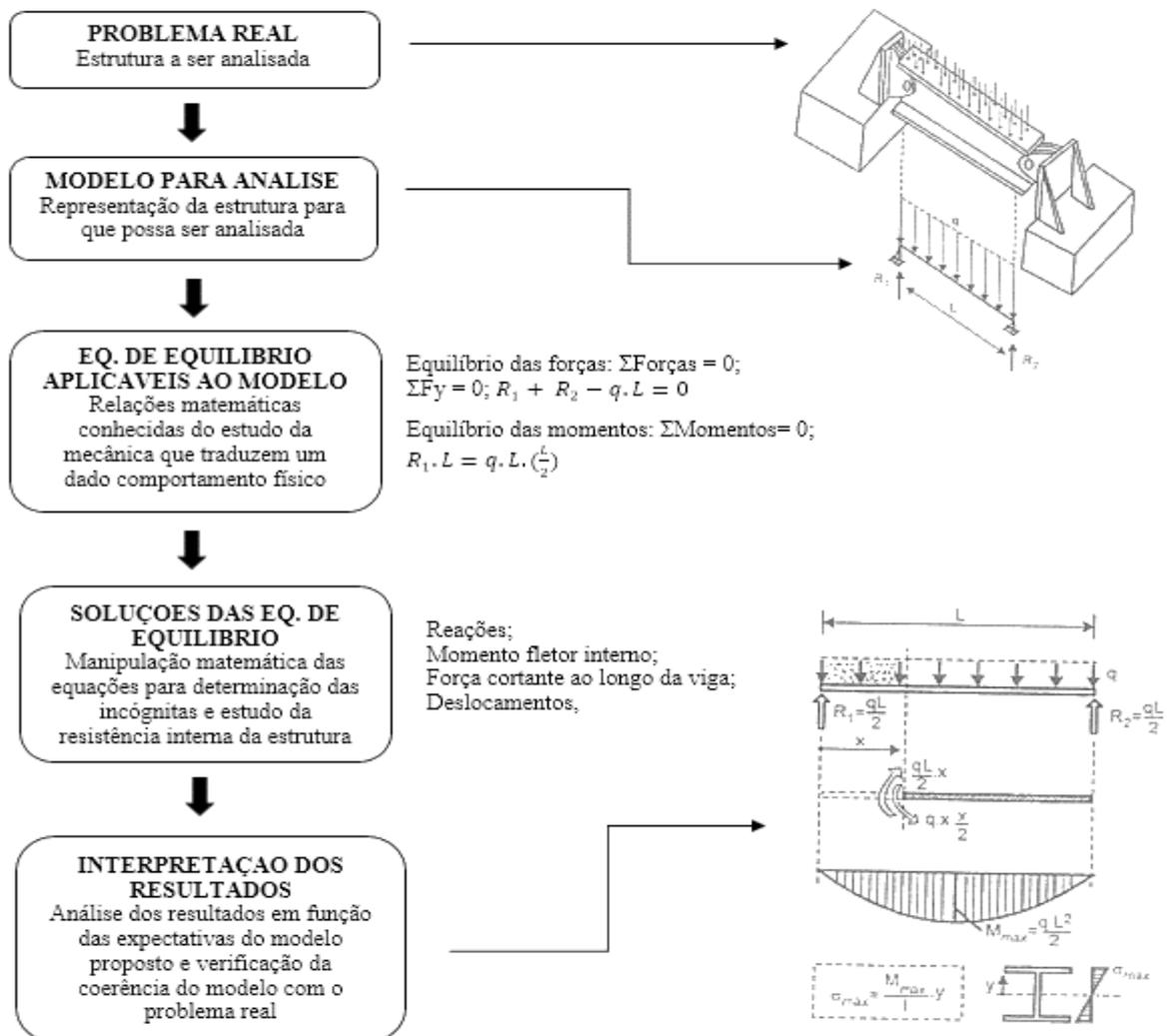


A solução de problemas na análise estrutural é obtida por meio de etapas de simplificação (Figura 14), que visam traduzir um problema real em um modelo matemático simples, tornando possível o conhecimento do comportamento da estrutura. É certo que alguns dos elementos estruturais da engenharia possuem tratamento matemático amplamente

conhecido e, por vezes, simplificado por meio de tabelas, fórmulas e ábacos. Porém, a maioria das estruturas de importância prática não possui um tratamento tão simplista, no que se refere à geometria, carregamentos e condições de apoio.

Desse modo, o MEF tem por objetivo traduzir o comportamento de estruturas complexas por meio da discretização de elementos, isto é, o corpo contínuo é dividido em um número finito de partes conectadas entre si por intermédio de pontos discretos, que são chamados de nós. Assim, a montagem de elementos que constituem o modelo matemático tem o seu comportamento especificado por um número finito de parâmetros, os quais na análise estrutural são os deslocamentos nodais (incógnitas do problema) (AVELINO, 2013).

Figura 14 - Passos principais na análise de uma estrutura.



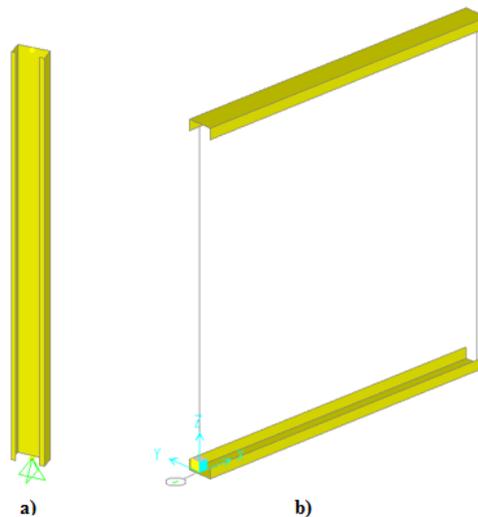
Fonte: Adaptado de AVELINO, 2013.

5.2 DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS

Neste estudo foram modelados quatro elementos: os montantes e guias do sistema LSF; o painel estrutural OSB do mesmo sistema; e a parede de alvenaria estrutural.

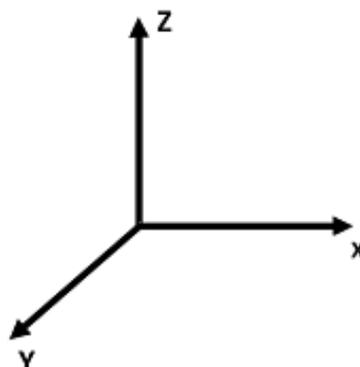
Para o modelo dos montantes e guias do sistema LSF foi adotado o elemento *Frame*, disponível na biblioteca do SAP2000® (Figura 15). Conforme CSI (2002), a geometria *Frame* considera deformações axiais, de flexão, de torção e de cisalhamento no cálculo dos deslocamentos e pode ser utilizada para modelar barras de estruturas planas ou espaciais.

Figura 15 - Elementos *Frame* do sistema LSF no SAP2000®: a) montante; b) guias.



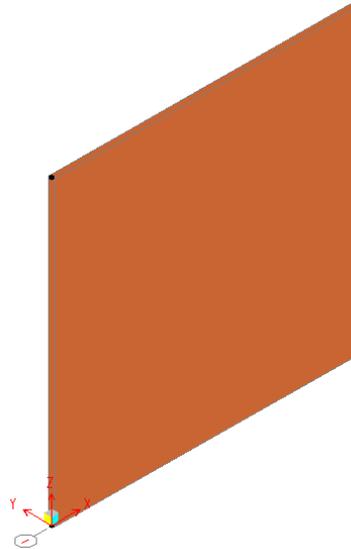
Como os elementos de barra podem ser utilizados em pórticos tridimensionais, por *default* o programa considera que cada nó possui seis graus de liberdade. Neste trabalho, como os painéis são analisados como pórticos planos, cada nó será considerado com apenas três: deslocamento vertical (Δ_z), deslocamento horizontal (Δ_x) e rotação em torno de y (θ_y).

Figura 16 - Coordenadas globais no *software* SAP2000®.



Para caracterizar o comportamento do painel OSB (Figura 17) foi utilizado o elemento *Shell*. Este elemento é utilizado para modelar cascas, membranas ou placas em estruturas planas ou espaciais.

Figura 17- Placa de OSB representada pelo elemento *Shell* no SAP2000®.



As suas características resultam da soma do elemento de membrana e do elemento de placa. O elemento de membrana possui em cada nó três graus de liberdade, sendo duas translações no plano do elemento e uma rotação em torno do eixo normal ao plano do elemento; já o elemento de placa possui uma rotação em torno de cada eixo do plano do elemento e uma translação no eixo normal ao plano do elemento (ALMEIDA, 2009).

De forma análoga ao elemento *Frame*, o elemento *Shell* será analisado como um pórtico plano, o que o limita a três, o número de graus de liberdade por nó. Deste modo, cada nó que compõe o elemento *Shell* é livre para transladar sobre os eixos x e z e rotacionar em torno do eixo y, conforme Figura 16.

Para a parede de alvenaria também foi utilizado o elemento *Shell* (Figura 18). Por se tratar de um elemento composto por mais de um tipo de material, para a análise numérica da parede de alvenaria estrutural optou-se por estudá-la como um componente único, com propriedades mecânicas capazes de traduzir o comportamento do conjunto bloco-argamassa.

O procedimento adotado consiste na técnica de análise a partir de um macromodelo. Segundo Santos (2016) existem três formas de se executar a análise numérica da alvenaria via MEF (Figura 19).

Figura 18 - Parede de alvenaria representada pelo elemento *Shell* no SAP2000®.

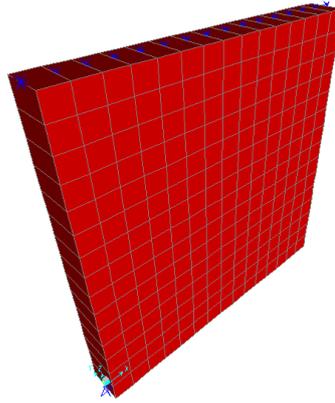
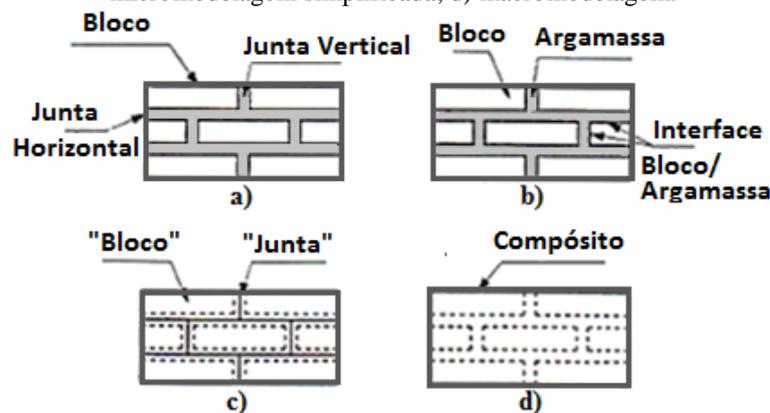


Figura 19- Técnicas de modelagem da alvenaria: a) exemplar da alvenaria; b) micromodelagem; c) micromodelagem simplificada; d) macromodelagem.



Fonte: Adaptado de LOURENÇO (1996).

Na micromodelagem detalhada (19.b) os componentes da alvenaria são representados individualmente, cada um com suas propriedades elásticas, já na micromodelagem simplificada (19.c) as propriedades elásticas das argamassas não são levadas em consideração, pois ao invés de modelar as juntas, consideram-se os planos por elas formados como planos potenciais de ruptura. A terceira metodologia baseia-se na macromodelagem (19.d), em que a alvenaria é representada como um material compósito, isto é, trata-se o conjunto bloco-argamassa como um elemento único de propriedades homogêneas.

Segundo Lee *et al.* (1996, *apud* BARRETO, 2002), as propriedades do material compósito podem ser obtidas usando o conceito de energia potencial de deformação, ao considerar que as seguintes hipóteses sejam admitidas:

- a) Perfeita aderência entre o bloco e a argamassa: com esta hipótese assegura-se a integridade da ligação argamassa-bloco, garantindo a inexistência de deslocamentos relativos entre esses materiais;

- b) Alinhamento das juntas verticais de argamassas: a partir desta consideração é possível garantir o procedimento de homogeneização. Barreto (2002) afirma que, apesar de não corresponder à exata representação das juntas reais do painel, esta consideração tem pouca influência no estado de tensão dos materiais constituintes da parede.

Apesar da macromodelagem aparentar ser uma técnica menos precisa que outras, Gomes (2001) afirma que não existe uma abordagem melhor do que outra, pois todas são válidas. A escolha do modelo está vinculada ao tipo de fenômeno a ser estudado: a micromodelagem é útil para se estudar efeitos localizados, tais como fissuração ou esmagamentos, enquanto que a macromodelagem aplica-se principalmente ao estudo global das tensões que atuam ao longo da alvenaria.

5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste tópico serão apresentados os materiais utilizados na elaboração do modelo, bem como as propriedades geométricas e mecânicas que os caracterizam.

5.3.1 *Light Steel Frame*

A parede LSF utilizada por Nunes (2017) foi cedida pela Construtora Ambiente Ideal, empresa do ramo de construção a seco que utiliza o sistema LSF no Estado da Paraíba. Foram ensaiadas quatro pequenas paredes compostas de montantes tipo Ue, guias inferior e superior tipo U e fechamento, em ambos os lados, com painéis OSB (Figura 20).

Figura 20 – Pequena parede LSF: a) durante ensaio de compressão; b) parte interna sem uma das faces de revestimento OSB.



Fonte: Acervo pessoal.

Como comentado no item 4.3 deste trabalho, os painéis LSF podem ser compostos por vários componentes. Neste estudo, o painel utilizado simula em menor escala uma parede sem aberturas, logo é composto apenas por guias, montantes e revestimento OSB.

5.3.1.1 Montantes e guias

Os montantes e guias utilizados nesta pesquisa são intitulados pelo fabricante como Montante 90 e Guia 90, com espessura nominal de 0,95 mm. Para essas especificações, o catálogo da distribuidora expõe de forma superficial as informações sobre a geometria da peça, indicando possíveis variações nas dimensões. A fim de verificar os valores apresentados pelo fabricante e compará-los com os indicados nas referências normativas, as peças foram medidas.

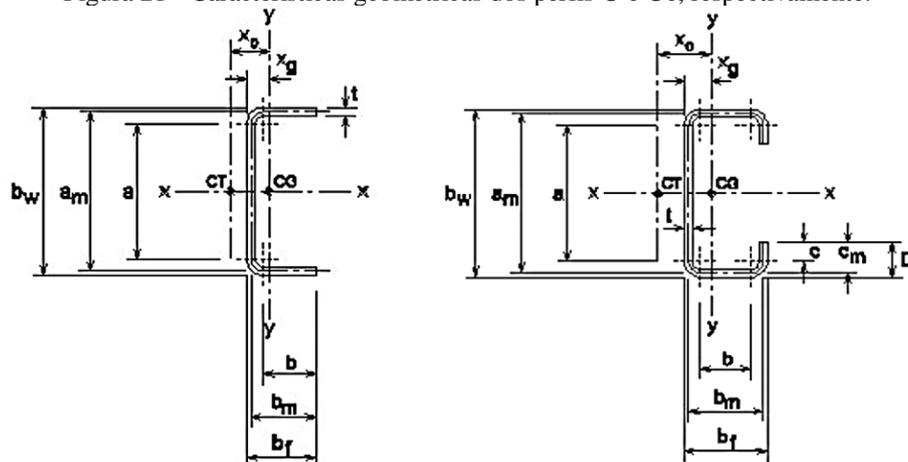
Considerando a variabilidade milimétrica das dimensões das partes, inerente do processo de fabricação, a geometria utilizada para as seções transversais das chapas finas das guias e montantes foi adotada conforme indicação da NBR 15253:2014 (Tabela 3), para as séries comerciais destes perfis. A Figura 21 ilustra algumas das dimensões características, apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 – Propriedades geométricas dos perfis Ue e U utilizados.

Perfil	Dimensões						Eixo X					Eixo Y					
	A cm ²	b_w mm	b_f mm	D mm	t_n mm	r_i mm	I_x cm	W_x cm ³	r_x cm	x_g cm	x_o cm	I_y cm	W_y cm ³	r_y cm	I_t cm	C_w cm	r cm
U.e. 90 x 40 x 12 x 0,95	1,68	90	40	12	0,95	0,95	22,31	4,96	3,65	1,34	3,22	3,85	2,87	1,52	0,0048	69,95	5,09
U 92 x 38 x 0,95	1,51	92	38	-	0,95	0,95	18,95	4,12	3,55	0,9	2,19	2,12	2,35	1,19	0,0042	31,09	4,33

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15253, 2014.

Figura 21 - Características geométricas dos perfis U e Ue, respectivamente.

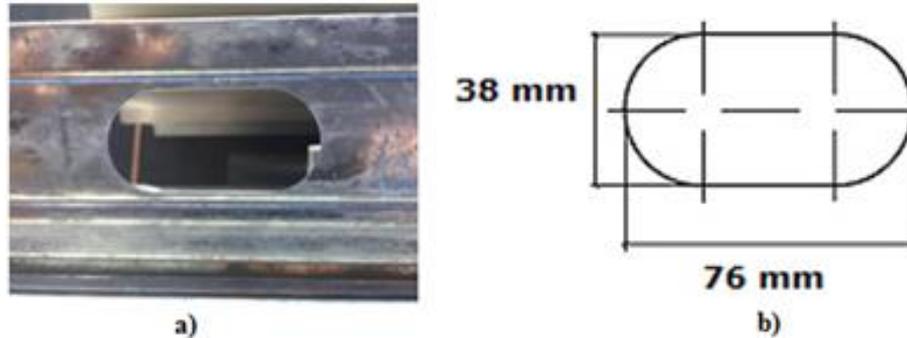


Fonte: RODRIGUES, 2006.

A espessura t apresentada na Figura 21 corresponde ao valor de espessura nominal (t_n) menos a espessura do revestimento metálico igual a 0,036 mm.

Nos montantes das pequenas paredes ensaiadas existem vazios espaçados a cada 52 cm, aproximadamente, como o da Figura 22, destinados a passagem de instalações elétricas e hidráulicas.

Figura 22 - a) vazio existente nos montantes das pequenas paredes; b) dimensões do vazio.



Como a norma brasileira não faz referência à consideração dos vazios dos perfis, foi utilizado o procedimento apresentado por AISI (2007), no qual há diminuição do tamanho da alma (b_w) do montante em função da presença do vazio. A marcha de cálculo é apresentada no Apêndice A e o valor reduzido (b_{wred}) obtido foi 56 mm.

O material empregado é a chapa fina com revestimento metálico denominada ZAR 230, que possui 230 MPa de resistência ao escoamento (f_y) e 310 MPa de resistência à ruptura (f_u), conforme especificação do fabricante. Devido à impossibilidade da realização de ensaios para maior caracterização do aço, as demais propriedades mecânicas utilizadas, tais como módulo de elasticidade longitudinal (E), coeficiente de Poisson (ν), módulo de elasticidade transversal (G) e massa específica (ρ) são as indicadas pela NBR 14762:2010, com os seguintes valores:

- $E = 200000$ MPa;
- $\nu = 0,3$;
- $G = 77000$ MPa;
- $\rho = 7850$ kg/m³.

5.3.1.2 Painéis OSB

Os painéis OSB são comercializados em quatro diferentes espessuras. Neste estudo foram utilizadas placas com espessura nominal de 11,1 mm (12 mm real).

A Tabela 4 apresenta as propriedades mecânicas utilizadas para este material, cujos valores foram extraídos do relatório técnico de caracterização do material, realizado pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas - IPT e disponibilizado no site do fabricante.

Tabela 4 - Propriedades mecânicas do painel OSB.

Propriedade mecânica	Unidade	Valor
Módulos de elasticidade longitudinal (E_x) e vertical (E_z)	N/mm ²	5090
Módulo de elasticidade transversal (E_y)	N/mm ²	2490
Módulo de cisalhamento longitudinal (G_x) e vertical (G_z)	N/mm ²	2036
Módulo de cisalhamento transversal (G_y)	N/mm ²	1131,82
Densidade do material (ρ)	N/mm ²	6,28
Coefficiente de Poisson longitudinal (ν_x) e vertical (ν_z)	adm	0,25
Coefficiente de Poisson transversal (ν_y)	adm	0,1
Módulo de ruptura longitudinal (f_{u_x}) e vertical (f_{u_z})	N/mm ²	38,5
Módulo de ruptura transversal (f_{u_y})	N/mm ²	22,4

*As variáveis x, y e z estão em conformidade com os eixos globais mostrados na Figura 16.

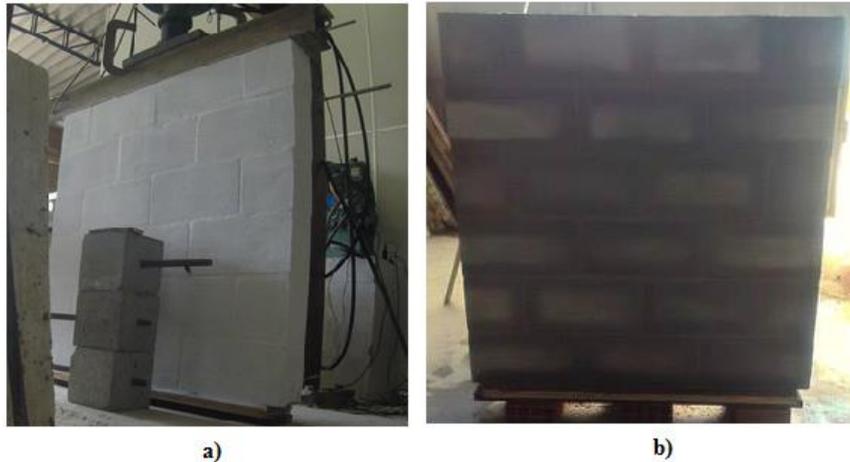
Os dados de coeficiente de Poisson e de módulo de cisalhamento não constam no relatório realizado pelo IPT. Deste modo, utilizou-se a revisão bibliográfica, adotando-se o coeficiente de Poisson, conforme Bevilaqua (2005). O módulo de cisalhamento pôde ser calculado a partir deste último e do módulo de elasticidade.

5.3.2 Alvenaria Estrutural

A parede de alvenaria estrutural de concreto desenvolvida por Nunes (2017) é composta por blocos inteiros e meio blocos, na modulação 14x19x39 cm e 14x19x19 cm, respectivamente. Os blocos são intercalados por juntas de argamassa com 1 cm, dispostas verticalmente e horizontalmente. A Figura 23 mostra a parede de alvenaria estrutural descrita.

Como comentado, a análise numérica das paredes se deu por meio da macromodelagem, existindo assim, a necessidade de caracterizar o comportamento do compósito formado pelo bloco de concreto e pela argamassa.

Figura 23 - Pequena parede de alvenaria estrutural, durante e antes do ensaio de compressão, respectivamente.



Fonte: Acervo pessoal.

Salamon (1968) propõe uma série de formulações (equações 2 a 7) para descrever o comportamento do conjunto, considerando a isotropia transversal das propriedades mecânicas. Os eixos x , y e z estão em conformidade com os eixos globais mostrados na Figura 16.

- Coeficiente de Poisson nas direções x e z :

$$v'_1 = \frac{\sum_{i=1}^{2n} \frac{\Phi_i v_{1i} E_{1i}}{1 - v_{1i}^2}}{\sum_{i=1}^{2n} \frac{\Phi_i E_{1i}}{1 - v_{1i}^2}} \quad (2)$$

- Coeficiente de Poisson na direção y :

$$v'_2 = (1 - v'_1) \sum_{i=1}^{2n} \frac{\Phi_i v_{1i}}{1 - v_{1i}} \quad (3)$$

- Módulo de elasticidade nas direções x e z :

$$E'_1 = (1 - v'_1)^2 \sum_{i=1}^{2n} \frac{\Phi_i E_{1i}}{1 - v_{1i}^2} \quad (4)$$

- Módulo de elasticidade na direção y :

$$E'_2 = \frac{1}{\sum_{i=1}^{2n} \frac{\Phi_i}{E_{1i}} \left[\frac{E_{1i}}{E_{2i}} - \frac{2v_{2i}^2}{1 - v_{1i}} \right] + \frac{2v'_2{}^2}{(1 - v'_1)E'_1}} \quad (5)$$

Onde,

n é o número de conjuntos bloco + argamassa;

i varia de 1,2,3... n ;

ϕ_{2i-1} é a altura relativa dos blocos, dada por:

$$\Phi_{2(i-1)} = \frac{t_1}{\sum_{i=1}^{2n} t_i} \quad (6)$$

ϕ_{2i} é a altura relativa das juntas, dada por:

$$\Phi_{2i} = \frac{t_2}{\sum_{i=1}^{2n} t_i} \quad (7)$$

t_{2i-1} é a altura dos blocos, em cm;

t_{2i} é a altura das juntas, em cm;

$\nu_{1(2i-1)}$ é o coeficiente de Poisson dos blocos nas direções x e z;

$\nu_{1(2i)}$ é o coeficiente de Poisson das juntas nas direções x e z;

$\nu_{2(2i-1)}$ é o coeficiente de Poisson dos blocos na direção y;

$\nu_{2(2i)}$ é o coeficiente de Poisson das juntas na direção y;

$E_{1(2i-1)}$ é o módulo de elasticidade das juntas nas direções x e z, tf/m²;

$E_{1(2i)}$ é o módulo de elasticidade dos blocos nas direções x e z, tf/m²;

$E_{2(2i-1)}$ é o módulo de elasticidade das juntas na direção y, tf/m²;

$E_{2(2i)}$ é o módulo de elasticidade dos blocos na direção y, tf/m².

Os dados de entrada referentes às características do bloco e da argamassa, necessários para obtenção das propriedades físicas do material homogeneizado por meio das equações acima, são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Dados para obtenção das propriedades mecânicas do material compósito.

Dados	Unidade	Valor
Número de conjuntos bloco/argamassa	und.	5
Altura dos blocos (t_1)	cm	19
Espessura das juntas de argamassa (t_2)	cm	1
Coeficiente de Poisson dos blocos	adm	0,2
Coeficiente de Poisson das juntas	adm	0,2
Módulo de elasticidade dos blocos	MPa	2815,167
Módulo de elasticidade das juntas	MPa	9053,333

O coeficiente de Poisson dos blocos está em conformidade com o item 6.2.1 da NBR 15961-1:2011 – Alvenaria Estrutural: blocos de concreto - Parte 1: Projeto; e o das juntas com a NBR 15630:2008 Versão corrigida: 2009 - Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica.

O módulo de elasticidade dos blocos foi obtido utilizando-se a formulação sugerida pela ACI – *Building Code* 318 (2011), *apud* Santos (2016).

$$E_b = 0,0428f_b^{0,5}w_b^{1,5} \quad (8)$$

Onde,

E_b é o módulo de elasticidade médio do bloco, em MPa;

f_b é a resistência média do bloco, em MPa;

w_b é a massa específica unitária do bloco, em kg/m³.

A resistência média e a massa específica unitária do bloco foram obtidos experimentalmente por Nunes (2017) e seus valores são 2,943 MPa e 1137 kg/m³, respectivamente.

O módulo de elasticidade da argamassa foi obtido por meio da Equação (9). Para Cheema e Klingner (1986), *apud* Santos (2016) o valor de α corresponde a 1000, já para Khalaf *et al.* (1992), *apud* Santos (2016) este é igual a 600. Neste estudo, será adotado o valor intermediário de α igual a 800.

$$E_a = \alpha f_{arg} \quad (9)$$

Onde,

E_a é o módulo de elasticidade da argamassa, em MPa;

α é uma constante com valor adotado igual a 800;

f_{arg} é a resistência média à compressão da argamassa, em MPa.

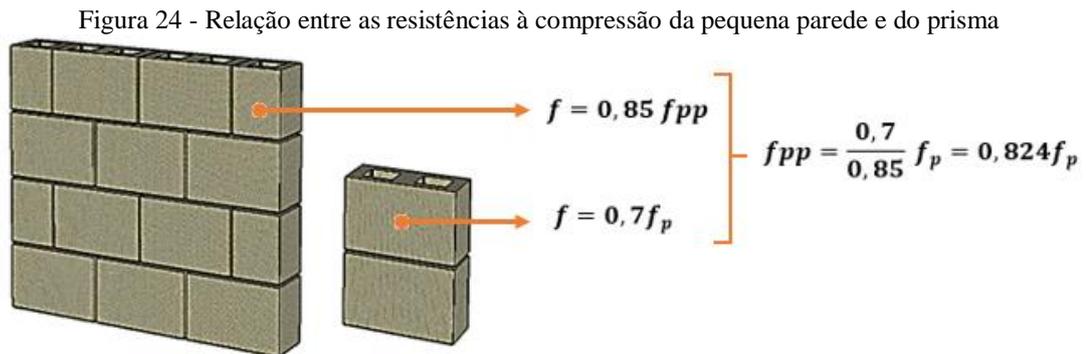
A resistência média à compressão da argamassa foi obtida por Nunes (2017) e é igual a 11,32 MPa. Este valor supera 70% do valor da resistência do bloco em relação à área líquida, o que está em desacordo com a recomendação da NBR 15961-1:2011. Todavia este valor foi adotado propositalmente, a fim de que a ruína ocorresse com a cedência do bloco e não da junta.

A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos para as propriedades mecânicas do material compósito.

Tabela 6 - Propriedades mecânicas do material compósito

Propriedades	Unidade	Valor
Coefficiente de Poisson nas direções x e z	adm	0,200
Coefficiente de Poisson na direção y	adm	0,200
Módulo de elasticidade nas direções x e z	MPa	3127,075
Módulo de elasticidade na direção y	MPa	1591,166
Módulo de cisalhamento nas direções x e z	MPa	1302,948
Módulo de cisalhamento na direção y	MPa	662,986
Densidade da parede	kg/m ³	1335,413

Segundo a norma ABNT NBR 15961-1:2011 a resistência à compressão simples da alvenaria (f) pode ser estimada como 70% da resistência à compressão do prisma (f_p) ou 85% da de pequena parede (f_{pp}). A partir de ensaios experimentais foi possível obter a resistência à compressão dos prismas. Com base nas indicações normativas calculou-se a resistência da pequena parede, a partir da relação ilustrada na Figura 24. A Tabela 7 mostra o resultado obtido.



Fonte: Adaptado de Coelho, 2012.

Tabela 7 - Resistência média à compressão da pequena parede de alvenaria estrutural (NUNES, 2017).

Prisma	Resistência à compressão (MPa)	Resistência média à compressão do prisma (MPa)	Resistência média da pequena parede (MPa)
1	3,37		
2	3,06		
3	2,69	3,086	2,540
4	3,58		
5	2,73		

5.4 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

5.4.1 *Light Steel Frame*

A geometria adotada está em conformidade com as dimensões médias das 4 pequenas paredes ensaiadas por Nunes (2017). Os valores de largura e altura são iguais a 120,73 cm e 119,90 cm, respectivamente. Os montantes estão igualmente espaçados, sendo um total de 4 e existem 2 guias, uma superior e outra inferior. Os painéis de OSB revestem toda área da parede e têm espessura igual a 12 mm.

Quanto às condições de contorno, conforme os eixos da Figura 16, os painéis foram considerados simplesmente apoiados em sua base, rotulados em todas as ligações e os nós de topo da parede com restrições de deslocamento na direção x .

5.4.2 Alvenaria Estrutural

Da mesma forma, a geometria adotada está em conformidade com as dimensões médias das seis pequenas paredes ensaiadas por Nunes (2017). Os valores de largura e altura são iguais a 120,80 cm e 120,20 cm, respectivamente. A espessura da parede corresponde à média da espessura dos blocos, 14,06 cm.

No que se refere à vinculação foram adotadas as mesmas considerações da parede LSF, para topo e base.

5.5 ESCOLHA DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Como já comentado, o MEF tem como metodologia de cálculo a discretização do elemento contínuo, de forma que o conjunto consiga, mesmo que de forma aproximada, descrever o comportamento da estrutura real. Com este fim, os modelos propostos (*Frames* e *Shells*) foram discretizados, de forma a garantir uma resposta satisfatória.

5.5.1 *Light Steel Frame*

5.5.1.1 Montantes

A escolha da malha do montante, representado pelo elemento *Frame*, se deu por meio da verificação da carga crítica de flambagem elástica.

Para um elemento de seção homogênea biarticulado nas extremidades o valor da carga crítica foi calculado por Euler em 1744 e é dada por:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2} \quad (10)$$

Onde,

E é módulo de elasticidade longitudinal do material;

I é o menor dos momentos de inércia da seção;

k é um fator que depende das condições de vinculação da peça (para colunas bi-articuladas, como é o caso dos montantes, seu valor é igual a 1);

L é o comprimento da coluna.

A Tabela 8 apresenta os parâmetros para o cálculo da carga crítica de flambagem do montante. Com os dados da Tabela 8 e com uso da Equação (10), uma carga crítica igual a 52,77497 kN foi calculada.

Tabela 8 - Características do montante para o cálculo da carga crítica de flambagem.

E (kN/cm ²)	I (cm ⁴)	k	L (cm)
20000	3,85	1	120

A análise foi realizada discretizando o montante em vários elementos como representado na Figura 24 de forma a avaliar qual malha conduz ao resultado mais próximo daquele obtido analiticamente.

Para obtenção do valor de P_{cr} no programa SAP2000[®] foi definido o caso de carga de flambagem, com atuação de uma carga unitária vertical para baixo atuando sobre o nó superior do montante. Como resultado da análise, o *software* fornece os fatores para cada modo de flambagem; a carga crítica é obtida através do produto deste fator pela carga solicitante unitária.

A Tabela 9 apresenta os resultados obtidos em função do nível de discretização adotado e o respectivo erro. Com base nos resultados apresentados pode-se notar a redução do erro à medida que o número de elementos foi aumentado, todavia a partir da discretização em 10 elementos constata-se que não houve reduções significativas no valor do erro.

Figura 25 - Esquema de discretização do montante.

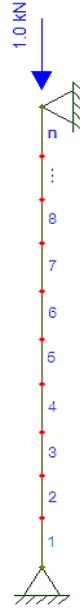


Tabela 9 - Carga crítica: Solução Analítica x SAP2000®.

Número de elementos	Carga crítica elástica (kN)		Erro (%)
	Solução analítica	SAP2000®	
1		64,98317	-23,13
2		53,38059	-1,15
4		52,94164	-0,32
6	52,77497	52,90538	-0,25
8		52,89637	-0,23
10		52,89286	-0,22
100		52,88885	-0,22

Considerando satisfatório o erro obtido, a malha do elemento *Frame* do montante foi discretizada em 10 elementos de 11,19 cm.

5.5.1.2 Painel OSB

Para o painel de OSB, a escolha da malha e validação do modelo se deu por meio da análise comparativa das respostas numéricas e analíticas da tensão de compressão na base, a partir da Equação (11).

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (11)$$

Onde, σ é a tensão de compressão atuando sobre uma determinada seção; F é a força solicitante, perpendicular à seção analisada; e A é a área sobre a qual se distribui o esforço.

Para comparação dos resultados, foi assumida, neste caso, uma carga arbitrária $q = 10$ kN/m, no topo da parede. Para garantir que a carga fosse distribuída igualmente sobre a superfície superior e inferior da parede foram inseridas no modelo vigas de elevada rigidez.

Para o cálculo da tensão de compressão esperada na base deve-se considerar tanto o carregamento aplicado (q), bem como as dimensões e o peso próprio dos elementos, assim:

$$\sigma = \frac{(q \times L_{OSB}) + (Y_{OSB} \times e_{OSB} \times L_{OSB} \times H_{OSB}) + (Y_{viga} \times e_{viga} \times L_{viga} \times H_{viga})}{e_{OSB} \times L_{OSB}}$$

$$\sigma = \frac{(10 \times 1,2073) + (6,28 \times 0,012 \times 1,2073 \times 1,199) + (76,972 \times 0,092 \times 1,2073 \times 0,092)}{0,012 \times 1,2073} = 895,1546 \text{ kN/m}^2$$

A Tabela 10 apresenta os resultados obtidos de forma analítica e numérica, considerando o erro entre as respostas.

Tabela 10 - Tensão de compressão na base do OSB (kN/m²): Solução Analítica x SAP2000®.

Malha	Compressão na base (kN/m ²)		Erro (%)
	Solução analítica	SAP2000®	
-		891,3897	0,4306
2x2		893,2667	0,2109
4x4	895,1546	894,1963	0,10705
8x8		894,6672	0,0544
12x12		894,8409	0,0350

Por ser um elemento com uma das dimensões muito pequena são geradas tensões elevadas no OSB, o que leva a erros pequenos em função da discretização da malha. Como a malha 12x12 (com, aproximadamente, 10 cm) garantiu erros inferiores a 0,5%, considerando-se a solução com grau de precisão satisfatório foi adotado este número de elementos.

5.5.2 Alvenaria Estrutural

Para as paredes de alvenaria estrutural, foi adotada a mesma metodologia empregada no painel OSB:

$$\sigma = \frac{(q \times L_{pp}) + (Y_{pp} \times e_{pp} \times L_{pp} \times H_{pp}) + (Y_{viga} \times e_{viga} \times L_{viga} \times H_{viga})}{e_{pp} \times L_{pp}} =$$

$$\sigma = \frac{(10 \times 1,208) + (13,092 \times 0,1406 \times 1,208 \times 1,202) + (76,972 \times 0,1406 \times 1,208 \times 0,1)}{0,1406 \times 1,208} = 94,5575 \text{ kN/m}^2$$

A Tabela 11 apresenta os resultados obtidos de forma analítica e numérica, considerando o erro obtidos entre as respostas. Pode-se concluir que a malha 15x15 de 8 cm apresentou uma resposta satisfatória.

Tabela 11- Tensão de compressão na base da parede de alvenaria estrutural (kN/m²): Solução Analítica x SAP2000®.

Malha	Compressão na base (kN/m ²)		Erro (%)
	Solução analítica	SAP2000®	
-		81,638	13,66
2x2		88,083	6,85
4x4		91,303	3,44
8x8	94,558	92,907	1,75
12x12		92,976	1,67
14x14		93,114	1,53
15x15		94,512	0,05

5.6 DESCRIÇÃO DOS CASOS ANALISADOS

A partir da metodologia apresentada foram desenvolvidos dois modelos numéricos.

- Modelo 1: pequena parede de alvenaria estrutural simulada como um macromodelo de material compósito (Figura 26);
- Modelo 2: pequena parede LSF. Este modelo será simulado com três metodologias distintas, representados por três casos.
 - a) Caso 1: montantes LSF com área da seção transversal inteira, isto é, sem consideração de vazios na alma e sem painel OSB (Figura 26);
 - b) Caso 2: montantes LSF com área da seção transversal reduzida com consideração de vazios na alma e sem painel OSB (Figura 27.a);
 - c) Caso 3: montantes LSF com área da seção transversal reduzida com consideração de vazios na alma e com painel OSB (Figura 27.b);

O estudo do modelo com áreas distintas (Caso 1 e Caso 2) tem por objetivo verificar a influência dos vazios na resposta, bem como analisar se a redução da dimensão do montante conduz a uma análise sobremaneira conservadora.

O Caso 3 corresponde a uma metodologia de modelagem simplificada, na qual o OSB é inserido entre os montantes. Este caso representa uma simplificação do modelo real, pois na prática os painéis OSB revestem os perfis de aço externamente. Como na pequena parede real existem dois painéis OSB, um em cada face, no modelo foi inserido com o dobro da espessura.

Figura 26 - Modelo 1.

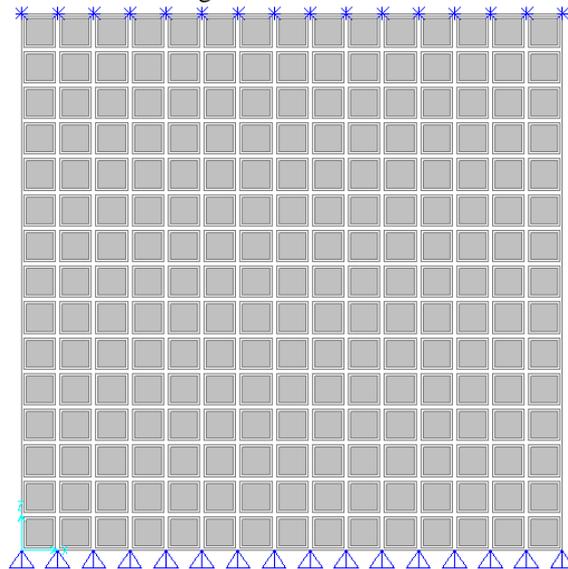
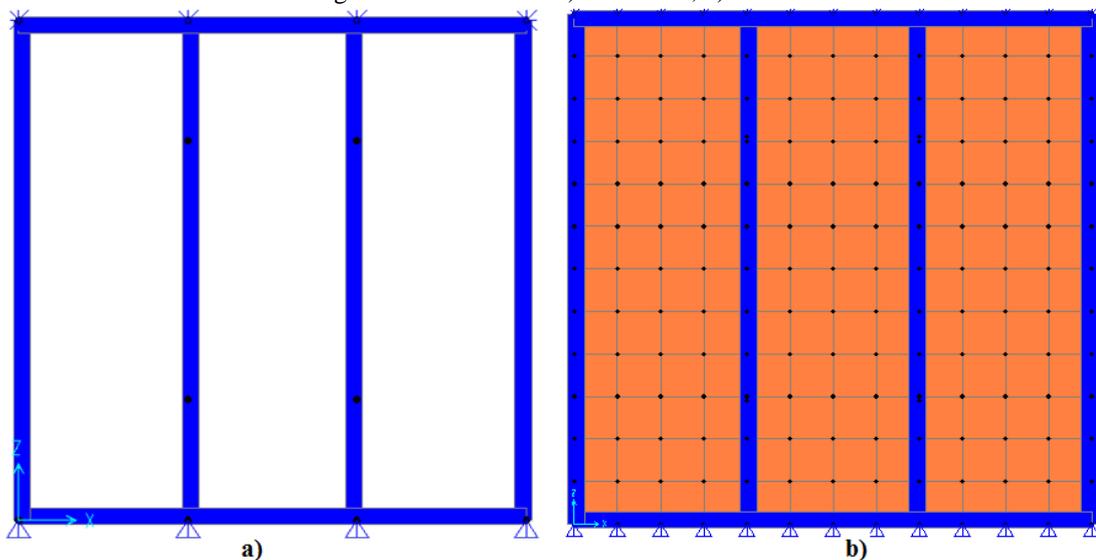


Figura 27 - Modelo 2: a) caso 1 e 2; b) caso 3.



6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos a partir da análise experimental de Nunes (2017), analítica e numérica das pequenas paredes LSF e alvenaria estrutural, conforme os casos descritos na metodologia deste trabalho.

6.1 ALVENARIA ESTRUTURAL

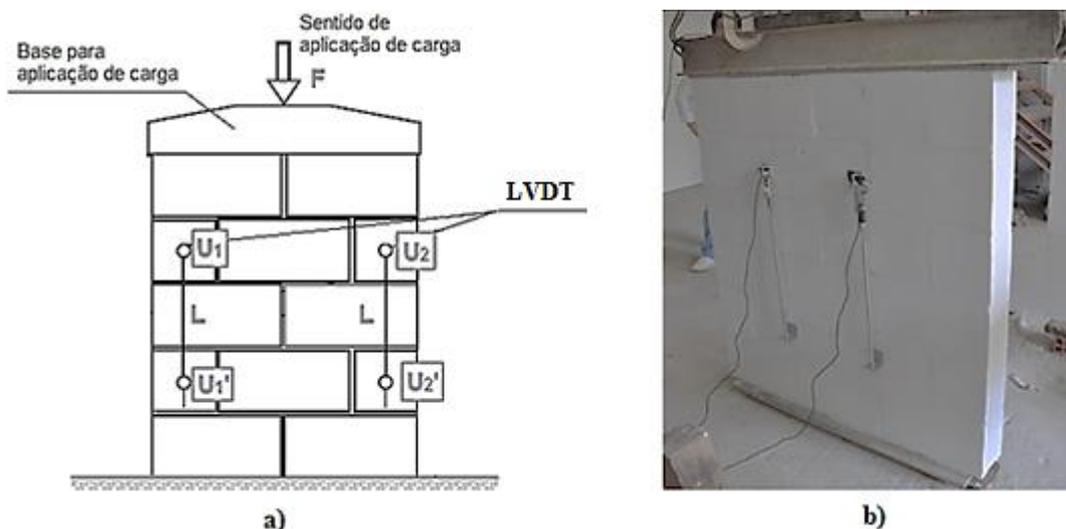
6.1.1 Análise Experimental

Nunes (2017) realizou ensaios de compressão em seis pequenas paredes de alvenaria estrutural, porém só foram extraídos dados de deformação de cinco destas. Para a segunda parede ensaiada só foi possível extrair a carga máxima de ruptura.

Para avaliar a deformabilidade, as pequenas paredes foram instrumentalizadas com transdutores de deslocamento do tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) na sua maior face.

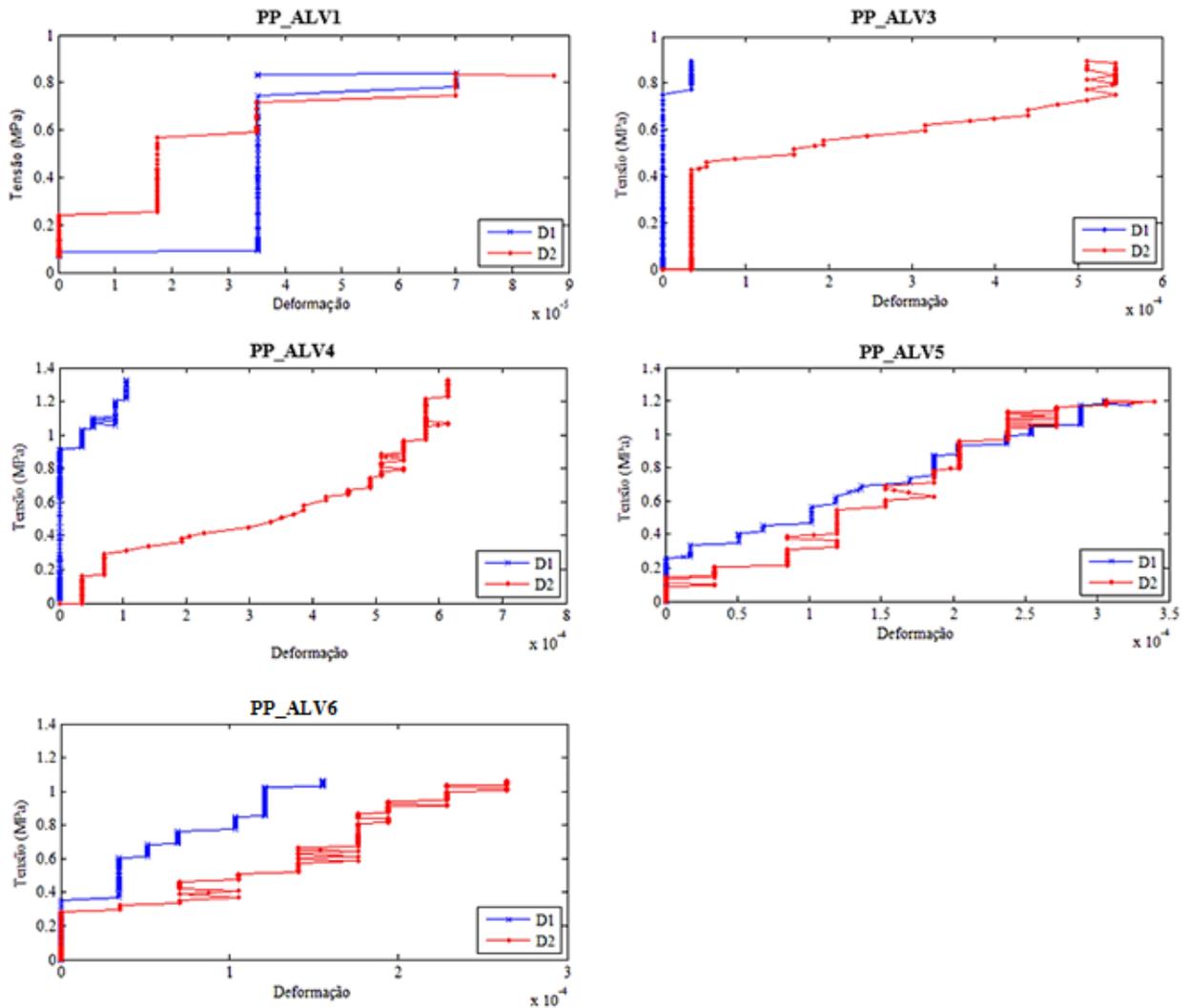
A partir do controle da carga atuante (F) foram extraídos os valores de deformação, calculados como o quociente da diferença entre os valores de deslocamento U e U' e o comprimento da haste do LVDT. O esquema da Figura 28 apresenta os parâmetros utilizados para obtenção dos gráficos tensão x deformação da Figura 29.

Figura 28 - Esquema ilustrativo da metodologia empregada na análise experimental e pequena parede de alvenaria antes do ensaio de compressão.



Fonte: a) adaptado de ABNT NBR 15 961-2, 2011; b) acervo pessoal.

Figura 29 - Curvas Tensão x Deformação das pequenas paredes de alvenaria obtidas experimentalmente.



Na Figura 29 o eixo das ordenadas apresenta a tensão de compressão nas pequenas paredes, em MPa, e no eixo das abscissas estão as deformações no LVDT 1, em azul, e 2, em vermelho. A sigla PP_ALV refere-se à pequena parede de alvenaria.

6.1.2 Análise Analítica

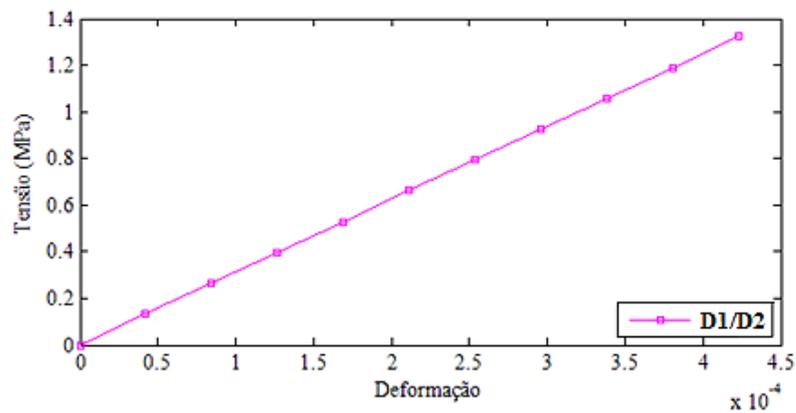
A resposta analítica consiste nos valores teóricos esperados para as deformações da pequena parede de alvenaria, obtidos a partir da Equação (12). Onde F é a carga vertical aplicada pela prensa no ensaio experimental, $A_{média}$ é a área obtida com as dimensões médias da seção transversal da pequena parede e $E_{compósito}$ é o módulo de elasticidade do compósito nas direções x e z, calculada conforme Salamon (1968).

$$\varepsilon = \frac{F}{A_{m\u00e9dia} \times E_{comp\u00f3sito}} \quad (12)$$

Frente à grande quantidade de dados coletados experimentalmente, foram escolhidos dez valores de carga F para comparação dos resultados. O máximo valor da carga considerada na análise analítica corresponde ao maior valor em que foi possível obter dados de deformação no ensaio experimental.

A Figura 30 apresenta o resultado obtido. Nesta D1 e D2 fazem referência aos LVDTs 1 e 2, respectivamente.

Figura 30 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede de alvenaria obtida analiticamente.



6.1.3 Análise Numérica

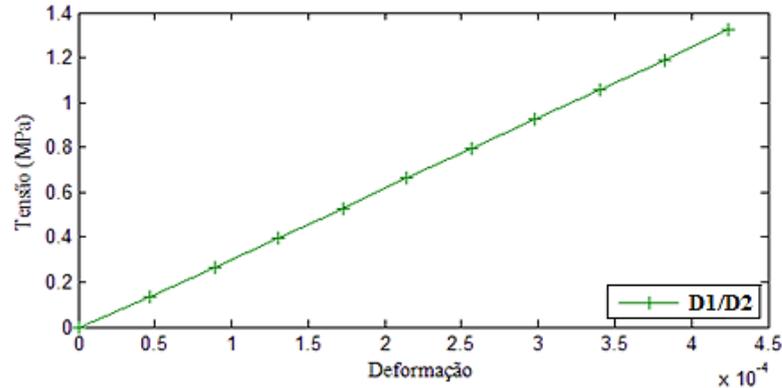
A solução numérica foi obtida por meio do *software* SAP2000[®] e seguiu a mesma metodologia adotada na análise analítica quanto às cargas, limitando a dez elementos a amostra de dados analisada.

Para que a carga fosse distribuída igualmente ao longo de toda parede foi inserida, sobre o modelo numérico da pequena parede de alvenaria, uma viga de elevada rigidez, sobre a qual foi aplicado o esforço compressivo.

Para obter a deformação foram inseridos no modelo nós na posição inicial e final dos LVDTs. Deste modo, o cálculo da deformação foi feito assumindo-se a razão entre a diferença dos valores de deslocamento U e U' dos nós adicionados e a distância entre eles, a qual foi adotada como sendo a média do comprimento dos LVDTs utilizados no ensaio experimental.

A Figura 31 apresenta os resultados obtidos. Nesta D1 e D2 fazem referência aos LVDTs 1 e 2, respectivamente.

Figura 31 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede de alvenaria obtida numericamente.



6.1.4 Discussão

Para facilitar a comparação entre as respostas obtidas foi elaborada a Tabela 12, na qual são apresentadas, para alguns valores de tensão, as deformações coletadas em cada análise.

Tabela 12 - Resumo dos resultados obtidos nas análises analítica, numérica e experimental para as pequenas paredes de alvenaria estrutural.

Tensão (MPa)	ϵ analítica	ϵ numérica	PP_ALV1		PP_ALV3		PP_ALV4		PP_ALV5		PP_ALV6	
			ϵ_{D1}	ϵ_{D2}								
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
0,132	4,23.10-5	4,39.10-5	3,51.10-5	0,00	0,00	3,51.10-5	0,00	3,50.10-5	0,00	0,00	0,00	0,00
0,264	8,46.10-5	8,68.10-5	3,51.10-5	1,75.10-5	0,00	3,51.10-5	0,00	7,01.10-5	1,23.10-5	8,49.10-5	0,00	0,00
0,397	1,27.10-4	1,31.10-4	3,51.10-5	1,75.10-5	0,00	3,51.10-5	0,00	2,05.10-4	5,08.10-5	1,03.10-4	3,45.10-5	8,77.10-5
0,529	1,69.10-4	1,73.10-4	3,51.10-5	1,75.10-5	0,00	1,83.10-4	0,00	3,71.10-4	1,02.10-4	1,19.10-4	3,45.10-5	1,41.10-4
0,661	2,11.10-4	2,14.10-4	3,51.10-5	3,50.10-5	0,00	4,39.10-4	0,00	4,55.10-4	1,33.10-4	1,59.10-4	5,18.10-5	1,41.10-4
0,793	2,54.10-4	2,56.10-4	7,02.10-5	6,99.10-5	3,53.10-5	5,40.10-4	0,00	5,43.10-4	1,86.10-4	1,98.10-4	1,04.10-4	1,76.10-4
0,926	2,96.10-4	2,98.10-4	-	-	-	-	3,51.10-5	5,43.10-4	2,03.10-4	2,04.10-4	1,21.10-4	1,94.10-4
1,058	3,38.10-4	3,40.10-4	-	-	-	-	5,26.10-5	5,97.10-4	2,88.10-4	2,72.10-4	-	-
1,190	3,81.10-4	3,82.10-4	-	-	-	-	8,77.10-5	5,78.10-4	3,05.10-4	3,24.10-4	-	-
1,322	4,23.10-4	4,24.10-4	-	-	-	-	1,05.10-4	6,13.10-4	-	-	-	-

Na Tabela 12, ϵ é a deformação; o subscrito D1 e D2 referem-se aos LVDTs 1 e 2, respectivamente; e PP_ALV faz referência à pequena parede de alvenaria. Os valores de deformação da coluna 4 a 13 foram os obtidos experimentalmente por Nunes (2017).

A partir dos resultados apresentados pode-se notar a convergência entre os valores numéricos e analíticos, os quais tiveram erro máximo de 3,63% para a tensão de 0,132 MPa e erro quase nulo (0,24%) para a tensão de 1,322 MPa. Frente à aproximação observada entre a deformação obtida analítica e numericamente pode-se atestar que a escolha do elemento

numérico *Shell* e da malha 15x15 garantiu resultados satisfatórios, para os parâmetros geométricos e mecânicos adotados.

No caso dos resultados analítico e numérico pôde-se observa-se a natureza linear da resposta, uma vez que não foram considerados os efeitos de segunda ordem, isto é, nestas análises considerou-se a hipótese de pequenos deslocamentos.

Quanto aos resultados obtidos experimentalmente, notou-se uma significativa variabilidade entre os dados coletados das 5 pequenas paredes e entre os LVDTs de uma mesma pequena parede. Para a tensão de 0,793 MPa, por exemplo, a deformação obtida nos LVDTs variou de $3,53 \cdot 10^{-5}$ (ϵ_{D1} ; PP_ALV3) a $5,43 \cdot 10^{-4}$ (ϵ_{D2} ; PP_ALV4) e na PP_ALV5 na tensão de 0,264 MPa os LVDTs divergiram em 85,53%.

Analisando os dados da coluna 4 a 7 (PP_ALV1 e PP_ALV3) da Tabela 12 nota-se que a medição foi inconsistente, pois para diferentes valores de tensão verificaram-se valores fixos de deformação. Este erro está possivelmente relacionado ao período de acomodação da prensa durante o ensaio. Para PP_ALV4 e PP_ALV6 os LVDTs mediram maior quantidade de dados, porém os valores de deformação nos medidores de uma mesma pequena parede apresentaram diferenças consideráveis entre si. Neste caso, uma causa provável é a eventual aplicação excêntrica da carga, todavia não foi observado um padrão nas diferenças constatadas para diferentes tensões.

Dentre as pequenas paredes ensaiadas, a PP_ALV5 apresentou os resultados mais consistentes no que se refere à similaridade dos dados obtidos entre os medidores de deformação. Na faixa de tensões de 0,793 MPa a 1,19 MPa a maior divergência entre as deformações obtidas nos LVDTs 1 e 2 foi de 5,95%. A Tabela 13 apresenta a análise dos resultados numéricos e experimentais, nesta faixa.

Tabela 13 - Análise de dados de PP_ALV5 em uma faixa específica.

Tensão (MPa)	ϵ numérica	PP_ALV 5		Média	Desvio padrão	Intervalo de variação	Erro absoluto	Erro relativo (%)
		ϵ_{D1}	ϵ_{D2}					
0,793	$2,56 \cdot 10^{-4}$	$1,86 \cdot 10^{-4}$	$1,98 \cdot 10^{-4}$	$1,92 \cdot 10^{-4}$	$8,33 \cdot 10^{-6}$	$1,84 \cdot 10^{-4} - 2,01 \cdot 10^{-4}$	$5,55 \cdot 10^{-5}$	27,79
0,926	$2,98 \cdot 10^{-4}$	$2,03 \cdot 10^{-4}$	$2,04 \cdot 10^{-4}$	$2,04 \cdot 10^{-4}$	$2,44E-07$	$2,03 \cdot 10^{-4} - 2,04 \cdot 10^{-4}$	$9,23 \cdot 10^{-5}$	46,34
1,058	$3,40 \cdot 10^{-4}$	$2,88 \cdot 10^{-4}$	$2,72 \cdot 10^{-4}$	$2,80 \cdot 10^{-4}$	$1,17 \cdot 10^{-5}$	$2,68 \cdot 10^{-4} - 2,92 \cdot 10^{-4}$	$5,02 \cdot 10^{-5}$	16,72
1,190	$3,82 \cdot 10^{-4}$	$3,05 \cdot 10^{-4}$	$3,24 \cdot 10^{-4}$	$3,15 \cdot 10^{-4}$	$1,36 \cdot 10^{-5}$	$3,01 \cdot 10^{-4} - 3,28 \cdot 10^{-4}$	$5,63 \cdot 10^{-5}$	16,40

Para a faixa de resultados de PP_ALV5, apresentada na Tabela 13, pode-se observar que o modelo numérico gerou valores de deformação superiores ao do modelo experimental real, isto é, o módulo de elasticidade do compósito, obtido analiticamente com base nas

formulações de Salamon (1968) é, aparentemente, inferior ao real. Apesar disso, observou-se que o erro absoluto máximo entre a resposta numérica e experimental foi de 0,0000923, para esta faixa. Por se tratar de valores da ordem 10^{-4} , a pequena variação obtida entre as deformações gera erros relativos consideráveis.

Devido a diferença obtida entre os módulos de elasticidade teórico do compósito e o real, para avaliar a resposta numérica foram realizadas novas simulações com o módulo de elasticidade médio obtido experimentalmente por Nunes (2017). A Tabela 14 mostra os valores do módulo de elasticidade para a faixa analisada em PP_ALV5, e os novos resultados de deformação do modelo numérico com o novo módulo de elasticidade $4,06 \cdot 10^6$ kN/m².

Tabela 14 – Novos resultados de deformação para o modelo numérico para o módulo de elasticidade obtido experimentalmente.

Tensão (MPa)	PP_ALV 5			Módulo de elasticidade (kN/m ²)	ϵ numérica corrigida	Erro absoluto	Erro relativo
	ϵ_{D1}	ϵ_{D2}	$\epsilon_{média}$				
0,793	1,86.10 ⁻⁴	1,98.10 ⁻⁴	1,92.10 ⁻⁴	4,13.10 ⁺⁶	1,97.10 ⁻⁴	-3,50.10 ⁻⁶	-1,75%
0,926	2,03.10 ⁻⁴	2,04.10 ⁻⁴	2,04.10 ⁻⁴	4,55.10 ⁺⁶	2,29.10 ⁻⁴	2,55.10 ⁻⁵	12,52%
1,058	2,88.10 ⁻⁴	2,72.10 ⁻⁴	2,80.10 ⁻⁴	3,78.10 ⁺⁶	2,62.10 ⁻⁴	-6,72.10 ⁻⁶	-2,51%
1,19	3,05.10 ⁻⁴	3,24.10 ⁻⁴	3,15.10 ⁻⁴	3,78.10 ⁺⁶	2,85.10 ⁻⁴	-1,58.10 ⁻⁵	-5,26%
			Média	4,06.10 ⁺⁶			

Considerando o novo módulo de elasticidade pode-se constatar, a partir da Tabela 14, que houve uma redução significativa do erro entre as respostas numérica e experimental.

A partir dos resultados obtidos, devem ser destacados alguns pontos que levam a divergências entre os valores numéricos e experimentais:

- Condição de vinculação: apesar de tentar reproduzir, no modelo numérico, as restrições e liberações de movimento verificadas na pequena parede ensaiada, o que se considera é apenas uma aproximação da situação real. Esta pode variar com diversos fatores externos, tais como capeamento das paredes, acomodação da prensa e desaprumo. Nos ensaios verificou-se um deslocamento horizontal da ordem 10^{-4} a 10^{-3} , todavia no modelo numérico os nós de topo foram considerados sem desaprumo. Outro ponto, é que as vinculações adotadas no modelo são nodais, enquanto os apoios reais são contínuos;
- Caracterização dos materiais: os valores de coeficiente de Poisson foram obtidos a partir de revisão bibliográfica e o módulo de elasticidade dos materiais foi obtido

com uma amostra reduzida. Logo, é necessário a realização de ensaios específicos e com maior grupo amostral para melhor caracterização dos materiais;

- Geometria: no modelo numérico são inseridos valores médios das dimensões das pequenas paredes ensaiadas e da haste do LVDT. Como a deformação analisada tem ordem de grandeza muito pequena, variações milimétricas podem afetar o resultado;
- Tamanho da amostra: como apresentado na Tabela 13, a análise foi feita considerando apenas uma parcela dos dados obtidos para uma das pequenas paredes, deste modo é necessário um amostra maior para melhor caracterização da resposta;
- Precisão do transdutor de deslocamento LVDT: conforme observado, a ordem de grandeza das deformações obtidas é de 10^{-4} e 10^{-5} . A precisão do aparelho é de $\pm 0,01$ mm. Considerando o comprimento da haste de, aproximadamente, 50 cm, o erro obtido pode ter uma ordem de grandeza de 10^{-5} , o que influencia na resposta obtida.

Apesar da divergência observada entre o valor teórico inicial do módulo de elasticidade, calculado conforme Salamon (1968), e o real, o valor teórico pode ser considerado uma boa aproximação, quando não se dispõe de ensaios experimentais suficientes para a caracterização dos materiais. A partir da Tabela 15, pode-se observar que os valores de deformação obtidos por meio do valor teórico se mantiveram dentro do intervalo de variação da resposta experimental.

Tabela 15 - Deformação numérica e o intervalo de variação dos resultados experimentais.

Tensão (MPa)	ϵ numérica	Intervalo de variação da deformação obtido experimentalmente	
0,397	1,29.10-4	8,64.10-6	1,52.10-4
0,529	1,73.10-4	-2,56.10-6	2,58.10-4
0,661	2,14.10-4	-1,92.10-6	3,15.10-4
0,793	2,56.10-4	1,81.10-5	3,84.10-4
0,926	2,98.10-4	4,37.10-5	3,89.10-4
1,058	3,40.10-4	7,85.10-5	5,26.10-4
1,190	3,82.10-4	1,23.10-4	5,24.10-4
1,322	4,24.10-4	1,16E-07	7,18.10-4

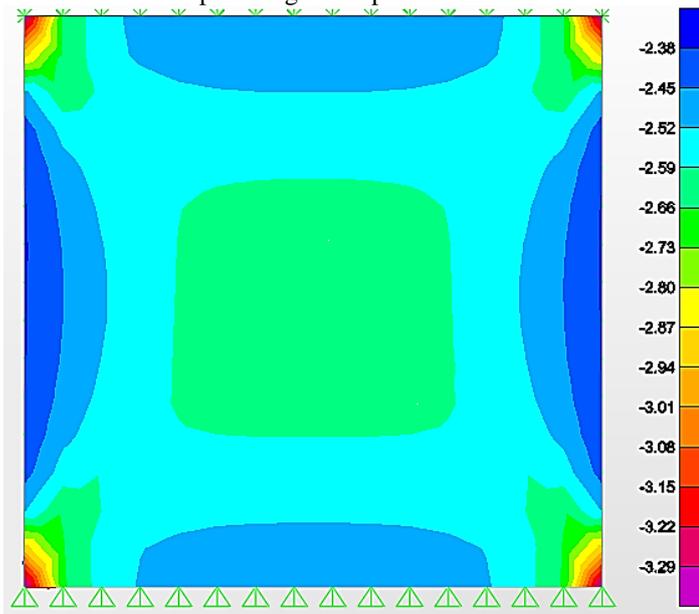
Quanto à carga máxima de ruptura, considerando a resistência da pequena parede 2,54 MPa e a área da seção transversal 0,17 m², a carga de ruptura teórica esperada foi de 431,53 kN. A Tabela 16 apresenta os dados obtidos nos ensaios de Nunes (2017).

Tabela 16 - Carga de ruptura das pequenas paredes de alvenaria estrutural.

	PP_ALV1	PP_ALV2	PP_ALV3	PP_ALV4	PP_ALV5	PP_ALV6	Teórica
Carga de ruptura (kN)	439,7	374,7	394,3	295,6	351,5	333	431,53
Erro relativo (%)	1,89	-13,17	-8,63	-31,50	-18,55	-22,83	

Quando comparado com o valor médio das cargas de ruptura das seis paredes o erro foi de 18,30% para mais. Para carga máxima teórica de 431,53 kN, o modelo numérico apresentou a distribuição de tensões da Figura 32.

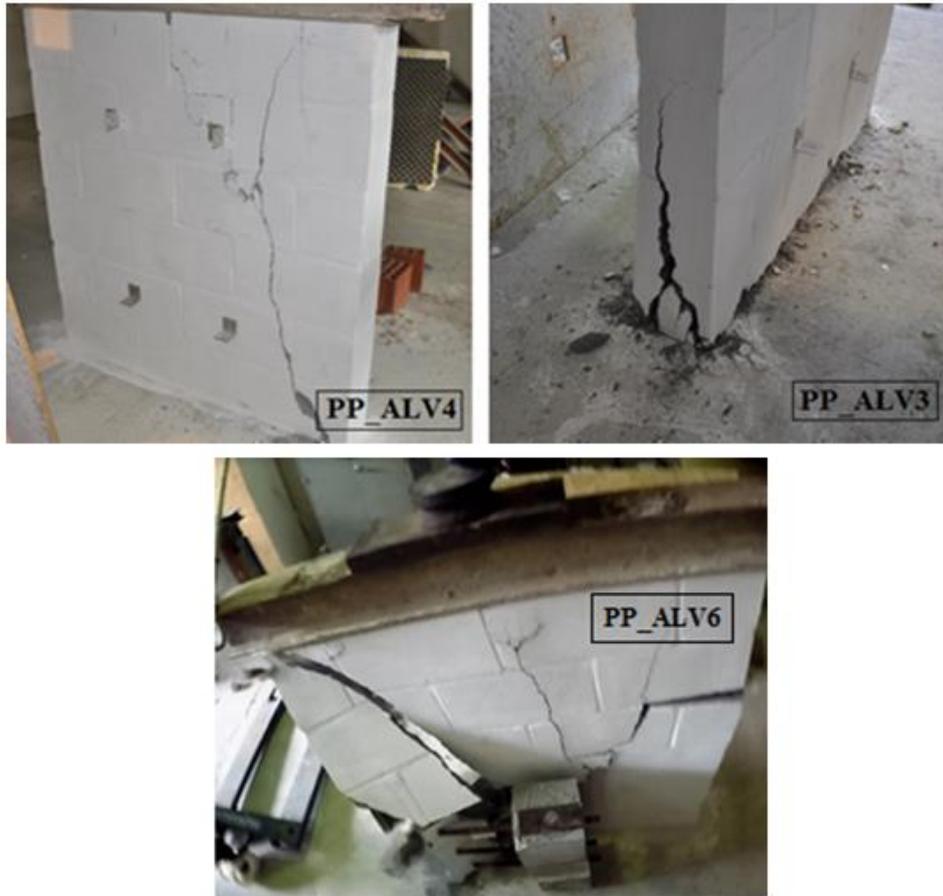
Figura 32 - Distribuição de tensões principal de compressão no modelo numérico da pequena parede de alvenaria para carga de ruptura teórica.



A partir da distribuição de tensões mostrada é possível sugerir que a ruína das pequenas paredes no ensaio experimental ocorresse na região próxima às suas bordas.

A Figura 33 apresenta as fissuras em PP_ALV4, PP_ALV3 e PP_ALV6, nas quais a ruptura se deu próxima às extremidades. As demais pequenas paredes apresentaram um padrão irregular de ruína.

Figura 33 - Fissuras nas pequenas paredes PP_ALV4, PP_ALV3 e PP_ALV6 na ruína.



6.2 *LIGHT STEEL FRAME*

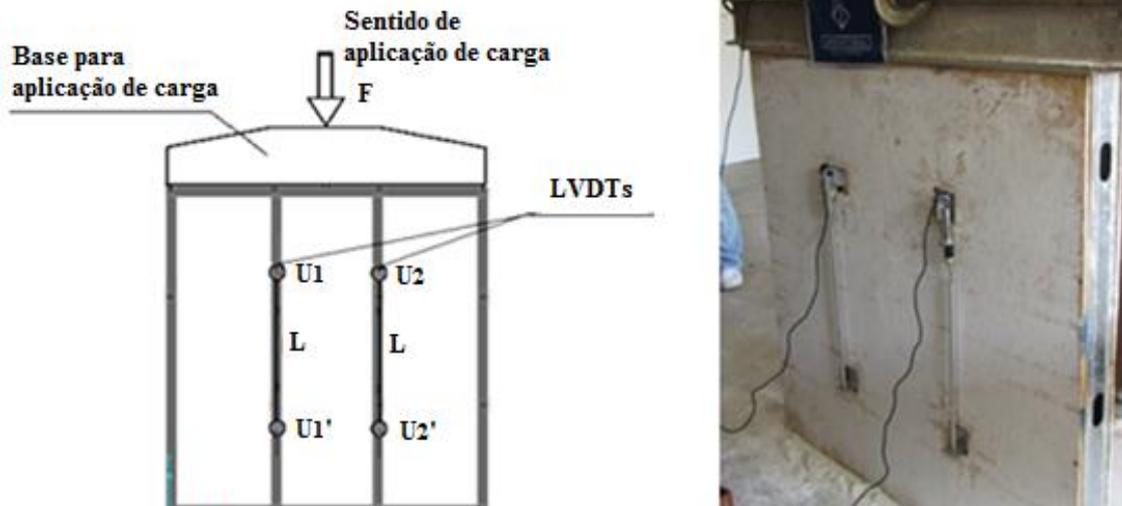
6.2.1 Análise Experimental

Nunes (2017) realizou ensaios em quatro pequenas paredes LSF, porém só foram extraídos dados de deformação de três delas.

Para avaliar a deformabilidade, as pequenas paredes foram instrumentalizadas com LVDTs em seus montantes centrais. Como o LSF possui chapas de OSB revestindo os perfis metálicos, foi necessário fazer recortes na madeira para que os medidores ficassem em contato direto com o aço. Os valores de deformação foram obtidos seguindo o mesmo procedimento descrito para as pequenas paredes de alvenaria.

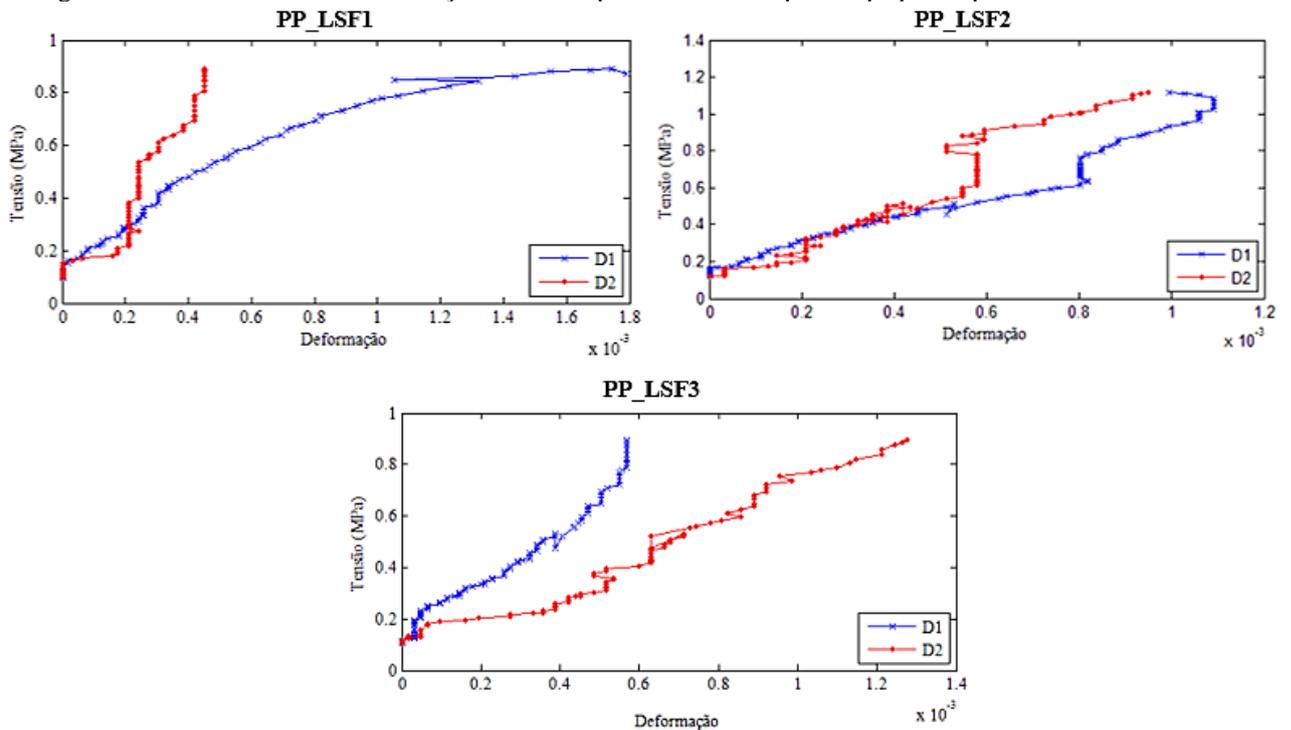
O esquema da Figura 34 apresenta os parâmetros utilizados para obtenção dos gráficos da Figura 35.

Figura 34 -Esquema ilustrativo da metodologia empregada na análise experimental e pequena parede LSF antes do ensaio de compressão.



Nos gráficos da Figura 35, o eixo das ordenadas apresenta a tensão de compressão nas pequenas paredes, em MPa, e no eixo das abscissas estão as deformações para o LVDT 1 (em azul) e 2 (em vermelho).

Figura 35 - Curvas Tensão x Deformação obtidas experimentalmente para as pequenas paredes de alvenaria.



6.2.2 Análise Analítica

A resposta analítica para as deformações da pequena parede LSF foi obtida a partir da Equação (13). Onde F é a carga vertical aplicada sobre os montantes centrais, $A_{montante}$ é a da área seção transversal do montante e $E_{montante}$ é o módulo de elasticidade do aço. Neste estudo, considerou-se o comportamento linear do aço até atingir o escoamento.

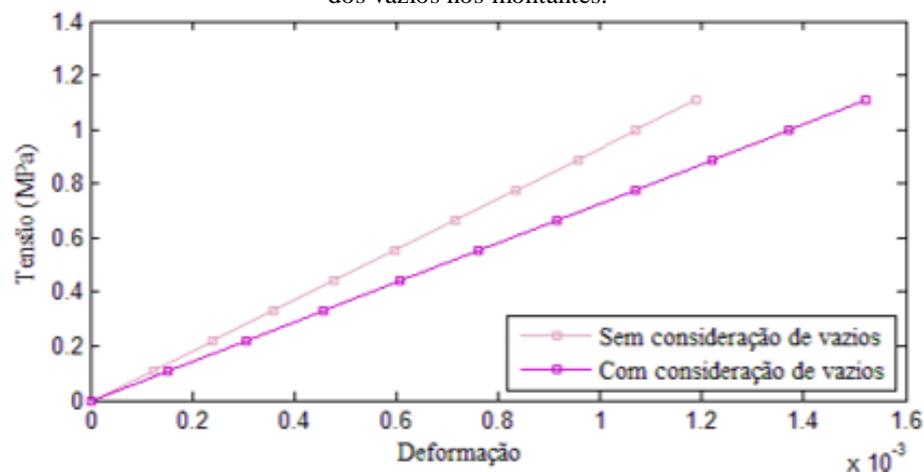
Para $A_{montante}$ foram considerados dois valores: com e sem consideração dos vazios no montante. O cálculo da dimensão reduzida da alma para consideração dos vazios está no Apêndice A.

$$\varepsilon = \frac{F}{A_{montante} \times E_{montante}} \quad (13)$$

Nesta análise, frente à grande quantidade de dados coletados experimentalmente também foram separados dez valores de carga F para comparação dos resultados. O máximo valor da carga considerada na análise analítica corresponde ao maior valor em que foi possível obter dados de deformação no ensaio experimental.

O gráfico da Figura 36 apresenta o resultado obtido para as duas áreas transversais do montante consideradas. Nesta D1 e D2 fazem referência aos LVDTs 1 e 2, respectivamente.

Figura 36 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede LSF obtida analiticamente, com e sem consideração dos vazios nos montantes.

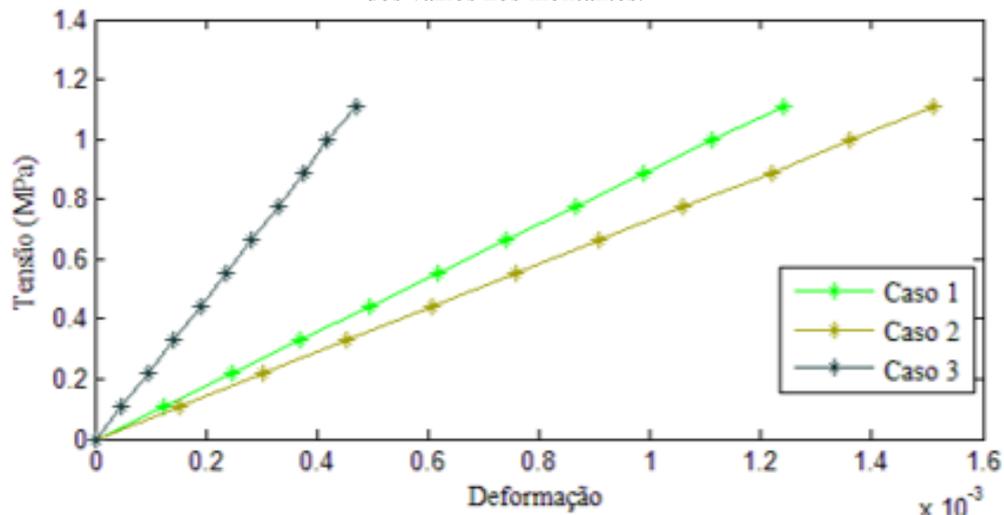


6.2.3 Análise Numérica

A solução numérica foi obtida por meio do *software* SAP2000® e obedeceu à mesma metodologia adotada na análise analítica quanto às cargas utilizadas, limitando a dez elementos a amostra de dados estudada.

Para as pequenas paredes LSF foram simulados 3 casos: com área transversal total, sem OSB (Caso 1); com área transversal reduzida, sem OSB (Caso 2); com área transversal reduzida e com OSB (Caso 3), conforme descrito na metodologia deste trabalho. Para obter a deformação no modelo numérico foi adotado o mesmo método apresentado na parede de alvenaria. A Figura 37 apresenta os resultados obtidos.

Figura 37 - Curva Tensão x Deformação da pequena parede LSF obtida numericamente, com e sem consideração dos vazios nos montantes.



Com base no comportamento dos gráficos pode-se notar que dentre os casos, o 3 foi o que apresentou menores deformações devido à contribuição do OSB entre os montantes. O Caso 2 deformou mais que o Caso 1, devido a redução da seção transversal.

6.2.4 Discussão

Para facilitar a comparação das respostas obtidas foi elaborada a Tabela 17, na qual são apresentadas, para alguns valores de tensão, as deformações obtidas em cada análise. Nesta ϵ é a deformação; o subscrito D1 e D2 referem-se aos LVDTs 1 e 2, respectivamente; e PP_LSF faz referência à pequena parede *Light Steel Frame*. Na coluna 7 a 12 são apresentados os dados coletados por Nunes (2017).

Tabela 17 - Resumo dos resultados obtidos nas análises analítica, numérica e experimental para as pequenas paredes LSF.

Tensão (MPa)	ϵ	ϵ	ϵ	ϵ	ϵ	PP_LSF1		PP_LSF2		PP_LSF3	
	analítica Caso 1	analítica Caso 2	numérica Caso 1	numérica Caso 2	numérica Caso 3	ϵ_{L1}	ϵ_{L2}	ϵ_{L1}	ϵ_{L2}	ϵ_{L1}	ϵ_{L2}
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0,111	1,26.10-4	1,53.10-4	1,24.10-4	1,52.10-4	4,77.10-5	0,00E+00	0,00E+00	-	-	0,00E+00	0,00E+00
0,222	2,39.10-4	3,05.10-4	2,48.10-4	3,04.10-4	9,49.10-5	1,19.10-4	2,09.10-4	1,12.10-4	2,05.10-4	4,86.10-5	3,32.10-4
0,332	3,58.10-4	4,57.10-4	3,71.10-4	4,55.10-4	1,42.10-4	2,53.10-4	2,09.10-4	2,25.10-4	2,41.10-4	2,00.10-4	5,17.10-4
0,443	4,78.10-4	6,09.10-4	4,95.10-4	6,07.10-4	1,89.10-4	3,39.10-4	2,41.10-4	4,07.10-4	3,75.10-4	3,24.10-4	6,30.10-4
0,554	5,97.10-4	7,62.10-4	6,19.10-4	7,59.10-4	2,36.10-4	5,22.10-4	2,73.10-4	6,42.10-4	5,47.10-4	4,33.10-4	7,28.10-4
0,665	7,17.10-4	9,14.10-4	7,42.10-4	9,10.10-4	2,83.10-4	7,29.10-4	3,86.10-4	8,03.10-4	5,79.10-4	5,02.10-4	8,89.10-4
0,776	8,36.10-4	1,07.10-3	8,66.10-4	1,06.10-3	3,31.10-4	1,01.10-3	4,18.10-4	8,15.10-4	5,79.10-4	5,57.10-5	1,06.10-3
0,886	9,56.10-4	1,22.10-3	9,89.10-4	1,08.10-3	3,78.10-4	1,67.10-3	4,50.10-4	9,38.10-4	5,68.10-4	5,67.10-5	1,26.10-3
0,997	1,07.10-3	1,37.10-3	1,11.10-3	1,36.10-3	4,20.10-4	-	-	1,06.10-3	7,82.10-4	-	-
1,108	1,19.10-3	1,52.10-3	1,24.10-3	1,51.10-3	4,72.10-4	-	-	1,03.10-3	9,33.10-4	-	-

A partir dos resultados apresentados verifica-se a convergência entre os valores numéricos e analíticos, os quais tiveram erros máximos de 4,04% para a tensão de 1,108 MPa, no Caso 1, e 0,75% para a tensão de 0,997 MPa, no Caso 2. A margem de erro obtida comprova que a escolha do elemento numérico *Frame* e da malha 10x10 gerou resultados satisfatórios, para os parâmetros geométricos e mecânicos adotados nas pequenas paredes.

Analisando os dados das colunas 7 a 12 da Tabela 17, observa-se que a deformação obtida nos LVDTs 1 e 2 apresentaram certa defasagem entre si, sem um padrão de comportamento constante ao longo do ensaio. As diferenças são possivelmente atribuídas ao desaprumo observado ao longo do ensaio experimental. Devido à reduzida espessura das paredes LSF, durante a aplicação da carga notaram-se pequenos deslocamentos da estrutura. Ainda assim, por se tratar de valores de ordem de grandeza muito pequena, as diferenças absolutas são mínimas.

A Tabela 18 apresenta alguns parâmetros estatísticos destes resultados. Em vermelho são destacados os valores que estão no intervalo de variação de deformação obtido experimentalmente (coluna 7).

Pode-se concluir que o Caso 1 foi o que apresentou maior convergência com os resultados experimentais.

O Caso 2 gerou deformações maiores em todas as tensões analisadas, o que demonstra que a redução da seção transversal em função dos vazios, calculada com base nas normas do AISI (2007), são conservadoras, se comparado ao comportamento real dos PFF. Apesar de, aparentemente, ser uma consideração com maior refinamento do modelo, em relação à pequena parede real (com vazios), a redução da inércia que foi imposta, pela diminuição do comprimento

da alma, não foi equivalente à redução da inércia gerada pela presença do furo. De certo modo, este resultado era esperado, uma vez que trata-se de uma recomendação normativa para dimensionamento dos montantes, que leva consideração não só o escoamento do aço, porém todos os modos de flambagem descritos no Capítulo 4.

Tabela 18 - Deformação numérica nos Casos 1, 2 e 3 e o intervalo de variação dos resultados experimentais.

Tensão (MPa)	ϵ numérica Caso 1	ϵ numérica Caso 2	ϵ numérica Caso 3	Média	Desvio padrão	Intervalo de variação da deformação obtido experimentalmente
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0,222	2,48.10-4	3,04.10-4	9,49.10-5	1,71.10-4	9,96.10-5	7,14.10-5 – 2,70.10-4
0,332	3,71.10-4	4,55.10-4	1,42.10-4	2,74.10-4	1,21.10-4	1,54.10-4 – 3,95.10-4
0,443	4,95.10-4	6,07.10-4	1,89.10-4	3,86.10-4	1,32.10-4	2,54.10-4 – 5,18.10-4
0,554	6,19.10-4	7,59.10-4	2,36.10-4	5,24.10-4	1,59.10-4	3,65.10-4 – 6,84.10-4
0,665	7,42.10-4	9,10.10-4	2,83.10-4	6,48.10-4	1,91.10-4	4,57.10-4 – 8,39.10-4
0,776	8,66.10-4	1,06.10-3	3,31.10-4	7,40.10-4	2,63.10-4	4,77.10-4 – 1,00.10-3
0,886	9,89.10-4	1,22.10-3	3,78.10-4	9,10.10-4	4,81.10-4	4,29.10-4 – 1,39.10-3
0,997	1,11.10-3	1,36.10-3	4,20.10-4	9,21.10-4	1,96.10-4	7,25.10-4 – 1,12.10-3
1,108	1,24.10-3	1,51.10-3	4,72.10-4	9,80.10-4	6,65.10-5	9,13.10-4 – 1,05.10-3

Apesar da consideração dos vazios ter se mostrado conservadora para a análise de deformações axiais dos montantes, durante os ensaios experimentais pôde-se notar a influência destes no seu modo de instabilidade, os quais foram os pontos mais frágeis à flambagem. A partir da Figura 38, pode-se observar nas regiões próximas ao furo a flambagem local e distorcional do aço.

Figura 38 - Flambagem do montante na região dos furos.



No Caso 3 observou-se um comportamento contrário ao Caso 2. Neste, para as diferentes tensões, as deformações mantiveram-se menores que o valor mínimo do intervalo, constatando-se que a metodologia de modelagem simplificada (chapas de OSB inseridas entre

os montantes e não, fora deles, como ocorre na prática) gera uma estrutura mais rígida que a real.

Apesar do modelo numérico do Caso 1 ter apresentado uma resposta satisfatória na representação do modelo real, assim como na pequena parede de alvenaria estrutural, podem ser destacados algumas causas que levam a pequenas divergências entre os valores numéricos e experimentais:

- Condição de vinculação: mesmo que o da alvenaria;
- Caracterização dos materiais: para os perfis de aço os valores das propriedades mecânicas utilizadas foram aqueles extraídos da ABNT NBR 14762:2010. Apesar de o fabricante alegar que o produto está em conformidade com as normas é necessário a realização de ensaios para melhor acurar os seus valores. O mesmo se aplica ao OSB.
- Possíveis excentricidades na aplicação da carga;
- Tipo de análise: como no modelo a análise foi feita considerando a linearidade geométrica, isto é, a carga foi aplicada sobre a estrutura indeformada, a deformação, mesmo que pequena, acumulada ao longo do ensaio experimental não foi levada em consideração no modelo. Como a ordem de grandeza observada para as deformações foi muito pequena, este deve ser um fator levado em consideração.
- Precisão do transdutor de deslocamento LVDT: mesmo que o da alvenaria.

Quanto à carga máxima suportada pela pequena parede LSF, a Tabela 19 apresenta os valores obtidos experimentalmente (colunas 1 a 4). Estas cargas referem-se ao momento em que o incremento do esforço de compressão não mais gerava deslocamento dos LVDTs, ou seja, são as cargas associadas ao escoamento do aço nos montantes centrais.

Tabela 19 - Carga máxima suportada pelas pequenas paredes LSF.

	PP_LSF1	PP_LSF2	PP_LSF3	PP_LSF4	Valor médio experimental	Teórica Caso 1	Teórica Caso 2
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Carga de escoamento (kN)	127	148	126,7	178,2	144,98	115,92	95,22
Erro relativo Caso 1 (%)	8,72	21,68	8,51	34,95			
Erro relativo Caso 2 (%)	25,02	35,66	24,85	46,57			

Os valores teóricos para os Caso 1 (coluna 6) e 2 (coluna 7) foram calculados a partir da tensão de escoamento do aço (23 kN/cm^2) e das áreas transversais dos montantes ($1,68 \text{ cm}^2$ e $1,38 \text{ cm}^2$). A partir destes valores foi obtida uma carga de escoamento igual $38,64 \text{ kN}$ e $31,74 \text{ kN}$, para os montantes centrais do Caso 1 e do Caso 2, respectivamente. Considerando que a área de influência da carga linear, atuante sobre paredes, nos montantes centrais é, aproximadamente, o dobro das dos montantes de extremidade, foi obtida a carga máxima teórica resistiva da parede, para ocorrência do escoamento dos montantes centrais.

A partir da Tabela 19 pode-se notar que o Caso 1 apresentou melhores resultados; ainda assim, esse valor foi inferior aos obtidos experimentalmente, divergindo em 20% da carga média para as quatro pequenas paredes.

Como comentado no Capítulo 4, o modelo constitutivo dos perfis formados a frio possuem comportamento elasto-plástico com encruamento, logo, mesmo após atingir a tensão de escoamento (f_y), há um leve acréscimo de tensão antes da ruptura, sem a formação de um patamar de escoamento bem definido. Por se tratar de um ensaio de controle de carga e não de deslocamento, não é possível garantir que os dados experimentais correspondem ao ponto inicial do trecho de escoamento do aço. Assim, a margem de erro obtida é aceitável.

6.3 ANÁLISE COMPARATIVA DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

Com base nos valores teóricos e experimentais apresentados nota-se que a parede de alvenaria estrutural teve maior resistência quando comparada à de *Light Steel Frame*. Porém, a análise isolada da carga máxima não é suficiente para afirmar que o sistema em alvenaria estrutural é mais vantajoso que o LSF.

O peso médio da pequena parede de alvenaria estrutural foi de aproximadamente 270 kg , enquanto o da pequena parede LSF foi de apenas 52 kg , o que representa menos que 20% do peso da alvenaria. Logo, a partir da relação carga máxima/peso das paredes, apresentada na Tabela 20, constata-se que a eficiência de sistema LSF é maior que o dobro do de alvenaria.

Tabela 20 - Análise da eficiência das paredes LSF e alvenaria estrutural.

	Peso (kg)	Carga máxima* (kN)	Eficiência (kN/kg)
PP_ALV	270	364,8	1,35
PP_LSF	52	144,98	2,79

*Obtida a partir da média dos valores experimentais.

Nas edificações de alvenaria estrutural o peso próprio das paredes compreende uma parcela significativa nas cargas verticais que devem ser absorvidas pelas próprias paredes inferiores, ou seja, neste caso é necessária uma resistência maior para suportar um maior peso.

Segundo Gouveia (2015), o peso médio de uma construção de alvenaria é cerca de 1250 kg/m² por pavimento, considerando as cargas de ocupação. Já no LSF, esse valor é de apenas 250 kg/m². Ou seja, 5 vezes mais leve, o que mostra que a estrutura metálica é dimensionada para suportar basicamente as cargas externas, sendo seu peso próprio de influência desprezível no peso da edificação.

Deve-se ressaltar ainda, que o perfil utilizado neste estudo corresponde a menor seção comercial disponível para montantes, logo a partir de perfis mais espessos ou com dimensões superiores é possível garantir maiores resistências, sem ganhos consideráveis no peso da edificação.

Outro ponto importante é a segurança estrutural. Por ser um material frágil, a ruína na parede de alvenaria se deu de forma brusca, já no LSF os modos de flambagem do montante indicaram que a estrutura estava instável, funcionando como um aviso prévio. Além disso, a ductibilidade do aço permite que este se deforme mais antes de ruir, contribuindo neste aspecto.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 CONCLUSÕES

7.1.1 Modelo Numérico de Alvenaria Estrutural

A partir dos resultados obtidos pode-se concluir que, quando comparado ao resultado analítico, o modelo numérico apresentou uma convergência satisfatória para os valores obtidos de deformação, o que indica que o elemento *Shell* e a malha 15x15 traduziram bem o comportamento esperado.

Quando comparado com os resultados experimentais de Nunes (2017), constatou-se que os valores de deformação do macromodelo mantiveram-se dentro do intervalo de variação de desvio padrão observado nos ensaios, o que aponta para uma boa aproximação das respostas.

Analisando, separadamente, uma faixa de valores tensão-deformação de PP_ALV5, os quais tiveram resultados mais consistentes que os demais, notou-se que as propriedades mecânicas do material compósito, calculada conforme Salamon (1968) gerou um modelo mais deformável que o real.

Considerando o valor médio do módulo de elasticidade obtido experimentalmente, o modelo numérico apresentou erros de 1,75 a 12,52%. Esta taxa de variação da resposta é considerada satisfatória, diante da ordem de grandeza da variável analisada, bem como das limitações de caracterização das propriedades dos materiais e das simplificações adotadas no desenvolvimento do modelo. Deste modo, pode-se concluir que a macromodelagem é uma ferramenta eficiente na representação da alvenaria estrutural.

7.1.2 Modelo Numérico LSF

Para análise do modelo numérico LSF foram simulados 3 casos, com vistas a verificar àquele que tem maior representatividade com a situação real.

A partir dos resultados obtidos pode-se confirmar que as repostas numéricas e analítica apresentaram uma convergência aceitável de valores, com erros variando entre 0,75 e 4,04%.

Comparando os 3 casos simulados para a pequena parede LSF pode-se concluir que:

- a) Para a análise da deformação axial do montante, a consideração normativa de redução da seção transversal (Caso 2) garantiu resultados conservadores, isto é, gerou um

modelo mais deformável que o real. Deste modo, é possível afirmar que para análise de deformações axiais é possível descartar a presença dos vazios;

- b) A modelagem simplificada com OSB entre os montantes conduziu a um comportamento contrário ao Caso 2, gerando um modelo mais rígido que o real;
- c) O Caso 1 (pequena parede LSF com área da seção transversal sem consideração de montantes) obteve respostas satisfatórias, com valores obtidos dentro da faixa de variação do resultado experimental.

7.1.3 Análise Comparativa entre os Sistemas Estruturais

Os resultados obtidos levaram a valores maiores de carga resistente para as pequenas paredes de alvenaria estrutural, entretanto considerou-se insuficiente a análise isolada deste valor, pois não reproduz a eficiência associada a cada sistema.

O *Light Steel Frame* é um sistema leve, no qual a estrutura metálica tem pouca influência no peso da edificação e conseqüentemente na fundação, enquanto a alvenaria é um sistema robusto, no qual o peso próprio das paredes é parte significativa da carga vertical permanente. Diante do exposto, quando calculada a relação carga máxima/peso, concluiu-se que o sistema LSF foi 106,67%, neste estudo, mais eficiente que a alvenaria estrutural.

7.2 RECOMENDAÇÕES

Em complemento a este trabalho, podem ser feitas as seguintes recomendações:

- Realização de ensaios de caracterização dos materiais, cujas propriedades foram obtidas a partir de revisão bibliográfica, e de um maior número para àqueles coletados experimentalmente;
- Utilização de maior amostra experimental para realização de ensaios de compressão das pequenas paredes;
- Estudo de modelos numéricos com análise não-linear;
- Modelagem dos montantes do sistemas LSF como elementos *Shell*, para avaliação dos modos de flambagem;
- Avaliação dos esforços de cisalhamento, considerando a contribuição do OSB, no caso do sistema LSF.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABIKO, A.K.; MARQUES, F.S.; CARDOSO, F.F.; TIGRE, P.B. **Setor de construção civil: segmento de edificações**. Brasília, SENAI/DN. Série Estudos Setoriais. 2005.

ABNT. – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15630: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação do módulo de elasticidade dinâmico através da propagação de onda ultra-sônica**. Rio de Janeiro, 2008.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio**. Rio de Janeiro, 2010.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15253: perfis de aço formados a frio, com revestimento metálico, para painéis reticulados em edificações - requisitos gerais**. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT. – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1:2011 Bloco de concreto Parte 1: Projeto – Elaboração**. Rio de Janeiro, 2011.

AISI – AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE. **North American Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members**. Washington. 2007.

ALMEIDA, S. J. C. **Análise numérica de perfis de aço formados a frio comprimidos considerando imperfeições geométricas iniciais**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

ALMEIDA, D. G. C. **Análise comparativa de deslocamentos e esforços solicitantes de um edifício alto através de modelos estruturais distintos pelo MEF**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *ACI 530: Commentary on building code requirements for concrete masonry structures*. Detroit, 2011.

AVELINO, A. F. **Elementos Finitos, A Base da Tecnologia CAE**. São Paulo. Editora Érica LTDA, 2013. 160p.

BARRETO, A. S. P. **Análise numérica de painéis de alvenaria estrutural utilizando técnica de homogeneização**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco, 2002.

BASÁGLIA, C. D. **Sobre o comportamento estrutural de terças de aço considerando a interação com as telhas**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

BATEMAN, B. W. *Light gauge steel verses conventional wood framing in residential construction*. Department of construction science of A&M University. College Station. Texas, 1998.

BEVILAQUA, R. **Estudo Comparativo do Desempenho Estrutural de Prédios Estruturados em Perfis Formados a Frio Segundo os Sistemas Aporticado e Light Steel Framing**. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Minas Gerais, 2005.

CBCA – CENTRO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO EM AÇO. **A Evolução da Construção em Aço no Brasil**. 2015. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074>>. Acesso em: 25 abr. 2017.

CEOTTO, L. H. **A industrialização da construção de edifícios: de passado letárgico para um futuro promissor**. 2005. In: FARIA, C. P. (Org.). Inovação em construção civil: monografias. p. 85-106. São Paulo: Instituto UNIEMP.

CHEEMA, T.S.; KLINGNER, R. E. *Compressive strength of a concrete masonry prism*. *American Concrete Institute Journal*. January-February. p. 88-97, 1986.

CHODRAUI, G. M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2006.

COELHO, R. A. 2012. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. Disponível em: <<http://www.comunidadeconstrucao.com.br/upload/ativos/318/anexo/robertocoe.pdf>>. Acesso em: 15 abr. 2017.

CONSTRUSECO. 201-. **Comparativo Alvenaria Convencional x Light Steel Framing**. Disponível em: <<http://www.construseco.com.br/comparativos.html>>. Acesso em: 04 fev. 2017.

CSI. **SAP2000® - Integrated Software for Structural Analysis and Design: Analysis Reference Manual**; Version 8.0, Berkeley, USA. CSI computers structures Inc. 379 p. 2002.

ECKER, T.; MARTINS, V. **Comparativo dos sistemas construtivos Steel Frame e Wood Frame para habitações de interesse social**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2014.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Carlos. EESC-USP, 2000. 456 p.

FREITAS, A. M. S.; CRASTO, R. C. M. de. **Steel Framing: Arquitetura**. 2006. IBS - Instituto Brasileiro de Siderurgia. CBCA - Centro Brasileiro de Construção em Aço. Rio de Janeiro. 2006.

FUTURENG. **Origens e História do LSF**. 2003. Disponível em: <<http://www.futureng.pt/origens>>. Acesso em: 04 fev. 2017.

FUTURENG. **Preço competitivo**. 201-. Disponível em: < <http://www.futureng.pt/preco>>. Acesso em: 26 mai. 2017.

GOMES, I. R. **Simulação numérica de ensaios de compressão de prismas de alvenaria pelo método de elementos finitos com comportamento de interface**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

GOUVEIA, L. **Tudo que ainda não te contaram sobre o Steel Frame: descubra a Verdade aqui**. 2015. Disponível em: <<http://fastcon.com.br/blog/steel-frame/>>. Acesso em: 20 abr. 2017.

GRUPO FLASAN. **Light Steel Framing**. 2014. Disponível em: <<http://www.flasan.com.br/steelframe.html>>. Acesso em: 25 fev. 2017.

JÚNIOR, L. C. M. V. **Análise numérica do comportamento estrutural e da resistência de terças de aço restringidas pelas telhas**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007.

KHALAF, F. M.; HENDRY, A. W.; FAIRBAIRN, D. R. **Mechanical properties of materials used in concrete blockwork construction**. Magazine of Concrete Research, v. 44, n. 158, p. 1-14, 1992

LEE, J. S., PANDE, G. N., MIDDLETON, J., AND KRALJ, B. **Numerical Modelling of Brick Masonry Panels Subject to Lateral Loadings**. Computer and Structures. V. 61. No. 4. p. 735-745. 1996.

LOURENÇO, P.B. (1996). **Computational strategies for masonry structures**. Netherlands, Delft University Press.

MARCELLINI, L. **O mercado da construção civil**. 2º Congresso Latino-americano Steel Frame, São Paulo, v. 2, n. 2, p.1-144, 2016.

MARTHA, L. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Elsevier. Brasil, 2010. 524 p.

NUNES, K. K. F. **Estudo experimental sobre a resistência à compressão axial de paredes Light Steel Frame**. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Federal da Paraíba, 2017.

PARAÍBA TOTAL. 201-. **Divisas da Paraíba**. Disponível em: <<http://www.paraibatotal.com.br/a-paraiba/divisa>>. Acesso em: 20 de abril de 2017.

RODRIGUES, F. C. **Steel Framing: Engenharia**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2006. 127 p.

SALAMON, M.D.G. **Elastic Moduli of a Stratified Rock Mass**, Int. J. Rock Mech. Sci. Vol. 5, pp. 519-527, 1968.

SANTIAGO, A. K. **O uso do sistema Light Steel Framing associado a outros sistemas construtivos como fechamento vertical externo não estrutural**. Tese (Doutorado), Universidade Federal de Ouro Preto, 2008.

SANTOS, C. F. R. **Avaliação numérica da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas às ações verticais**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, 2016.

SILVA, A. L. R. C. **Análise numérica não-linear da flambagem local de perfis de aço estrutural submetidos à compressão uniaxial.** Tese (Doutorado). Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

SILVA, V. C. S. **Estudo da estabilidade e da capacidade resistente de painéis estruturais do sistema construtivo *Light Steel Framing*.** Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia do Campus de Ilha Solteira, 2013.

VITOR, R. O. **Modelagem numérica de diagonais equivalentes em painéis de cisalhamento do sistema *Light Steel Framing*.** Dissertação (Mestrado), Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2012.

VIVAN, A. L.; PALIARI, J. C.; NOVAES, C. C. **Vantagem Produtiva do Sistema Light Steel Framing: da construção enxuta à racionalização construtiva.** XIII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, ENTAC, ANTAC, Canela, 2010.

YU, Wei-Wen. ***Cold-Formed Steel Design*.** John Wiley & Sons, 2000.

APÊNDICE A - CÁLCULO DA LARGURA REDUZIDA DA ALMA DO MONTANTE Ue 90 x 40 x 12

O procedimento de cálculo apresentado está em conformidade com o item B.2.2 do AISI (2007) e Rodrigues (2006).

Dados gerais:

- Perfil Ue 90 x 40 x 12 e $t = 0,95$ mm
- Coeficientes de flambagem: $K_x = 1$; $K_y = 1$; $K_t = 1$
- Comprimento do montante (cm): $L_x = 120$; $L_y = 120$; $L_t = 40$
- Demais propriedades geométricas e mecânicas em conformidade com Tabela 3 e com a Figura 21.

1. Determinação da força normal de flambagem elástica (N_e)

a) Força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo x (N_{ex})

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 22,31}{(1 \times 120)^2} = 305,82 \text{ kN}$$

b) Força normal de flambagem elástica por flexão em relação ao eixo y (N_{ey})

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 3,85}{(1 \times 120)^2} = 52,775 \text{ kN}$$

c) Força normal de flambagem elástica por torção (N_{et})

$$N_{et} = \frac{1}{r_0^2} \left\{ GI_t + \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \right\} =$$

$$= \frac{1}{26,0013} \left\{ 7700 \times 0,0048 + \left[\frac{\pi^2 \times 20000 \times 69,95}{(1 \times 40)^2} \right] \right\} = 333,32 \text{ kN}$$

d) Força normal de flambagem elástica por flexo-torção (N_{ext})

$$N_{ext} = \frac{N_{ex} + N_{et}}{2 \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{et} \left[1 - \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right]}{(N_{ex} + N_{et})^2}} \right] =$$

$$= \frac{639,138}{2 \times [0,60124]} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 101935 \times [0,60124]}{(639,138)^2}} \right] = 195,41 \text{ kN}$$

A força normal de flambagem é a menor dentre as calculadas acima. Logo, $N_e = 52,775 \text{ kN}$.

2. Tensão resistente reduzida de cálculo (σ)

a) Índice de esbelteza reduzido

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Af_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1,68 \times 23,00}{52,775}} = 0,856$$

b) Fator de imperfeição inicial

$$\alpha = 0,34 \text{ (Tabela 4.4 (RODRIGUES, 2006))}$$

c) Parâmetro β

$$\beta = 0,5[1 + \alpha(\lambda_0 - 0,2) + \lambda_0^2] =$$

$$= 0,5[1 + 0,34(0,856 - 0,2) + 0,856^2] = 0,978$$

d) Parâmetro de redução ρ

$$\rho = \frac{1}{\beta + \sqrt{\beta^2 + \lambda_o^2}} = \frac{1}{0,978 + \sqrt{0,978^2 + 0,856^2}} = 0,690$$

Assim,

$$\sigma = \rho f_y = 0,690 \times 23,00 = 15,860 \text{ kN/cm}^2$$

3. Determinação da largura reduzida da alma b_{wred}

$$\text{Se } \lambda_p \leq 0,673 \rightarrow b_{red} = b$$

$$\text{Se } \lambda_p > 0,673 \rightarrow b_{red} = \rho \times b$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{b}{t}}{0,95 \sqrt{\frac{kE}{\sigma}}}$$

$$b = b_w - 4t = 90 - 4 \times (0,095 - 0,0036) = 8,634 \text{ cm}$$

$$k = 4 \text{ (Tabela 4.2 (RODRIGUES, 2006))}$$

$$\lambda_p = \frac{\frac{8,634}{0,0914}}{0,95 \times \sqrt{\frac{4 \times 20000}{15,86}}} = 1,400$$

Logo,

$$\rho = \frac{(1 - 0,22/\lambda_p)}{\lambda_p} = \frac{(1 - 0,22/1,4)}{1,4} = 0,602$$

$$b_{red} = 0,602 \times 86,34 = 51,98$$

$$b_{wred} = 51,98 + 4 \times (0,095 - 0,0036) = 56 \text{ mm}$$