

ALBA BRUNA CINTRA DE GRANDI

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL POR MEIO DE ENSAIOS  
CÍCLICOS DE PÓRTICO DE AÇO PREENCHIDO COM  
ALVENARIA PARTICIPANTE**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA  
MINAS GERAIS - BRASIL  
2018

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

G753a  
2018 Grandi, Alba Bruna Cintra de, 1992-  
Avaliação experimental por meio de ensaios cíclicos de  
pórtico de aço preenchido com alvenaria participante / Alba  
Bruna Cintra de Grandi. – Viçosa, MG, 2018.  
x, 108f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Rita de Cássia Silva Sant'Anna Alvarenga.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.  
Referências bibliográficas: f. 105-108.

1. Pórticos. 2. Alvenaria. 3. Aço - Estruturas.  
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia  
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.  
II. Título.

CDD 22. ed. 624.171

ALBA BRUNA CINTRA DE GRANDI

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL POR MEIO DE ENSAIOS  
CÍCLICOS DE PÓRTICO DE AÇO PREENCHIDO COM  
ALVENARIA PARTICIPANTE**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

APROVADA: 27 de fevereiro de 2018.



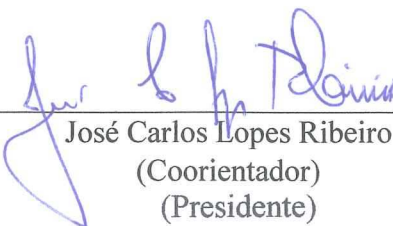
Paulo José Brandão Barbosa Lourenço



Guilherme Aris Parsekian



Roberto Márcio da Silva  
(Coorientador)



José Carlos Lopes Ribeiro  
(Coorientador)  
(Presidente)

## ***AGRADECIMENTOS***

Agradeço, primeiramente, à Professora Rita de Cássia Silva Sant’Ana Alvarenga, pela orientação e, sobretudo, pela confiança no desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Roberto Márcio da Silva, pelo auxílio incessante, orientação e sugestões durante a realização dos ensaios experimentais e da escrita deste trabalho, e sobretudo, pela amizade.

Ao Professor José Carlos Lopes Ribeiro, por toda colaboração e assistência.

À Universidade Federal de Viçosa, especialmente ao Departamento de Engenharia Civil, pela oportunidade de realização de uma pós-graduação e pela disponibilidade de recursos e profissionais tão capacitados.

Ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, em especial, aos Professores Francisco Carlos Rodrigues e Rodrigo Barreto Caldas, por todo suporte e por permitirem a realização deste trabalho experimental.

Agradeço também aos técnicos do LAEES, Afonso, Geraldo e Heron, e aos técnicos do Laboratório de Concreto, Ricardo e Dedé, por toda ajuda, esforço e colaboração nos ensaios experimentais.

Ao engenheiro Rafael Brito, pela imensa colaboração na fase final deste trabalho.

À empresa BLOJAF, pela doação dos blocos de concreto utilizados na confecção das paredes estruturais, e à empresa PRECON, pela doação das argamassas industriais.

À CAPES, pelo auxílio financeiro.

Aos meus pais, Wanda e José Roberto, pelo apoio incondicional, amor e ensinamentos de vida. Tudo o que sou e tenho, hoje, devo a eles.

Agradeço ao Gabriel, pelo amor, carinho e paciência dedicados a mim ao longo dessa caminhada. Por se fazer sempre tão presente em minha vida, apesar da distância.

Aos queridos amigos de Viçosa e Belo Horizonte, pela amizade e pelo convívio diário que fizeram com que essa jornada se tornasse menos árdua.

*“Por vezes sentimos que aquilo que fazemos não é senão  
uma gota de água no mar. Mas o mar seria menor se lhe  
faltasse uma gota”. (Madre Teresa de Calcutá)*

## ***SUMÁRIO***

LISTA DE FIGURAS.....	vi
LISTA DE TABELAS.....	viii
RESUMO .....	ix
ABSTRACT .....	x
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1. Generalidades.....	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Relevância da pesquisa .....	3
1.4. Organização do trabalho.....	4
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>5</b>
2.1. Desenvolvimento histórico.....	6
2.2. O comportamento de pórticos preenchidos sujeitos a ações laterais.....	7
2.3. Métodos analíticos.....	10
2.3.1. Método da barra diagonal equivalente.....	10
2.3.2. Modelo de bielas e tirantes.....	14
2.4. Estudos experimentais.....	18
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>23</b>
3.1. Metodologia empregada .....	23
3.2. Programa experimental – Parte I: Caracterização dos materiais.....	24
3.2.1. Blocos .....	24
3.2.2. Argamassa .....	29
3.2.3. Prismas.....	32
3.2.4. Cisalhamento de paredes.....	33
3.3. Programa experimental – Parte II: Ensaios de pórticos.....	36
3.3.1. Protótipo ensaiado .....	37
3.3.2. Painéis de alvenaria .....	39
3.3.3. Configuração de ensaio.....	41
3.3.4. Execução dos ensaios.....	43

<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b> .....	47
4.1.	Parte I: Ensaios de caracterização dos materiais .....	47
4.1.1.	Blocos vazados de concreto .....	47
4.1.2.	Argamassa .....	53
4.1.3.	Prismas .....	54
4.1.4.	Pequenas paredes .....	56
4.2.	Parte II: Ensaios de pórticos.....	58
4.2.1.	Diagramas Força <i>versus</i> Deslocamento e rigidez dos protótipos.....	59
4.2.2.	Modos de ruptura dos painéis de alvenaria .....	65
4.2.3.	Degradação da rigidez.....	69
4.2.4.	Energia dissipada e amortecimento .....	71
<b>5</b>	<b>ANÁLISE TEÓRICA APROXIMADA DO COMPORTAMENTO DO PROTÓTIPO</b> .....	75
5.1.	Obtenção dos deslocamentos laterais do protótipo .....	76
5.1.1.	Determinação da largura da barra diagonal equivalente ( $w$ ).....	76
5.1.2.	Obtenção dos deslocamentos laterais .....	79
5.2.	Determinação das cargas de ruptura do painel .....	82
5.2.1.	Norma canadense CSA S304-14 .....	82
5.2.2.	Norma italiana DM 16/01/96 e CIRC. 10/04/97, N.65 ( <i>apud</i> ALVARENGA, 2002).....	86
5.2.3.	SMITH e RIDDINGTON (1977 <i>apud</i> ALVARENGA, 2002).....	88
5.2.4.	Norma americana FEMA 306 (1998) .....	91
5.2.5.	Resumo dos resultados teóricos das cargas de ruptura do painel.....	94
5.3.	Considerações finais sobre a análise teórica realizada .....	95
<b>6</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	99
6.1.	Conclusões gerais .....	99
6.2.	Sugestões para trabalhos futuros .....	103
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	105

## ***LISTA DE FIGURAS***

Figura 2.1 - Analogia ao modelo de treliça em pórticos preenchidos .....	7
Figura 2.2 - Esmagamento dos cantos comprimidos e compressão da diagonal.....	9
Figura 2.3 - Modos de ruptura: tração da diagonal, cisalhamento da argamassa e danos no pórtico .....	9
Figura 2.4 - Comprimento de contato entre pórtico e painel .....	11
Figura 2.5 - Sistema pórtico-painel submetido a uma ação diagonal $F/\cos\theta$ .....	15
Figura 2.6 - Distribuição triangular de tensões no comprimento de contato .....	16
Figura 2.7 - Modelo de bielas e tirantes para representação do painel de alvenaria .....	17
Figura 2.8 - Distribuição de tensões de tração no centro do painel.....	18
Figura 2.9 - Elemento fusível de disco de madeira instalado entre painel e pórtico .....	21
Figura 3.1 - Ensaios experimentais realizados .....	24
Figura 3.2 - Blocos de concreto da família 14 cm x 19 cm x 39 cm .....	25
Figura 3.3 - Estufa utilizada na secagem dos blocos .....	27
Figura 3.4 - Montagem para determinação da massa aparente .....	28
Figura 3.5 - Amostra de argamassa nos moldes .....	30
Figura 3.6 - Ensaio de compressão em CPs prismáticos de argamassa.....	31
Figura 3.7 - Ensaio de determinação do módulo de elasticidade da argamassa.....	32
Figura 3.8 - Prismas: (a) armazenagem; (b) ensaio de compressão .....	33
Figura 3.9 - Execução das pequenas paredes .....	34
Figura 3.10 - Ensaio de determinação da resistência ao cisalhamento .....	35
Figura 3.11 - Determinação da resistência ao cisalhamento – Montagem do ensaio .....	35
Figura 3.12 - Seção transversal das vigas e pilares do pórtico estudado (Dimensões em mm).....	38
Figura 3.13 - Base dos pilares do pórtico.....	38
Figura 3.14 - Cantoneira de ligação viga-pilar: (a) configuração inicial; (b) alteração empregada. ....	39
Figura 3.15 - Sistema de travamento fora do plano por meio de cabos metálicos.....	39
Figura 3.16 - Processo de construção das paredes.....	40
Figura 3.17 - Argamassas utilizadas nas juntas e na interface pórtico-painel.....	41
Figura 3.18 - Esquema dos ensaios de pórtico .....	42
Figura 3.19 - Atuador hidráulico MTS DuraGlide 244.31.....	42
Figura 3.20 - Instrumentação empregada nos ensaios de pórtico.....	43
Figura 3.21 - Histórico de carregamento para o ensaio PV-1-0.14 .....	44
Figura 3.22 - Histórico de carregamento para os ensaios PV-2-0.3 e PV-3-0.3 .....	45
Figura 3.23 - Histórico de carregamento para os três ensaios de pórtico preenchido ....	46
Figura 4.1 - Blocos de concreto após o ensaio de compressão (CPs 3 e 6) .....	50
Figura 4.2 - Blocos de concreto após o ensaio de compressão (CPs 7 e 9) .....	51
Figura 4.3 - Rupturas observadas para os prismas de dois blocos .....	55
Figura 4.4 - Ruptura por cisalhamento da pequena parede 1 .....	57
Figura 4.5 - Ruptura por cisalhamento da pequena parede 2 .....	57

Figura 4.6 - Gráfico da tensão cisalhante x distorção das paredes ensaiadas ao cisalhamento .....	58
Figura 4.7 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-1-0.14.....	59
Figura 4.8 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-2-0.3.....	59
Figura 4.9 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-3-0.3.....	60
Figura 4.10 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PP-1-0.5/2.0.....	60
Figura 4.11 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PP-2-CE-0.5/2.0 .....	60
Figura 4.12 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PP-3-CE-0.5/2.0 .....	61
Figura 4.13 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-4-CE-0.3.....	61
Figura 4.14 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-5-CE-0.3.....	61
Figura 4.15 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-6-CE-1.2.....	62
Figura 4.16 - Deslocamentos medidos pelos DTs 2 (a) e 3 (b), para o ensaio PP-1-0.5/2.0 .....	63
Figura 4.17 - Envoltórias de força-deslocamento dos ensaios de pórtico preenchido em comparação com o ensaio PV-1-0.14 .....	64
Figura 4.18 - Estado de fissuração do painel após ensaio - PP-1-0.5/2.0 .....	66
Figura 4.19 - Estado de fissuração do painel após ensaio - PP-2-CE-0.5/2.0 .....	66
Figura 4.20 - Estado de fissuração do painel após ensaio - PP-3-CE-0.5/2.0 .....	66
Figura 4.21 - Deslocamentos diagonais do painel - Ensaio PP-3-CE-0.5/2.0: (a) DT4; (b) DT5.....	67
Figura 4.22 - Fissuras - Ensaio PP-1-0.5/2.0.....	68
Figura 4.23 - Fissuras - Ensaio PP-2-CE-0.5/2.0 .....	68
Figura 4.24 - Fissuras - Ensaio PP-3-CE-0.5/2.0 .....	69
Figura 4.25 - Degradação da rigidez nos ensaios de pórtico preenchido.....	70
Figura 4.26 - Degradação da rigidez por ciclo de carregamento.....	70
Figura 4.27 - Energia potencial total e dissipada.....	71
Figura 4.28 - Energia dissipada ao longo dos ensaios de pórtico preenchido.....	72
Figura 4.29 - Energia dissipada para deslocamentos positivos .....	72
Figura 4.30 - Energia dissipada para deslocamentos negativos .....	72
Figura 4.31 - Energia dissipada para cada ensaio de pórtico preenchido até certos <i>drifts</i> .....	73
Figura 4.32 - Coeficiente de amortecimento: (a) sentido negativo de carregamento; (b) sentido positivo de carregamento. ....	74
Figura 5.1 - Modelo estrutural para análise linear considerando a barra diagonal equivalente .....	80
Figura 5.2 - Diagramas Força x Deslocamento para os métodos teóricos estudados em comparação aos resultados experimentais .....	81

## ***LISTA DE TABELAS***

Tabela 3.1 - Número de blocos utilizados nos ensaios de caracterização.....	25
Tabela 3.2 - Ensaios de argamassa .....	30
Tabela 3.3 - Designação de cada ensaio de pórtico .....	37
Tabela 4.1 - Média das leituras das dimensões e área bruta dos blocos .....	47
Tabela 4.2 - Espessuras médias das paredes dos blocos e espessura mínima equivalente .....	48
Tabela 4.3 - Dimensões médias dos furos dos blocos .....	49
Tabela 4.4 - Massa seca, massa saturada, massa aparente, absorção, área líq., relação entre áreas .....	49
Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de compressão em blocos .....	51
Tabela 4.6 - Resistência média à compressão dos CPs prismáticos de argamassa .....	53
Tabela 4.7 - Densidade média dos CPs prismáticos de argamassa.....	53
Tabela 4.8 - Módulo de elasticidade obtido a partir dos ensaios de CPs cilíndricos de argamassa.....	54
Tabela 4.9 - Resistência à compressão de prismas.....	55
Tabela 4.10 - Resistência ao cisalhamento ( $\tau_{ah}$ ) e módulo de deformação transversal ( $G$ ) .....	58
Tabela 4.11 - Deslocamentos e rigidez obtidos para uma ação aplicada de 51,7 kN.....	65
Tabela 4.12 - Deslocamentos e rigidez médios resultantes de uma ação de 51,7 kN para pórtico vazio e preenchido .....	65
Tabela 5.1 - Rigidezes laterais obtidas pelos ensaios experimentais e pelos métodos teóricos.....	81
Tabela 5.3 - Cargas teóricas de ruptura para o painel.....	95

## ***RESUMO***

GRANDI, Alba Bruna Cintra De, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2018. **Avaliação Experimental por meio de Ensaio Cíclicos de Pórtico de Aço Preenchido com Alvenaria Participante**. Orientador: Rita de Cássia Silva Sant'Ana Alvarenga. Coorientadores: Roberto Márcio da Silva e José Carlos Lopes Ribeiro.

Ao longo das últimas décadas, diversos estudos experimentais, numéricos e analíticos têm sido desenvolvidos a respeito de estruturas compostas por pórticos preenchidos com painéis de alvenaria. Apesar de já ser comprovado o aumento de rigidez proporcionado por estes painéis, os mesmos quase sempre são tratados apenas como material de vedação e sua influência no comportamento estrutural de pórticos é, em geral, desconsiderada em projetos. O presente trabalho consistiu em uma avaliação experimental de pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria de blocos vazados de concreto, submetidos a ações horizontais cíclicas. Objetivou-se avaliar a contribuição destes painéis no enrijecimento da estrutura e a degradação da rigidez do conjunto devida aos carregamentos cíclicos aplicados. Ao todo, nove ensaios, em escala real, foram realizados, sendo três deles com painel de preenchimento e seis sem alvenaria. A partir dos resultados experimentais, o enrijecimento lateral da estrutura pôde ser mais uma vez constatado, visto que a presença dos painéis proporcionou, em média, um aumento de 11 vezes na rigidez do sistema. O modo de ruptura característico dos painéis foi por tração diagonal, com fissuras escalonadas ao longo das juntas de argamassa verticais e horizontais, evidenciando a baixa resistência da argamassa de assentamento quanto ao cisalhamento e à tração. A degradação da rigidez do sistema foi constatada, especialmente para os estágios de maior nível de fissuração dos painéis. Uma análise teórica aproximada do comportamento do pórtico preenchido também foi realizada, baseada em prescrições normativas e estudos que adotam o conceito da barra diagonal equivalente. Com relação ao aumento da rigidez lateral proporcionada pela diagonal comprimida, as normas técnicas internacionais sugeriram valores inferiores a aqueles obtidos nos ensaios experimentais, justificável como medidas de segurança quanto ao dimensionamento de estruturas de pórticos preenchidos. O método da barra diagonal equivalente se mostrou como uma ferramenta útil e simples para a consideração dos painéis como parte do sistema de contraventamento, podendo ser empregado para ações horizontais reduzidas, antecedentes ao estágio inicial de fissuração do painel.

## ***ABSTRACT***

GRANDI, Alba Bruna Cintra De, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2018. **Experimental Evaluation by Cyclic Testing of Steel Frame Infilled with Masonry Walls**. Adviser: Rita de Cássia Silva Sant'Ana Alvarenga. Co-advisers: Roberto Márcio da Silva and José Carlos Lopes Ribeiro.

Over the last decades, several experimental, numerical and analytical studies have been carried out regarding structures composed by infilled frames with masonry walls. Although the increase on stiffness provided by infill panels is already known, the masonry walls are generally treated only as a partition element and their influence on the structural frame behavior is usually disregarded in projects. This research consisted on an experimental evaluation of steel frames infilled with masonry walls of concrete blocks, submitted to horizontal cyclic load. The objective of this work was to evaluate the contribution of infill panels in the structure strength and the stiffness degradation due to the application of cyclic loads. Nine real-scale tests were performed, being three infilled frame tests and six bare frame tests. From the experimental results, lateral stiffening of the structure could be verified, since the presence of the infill provided, in average, a stiffness 11 times higher compared to the bare frame. The failure mode of the walls was the diagonal tension, with stairstepped pattern of cracks through head and bed joints, indicating the low shear and tensile strength of mortar. Degradation of stiffness was verified especially for stages of higher cracking levels. An approximate theoretical analysis of the infilled frame's behavior was also carried out, based on design codes and studies that adopt the equivalent diagonal strut method. Regarding the increase in lateral stiffness provided by the diagonal strut, international codes suggested values lower than those obtained in experimental tests, justifiable as safety measures for the designing of infilled frames. The equivalent diagonal strut method has proved to be a useful and simple tool for the consideration of walls as part of the bracing system, and it can be used for reduced horizontal loads, prior to initial cracks of infill panel.

# 1 INTRODUÇÃO

---

## 1.1. Generalidades

Alvenarias são elementos da construção civil frequentemente utilizadas por todo o mundo. Sua utilização ocorre principalmente na forma de painéis, construídos com vários tipos de materiais, com a função de preencher estruturas de pórticos, tanto de aço quanto de concreto. Na grande maioria dos casos, estes painéis de preenchimento são tratados apenas como elementos de vedação e sua influência no comportamento da estrutura não é considerada. Contudo, a prática de ignorar a interação estrutural entre painel e pórtico pode levar a projetos menos econômicos e não necessariamente resulta em um projeto com maior segurança, podendo este apresentar comportamentos inesperados e indesejáveis à estrutura, especialmente quanto ao seu comportamento dinâmico, o qual pode ter seu modo de ruptura dúctil alterado para ruptura frágil.

No caso de os painéis não fazerem parte do sistema estrutural, os mesmos devem ser suficientemente isolados do pórtico, mas, ao mesmo tempo, deve ser garantida a ligação necessária à estabilidade do painel quando submetido a ações horizontais fora do plano da estrutura. Já no caso da interação estrutural do painel, elementos de ligação específicos devem ser elaborados e o sistema passa a funcionar como pórtico preenchido (*infilled frame*).

Ao longo das últimas décadas, diversos pesquisadores têm confirmado que os painéis de alvenaria apresentam influência significativa no comportamento da estrutura. Esses painéis aumentam a rigidez dos pórticos e, conseqüentemente, ajudam a limitar os deslocamentos da estrutura sujeita a ações laterais.

Estudos realizados por diversos autores mostram que há uma forte evidência de que pórticos preenchidos podem melhorar o comportamento sísmico de estruturas aporticadas quando bem projetadas. No caso de sismos, os painéis geralmente apresentam efeitos de acréscimo da rigidez no plano e redução do período fundamental de vibração das estruturas. Por outro lado, isso pode ocasionar o aumento da intensidade da ação prevista na estrutura e efeitos de torção devidos à distribuição não-uniforme dos painéis. Sendo assim, o projetista deve investigar a possibilidade dos dois sistemas distintos (com e sem painéis) quando sujeito a ações sísmicas, para que seja considerado o caso mais desfavorável.

Entretanto, apesar de inúmeras pesquisas e comprovações a respeito da eficiência de pórticos preenchidos, os métodos analíticos e procedimentos de cálculo mais difundidos não conquistaram aplicação prática. Assim, os projetistas ainda tendem a desconsiderar a alvenaria como elemento de contraventamento, principalmente devido à falta de códigos normativos que tratem de projetos considerando a contribuição dos painéis.

De fato, devido à complexidade e à não-regularidade do comportamento dos painéis, incertezas ainda perduram sobre o tema. Vários fatores como propriedades dos materiais, tipo de carregamento, aberturas nos painéis e detalhes construtivos contribuem para um comportamento complexo do sistema.

Desta forma, este trabalho foi realizado a fim de contribuir para o entendimento do comportamento da alvenaria como o preenchimento de pórticos de aço, submetidos a ações cíclicas. Avaliou-se experimentalmente pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria em escala real, constituídos de blocos estruturais vazados de concreto.

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1. Objetivo Geral**

Avaliar a influência dos painéis de alvenaria no comportamento de estruturas compostas por pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria estrutural, sujeitas a ações cíclicas horizontais.

### 1.2.2. Objetivos Específicos

- Avaliar experimentalmente sistemas de pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria participante de blocos vazados de concreto;
- avaliar os modos de ruptura dos painéis de alvenaria submetidos a carregamento cíclico;
- avaliar a rigidez do pórtico de aço preenchido com alvenaria e sua degradação devida ao carregamento cíclico horizontal;
- avaliar métodos analíticos que possibilitem a consideração da alvenaria como contraventamento de estruturas aporticadas.

### 1.3. Relevância da pesquisa

Diferentemente das estruturas de concreto armado, as ligações rígidas são menos utilizadas em estruturas de aço em função de seu elevado custo e dificuldade de execução. Assim, elementos de contraventamento se fazem necessários, os quais devem ser dispostos em planos verticais, de forma a se reduzir os deslocamentos horizontais da estrutura.

Contudo, esse arranjo estrutural manifesta alguns inconvenientes quanto aos locais de alocação dos elementos de contraventamento, que ficam restritos às regiões em que não existem aberturas de portas e janelas. Além disso, os elementos de contraventamento reduzem a velocidade de assentamento da alvenaria quando projetada no mesmo plano dos pórticos, tendo em vista que demandará cortes diagonais nos blocos.

Como alternativa de contraventamento para as estruturas de aço, é possível, então, substituir tais elementos por painéis de alvenaria estrutural, muitas vezes já presentes nessas estruturas, de forma a se obter o enrijecimento das mesmas.

Diversos trabalhos da literatura apontam que a utilização de painéis de alvenaria como preenchimento de pórticos de aço é capaz de proporcionar um acréscimo de rigidez da estrutura, minimizando os deslocamentos horizontais e, por consequência, também reduzindo custos com elementos de contraventamento. No entanto, há uma carência de pesquisas, em especial no Brasil, referentes à utilização de sistemas de pórticos preenchidos com alvenaria sujeitos a carregamentos cíclicos.

Neste sentido, o presente trabalho propõe um estudo experimental do comportamento de pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto submetidos a carregamentos cíclicos, com o intuito de confirmar a contribuição dos painéis no enrijecimento da estrutura, além de avaliar a degradação de rigidez dos elementos de alvenaria devida aos efeitos cíclicos.

#### **1.4. Organização do trabalho**

Esta dissertação está dividida em seis capítulos, sendo eles: (1) Introdução, (2) Revisão bibliográfica, (3) Programa experimental, (4) Resultados e discussão, (5) Avaliação teórica aproximada do comportamento do protótipo, e (6) Conclusões.

No capítulo 2, é apresentada uma revisão de literatura que trata de pesquisas prévias e estudos analíticos já realizados sobre pórticos preenchidos com painéis de alvenaria. Os tópicos abordados neste capítulo incluem o comportamento de pórticos preenchidos sujeitos a ações horizontais, métodos analíticos desenvolvidos para consideração dos painéis de alvenaria no enrijecimento de pórticos e trabalhos experimentais realizados ao longo das últimas décadas.

No capítulo 3, são descritos os ensaios experimentais principais deste trabalho, realizados em pórtico de aço, em escala real, com e sem preenchimento de alvenaria. Foram realizados um total de 9 ensaios no mesmo protótipo de aço, que consistiram na aplicação de carregamento cíclico horizontal de intensidade crescente. O programa experimental também contempla os ensaios de caracterização dos materiais utilizados na confecção dos painéis de alvenaria (blocos, argamassa e seus derivados). Os resultados experimentais de todos os ensaios realizados são apresentados e discutidos no capítulo 4.

No capítulo 5, uma avaliação teórica aproximada do comportamento do protótipo ensaiado é feita com base em métodos teóricos e prescrições normativas existentes. Os resultados dessa avaliação são comparados com os obtidos experimentalmente.

No capítulo 6, apresenta-se uma síntese da pesquisa com as principais conclusões e considerações finais do trabalho. Algumas recomendações são feitas para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

Desde a antiguidade, a alvenaria já era utilizada como um dos principais materiais de construção. Blocos de pedra e tijolos de argila, por exemplo, foram utilizados em construções que se encontram úteis até os dias de hoje. No entanto, foi somente a partir do século XX que a alvenaria passou a ser estudada cientificamente, utilizando-se o cálculo racional e tendendo a abandonar um cenário que antes era puramente empírico.

O desenvolvimento do estudo da alvenaria como preenchimento de pórticos submetidos a ações laterais foi impulsionado após um importante episódio ocorrido no Edifício Empire State em Nova York, na década de 30. De acordo com Rathbun (1938 *apud* SEAH, 1998), durante uma tempestade de ventos a mais de 145 km/h, observou-se o início de fissuras em vários painéis de alvenaria e também em algumas interfaces pórtico-painel, nos pisos 29 e 42. Apesar das fortes rajadas de vento, só foram observadas deformações nos pórticos, medidas por extensômetros, após o surgimento das fissuras nos painéis de alvenaria. Tal fato demonstrou que distorções nos pórticos de aço foram evitadas em função da elevada rigidez dos painéis de alvenaria e que, mesmo após o início da perda de rigidez dos mesmos, a interação entre pórtico e painel fez com que o conjunto resistisse às ações do vento.

Desde então, os benefícios da associação de pórticos com painéis de alvenaria têm sido mencionados por diversos pesquisadores ao redor do mundo. A interação entre esses dois elementos proporciona maior rigidez ao pórtico, que, devido à sua flexibilidade, melhora a ductilidade do painel, de maneira recíproca. O painel de alvenaria é capaz de absorver ações horizontais mesmo depois de fissurado e manter-se deslocado para ações muito maiores que aquelas que conseguiria atingir sem a presença do pórtico (DAWE e SEAH, 1989a).

## 2.1. Desenvolvimento histórico

Estudos referentes a pórticos preenchidos submetidos a ações horizontais foram publicados por Polyakov (1956), nos quais foi avaliada a resistência à tração e ao cisalhamento da alvenaria utilizada como preenchimento, por meio de resultados de ensaios em modelos reduzidos, realizados entre 1948 e 1953. Foram investigados efeitos como: tipos de blocos, traços da argamassa, métodos de aplicação de cargas e aberturas nos painéis.

Segundo Polyakov (1960), o comportamento de pórticos preenchidos submetidos a carregamentos laterais pode ser caracterizado em três estágios. No primeiro deles, o conjunto, constituído por painel de alvenaria e barras do pórtico, mostra um comportamento monolítico. São então observadas as primeiras fissuras nas interfaces painel-pórtico, com exceção apenas das regiões de transmissão das tensões de compressão, do pórtico para o painel, onde o contato entre eles ainda é mantido, nos dois cantos diagonalmente opostos. Com isso, é dado início ao segundo estágio, o qual é caracterizado pelo encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. Ao final desse estágio, é comum o surgimento de fissuras escalonadas nas juntas horizontais e verticais ao longo da diagonal comprimida. Por fim, no terceiro estágio, apesar das fissuras na diagonal do painel, o conjunto permanece resistindo a incrementos de carga até que essas fissuras se desenvolvem a ponto de o painel atingir sua capacidade última resistente. Assim, o terceiro estágio é encerrado, uma vez que o sistema não mais suporta acréscimos de carregamento.

A série de ensaios realizada entre 1948 e 1953 por Polyakov não trouxe resultados experimentais conclusivos, visto que estes foram comparados com modelos de comportamento elástico, sendo aplicados somente para o primeiro estágio de comportamento do painel, como descrito acima. Contudo, mais tarde, foram realizados outros ensaios em pórticos de três tramos e três pavimentos, com dimensões internas de 1200 mm x 1200 mm, analisando-se o comportamento das interfaces pórtico-painel. Foi quando então Polyakov (1960) propôs a substituição do painel de alvenaria por uma diagonal comprimida.

Na mesma época, Thomas (1953) e Wood (1958) desenvolveram ensaios experimentais, no Reino Unido, que comprovaram a contribuição do painel no

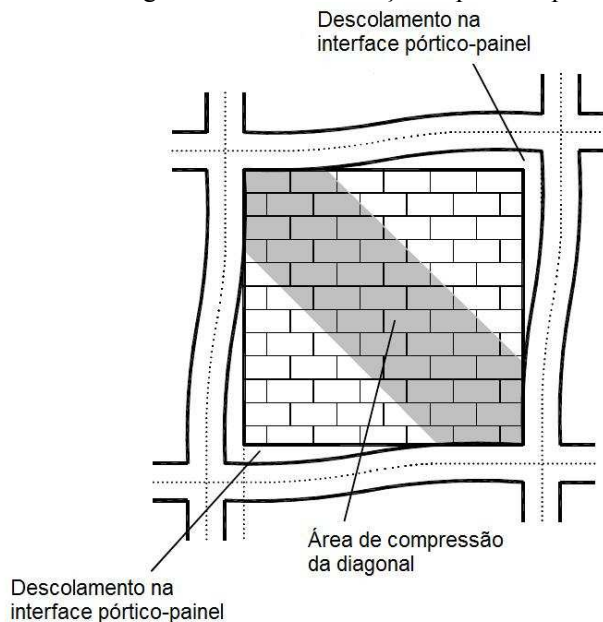
enrijecimento e aumento da resistência de pórticos preenchidos. Nessa mesma época, Benjamin e Williams (1958) também foram unânimes em afirmar o aumento da rigidez de estruturas aporricadas proporcionado pela presença dos painéis.

## 2.2. O comportamento de pórticos preenchidos sujeitos a ações laterais

A modelagem do comportamento de pórticos preenchidos submetidos a ações laterais (e principalmente, a ações sísmicas induzidas) é um problema complexo, uma vez que essas estruturas exibem um desempenho não-linear resultante da interação entre o painel de preenchimento de alvenaria e o pórtico (ASTERIS *et al.*, 2011). No caso de projetos específicos, os modos de ruptura correspondentes, e seus respectivos carregamentos máximos, precisam ser conhecidos a fim de se determinar a capacidade última resistente da estrutura.

Para carregamentos moderados, o painel de preenchimento se separa do pórtico circundante, nos cantos diagonalmente opostos ao ponto de aplicação da força, e passa a funcionar como uma barra diagonal comprimida (Figura 2.1). À medida que o carregamento aumenta, a falha do sistema ocorre eventualmente no pórtico ou no painel.

Figura 2.1 - Analogia ao modelo de treliça em pórticos preenchidos



Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011)

O modo usual de ruptura do pórtico se dá pela tensão solicitante no pilar onde a ação atua ou devido ao cisalhamento nas vigas e pilares da estrutura. Contudo, se o pórtico for resistente o suficiente para impedir sua ruptura por um destes modos, o aumento das ações laterais atuantes acarretará o colapso do painel.

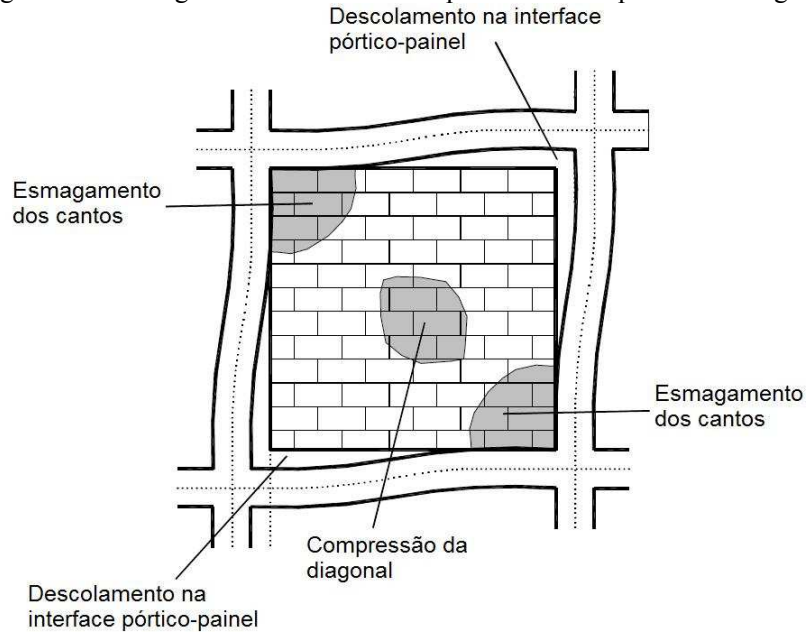
Na grande maioria dos casos, o carregamento lateral aplicado em um dos cantos superiores do pórtico é resistido por uma treliça formada pelo pilar carregado e pela diagonal comprimida do painel, que conecta o canto de aplicação da força ao canto oposto na base do pórtico. Assim, o estado de tensão do painel dá origem a uma tensão principal de compressão, ao longo da diagonal comprimida, e a uma tensão principal de tração na direção perpendicular.

Baseados em estudos experimentais e analíticos desenvolvidos ao longo das últimas décadas, cinco diferentes modos de ruptura de pórticos preenchidos foram apresentados. Observa-se que estes modos são válidos somente para pórticos preenchidos sem aberturas nos painéis. Eles são, então, descritos da seguinte maneira:

- *Esmagamento do painel nos cantos comprimidos*: representa a ruína do painel em pelo menos um dos cantos da diagonal comprimida, como mostrado na Figura 2.2. Este modo, em geral, está associado a um sistema composto por um preenchimento de alvenaria de baixa resistência envolvido por um pórtico de elementos de maior capacidade de carga.
- *Compressão da diagonal*: caracteriza o esmagamento da alvenaria na região central do painel (Figura 2.2). Este modo está relacionado com o comportamento de um painel relativamente esbelto, onde sua ruptura ocorre fora do plano.
- *Cisalhamento por escorregamento das juntas de argamassa*: configura o deslizamento das juntas horizontais de argamassa que se rompem por cisalhamento (Figura 2.3). Este modo de ruptura está associado a um painel assentado com argamassa de baixa resistência.
- *Tração da diagonal*: este modo é visto na forma de fissuras ao longo da diagonal comprimida do painel de preenchimento (Figura 2.3), geradas por esforços de tração, e frequentemente acontece simultaneamente ao modo de ruptura por cisalhamento das juntas de argamassa.
- *Colapso do pórtico*: acontece quando o material do pórtico atinge o escoamento em determinadas seções dos pilares ou das ligações viga-pilar, onde se desenvolvem

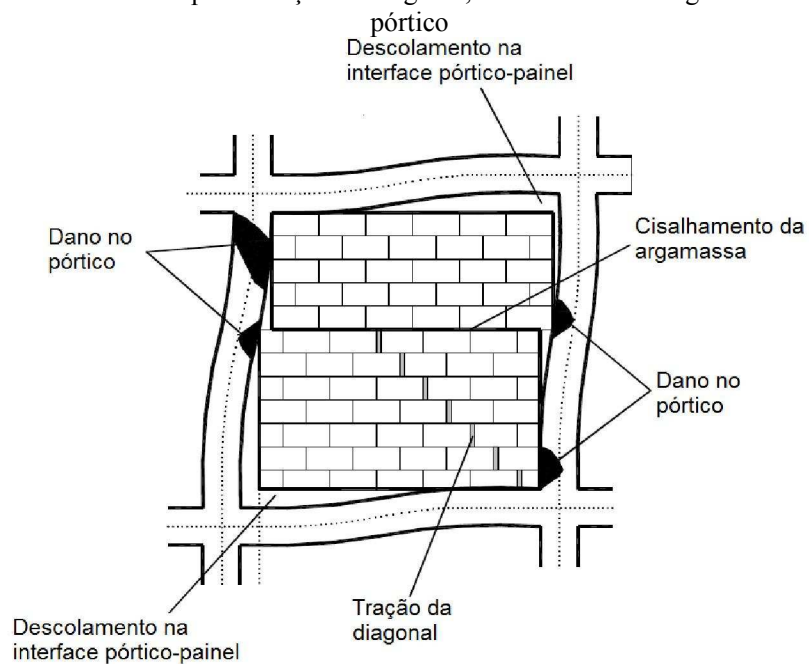
rótulas plásticas, como ilustrado na Figura 2.3. Este modo geralmente está relacionado a pórticos ou ligações pouco resistentes.

Figura 2.2 - Esmagamento dos cantos comprimidos e compressão da diagonal



Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011)

Figura 2.3 - Modos de ruptura: tração da diagonal, cisalhamento da argamassa e danos no pórtico



Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011)

Salienta-se que os modos de colapso por esmagamento dos cantos do painel e por cisalhamento das juntas de argamassa representam modos de maior relevância, visto que o segundo modo (por compressão da diagonal) ocorre muito raramente em função da elevada esbelteza requerida para que o painel tenha sua ruptura fora do plano. Além disso, o quarto modo de colapso (por fissuração da diagonal) pode, eventualmente, não ser considerado como um modo de ruptura, devido ao fato de que o painel, mesmo após fissurado, ainda pode suportar acréscimos de carga. Já a ruptura do pórtico descrita no quinto modo, apesar de aplicável a estruturas de concreto armado, raramente ocorre em pórticos de aço preenchidos com blocos de alvenaria não-armada.

De acordo com a norma americana FEMA 306 (1998), quando os blocos de alvenaria são relativamente mais resistentes que a argamassa de assentamento, a tração diagonal resultará em um padrão de fissuras em forma de escada, ao longo das juntas verticais e horizontais. No caso de uma argamassa mais resistente que os blocos, as fissuras se desenvolverão através dos blocos e da argamassa seguindo uma linha normal à direção da tensão principal. Se a argamassa é fraca em relação às unidades de blocos, o painel de preenchimento pode fissurar ao longo das juntas horizontais, ao invés da diagonal. Por outro lado, quando o painel é suficientemente resistente ao cisalhamento, a tensão de compressão implicará no esmagamento dos cantos do painel. As elevadas forças geradas por este modo de ruptura são distribuídas entre os elementos do pórtico (vigas e pilares), e podem resultar na ruptura destes elementos por cisalhamento.

Através de um estudo analítico do desempenho sísmico de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria, Kappos (2000 *apud* ASTERIS *et al.*, 2011) investigou a dissipação de energia de cada componente do sistema estrutural. Com isso, ele verificou que os painéis de preenchimento trabalham como uma primeira linha de defesa em estruturas sujeitas a ações sísmicas, enquanto o pórtico é crucial para a eficiência da estrutura em caso de excitações de maior magnitude.

## **2.3. Métodos analíticos**

### **2.3.1. Método da barra diagonal equivalente**

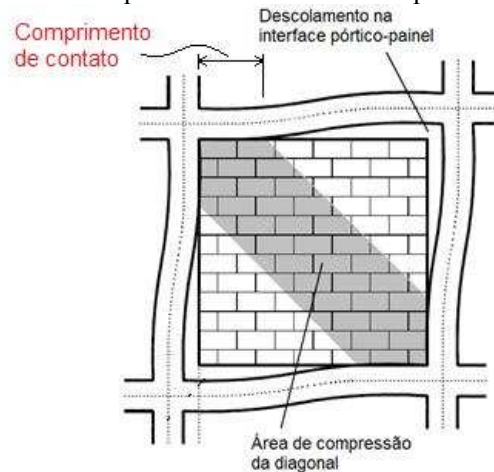
Polyakov (1960) foi um dos pioneiros na apresentação de métodos aproximados que possibilitassem a consideração da alvenaria no comportamento de estruturas

compostas por pórticos preenchidos. Ele introduziu o conceito da barra diagonal equivalente, que posteriormente foi desenvolvido por Holmes (1961).

Polyakov (1960) observou que a aplicação de uma ação lateral na estrutura causa a separação do painel e do pórtico em um comprimento significativo em cada um dos lados, permanecendo apenas uma área de contato limitada nos cantos comprimidos. Em contrapartida, Holmes (1961) sugeriu que a geometria da barra diagonal é função das dimensões e propriedades físicas do painel de preenchimento. Dessa forma, a barra diagonal tem a mesma espessura e módulo de elasticidade do painel e sua largura pode ser tomada como um terço do comprimento da mesma. Além disso, ele concluiu que, no colapso, o deslocamento lateral do pórtico preenchido é bastante menor que no caso de pórtico sem preenchimento.

Stafford-Smith e Carter (1969) foram os primeiros a desenvolverem um procedimento de cálculo da largura da barra diagonal equivalente, baseado em estudos prévios. Eles indicaram que a rigidez da diagonal do painel de preenchimento não é somente uma função de suas dimensões e propriedades físicas, mas também depende do comprimento de contato entre o pórtico e o painel (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Comprimento de contato entre pórtico e painel



Fonte: Adaptado de ASTERIS *et al.* (2011)

Esse comprimento de contato ( $\alpha$ ) é governado pela rigidez relativa entre painel e pórtico, e pode ser estimado pela Equação (2.1):

$$\frac{\alpha}{h'} = \frac{\pi}{2\lambda h'} \quad (2.1)$$

onde  $\lambda h'$  é um parâmetro adimensional que expressa a rigidez relativa do pilar com o painel e  $h'$  é a altura do pilar. O parâmetro  $\lambda$  pode ser determinado pela Equação (2.2), a seguir.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4E_f I_c h}} \quad (2.2)$$

onde  $E_m$ ,  $t$  e  $h$  são o módulo de deformação, a espessura e a altura do painel, respectivamente;  $E_f$  e  $I_c$  são o módulo de deformação e o momento de inércia do pilar, e  $\theta$  é a inclinação da diagonal do painel com o eixo horizontal.

A partir de investigações experimentais, os autores puderam afirmar que, em caso de estruturas de múltiplos pavimentos, a rigidez do pilar do pórtico tem uma importante influência na rigidez e resistência final do conjunto. Por outro lado, variações na rigidez da viga mostraram poucos efeitos no comportamento da estrutura. A baixa influência de tal elemento na rigidez da estrutura pode estar associada ao fato de que, independentemente da rigidez da viga, o comprimento de contato desta com o painel é, de modo grosseiro, metade do vão da mesma.

Conhecendo-se, então, o comprimento de contato entre painel e pórtico, e realizando-se uma série de análises de tensão, Stafford-Smith e Carter (1969) concluíram que a largura efetiva da diagonal do painel é influenciada pelos seguintes fatores:

- rigidez relativa entre pórtico e painel;
- relação comprimento/altura do painel;
- relação tensão-deformação do material do painel;
- intensidade do esforço atuante na diagonal.

Sendo assim, eles determinaram a Equação (2.3) para o cálculo da largura da barra diagonal.

$$w = \sqrt{\alpha^2 + \left(\frac{l}{2}\right)^2} \quad (2.3)$$

sendo que  $l$  é o vão da viga superior do pórtico.

Mainstone (1971 *apud* MANESH, 2013) adotou o modelo de barra equivalente para pórticos de aço e conduziu uma série de testes, em escala reduzida, com preenchimentos de microconcreto e de blocos cerâmicos. Ele propôs equações para o cálculo da largura da barra diagonal para os dois tipos de material de preenchimento, utilizando o parâmetro  $\lambda h'$  de Stafford-Smith e Carter (1969). A Equação (2.4) se refere a painéis de blocos cerâmicos, enquanto a Equação (2.5) remete aos painéis de microconcreto.

$$\frac{w}{L_d} = 0,175(\lambda h')^{-0,4} \quad (2.4)$$

$$\frac{w}{L_d} = 0,115(\lambda h')^{-0,4} \quad (2.5)$$

onde  $w$  é a largura da barra diagonal e  $L_d$  é o comprimento da diagonal do painel.

Wood (1978), observando testes realizados previamente por outros pesquisadores, além de categorizar quatro diferentes modos de colapso para pórticos preenchidos, introduziu um fator de redução da resistência à compressão da alvenaria ( $f'_m$ ) no modelo para atingir um ajustamento razoável aos resultados experimentais.

Entretanto, Liauw e Kwan (1983) preconizaram que a teoria de Wood levava à superestimação da resistência à medida que era considerado um atrito excessivo na interface pórtico-painel e negligenciada a separação destes dois componentes. Propuseram uma teoria plástica que constatava três principais modos de colapso do sistema, incluindo o esmagamento dos cantos do painel e a compressão da diagonal do mesmo. Liauw e Kwan (1983), utilizando alguns dos parâmetros previamente definidos, apresentaram a Equação (2.6) para o cálculo da largura da barra diagonal.

$$w = \frac{0,95h \cos \theta}{\sqrt{\lambda h}} \quad (2.6)$$

Mais recentemente, comparando métodos analíticos a dados experimentais, Tucker (2007) propôs a Equação (2.7) para o cálculo da largura da barra diagonal ( $w$ ).

$$w = 0,25 L_d (\lambda h)^{-1,15} \quad (2.7)$$

onde  $L_d$  é o comprimento da diagonal,  $h$  é a altura do painel e  $\lambda$  é o mesmo definido pela Equação (2). Tucker (2007) também apresentou dois grupos de equações que preveem a carga de fissuração do painel ( $P_{fc}$ ) e a resistência última do pórtico preenchido ( $P_{ult}$ ) para diferentes tipos de alvenaria, em função da resistência à compressão desta ( $f'_m$ ), da largura da diagonal ( $w$ ) e sua inclinação com a horizontal ( $\theta$ ), e da espessura do painel ( $t$ ). As Equações (2.8) e (2.9) presumem  $P_{fc}$  e  $P_{ult}$  para painéis de alvenaria de blocos de concreto.

$$P_{fc} = 0,6 f'_m w t \cos \theta \quad (2.8)$$

$$P_{ult} = 1,05 f'_m w t \cos \theta \quad (2.9)$$

### 2.3.2. Modelo de bielas e tirantes

Alvarenga (2002) apresentou uma proposta para obtenção da carga de ruptura de painéis de alvenaria que compõem sistemas de pórticos preenchidos, utilizando o modelo de bielas e tirantes como procedimento de cálculo. O estudo foi realizado com base em ensaios experimentais de painéis de blocos maciços de concreto celular autoclavado, em análises numéricas, em previsões teóricas disponíveis na literatura e em um estudo paramétrico.

Em sua proposta, Alvarenga (2002) considerou dois modos de ruptura do sistema: por fissuração da diagonal e por esmagamento dos cantos comprimidos. O modo de ruptura referente ao cisalhamento nas juntas de argamassa não foi considerado, uma vez que não se manifestou nos ensaios experimentais, devido à utilização de argamassa colante no assentamento dos blocos.

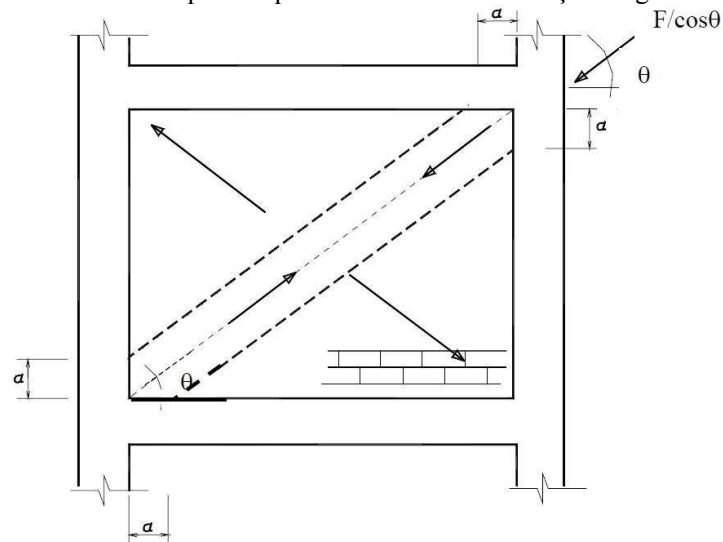
Além disso, também foi apresentada uma proposta empírica para avaliação da largura da barra diagonal equivalente, de modo a considerar a contribuição dos painéis na rigidez de pórticos preenchidos. A seguir, são apresentadas as propostas para os dois modos de ruptura.

### 2.3.2.1. Ruptura por fissuração da diagonal

Tendo em vista o comportamento de estruturas de pórticos preenchidos, o painel de alvenaria pode ser idealizado a suportar as cargas por um conjunto de campos unidirecionais de tensões de compressão interligados por tirantes. Nesse caso, os tirantes são constituídos por campos unidirecionais de tração no painel. Para efeitos de cálculo, o modelo de bielas e tirantes condensa todas as tensões em barras sujeitas a esforços axiais de compressão ou tração ligadas por nós (ALVARENGA, 2002). No entanto, é importante esclarecer que se trata de uma idealização levada ao extremo e que permite um entendimento mais claro do comportamento da estrutura, já que evidencia o esqueleto resistente dela.

É possível utilizar o modelo de bielas e tirantes, de modo generalizado, para dimensionar vigas-parede, consolos, apoios em dentes e aberturas em vigas, ligações viga-pilar, sapatas e blocos sobre estacas. Em pórticos preenchidos, como o caminho de cargas é bem conhecido, torna-se mais simples a escolha das direções para bielas e tirantes. Na Figura 2.5, é mostrado um esquema estrutural utilizado por Alvarenga (2002) para obtenção da carga de ruptura correspondente à fissuração da diagonal em painéis de pórticos preenchidos. Uma ação  $F/\cos\theta$  é aplicada na direção da diagonal do painel e forma um ângulo  $\theta$  com a horizontal. As tensões de compressão são transmitidas do pórtico para o painel por meio do comprimento de contato  $\alpha$ , definido pela Equação (2.1) anteriormente.

Figura 2.5 - Sistema pórtico-painel submetido a uma ação diagonal  $F/\cos\theta$



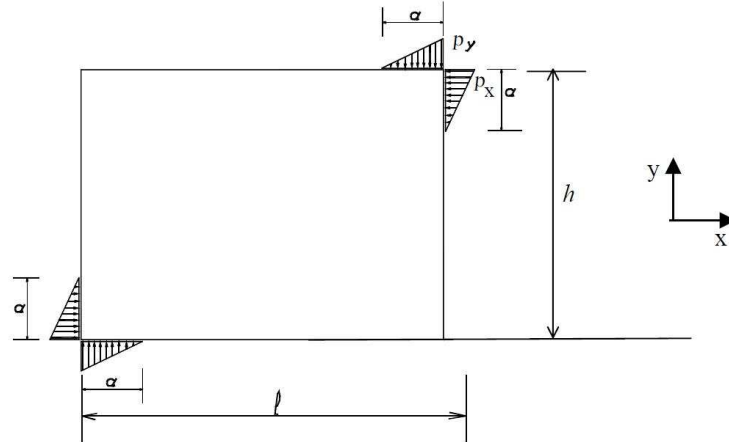
Fonte: Alvarenga (2002)

Admitindo uma distribuição triangular de tensões de compressão na região do comprimento de contato  $\alpha$  (Figura 2.6), comprovada numericamente, Alvarenga (2002) definiu as ordenadas máximas das tensões por unidade de comprimento,  $p_x$  e  $p_y$ , em função de  $F$ , dadas pelas Equações (2.10) e (2.11).

$$p_x = 2F/\alpha \quad (2.10)$$

$$p_y = 2F \operatorname{tg}(\theta)/\alpha \quad (2.11)$$

Figura 2.6 - Distribuição triangular de tensões no comprimento de contato



Fonte: Alvarenga (2002)

Na Figura 2.7, representa-se o modelo de bielas e tirantes proposto por Alvarenga (2002), sendo o tirante representado em vermelho e as bielas, em preto. Foi considerada uma distribuição uniforme das tensões de compressão na região central do painel, na faixa de largura de  $\sqrt{2}\alpha$ . Aplicando as equações de equilíbrio aos nós A e C do modelo proposto, pode-se obter os esforços nas bielas (B) e no tirante (T), dados respectivamente pelas Equações (2.12) e (2.13). O valor de  $\operatorname{tg}(\gamma)$  é dado pela Equação (2.14).

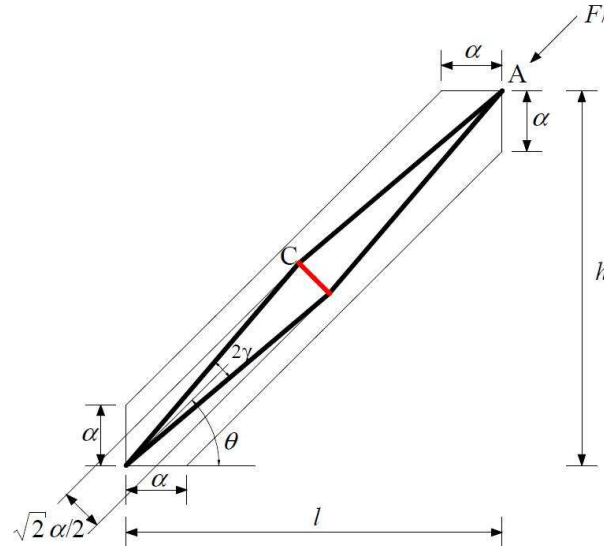
$$B = \frac{F'}{2 \cdot \cos(\gamma) \cdot \cos(\theta)} \quad (2.12)$$

$$T = \frac{F' \cdot \operatorname{tg}(\gamma)}{\cos(\theta)} \quad (2.13)$$

$$\operatorname{tg}(\gamma) = \alpha \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} \cdot \frac{\cos(\theta)}{l} \quad (2.14)$$

sendo  $F'$  a força horizontal aplicada na estrutura,  $\theta$  o ângulo entre a diagonal e a horizontal do painel de alvenaria,  $\alpha$  o comprimento de contato entre pórtico e painel,  $l$  o comprimento do painel e  $2\gamma$  o ângulo entre as bielas do modelo proposto.

Figura 2.7 - Modelo de bielas e tirantes para representação do painel de alvenaria



Fonte: Alvarenga (2002)

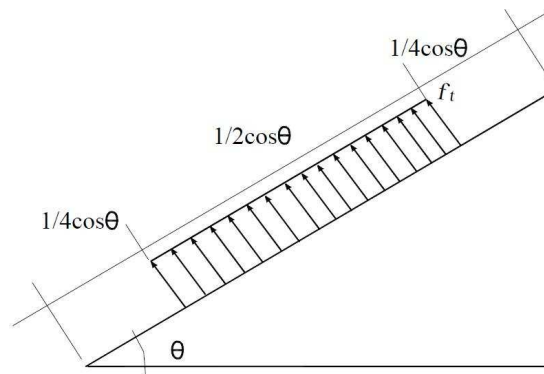
Admitindo distribuição constante numa faixa central igual à metade da diagonal (Figura 2.8), para obtenção da tensão de tração no centro do painel, o máximo valor de esforço de tração no tirante é dado pela Equação (2.15), em que  $t$  e  $l$  são, respectivamente, a espessura e o comprimento do painel e  $f_{tef}$  é a resistência efetiva à tração do painel.

$$T = \frac{f_{tef} \times l \times t}{2 \cos(\theta)} \quad (2.15)$$

Igualando-se as Equações (2.13) e (2.15), obtém-se o valor da força horizontal externa  $F_{fis}$  que causa a ruptura do painel por fissuração da diagonal, dada pela Equação (2.16).

$$F_{fis} = \frac{f_{tef} \times l \times t}{2 \operatorname{tg}(\gamma)} \quad (2.16)$$

Figura 2.8 - Distribuição de tensões de tração no centro do painel



Fonte: Alvarenga (2002)

### 2.3.2.2. Ruptura por esmagamento dos cantos comprimidos

As tensões nas direções  $x$  e  $y$ , dadas pelas Equações (2.17) e (2.18), são determinadas dividindo-se as expressões (2.10) e (2.11) pela espessura  $t$  do painel. Assim,

$$\sigma_x = p_x / t = 2F' / \alpha t \quad (2.17)$$

$$\sigma_y = p_y / t = 2F' \operatorname{tg}(\theta) / \alpha t \quad (2.18)$$

A força horizontal que causa o esmagamento dos cantos comprimidos ( $F_{esm}$ ) pode ser obtida pela Equação (2.19), para o caso de ligações articuladas entre viga e pilar, quando se atribui às tensões o valor da resistência à compressão do material do painel em estado biaxial ( $f_c^*$ ).

$$F_{esm} \leq \begin{cases} f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \\ f_c^* \cdot \alpha \cdot t / 2 \operatorname{tg}(\theta) \end{cases} \quad (2.19)$$

## 2.4. Estudos experimentais

Dawe e Seah (1989b) apresentaram resultados experimentais de ensaios em pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria, em escala real, realizados na

Universidade de New Brunswick, na década de 1980. Foram testados 28 protótipos de aço, com dimensões de 3600 mm x 2800 mm, preenchidos com blocos de concreto, aplicando ações laterais monotônicas na viga do topo da estrutura. Os pilares foram orientados para fletirem em torno do eixo de menor inércia e as vigas, orientadas para serem flexionadas no eixo de maior inércia.

Eles verificaram que as condições da interface entre as bordas do painel e o pórtico afetam significativamente a resistência e o comportamento do sistema. Além disso, percebeu-se que um espaço de 20 mm entre a viga superior do pórtico e o painel se mostrou prejudicial à capacidade resistente do sistema ao cisalhamento. Esse espaço causou uma redução de 50% na carga de fissuração e de 60% na rigidez e resistência última. Outro importante fator observado nos experimentos foi o efeito de aberturas nos painéis. A abertura de uma porta, que constituía em 18% da área total do painel, reduziu a capacidade última do conjunto em 40%.

Usualmente, a lacuna deixada entre a face inferior da viga e a borda superior do painel é uma técnica construtiva empregada com a finalidade de evitar que a carga, em estruturas de pórticos, seja transferida para o painel, de modo que a viga possa se deformar livremente. Entretanto, ensaios realizados por Riddington (1984) confirmaram que nem sempre esse conceito é verdadeiro. A lacuna, além de reduzir a rigidez e a resistência da estrutura, como concluído por Dawe e Seah (1989b), permite que o painel ainda resista a uma parcela da carga horizontal aplicada.

Mehrabi *et al.* (1996) investigaram a influência dos painéis de alvenaria no comportamento sísmico de pórticos de concreto armado. Doze protótipos de pórticos de um pavimento e um único vão, em escala reduzida, foram testados. Observou-se que o comportamento não-linear do sistema era, em geral, iniciado pela fissuração do painel. As fissuras se desenvolviam nos cantos comprimidos do painel e eram inclinadas em ângulos de aproximadamente 45°. Em protótipos construídos com pórtico de baixa resistência e painel mais resistente, foi observada ruptura frágil por cisalhamento nos pilares. Os autores concluíram que para pórticos devidamente projetados para ações de terremotos, os painéis de alvenaria terão, muito provavelmente, influência benéfica no comportamento da estrutura.

Mosalam *et al.* (1997) testaram cinco protótipos de pórticos de aço preenchidos com alvenaria não-armada, submetidos à aplicação gradual de carregamentos laterais cíclicos. As ligações viga-pilar do pórtico foram parafusadas e os blocos do painel eram de concreto em um quarto de escala. A classe de blocos menos resistente tinha resistência à compressão na área líquida de 13MPa, e os blocos mais resistentes eram de aproximadamente 30 MPa de resistência na área líquida. Após os ensaios e análise dos resultados, as seguintes conclusões foram feitas:

- a presença de aberturas nos painéis reduz a rigidez do conjunto em aproximadamente 40% para carregamentos laterais inferiores à carga de fissuração do painel;
- painéis sem aberturas e os com aberturas de janelas tiveram cargas últimas similares, enquanto, nos painéis com aberturas de portas, a capacidade última foi reduzida em 20%;
- a resistência relativa dos blocos de concreto e juntas de argamassa afeta significativamente o modo de ruptura do sistema. Blocos mais fracos ( $f_c < 14$  MPa), em geral, causaram ruptura por esmagamento dos cantos comprimidos, enquanto os blocos mais resistentes ( $f_c > 19$  MPa) induziram a ruptura por fissuração da diagonal.

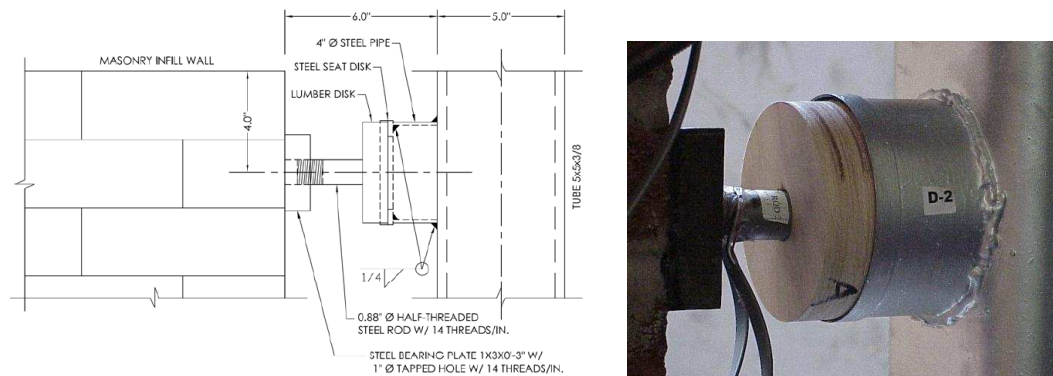
Nos últimos anos, trabalhos experimentais relevantes têm sido desenvolvidos por pesquisadores ao redor do mundo, na tentativa de realizar avaliações que considerem diferentes cenários de aplicação de cargas e procurando propor alternativas para o melhor desempenho dos painéis de alvenaria como preenchimento de pórticos.

Kauffman (2009), baseado em trabalhos prévios, propôs a utilização de sistemas de fusíveis estruturais como uma opção viável de isolamento de cargas cíclicas em estruturas de pórticos preenchidos. Segundo o autor, os painéis de alvenaria aumentam a resistência do sistema e ajudam a limitar os deslocamentos da estrutura sujeita a carregamento lateral normal, como vento e pequenos eventos sísmicos. Entretanto, quando sujeitos a ações de terremotos de maiores magnitudes, a ação conjunta entre pórtico e painel pode apresentar efeitos indesejáveis. Sendo assim, o sistema de isolamento sísmica proposto por Kauffman (2009) permite a interação composta entre o painel e o pórtico, para baixas intensidades de carregamento, e isola o primeiro do segundo, em caso de ações mais relevantes, prevenindo uma ruptura frágil dos componentes da estrutura. Em condições típicas de

carregamento lateral, o fusível transfere as forças cortantes do pórtico para a alvenaria do painel de preenchimento. Se essas forças forem suficientemente altas para causar o comportamento inelástico da alvenaria, o elemento fusível é projetado para se romper e desativar o painel de preenchimento do pórtico antes que ocorram danos ao material de alvenaria. Para que o sistema funcione, então, o fusível deve ser projetado para ter sua ruptura em um carregamento que seja inferior à resistência do painel de preenchimento.

Os testes foram feitos em pórticos de aço de três pavimentos e dois vãos, preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos e equipados com os dispositivos de fusível estrutural constituídos de discos de madeira. Tais elementos eram dispostos em uma das faces laterais do painel, conectando este ao pilar do pórtico (Figura 2.9). O carregamento cíclico era aplicado com controle de deslocamentos, por meio de cilindros hidráulicos dispostos em cada viga superior do primeiro, segundo e terceiro pavimentos.

Figura 2.9 - Elemento fusível de disco de madeira instalado entre painel e pórtico



Fonte: Kauffman (2009)

Como conclusões, o autor descreveu que os dispositivos de isolamento exibiram comportamento de ruptura dúctil e se mostraram uma opção viável como sistema de isolamento de ações sísmicas. Contudo, a capacidade máxima do elemento fusível deve ser inferior a 40% da capacidade nominal do painel, de modo a se evitar fissuração, e a distribuição dos dispositivos na estrutura deve ser feita com cuidado, para que o pórtico não apresente comportamento indesejável.

Manesh (2013), por meio de ensaios experimentais em protótipos de escala reduzida, investigou o comportamento de pórticos preenchidos para a situação da estrutura submetida à combinação de carregamento lateral e vertical, simultaneamente. O carregamento vertical era aplicado em dois pontos da viga superior do pórtico, por meio

de um macaco hidráulico manual, e mantido constante até o final do ensaio. Manesh (2013) observou que um aumento no carregamento vertical elevou a resistência última e a carga de fissuração dos protótipos. Sugeriu-se que esse aumento nas ações verticais, até certo ponto, é benéfico ao comportamento lateral de pórticos preenchidos.

No Brasil, Braguim (1989) foi um dos pioneiros nos estudos de sistemas de pórticos preenchidos, realizando análises experimentais que caracterizaram as ligações semirrígidas de pórticos de aço e verificaram a influência das ligações no comportamento das estruturas de pórticos preenchidos. Posteriormente, Braguim (1993) desenvolveu análises numéricas de pórticos de quatro pavimentos, utilizando a analogia da barra diagonal equivalente. Concluiu-se que a introdução das diagonais enrijece substancialmente a estrutura, independentemente do tipo de ligação viga-pilar.

Fonseca (1999) analisou painéis de alvenaria confinados em estruturas reticuladas, submetidos a ações horizontais monotônicas. Foi realizada uma macromodelagem do conjunto e ensaiado um protótipo constituído por pórtico de aço preenchido com alvenaria, em escala real, com um vão e um pavimento. O protótipo foi analisado numericamente utilizando um modelo constitutivo que simula o comportamento não-linear da alvenaria, concluindo-se pela elevada influência da alvenaria na rigidez do pórtico preenchido. Oliveira (2001) realizou ensaios no mesmo pórtico de aço utilizado por Fonseca (1999), empregando ferro-cabelo na interface pórtico-painel, de forma melhorar a aderência entre os dois componentes.

Alvarenga (2002) realizou uma série de ensaios experimentais com protótipos de aço em escala real, utilizando painéis de preenchimento de blocos de concreto celular autoclavado. Diferentes parâmetros, como o tipo de argamassa de assentamento, a relação altura/comprimento dos pórticos, o tipo de elemento de ligação na interface pórtico-painel e a presença de aberturas nos painéis, foram estudados. Observou-se que a utilização de argamassa colante nas juntas horizontais e verticais aumenta a resistência última dos painéis, e que a presença dos ferros-cabelo pouco influencia na resistência e rigidez dos mesmos. Além disso, mais uma vez, foi constatado que a presença de aberturas nos painéis conduz a uma perda de rigidez e resistência se comparada aos painéis sem aberturas.

## **3** *PROGRAMA EXPERIMENTAL*

---

### **3.1. Metodologia empregada**

O programa experimental foi desenvolvido e elaborado a fim de se avaliar o comportamento e a performance de um pórtico de aço de perfis I soldados, preenchido com alvenaria de blocos vazados de concreto e submetido a ações cíclicas horizontais; e caracterizar os materiais utilizados na fabricação das paredes de alvenaria.

Assim, o programa experimental foi dividido em duas séries de ensaios, sendo:

a) ensaios cíclicos horizontais em pórtico de aço vazio e preenchido com painéis de alvenaria de blocos vazados de concreto; e

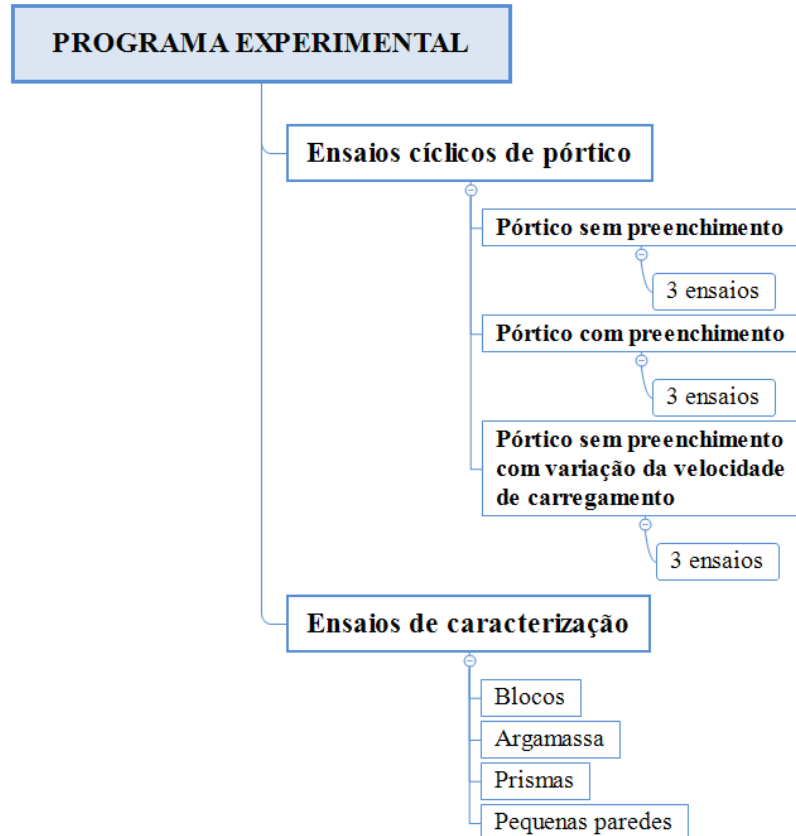
b) ensaios auxiliares para caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos componentes (blocos e argamassa) e da alvenaria (prismas e pequenas paredes).

Os ensaios cíclicos de pórtico foram segmentados em três grupos, sendo eles ensaios sem preenchimento de alvenaria, ensaios com preenchimento, e ensaios sem preenchimento e com variação na taxa de aplicação do carregamento. Estes últimos foram executados com o objetivo de se investigar a influência da velocidade de aplicação das ações na resposta da estrutura quanto aos deslocamentos horizontais. Para cada grupo de ensaio de pórtico, foram executados três ensaios, número este definido como suficiente para a determinação dos parâmetros estabelecidos como objetivos, e adequado ao tempo disponível para a pesquisa. Na Figura 3.1, é mostrada a distribuição dos ensaios ao longo de todo o trabalho experimental.

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais.

Nas seções a seguir, são apresentados e detalhados os procedimentos adotados para realização dos ensaios experimentais deste trabalho.

Figura 3.1 - Ensaios experimentais realizados

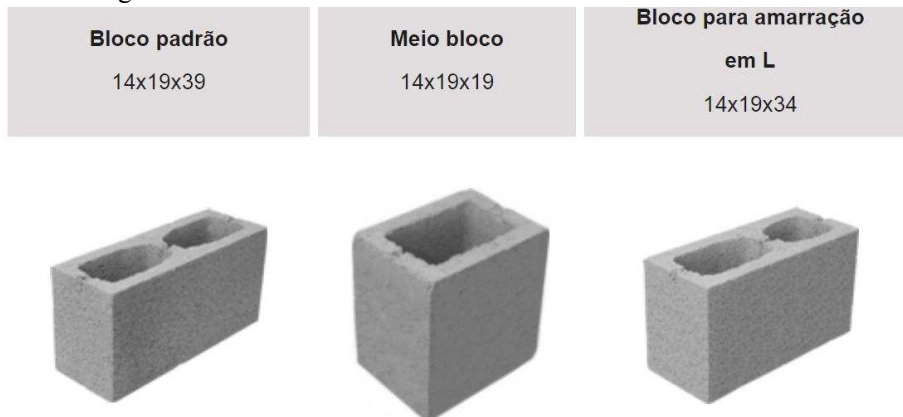


## 3.2. Programa experimental – Parte I: Caracterização dos materiais

### 3.2.1. Blocos

Os blocos estruturais utilizados nesta pesquisa foram doados pela empresa BLOJAF Ltda, da cidade de Contagem – MG. Tratam-se de blocos vazados de concreto e resistência à compressão de 6 MPa (Classe B), da família 14 x 19 x 39 cm. Na Figura 3.2, é mostrada a família de blocos referente à utilizada nesta pesquisa. Foi recebido apenas um lote de blocos, com 340 unidades, entre blocos inteiros e meio-blocos, inspecionados visualmente e armazenados em local coberto.

Figura 3.2 - Blocos de concreto da família 14 cm x 19 cm x 39 cm



Fonte: Blojaf

Seguindo as especificações da ABNT NBR 6136:2016, os blocos foram caracterizados quanto às suas propriedades geométricas, físicas e mecânicas. Para cada amostra de ensaio, as unidades foram tiradas do lote aleatoriamente, de forma a se evitar resultados tendenciosos. Foram, então, realizados ensaios de análise dimensional, ensaios de determinação da absorção de água e área líquida, além de ensaios de resistência à compressão dos blocos. Estes ensaios foram realizados de acordo com a ABNT NBR 12118:2013, a qual prescreve os métodos e procedimentos para blocos vazados de concreto. Na Tabela 3.1, indica-se o número de blocos utilizados em cada grupo de ensaios. Nas seções a seguir, são descritos todos os ensaios de caracterização de blocos.

Tabela 3.1 - Número de blocos utilizados nos ensaios de caracterização

Tipo de ensaio	Nº de blocos da amostra
Propriedades geométricas	6
Propriedades físicas	6
Propriedades mecânicas	12

### 3.2.1.1. Análise dimensional

Uma amostra de 6 blocos foi reservada para a análise dimensional do lote conforme a ABNT NBR 12118:2013. Foram verificadas as dimensões de comprimento, largura e altura dos corpos de prova, bem como espessura das paredes e dimensão dos furos.

Para as dimensões de comprimento, largura e altura do corpo de prova, foram realizadas três determinações, utilizando régua metálica de resolução de 1 mm, em pontos distintos na face de maior espessura das paredes do bloco. A área bruta ( $A_b$ ) foi, então, determinada pelo produto entre as médias das dimensões de comprimento e largura do bloco.

Quanto à espessura das paredes, a norma exige duas determinações em cada parede longitudinal do bloco e uma determinação em cada parede transversal, tomadas na face de menor espessura da parede, utilizando paquímetro metálico com resolução mínima de 0,05 mm. A espessura equivalente mínima ( $e_{eq}$ ) é calculada como a soma das espessuras de todas as paredes transversais do bloco dividida pelo seu comprimento real, conforme a Equação (3.1).

$$e_{eq} = \frac{\sum e_{ti}}{l_{real}} \quad (3.1)$$

onde

$e_{eq}$  é a espessura equivalente mínima, em milímetros por metro (mm/m);

$e_{ti}$  são as espessuras das paredes transversais do bloco, em milímetros (mm);

$l_{real}$  é o comprimento real do bloco, em metros (m).

A dimensão dos furos foi registrada a partir de duas determinações no centro aproximado de cada furo do bloco, sendo uma na direção longitudinal e outra na direção transversal do bloco, tomadas na face de maior espessura da parede, utilizando o mesmo paquímetro mencionado anteriormente.

### 3.2.1.2. Absorção de água e área líquida

A mesma amostra de blocos da análise dimensional foi utilizada no ensaio de determinação da absorção de água e área líquida, seguindo também a ABNT NBR 12118:2013.

Primeiramente, os corpos de prova foram secos em estufa (Figura 3.3) à temperatura de  $(110 \pm 5)$  °C por 24 horas. Após esse período, os corpos de prova tiveram suas massas medidas e foram colocados na estufa novamente, por mais 2 horas. Esse procedimento foi repetido, a cada duas horas, até que a diferença de massa de duas

determinações sucessivas fosse inferior a 0,5% em relação ao valor anterior. Assim, foi tomada a massa seca ( $m_1$ ) de cada CP.

Figura 3.3 - Estufa utilizada na secagem dos blocos



Após o resfriamento natural dos blocos, os mesmos foram imersos em água, à temperatura ambiente, por 24 horas. Após esse período, os corpos de prova foram retirados do tanque de imersão em água e drenados em uma superfície metálica de malha superior a 9,5 mm durante 60 segundos. O excesso de água superficial foi removido com um pano úmido e a massa saturada ( $m_2$ ) de cada bloco foi determinada.

Após saturado, os corpos de prova foram pesados imersos em água, por meio de uma balança hidrostática (Figura 3.4), e o valor encontrado é definido como massa aparente ( $m_3$ ). O valor da absorção de água de cada corpo de prova foi calculado pela Equação (3.2).

$$a = \frac{m_2 - m_1}{m_1} \times 100 \quad (3.2)$$

onde

$a$  é a absorção total, em porcentagem (%);

$m_1$  é a massa do corpo de prova seco em estufa, em gramas (g);

$m_2$  é a massa do corpo de prova saturado, em gramas (g).

Figura 3.4 - Montagem para determinação da massa aparente



O cálculo da área líquida de cada bloco foi feito segundo a Equação (3.3).

$$A_{liq} = \frac{m_2 - m_3}{h \times \gamma} \times 100 \quad (3.3)$$

onde

$A_{liq}$  é a área líquida, em milímetros quadrados ( $\text{mm}^2$ );

$m_2$  é a massa do corpo de prova saturado, em gramas (g);

$m_3$  é a massa aparente do corpo de prova, em gramas (g);

$h$  é a altura média do corpo de prova, em milímetros (mm);

$\gamma$  é a massa específica da água utilizada no ensaio, em gramas por centímetro cúbico ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ).

### 3.2.1.3. Resistência à compressão

Uma amostra de 12 corpos de prova, retirada aleatoriamente do lote de blocos recebido, foi reservada para a execução dos ensaios de determinação da resistência à compressão, na direção perpendicular à junta horizontal de argamassa.

Os ensaios foram realizados de acordo com a ABNT NBR 12118:2013, utilizando uma prensa hidráulica da marca EMIC, de capacidade máxima de 2000 kN. A distribuição uniforme dos esforços foi garantida pela utilização de dois pratos de aço de 50 mm de espessura, sendo o superior articulado. Além disso, as faces de trabalho dos corpos de

prova foram regularizadas com capeamento de pasta de cimento. O carregamento foi aplicado de maneira constante e progressiva, sem choques, a uma taxa de  $(0,05 \pm 0,01)$  MPa/s, calculada em relação a área bruta do corpo de prova, até a ruptura do mesmo.

### 3.2.2. Argamassa

Para o assentamento das paredes de alvenaria testados neste trabalho, foi utilizada argamassa industrializada específica para assentamento de alvenaria estrutural, da marca Precon, com resistência à compressão especificada de 6 MPa. Em função das paredes terem sido construídas em datas distintas, os sacos de argamassa foram entregues em três lotes de 4 sacos de 40 kg cada, próximos à data de assentamento, de modo que o produto não atingisse seu tempo de vencimento.

Em se tratando de argamassa industrializada, é necessária apenas a adição de água ao produto para se constituir a argamassa de assentamento. Neste caso, o traço utilizado foi de 7,5 litros de água para cada saco de 40 kg de argamassa em pó. Essa relação foi obtida com base na recomendação do fabricante e na experiência do pedreiro responsável pelo assentamento das paredes.

As propriedades mecânicas da argamassa foram, então, definidas através de ensaios de resistência à compressão em corpos de prova prismáticos, de acordo com o Anexo D da ABNT NBR 15961-2:2011, e determinação do módulo de elasticidade, por meio de corpos de prova cilíndricos, seguindo a ABNT NBR 8522:2003.

Os ensaios de caracterização da argamassa foram realizados em quatro séries distintas, uma vez que os corpos de prova foram tirados no momento de assentamento de cada uma das três paredes de contraventamento e das duas paredes construídas para o ensaio de determinação da resistência ao cisalhamento da alvenaria. Para cada painel de alvenaria estrutural assentado, foram extraídos nove corpos de prova prismáticos e dois corpos de prova cilíndricos. No caso das paredes para o ensaio de cisalhamento, foram retirados seis corpos de prova prismáticos, sendo três para cada parede.

Na Tabela 3.2, indica-se a divisão do número de corpos de prova para cada série de ensaio de argamassa. Os ensaios são descritos nas seções a seguir.

Tabela 3.2 - Ensaios de argamassa

Séries de ensaio	Parede referente aos CPs	Tipo de ensaio de argamassa	Tipo de CP	Nº de CPs
Série 1	Parede de preenchimento 1	Resistência à compressão	Prismático	9
		Módulo de elasticidade	Cilíndrico	2
Série 2	Parede de preenchimento 2	Resistência à compressão	Prismático	9
		Módulo de elasticidade	Cilíndrico	2
Série 3	Parede de preenchimento 3	Resistência à compressão	Prismático	9
		Módulo de elasticidade	Cilíndrico	2
Série 4	Parede de cisalhamento 1	Resistência à compressão	Prismático	3
	Parede de cisalhamento 2	Resistência à compressão	Prismático	3

### 3.2.2.1. Resistência à compressão

Para a determinação da resistência à compressão da argamassa de assentamento das paredes, foram confeccionados corpos de prova prismáticos de dimensões 40 x 40 x 40 mm, moldados em fôrmas metálicas padronizadas e ensaiados de acordo com o Anexo D da ABNT NBR 15961-2:2011. A moldagem dos corpos de prova foi feita em duas camadas de argamassa, adensadas com a aplicação de 30 golpes do soquete em cada camada. Os CPs permaneceram nos moldes por 48 horas, e ao abrigo de sol e vento até a data do ensaio (Figura 3.5). A ruptura dos corpos de prova se deu próxima aos 28 dias de idade, em prensa hidráulica da marca EMIC, de capacidade de 30 kN, com taxa de carregamento de  $(500 \pm 50)$  N/s. Na Figura 3.6, é mostrado o esquema de ensaio de compressão dos corpos de prova de argamassa.

Figura 3.5 - Amostra de argamassa nos moldes



Figura 3.6 - Ensaio de compressão em CPs prismáticos de argamassa



A resistência à compressão foi, então, calculada segundo a Equação (3.4).

$$R_c = \frac{F_c}{1600} \quad (3.4)$$

onde

$R_c$  é a resistência à compressão, em megapascals (MPa);

$F_c$  é a carga máxima aplicada, em newtons (N).

### 3.2.2.2. Módulo de elasticidade

As propriedades elásticas da argamassa confeccionada foram obtidas a partir de ensaios de compressão executados em corpos de prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, instrumentados com dispositivo de medição de deslocamentos.

A moldagem dos corpos de prova foi feita de acordo com a ABNT NBR 13279:1995, adensando quatro camadas de argamassa com 30 golpes uniformes de soquete metálico. Os CPs permaneceram nos moldes por 48 horas e, após a cura, foram capeados com mistura de enxofre a quente, nas duas faces transversais. Com o auxílio de um paquímetro digital, o diâmetro de cada corpo de prova foi determinado a partir da média de duas medidas em posições ortogonais no seu terço médio.

Os ensaios foram executados em prensa hidráulica da marca EMIC, de capacidade 30 kN, com incrementos de carga a uma velocidade constante de  $(0,25 \pm 0,05)$  MPa/s. Os

corpos de prova foram instrumentados com extensômetros do tipo *clip gauge*, também da marca EMIC. A montagem do ensaio é mostrada na Figura 3.7.

Figura 3.7 - Ensaio de determinação do módulo de elasticidade da argamassa



O módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial ( $E_{ci}$ ) dos corpos de prova de argamassa foi determinado seguindo os procedimentos descritos na ABNT NBR 8522:2003, a qual prescreve ciclos de carregamento e descarregamento entre 0,5 MPa e 30% da resistência à compressão estimada do material, sendo mantidos estes patamares de carregamento por 60 segundos. Ao final do terceiro ciclo, os extensômetros foram retirados do corpo de prova e o carregamento incrementado até a sua ruptura.

### 3.2.3. Prismas

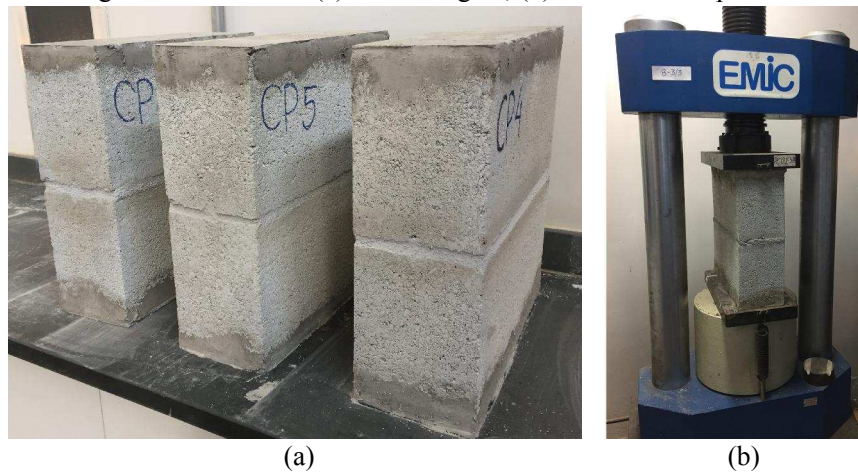
A caracterização da alvenaria também se deu pela confecção de prismas de dois blocos, submetidos a ensaios de resistência à compressão, de acordo com a ABNT NBR 15961-2:2011, Anexo A. Para cada uma das três paredes de contraventamento do pórtico metálico estudado neste trabalho, foram extraídos três prismas no momento de assentamento da parede, utilizando a mesma argamassa e blocos do mesmo lote.

Os blocos tiveram uma de suas superfícies transversais capeadas, previamente, com pasta de cimento, de forma que cada prisma tivesse suas faces regularizadas, para distribuição uniforme de esforços no momento do ensaio. Os prismas foram preparados sobre uma base plana e nivelada, onde permaneceram até a data do ensaio, em temperatura

ambiente e ao abrigo do sol e vento. O assentamento foi realizado com auxílio de um nível de prumo e o argamassamento foi executado em toda a área líquida do bloco, com espessura de 1 cm.

Com idade mínima de 28 dias, os prismas foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão, com aplicação do carregamento a uma taxa constante de  $(0,05 \pm 0,01)$  MPa/s, calculada em relação a área bruta do corpo de prova, até a ruptura do mesmo. Os prismas foram ensaiados na mesma prensa onde foram feitos os ensaios de compressão de blocos. Na Figura 3.8, são mostrados prismas já moldados e o esquema de montagem do ensaio de compressão.

Figura 3.8 - Prismas: (a) armazenagem; (b) ensaio de compressão



### 3.2.4. Cisalhamento de paredes

A fim de se determinar a resistência ao cisalhamento da alvenaria e o seu módulo de deformação transversal, foram construídas duas paredes de dimensões nominais 120 x 120 cm, para execução do ensaio de cisalhamento de acordo com a ABNT NBR 16522:2016. As pequenas paredes foram assentadas com a mesma argamassa utilizada na confecção das paredes de preenchimento do pórtico, utilizando inclusive a mesma relação água : argamassa.

Os blocos foram retirados do mesmo lote que os blocos das paredes de contraventamento, e o argamassamento foi aplicado sobre toda a área líquida do bloco, sendo a espessura das juntas de 1 cm. As pequenas paredes foram construídas próximas ao pórtico metálico, em superfície plana, utilizando nível e prumo em todas as fiadas, e

foram ensaiadas com idade mínima de 28 dias. Antes do ensaio, tiveram suas faces pintadas de cal, para melhor visualização das fissuras decorrentes do ensaio. Na Figura 3.9, é mostrado o processo de execução das pequenas paredes.

Figura 3.9 - Execução das pequenas paredes



O ensaio, prescrito pela ABNT NBR 16522:2016, consiste na aplicação de cargas de compressão concentradas segundo uma das diagonais do corpo de prova. O carregamento foi, então, aplicado por meio de macaco hidráulico, acoplado de um relógio comparador e instalado em um sistema de reação composto por pórtico metálico. Para apoio dos corpos de prova, foram utilizados dispositivos metálicos com encaixe apropriado para receber os cantos da parede, de modo que esta permanecesse na posição diagonal. O conjunto foi apoiado em uma base rígida. A ABNT NBR 16522:2016 apresenta o esquema de montagem e aplicação do carregamento ilustrado na Figura 3.10.

As deformações nas faces das paredes foram determinadas por meio de dois transdutores de deslocamento, dispostos na direção de cada uma das diagonais do corpo de prova e conectados a um sistema de aquisição de dados para registro dos alongamentos e encurtamentos das paredes. O carregamento foi aplicado em incrementos de carga de aproximadamente 3,5 kN, até o nível de 30 kN. Posteriormente, os incrementos foram de 0,9 kN, até a ruptura do corpo de prova. A montagem do ensaio é mostrada na Figura 3.11. A tensão de cisalhamento da alvenaria ( $\tau_{av}$ ) em MPa foi, então, calculada pela Equação (3.5).

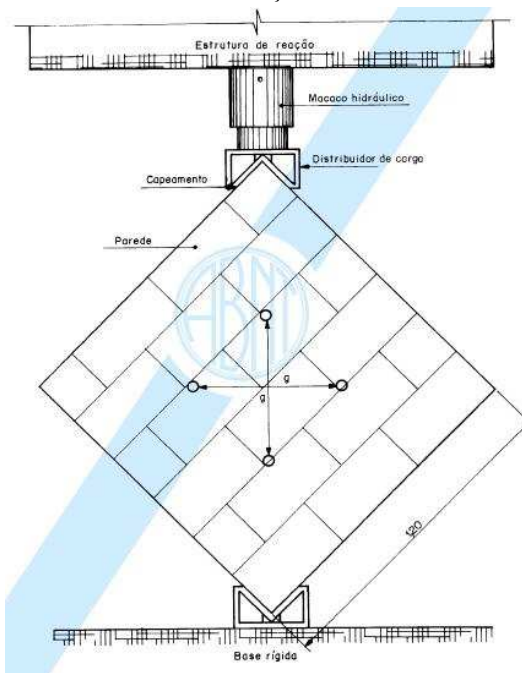
$$\tau_{av} = \frac{(0,70 P)}{A} \quad (3.5)$$

onde

$P$  é a carga média aplicada nos CPs, em newtons (N);

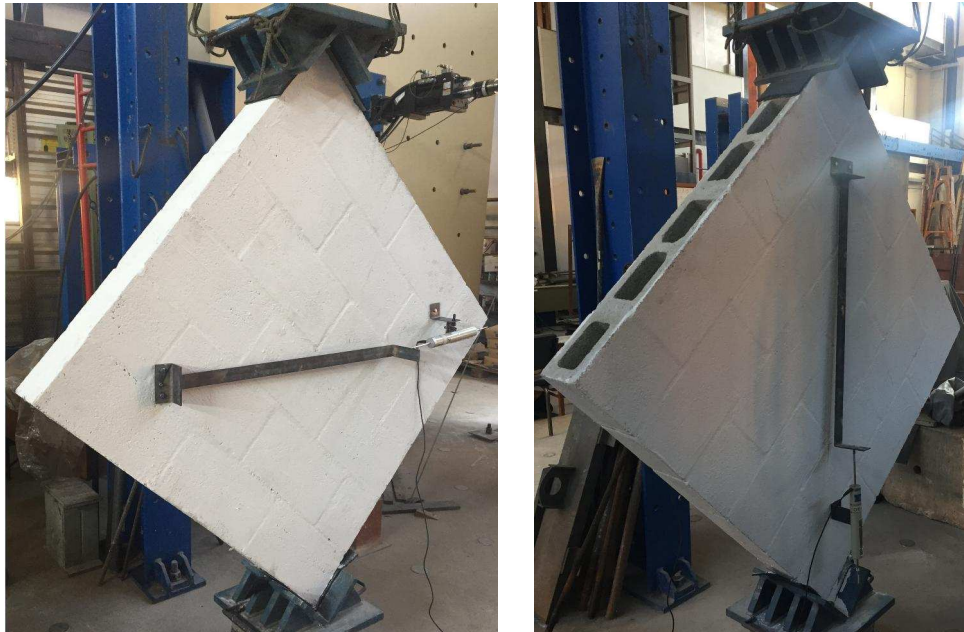
$A$  é a média da área bruta das duas faces contíguas ao carregamento, em milímetros quadrados ( $\text{mm}^2$ ).

Figura 3.10 - Ensaio de determinação da resistência ao cisalhamento



Fonte: ABNT NBR 16522:2016

Figura 3.11 - Determinação da resistência ao cisalhamento – Montagem do ensaio



A distorção da parede ( $\gamma_{alv}$ ) pode ser determinada pela Equação (3.6).

$$\gamma_{alv} = \frac{(\Delta V + \Delta H)}{2L_0} \quad (3.6)$$

onde

$\gamma_{alv}$  é a distorção, em milímetros por milímetros (mm/mm);

$\Delta V$  é o encurtamento vertical, em milímetros (mm);

$\Delta H$  é o alongamento horizontal, em milímetros (mm);

$L_0$  é o comprimento base de medida, em milímetros (mm).

O módulo de deformação transversal ( $G_{alv}$ ), por sua vez, é calculado entre 20% e 50% da carga de ruptura, pela Equação (3.7).

$$G_{alv} = \frac{\Delta \tau_{alv}}{\Delta \gamma_{alv}} \quad (3.7)$$

### 3.3. Programa experimental – Parte II: Ensaios de pórticos

Os ensaios principais deste trabalho consistiram na aplicação de carregamento horizontal cíclico, de intensidade crescente, ao nível do eixo da viga superior do protótipo ensaiado. Os deslocamentos laterais da estrutura foram medidos por meio de transdutores de deslocamentos, a fim de se avaliar o aumento da rigidez do pórtico com o preenchimento de alvenaria.

No total, foram realizados nove ensaios de pórticos, sendo seis deles sem preenchimento e três com preenchimento de alvenaria. Na Tabela 3.3, é apresentado um resumo prévio dos nove ensaios executados e a designação adotada para cada um deles.

A nomenclatura admitida para a designação dos ensaios é descrita a seguir. A sigla “PV” indica um ensaio de pórtico vazio, enquanto que “PP” especifica os ensaios de pórtico com preenchimento de alvenaria. O primeiro algarismo após essas siglas designa apenas a ordem de execução destes ensaios. O último número da nomenclatura mostra a taxa de carregamento aplicada em cada ensaio. Nos ensaios de pórtico preenchido, foram adotados dois níveis de velocidade do carregamento, de maneira que o ensaio não se prolongasse por mais que duas horas de duração. A sigla “CE”, apresentada a partir do

ensaio nº 5, indica uma mudança aplicada nas cantoneiras da viga superior do pórtico, as quais tiveram uma chapa de aço soldada no seu centro para um maior enrijecimento dessas peças. Essa mudança empregada será melhor explicada no item 3.3.1. As características dos ensaios cíclicos de pórtico são, então, abordadas e descritas nas seções a seguir.

Tabela 3.3 - Designação de cada ensaio de pórtico

Nº	Designação	Preenchimento com alvenaria	Taxa de carregamento (kN/s)
1	PV-1-0.14	Não	0,14
2	PV-2-0.3	Não	0,3
3	PV-3-0.3	Não	0,3
4	PP-1-0.5/2.0	Sim	0,5 / 2,0
5	PP-2-CE-0.5/2.0	Sim	0,5 / 2,0
6	PP-3-CE-0.5/2.0	Sim	0,5 / 2,0
7	PV-4-CE-0.3	Não	0,3
8	PV-5-CE-0.6	Não	0,6
9	PV-6-CE-1.2	Não	1,2

### 3.3.1. Protótipo ensaiado

Os experimentos foram realizados em um protótipo de pórtico metálico, em escala real, composto por perfis I soldados de aço ASTM A36, com relação altura/comprimento igual a 0,83. O protótipo também foi objeto de estudo experimental utilizado por Fonseca (1999), Oliveira (2001) e Alvarenga (2002).

As vigas e os pilares apresentam o mesmo perfil metálico, com seção transversal indicada na Figura 3.12. Os pilares possuem um comprimento total de 268 cm, enquanto as vigas apresentam comprimento de 300 cm (de eixo a eixo de pilar).

O protótipo foi montado de forma a ter suas bases engastadas, projetadas em função das características do gabarito de furos da laje de reação do laboratório. Cada pilar foi ligado rigidamente ao centro de uma chapa de aço de 220 mm x 600 mm e espessura de 63,5 mm, que por sua vez foi soldada centrada sobre outra chapa de 1100 mm x 600 mm e 20 mm de espessura, constituindo a base do pilar. Para fixá-la à laje de reação, foram utilizadas barras roscadas passantes de aço ASTM-A325, sendo quatro de 25,4 mm de diâmetro nos cantos da base, e duas barras de 30 mm no centro da mesma, com duas

porcas em cada uma das extremidades das barras roscadas (Figura 3.13). Os perfis utilizados foram posicionados com a maior inércia no plano da estrutura.

Figura 3.12 - Seção transversal das vigas e pilares do pórtico estudado (Dimensões em mm)

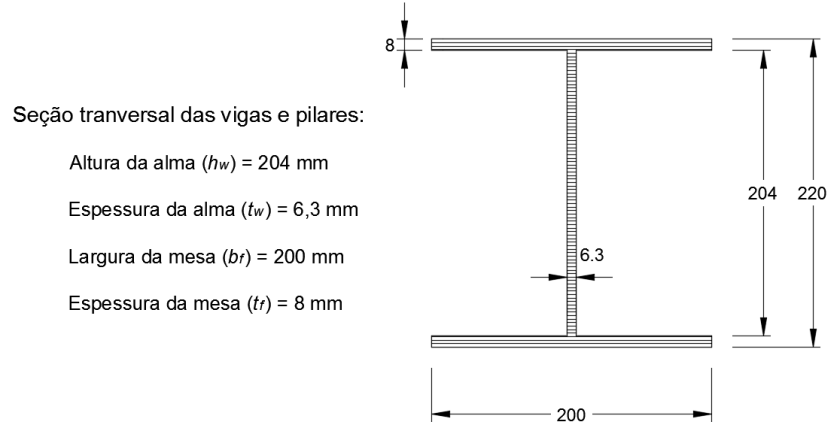
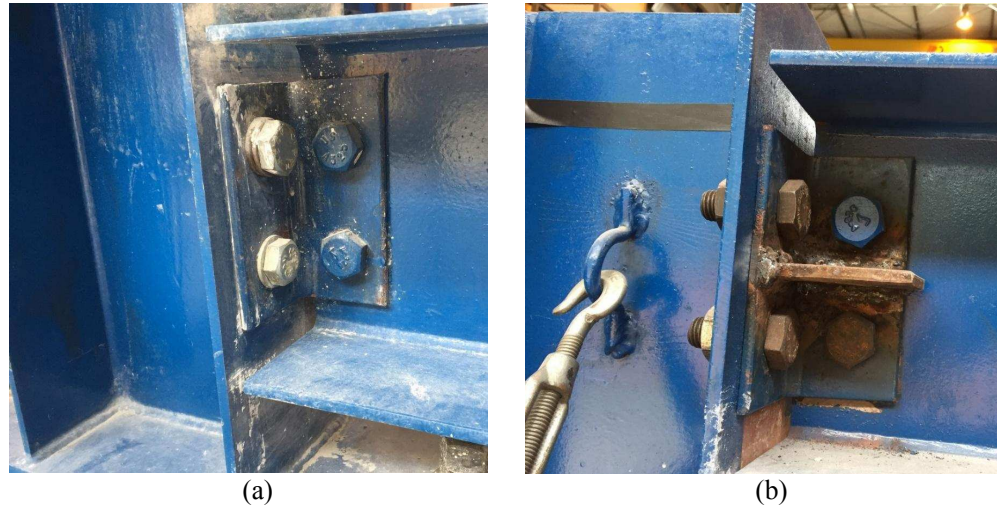


Figura 3.13 - Base dos pilares do pórtico



As ligações viga-pilar foram feitas através de cantoneiras parafusadas com abas de 63,3 mm x 6,3 mm x 160 mm de altura, espessura e comprimento, respectivamente. Dois parafusos de 18 mm, espaçados em 75 mm, simularam as ligações semirrígidas. Contudo, ao longo do decorrer dos ensaios, decidiu-se alterar as cantoneiras da viga superior da estrutura, enrijecendo-as com uma chapa de aço ao centro, de forma a reduzir suas possíveis deformações no momento de aplicação do carregamento no sentido negativo de força. Na Figura 3.14, é mostrada a alteração feita a partir do Ensaio nº 5.

Figura 3.14 - Cantoneira de ligação viga-pilar: (a) configuração inicial; (b) alteração empregada.



Com o intuito de se evitar a perda de estabilidade e movimentos fora do plano devidos a efeitos de excentricidade do sistema, o topo de cada pilar foi ligado ao piso do laboratório por meio de dois tirantes metálicos passantes à laje de reação (Figura 3.15). Os tirantes eram constituídos por cabos de aço de 8 mm de diâmetro, com passadeira regulável.

Figura 3.15 - Sistema de travamento fora do plano por meio de cabos metálicos

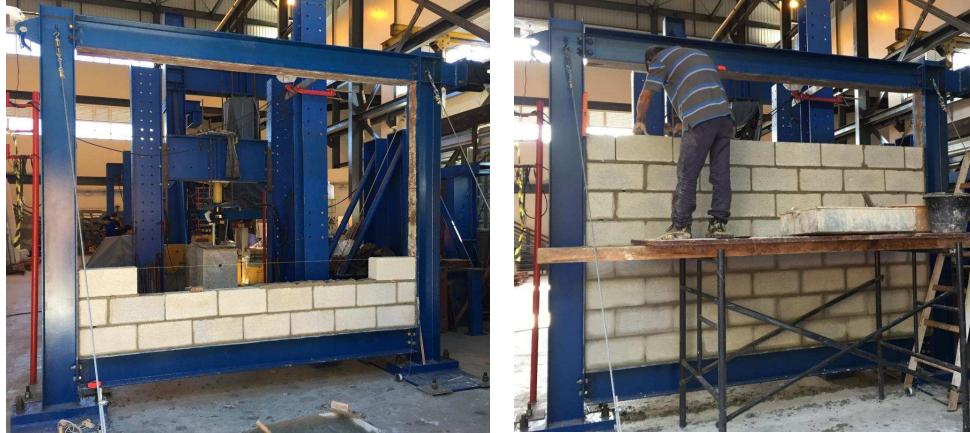


### 3.3.2. Painéis de alvenaria

As paredes de preenchimento do pórtico foram construídas, por um único pedreiro, com blocos de concreto de resistência especificada de 6 MPa, da empresa Blojaf. Ao todo, foram assentadas 11 fiadas de blocos em cada parede, sendo que a última

fiada teve os blocos cortados em sua altura, de maneira a se adequar às dimensões do pórtico. O processo de assentamento das fiadas de blocos é ilustrado na Figura 3.16.

Figura 3.16 - Processo de construção das paredes



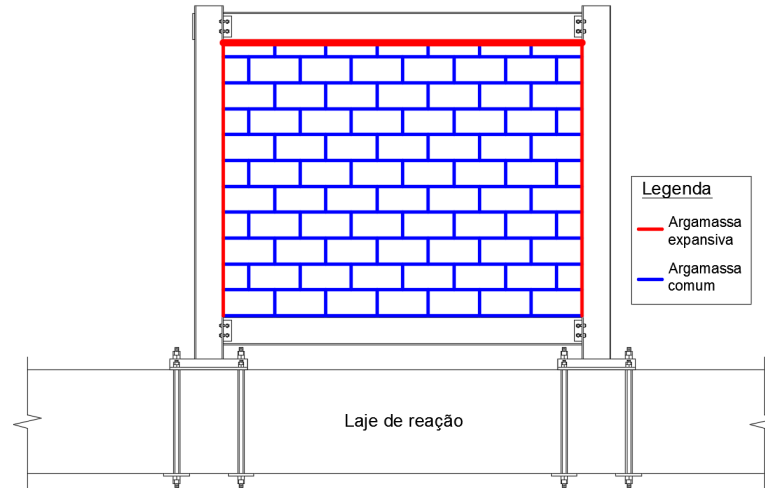
Em função do tamanho das paredes de alvenaria de preenchimento, o assentamento de cada uma delas se deu em dois dias consecutivos. No primeiro dia, era realizado o assentamento das oito primeiras fiadas. Já no segundo dia, as demais fiadas eram finalizadas, e posteriormente o encunhamento do painel era feito.

Nas juntas entre blocos, foi utilizada argamassa industrializada para assentamento de alvenaria estrutural, de resistência de 6 MPa, da marca Precon. A quantidade de água adicionada foi de 7,5 litros de água para cada saco de argamassa (40 kg), ou seja, um traço de 1:0,1875 (argamassa : água). Como dito anteriormente, essa relação foi obtida com base na recomendação do fabricante. Na interface pórtico-painel, optou-se por utilizar argamassa expansiva, a qual era obtida através de aditivo expensor DRY D1, da empresa Chimica Edile, à argamassa industrializada (a mesma utilizada nas juntas entre blocos). Neste caso, a relação entre esses materiais foi de 5 kg de argamassa industrializada de 6 MPa + 80 g de aditivo expensor DRY D1 + 1 litro de água. Na Figura 3.17 é mostrada a aplicação de cada tipo de argamassa utilizada nas paredes confeccionadas.

No assentamento dos blocos, foi empregado argamassamento total das juntas horizontais, tendo elas espessura de 1 cm. As juntas verticais foram dispostas em dois cordões de argamassa em cada face lateral do bloco, com espessura de aproximadamente 0,6 cm. Essa espessura foi reduzida, em relação à espessura das juntas horizontais, em razão da modulação do pórtico, de modo que a fiada coubesse ao longo de todo o

comprimento da viga. O encunhamento do painel, entre a viga superior do pórtico e a última fiada de blocos, teve espessura aproximada de 2 cm.

Figura 3.17 - Argamassas utilizadas nas juntas e na interface pórtico-painel



As paredes foram pintadas com tinta à base de água e cal, para facilitar o acompanhamento dos ensaios, possibilitando melhor visualização das fissuras surgidas no decorrer destes. Salienta-se que os ensaios foram realizados somente após decorridos, no mínimo, 28 dias da execução dos painéis.

### 3.3.3. Configuração de ensaio

#### 3.3.3.1. Sistema de aplicação de cargas

Os ensaios cíclicos de pórtico foram executados seguindo o arranjo mostrado na Figura 3.18. O carregamento foi aplicado por meio de um atuador hidráulico, engastado na parede de reação do laboratório de maneira que o eixo de seu pistão estivesse alinhado ao eixo da viga superior do protótipo ensaiado. O atuador é o modelo MTS DuraGlide 244.31 da empresa MTS, de capacidade máxima de 250 kN (Figura 3.19). O movimento de empurra do atuador hidráulico foi tomado como o sentido positivo de forças e deslocamentos, enquanto que forças e deslocamentos negativos são aqueles obtidos no momento em que o equipamento puxa o protótipo.

Todo o sistema de aplicação de carregamento é controlado pelo software *Station Manager*, da empresa MTS, e ativado pelo funcionamento de bomba hidráulica interligada ao sistema.

Figura 3.18 - Esquema dos ensaios de pórtico

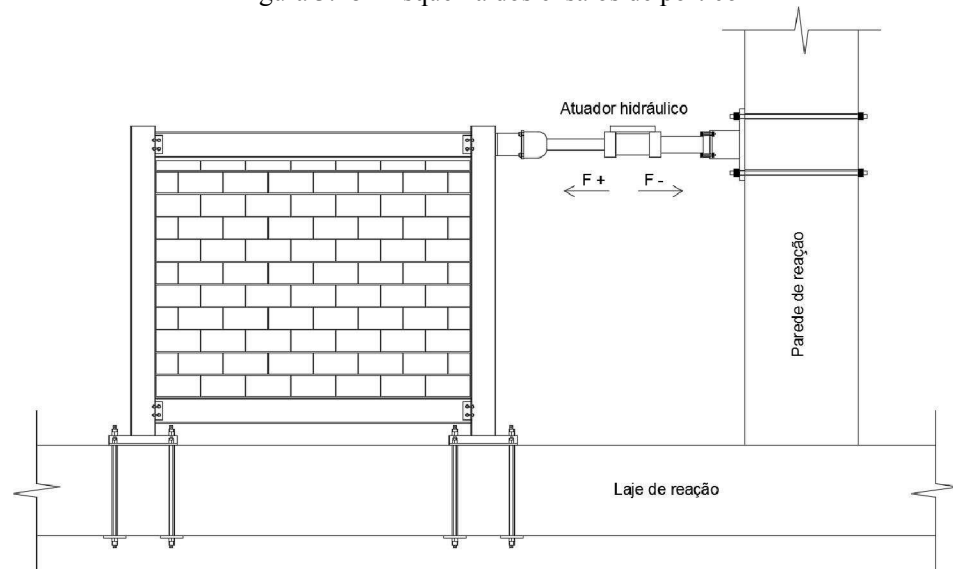


Figura 3.19 - Atuador hidráulico MTS DuraGlide 244.31



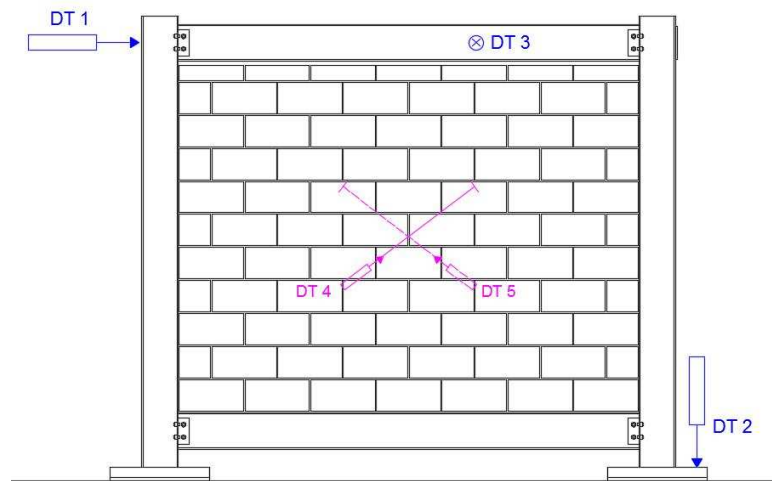
### 3.3.3.2. Instrumentação e Sistema de aquisição de dados

Os deslocamentos do pórtico sob carga cíclica foram medidos por meio de um conjunto de transdutores de deslocamentos (DTs), como indicado na Figura 3.20.

O DT 1 foi disposto horizontalmente no nível da viga superior do pórtico, do lado oposto ao atuador hidráulico, e mediu os deslocamentos laterais da estrutura durante o ensaio. Além dele, foram posicionados outros dois transdutores de deslocamento na estrutura: um na base metálica de um dos pilares do protótipo (DT 2), e outro na direção perpendicular ao eixo da viga superior (DT 3). O primeiro teve o objetivo de aferir a ordem de grandeza da rotação das bases dos pilares quando aplicado o carregamento cíclico, analisando o nível de engastamento da estrutura na laje de reação. Já o segundo transdutor foi utilizado para se averiguar os possíveis deslocamentos horizontais fora do

plano da estrutura. Os DTs 4 e 5 foram utilizados somente nos ensaios de pórtico preenchido, fixados no centro do painel de alvenaria, em faces opostas, sendo um em cada direção das duas diagonais da parede, com o objetivo de obter os deslocamentos nessas direções.

Figura 3.20 - Instrumentação empregada nos ensaios de pórtico



Os transdutores de deslocamentos foram conectados ao Sistema de Aquisição de Dados (SAD) através de seus cabos de conexão. O SAD utilizado foi o modelo Spider 8, da empresa HBM, o qual é acoplado a um microcomputador equipado com o *software* Catman 4.5 Release 4, também da HBM.

### 3.3.4. Execução dos ensaios

Os históricos de carregamento adotados para os ensaios de pórtico tiveram como base as prescrições da *Federal Emergency Management Agency*, FEMA 461 (2007), que preconiza protocolos de teste para determinação do desempenho sísmico de elementos estruturais e não-estruturais.

No caso de ensaios cíclicos com controle de carregamento, a norma americana recomenda que os incrementos de força devem ser suficientemente pequenos tal que os estágios de danos de interesse sejam claramente identificáveis, porém não tão extensos a ponto de tornar o ensaio demasiadamente longo. Os carregamentos aplicados em todos os ensaios de pórtico são descritos nas seções a seguir.

### 3.3.4.1. Ensaio de pórtico sem preenchimento

Os ensaios foram executados com controle de carregamento de intensidade crescente. No caso dos ensaios de pórtico vazio, foi estabelecida uma força horizontal máxima de 60 kN, a qual poderia ser aplicada na estrutura sem que houvesse a plastificação do pórtico metálico.

Seguindo as recomendações da norma americana FEMA 461 (2007), foram estipulados 10 incrementos de força (ou passos de carga). Para que os 10 incrementos pudessem ser aplicados até a força máxima de 60 kN, determinou-se que o primeiro passo de carga seria de 2,5 kN. A partir daí, os demais incrementos foram determinados seguindo a Equação (3.8). Foram completados dois ciclos para cada amplitude de carregamento, totalizando 20 ciclos até o término do ensaio.

$$a_{i+1} = 1,4 a_i \quad (3.8)$$

O histórico de carregamento mostrado na Figura 3.21 foi aplicado no primeiro teste (Ensaio 1), a uma velocidade de 0,14 kN/s. Em função do tempo excessivo de ensaio, a velocidade de carregamento aplicada nos ensaios seguintes (Ensaio 2 e 3) foi aumentada para 0,30 kN/s, como indicado na Figura 3.22.

Figura 3.21 - Histórico de carregamento para o ensaio PV-1-0.14

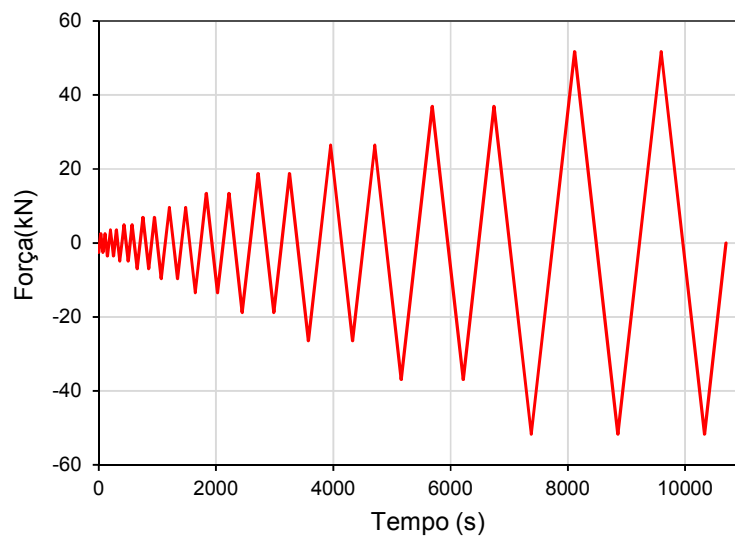
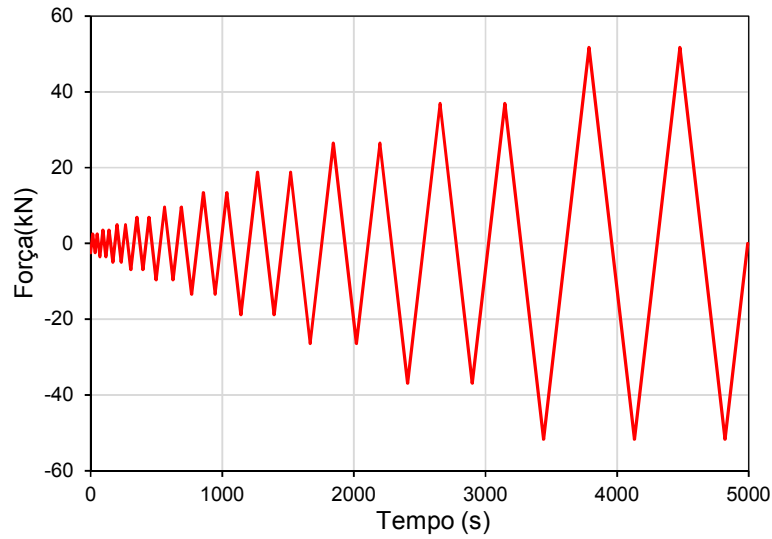


Figura 3.22 - Histórico de carregamento para os ensaios PV-2-0.3 e PV-3-0.3



Os ensaios finais de pórtico sem preenchimento (Ensaio 7, 8 e 9) foram realizados para se avaliar a influência da velocidade do carregamento nos deslocamentos laterais da estrutura. Neste caso, as velocidades empregadas foram 0,30 kN/s, 0,60 kN/s e 1,20 kN/s, respectivamente, com tempo total de ensaio de 5000 s, 2500 s e 1250s, aproximadamente.

### 3.3.4.2. Ensaios de pórtico preenchido

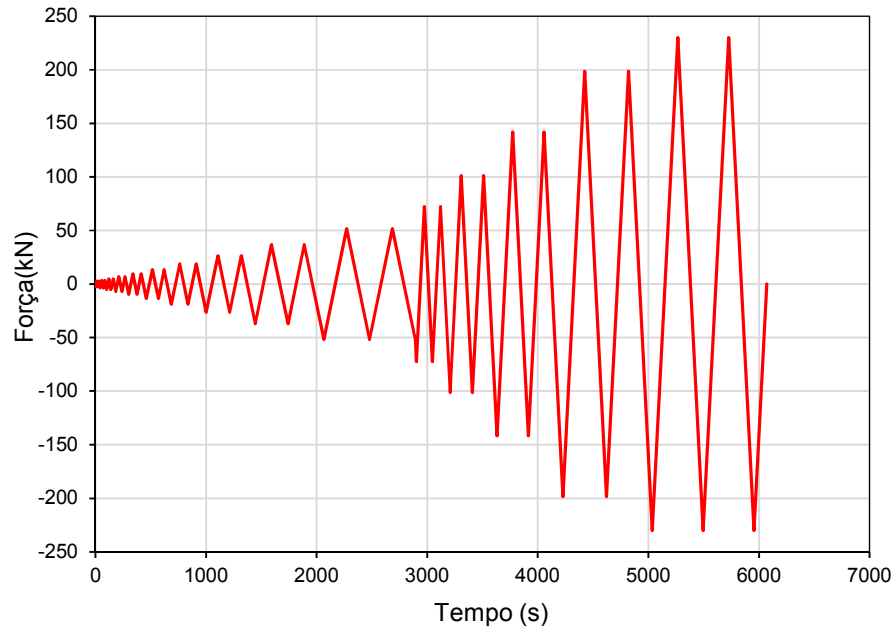
De maneira análoga aos ensaios de pórtico vazio, os ciclos de carregamento aplicados nos ensaios de pórtico preenchido tiveram a mesma sequência, iniciando-se ao nível de 2,5 kN e progredindo a uma razão de 1,4 vezes a amplitude do ciclo anterior.

Contudo, a força horizontal máxima aplicada pôde ser elevada em função do enrijecimento da estrutura devido ao preenchimento de alvenaria, o qual proporcionaria deslocamentos inferiores aos registrados nos ensaios de pórtico sem preenchimento. Dessa forma, o ciclo limite programado foi de 230 kN, como margem de segurança, uma vez que a capacidade máxima do atuador hidráulico é de 250 kN. O ensaio seria finalizado ao ser atingido o último ciclo programado (de 230 kN) ou caso o deslocamento lateral atingisse 40 mm, de forma a se evitar deformações excessivas e danos na estrutura.

Duas velocidades de carregamento foram empregadas. Até o segundo ciclo de 51,7 kN, a taxa de carregamento foi de 0,5 kN/s, e a partir de então, uma velocidade de

2,0 kN/s foi imposta, de forma que o ensaio não tivesse uma duração muito prolongada. A taxa inicial empregada até o passo de carga de 51,7 kN foi adotada de modo que o menor estado de dano no painel de alvenaria pudesse ser observado visualmente. O histórico de carregamento empregado nos três ensaios de pórtico preenchido é indicado na Figura 3.23.

Figura 3.23 - Histórico de carregamento para os três ensaios de pórtico preenchido



# 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

---

## 4.1. Parte I: Ensaio de caracterização dos materiais

### 4.1.1. Blocos vazados de concreto

#### 4.1.1.1. Análise dimensional

Na Tabela 4.1, são apresentadas as médias das três leituras de comprimento, largura e altura para cada bloco da amostra, bem como a média geral, o desvio padrão e o coeficiente de variação para cada dimensão. Também são mostrados os valores calculados de área bruta.

Tabela 4.1 - Média das leituras das dimensões e área bruta dos blocos

CP	Compr. (mm)	Largura (mm)	Altura (mm)	Área bruta (Ab) (mm <sup>2</sup> )
CP 01	391,0	139,3	192,3	54479,3
CP 02	390,7	139,7	190,7	54563,1
CP 03	390,3	139,0	193,3	54256,3
CP 04	390,3	139,7	190,0	54516,6
CP 05	390,3	139,3	190,7	54386,4
CP 06	391,0	139,7	193,7	54609,7
<b>Média</b>	<b>390,6</b>	<b>139,4</b>	<b>191,8</b>	<b>54468,6</b>
<b>D.P.</b>	<b>0,3</b>	<b>0,3</b>	<b>1,5</b>	<b>128,9</b>
<b>C.V. (%)</b>	<b>0,08</b>	<b>0,20</b>	<b>0,81</b>	<b>0,24</b>

As tolerâncias máximas permitidas pela ABNT NBR 6136:2016 são de  $\pm 2,0$  mm para a largura e de  $\pm 3,0$  mm para a altura e o comprimento. Sendo assim, considerando

que as dimensões nominais dos blocos são 140 x 190 x 390 mm, os resultados mostram que o lote de blocos está de acordo com a norma neste requisito.

Os resultados médios das leituras das espessuras das paredes longitudinais ( $e_l$ ) e transversais ( $e_t$ ), além da espessura mínima equivalente ( $e_{eq}$ ) são apresentados na Tabela 4.2. A espessura mínima de qualquer parede dos blocos deve atender aos requisitos da Tabela 2 da ABNT NBR 6136:2016, com tolerância permitida de – 1,0 mm para cada valor individual. No caso deste trabalho, como os blocos utilizados são designados da Classe B e de largura nominal de 140 mm, a espessura mínima exigida é de 25 mm, tanto para as paredes longitudinais como transversais, e espessura mínima equivalente de 188 mm/m. Pela Tabela 4.2, pode-se afirmar que a amostra de blocos está em adequação com a norma.

Tabela 4.2 - Espessuras médias das paredes dos blocos e espessura mínima equivalente

CP	$e_l$ (mm)	$e_t$ (mm)	$e_{eq}$ (mm/m)
CP 01	27,5	26,8	205,6
CP 02	27,7	26,5	203,5
CP 03	28,1	27,1	208,5
CP 04	28,2	26,8	205,7
CP 05	27,6	26,8	205,7
CP 06	27,5	26,7	204,9
<b>Média</b>	<b>27,8</b>	<b>26,8</b>	<b>205,7</b>
<b>D.P.</b>	<b>0,3</b>	<b>0,2</b>	<b>1,7</b>
<b>C.V. (%)</b>	<b>1,03</b>	<b>0,77</b>	<b>0,80</b>

Por fim, ABNT NBR 6136:2016 também especifica que a menor dimensão dos furos dos blocos para as classes A e B não deve ser inferior a 70 mm para blocos de 140 mm de largura nominal. Novamente, verifica-se a conformidade do lote de blocos com as exigências da norma. Na Tabela 4.3, são exibidos os resultados das dimensões dos furos de cada corpo de prova.

Tabela 4.3 - Dimensões médias dos furos dos blocos

CP	Menor dimensão (mm)	Maior dimensão (mm)
CP 01	78,2	148,0
CP 02	78,0	147,5
CP 03	78,3	146,7
CP 04	79,5	148,0
CP 05	78,8	147,8
CP 06	78,2	147,7
<b>Média</b>	<b>78,5</b>	<b>147,6</b>
<b>D.P.</b>	<b>0,6</b>	<b>0,5</b>
<b>C.V. (%)</b>	<b>0,73</b>	<b>0,33</b>

#### 4.1.1.2. Índice de absorção de água e área líquida

A Tabela 4.4 apresenta as medições de massa seca ( $m_1$ ), massa saturada ( $m_2$ ) e massa aparente ( $m_3$ ) submersa em água, seguidas do cálculo da absorção de água ( $a$ ) de cada CP, bem como sua média. A tabela contempla também os valores individuais e médio obtidos de área líquida ( $A_{liq}$ ), e a relação entre área líquida e área bruta ( $A_b$ ).

Tabela 4.4 - Massa seca, massa saturada, massa aparente, absorção, área líq., relação entre áreas

CP	$m_1$ (g)	$m_2$ (g)	$m_3$ (g)	$a$ (%)	$A_{liq}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{liq}/A_b$
CP 01	11770	12520	6870	6,4	29376,1	0,539
CP 02	11960	12680	7033	6,0	29617,1	0,543
CP 03	12260	12960	7215	5,7	29715,5	0,548
CP 04	12040	12720	7091	5,6	29626,3	0,543
CP 05	11910	12620	6994	6,0	29507,0	0,543
CP 06	12230	12910	7189	5,6	29540,4	0,541
<b>Média</b>	<b>12028,3</b>	<b>12735,0</b>	<b>7065,3</b>	<b>5,9</b>	<b>29563,7</b>	<b>0,543</b>
<b>D.P.</b>	<b>189,7</b>	<b>169,7</b>	<b>128,6</b>	<b>0,3</b>	<b>117,3</b>	<b>0,0</b>
<b>C.V. (%)</b>	<b>1,58</b>	<b>1,33</b>	<b>1,82</b>	<b>5,12</b>	<b>0,40</b>	<b>0,53</b>

Para blocos com função estrutural e Classe B, a ABNT NBR 6136:2016 estabelece que o índice de absorção de água deve ser inferior a 10% para valores individuais e menor que 8% na média da amostra. Observa-se que os valores individuais desse índice se situaram entre 5,6% e 6,4%, com uma média de 5,9%, estando, portanto, de acordo com as exigências normativas. Com relação à área líquida, a norma não prescreve valores

limites da relação  $A_{liq}/A_b$ . Porém, a literatura apresenta que, para blocos de concreto, essa relação mantém-se em torno de (0,5), valor próximo ao obtido experimentalmente (0,543).

#### 4.1.1.3. Resistência à compressão

Doze blocos de concreto foram tomados para a determinação da resistência à compressão. A ruptura dos corpos de prova se deu, basicamente, pelo aparecimento de fissuras verticais nos cantos dos blocos, seguidas de fissuras horizontais ao longo das faces laterais dos mesmos, como pode ser observado na Figura 4.1 e Figura 4.2. Este comportamento pode ser explicado pelas restrições laterais impostas pelos pratos da prensa no topo e na base do CP, transmitindo forças de atrito ao bloco. As fissuras horizontais ocorrem devido à envoltória de ruptura tronco-piramidal.

Na Tabela 4.5, é mostrada a força máxima aplicada no ensaio de compressão dos 12 corpos de prova e a tensão de compressão calculada em sua área bruta, bem como o coeficiente de variação (C.V.) e o desvio padrão (D.P.) da amostra. A resistência média à compressão ( $f_{bm}$ ) obtida para a amostra de blocos foi de 7,51 MPa.

Figura 4.1 - Blocos de concreto após o ensaio de compressão (CPs 3 e 6)



Figura 4.2 - Blocos de concreto após o ensaio de compressão (CPs 7 e 9)



Tabela 4.5 - Resultados dos ensaios de compressão em blocos

CP	Força (kN)	Tensão (MPa)
CP 01	368	6,73
CP 02	407	7,46
CP 03	341	6,24
CP 04	483	8,84
CP 05	399	7,32
CP 06	412	7,54
CP 07	358	6,56
CP 08	389	7,12
CP 09	419	7,67
CP 10	441	8,08
CP 11	423	7,74
CP 12	480	8,78
<b>Média</b>	<b>410</b>	<b>7,51</b>
<b>D.P.</b>	<b>43,8</b>	<b>0,80</b>
<b>C.V. (%)</b>	<b>10,69</b>	<b>10,69</b>

A ABNT NBR 6136:2016 determina que, para efeitos de consideração de projeto, a resistência característica à compressão ( $f_{bk}$ ) dos blocos do lote deve ser estimada a partir da Equação (4.1).

$$f_{bk,est} = 2 \left[ \frac{f_{b(1)} + f_{b(2)} + \dots + f_{b(i-1)}}{i-1} \right] - f_{bi} \quad (4.1)$$

onde

$f_{bk,est}$  é a resistência característica estimada da amostra;

$f_{b(1)}, f_{b(2)}, \dots, f_{b(i)}$  são os valores de resistência à compressão individuais dos corpos

de prova, ordenados crescentemente;

$$i = \begin{cases} n/2, & \text{para } n \text{ par,} \\ (n-1)/2, & \text{para } n \text{ ímpar,} \end{cases}$$

$n$  é a quantidade de blocos da amostra.

Neste caso, tem-se:

$$i = n/2 = 12/2 = 6$$

$$f_{bk,est} = 2 \times \left[ \frac{f_{b(1)} + f_{b(2)} + f_{b(3)} + f_{b(4)} + f_{b(5)}}{6-1} \right] - f_{b(6)} = 2 \times \left[ \frac{6,24 + 6,56 + 6,73 + 7,12 + 7,32}{5} \right] - 7,46$$

$$f_{bk,est} = 6,13 \text{ MPa .}$$

Para que  $f_{bk}$  seja de fato igual a  $f_{bk,est}$ , duas verificações devem ser feitas:

- $f_{bk,est} \leq f_{bm}$ , em que  $f_{bm}$  é a resistência média à compressão;
- $f_{bk,est} \geq \psi \cdot f_{b(1)}$ , em que  $\psi$  é dado pela Tabela 5 da ABNT NBR 6136:2014 em função do número de corpos de prova da amostra.

Em outras palavras,  $\psi \cdot f_{b(1)} \leq f_{bk,est} \leq f_{bm}$ . Para  $n = 12$ ,  $\psi = 0,98$ . Tem-se, então:

$$\psi \cdot f_{b(1)} \leq f_{bk,est} \leq f_{bm}$$

$$0,98 \times 6,24 \leq 6,13 \leq 7,51 \rightarrow 6,12 \leq 6,13 \leq 7,51 \rightarrow \text{Ok!}$$

Portanto,  $f_{bk} = f_{bk,est} = 6,13 \text{ MPa .}$

## 4.1.2. Argamassa

### 4.1.2.1. Resistência à compressão

Quatro séries de ensaios foram realizadas, de acordo com a Tabela 3.2, a fim de se caracterizar a resistência à compressão da argamassa utilizada no assentamento dos blocos deste trabalho. Um total de 33 corpos de prova prismáticos foram rompidos. A resistência média à compressão, bem como o desvio padrão (D.P.) e o coeficiente de variação (C.V.), de cada série de ensaio é indicada na Tabela 4.6. A média geral para resistência à compressão da argamassa foi de 6,93 MPa.

Tabela 4.6 - Resistência média à compressão dos CPs prismáticos de argamassa

Argamassa	Resistência média à compressão (MPa)			
	1ª série	2ª série	3ª série	4ª série
<b>Média</b>	6,45	6,86	7,09	7,30
<b>D.P.</b>	0,43	0,59	0,80	0,54
<b>C.V. (%)</b>	7,93	8,56	11,21	7,41

Anteriormente aos ensaios de compressão, os corpos de prova prismáticos de argamassa tiveram suas dimensões e massa tomadas a fim de se determinar a densidade média das amostras. Na Tabela 4.7, são mostrados os valores médios de densidade para cada série de ensaio. Verifica-se que a média geral para a densidade foi de 1,82 g/cm<sup>3</sup>, valor adequado à faixa indicada pelo fabricante (de 1,7 a 2,0 g/cm<sup>3</sup>).

Tabela 4.7 - Densidade média dos CPs prismáticos de argamassa

Argamassa	Densidade média (g/cm <sup>3</sup> )			
	1ª série	2ª série	3ª série	4ª série
<b>Média</b>	1,81	1,80	1,84	1,82
<b>D.P.</b>	0,01	0,01	0,03	0,02
<b>C.V. (%)</b>	0,52	0,76	1,80	1,10

### 4.1.2.2. Módulo de Elasticidade

Como mencionado anteriormente, o módulo de elasticidade inicial da argamassa de assentamento foi determinado a partir de corpos de prova cilíndricos (Tabela 4.8). O valor médio obtido para o módulo de elasticidade foi de 5152 MPa. Os resultados aferidos

do CP4 foram descartados no cálculo da média geral em função da discrepância, com relação aos demais CPs, na tensão máxima aplicada.

Tabela 4.8 - Módulo de elasticidade obtido a partir dos ensaios de CPs cilíndricos de argamassa

<b>CP</b>	<b>Idade (dias)</b>	<b>Tensão máxima (MPa)</b>	<b>Módulo de elasticidade (MPa)</b>
CP1	30	6,62	5088
CP2	30	6,04	5091
CP3	30	5,67	4907
CP4 *	32	9,43 *	6079 *
CP5	32	5,86	5078
CP6	31	6,54	5596
<b>Média</b>	-	6,15	5152
<b>D.P.</b>	-	0,42	260
<b>C.V. (%)</b>	-	6,80	5,05

\* Valores desconsiderados

#### 4.1.3. Prismas

Ao todo, foram ensaiados à compressão axial nove prismas de dois blocos, em três séries distintas, referentes a cada uma das três paredes de preenchimento do pórtico. Os modos de ruptura característicos são mostrados na Figura 4.3.

Observa-se que a ruptura dos prismas se deu basicamente pela abertura de fissuras verticais ao longo da altura dos corpos de prova, caracterizando o rompimento por tração horizontal. Foi também observado que, nos corpos de prova da 1ª série de ensaios (CPs 01, 02 e 03), houve o desprendimento da argamassa ao longo de quase toda junta, indicando a baixa aderência na interface bloco-argamassa.

Os valores individuais de resistência à compressão, referentes à área bruta, obtidos para cada CP e a média geral, juntamente com o desvio padrão (D.P.) e coeficiente de variação (C.V.) dos dados, são apresentados na Tabela 4.9. A média de resistência à compressão foi de 5,55 MPa.

Figura 4.3 - Rupturas observadas para os prismas de dois blocos



Tabela 4.9 - Resistência à compressão de prismas

CP	Idade (dias)	Resistência à compressão (MPa)
CP 01	30	5,91
CP 02	30	5,79
CP 03	30	5,25
CP 04	43	5,78
CP 05	43	5,99
CP 06	42	5,48
CP 07	34	5,41
CP 08	34	4,97
CP 09	33	5,40
<b>Média</b>	-	<b>5,55</b>
<b>D.P.</b>	-	<b>0,34</b>
<b>C.V. (%)</b>	-	<b>6,06</b>

De maneira análoga ao cálculo da resistência característica à compressão dos blocos, determinou-se a resistência característica à compressão dos prismas ( $f_{pk}$ ), a partir da Equação (4.1). Assim,

$$i = \frac{(n-1)}{2} = \frac{(9-1)}{2} = 4$$

$$f_{pk,est} = 2 \times \left[ \frac{f_{p(1)} + f_{p(2)} + f_{p(3)}}{4-1} \right] - f_{p(4)} = 2 \times \left[ \frac{4,97 + 5,25 + 5,40}{3} \right] - 5,41 = 5,00 \text{ MPa}$$

Fazendo a verificação  $\psi \cdot f_{p(1)} \leq f_{pk,est} \leq f_{pm}$ , sendo  $\psi = 0,94$  para  $n = 9$ , tem-se:

$$\psi \cdot f_{p(1)} \leq f_{pk,est} \leq f_{pm}$$

$$0,94 \times 4,97 \leq 5,00 \leq 5,55$$

$$4,67 \leq 5,00 \leq 5,55 \rightarrow \text{Ok!}$$

Portanto,  $f_{pk} = f_{pk,est} = 5,00 \text{ MPa}$ .

Denomina-se eficiência ( $\eta$ ) a relação entre a resistência característica à compressão de prismas e blocos, dada pela Equação (4.2).

$$\eta = \frac{f_{pk}}{f_{bk}} \quad (4.2)$$

Neste caso, o valor obtido para a eficiência foi de 0,82. Apesar de não ser uma especificação normativa, a literatura, de modo geral, apresenta valores de eficiência para blocos de concreto entre 0,7 e 0,9.

#### 4.1.4. Pequenas paredes

Duas pequenas paredes de dimensões 1,20 m x 1,20 m foram diagonalmente comprimidas, como descrito no item 3.2.4, a fim de se avaliar a resistência ao cisalhamento destes elementos. A ruptura por cisalhamento das duas pequenas paredes é mostrada na Figura 4.4 e Figura 4.5.

O padrão de fissuração das pequenas paredes ocorreu nas juntas de argamassa ao longo da diagonal do elemento, indicando que as unidades de blocos possuem resistência à tração superior à resistência ao cisalhamento da interface bloco-argamassa. Salienta-se que ambas paredes tiveram ruptura frágil, sendo que as fissuras só foram visíveis no momento do colapso. A segunda parede teve um de seus lados desmoronados instantaneamente após a abertura da fissura na diagonal principal.

Figura 4.4 - Ruptura por cisalhamento da pequena parede 1

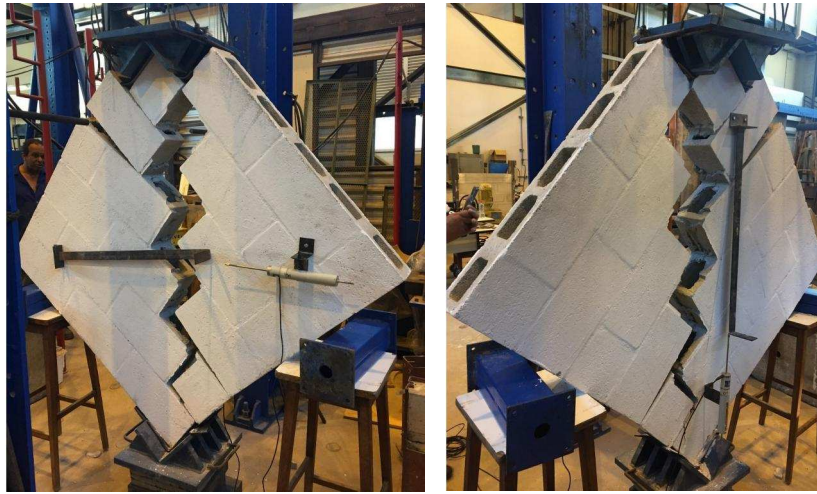
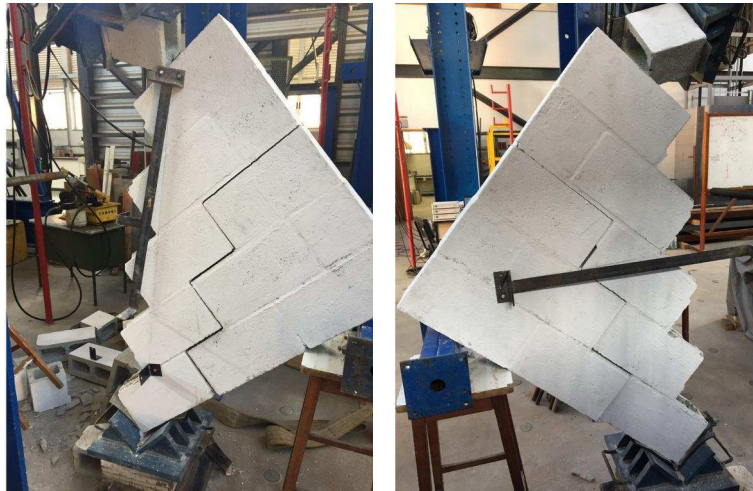


Figura 4.5 - Ruptura por cisalhamento da pequena parede 2

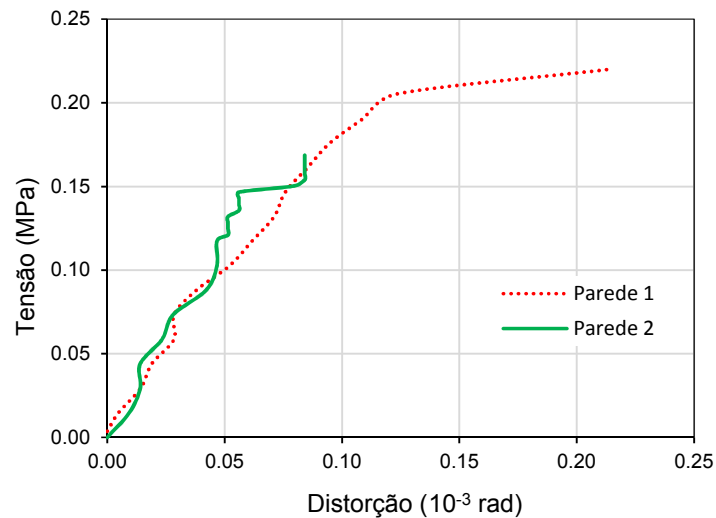


A Tabela 4.10 apresenta os resultados de força máxima aplicada no ensaio, resistência ao cisalhamento ( $\tau_{av}$ ) e módulo de deformação transversal ( $G$ ) para os dois corpos de prova. A resistência média ao cisalhamento obtida foi de 0,20 MPa. O gráfico de tensão cisalhante *versus* distorção das pequenas paredes é apresentado na Figura 4.6.

Tabela 4.10 - Resistência ao cisalhamento ( $\tau_{alv}$ ) e módulo de deformação transversal ( $G$ )

CP	Força máxima (kN)	$\tau_{alv}$ (MPa)	G (MPa)
CP 1	52,33	0,22	1767
CP 2	40,12	0,17	1568
<b>Média</b>	<b>46,23</b>	<b>0,20</b>	<b>1668</b>

Figura 4.6 - Gráfico da tensão cisalhante x distorção das paredes ensaiadas ao cisalhamento



## 4.2. Parte II: Ensaio de pórticos

Foram realizados nove ensaios de pórtico, sendo seis ensaios sem preenchimento e três ensaios de pórtico preenchido com alvenaria de blocos vazados de concreto, como descrito no item 3.3. Os testes feitos no pórtico vazio foram finalizados após a conclusão do último ciclo de carregamento de 51,7 kN, de modo que os deslocamentos horizontais da estrutura não atingissem valores acentuados. Já os ensaios com presença de paredes de preenchimento sofreram carregamento contínuo, mais acentuado, até que o deslocamento horizontal atingisse o valor de 40 mm, nível no qual o painel já se encontrava fissurado. Estes últimos foram realizados após 28 dias de idade das paredes, de forma a garantir a cura completa da argamassa de assentamento.

### 4.2.1. Diagramas Força *versus* Deslocamento e rigidez dos protótipos

Os diagramas força-deslocamento fornecem uma perspectiva global do comportamento dos protótipos ensaiados através da análise da histerese de cada um deles. Os deslocamentos aqui mostrados foram aqueles registrados pelo DT1, posicionado na altura do eixo da viga superior do pórtico, como já mostrado anteriormente. Em ordem cronológica de ensaio, esses diagramas são apresentados na Figura 4.7 a Figura 4.15.

Figura 4.7 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-1-0.14

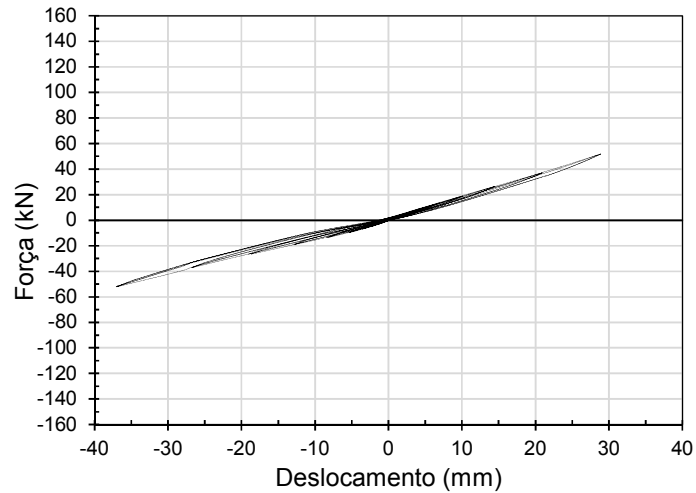


Figura 4.8 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-2-0.3

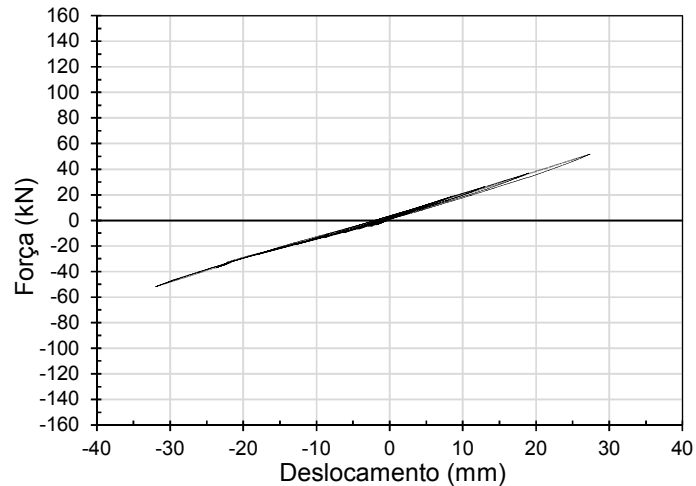


Figura 4.9 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-3-0.3

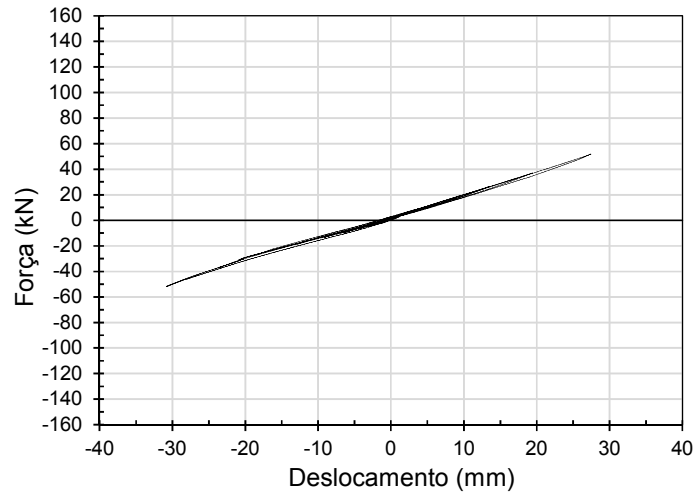


Figura 4.10 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PP-1-0.5/2.0

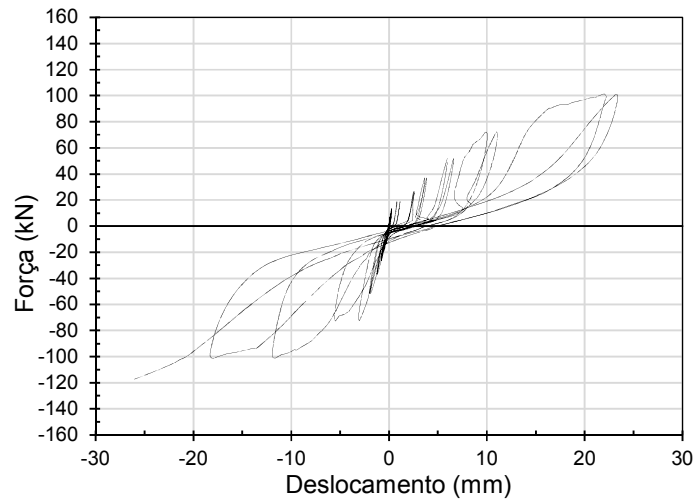


Figura 4.11 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PP-2-CE-0.5/2.0

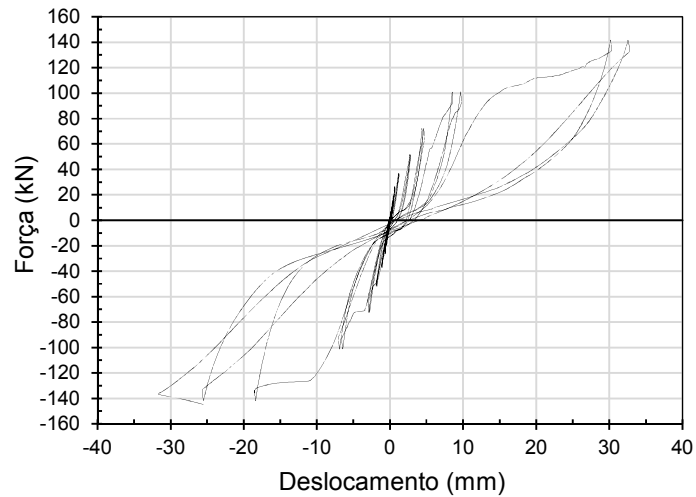


Figura 4.12 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PP-3-CE-0.5/2.0

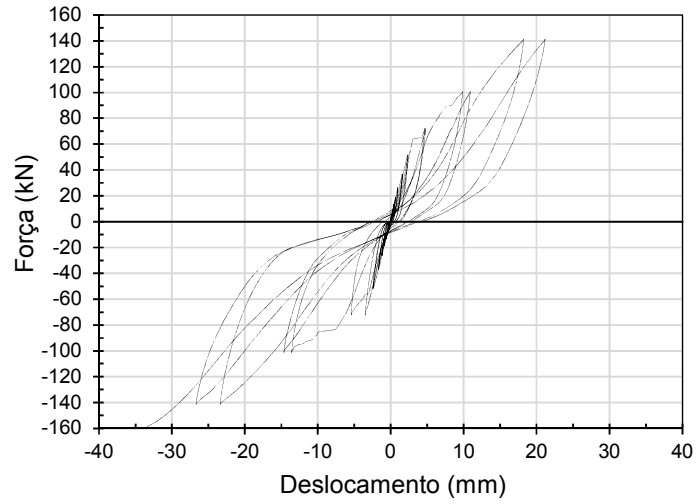


Figura 4.13 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-4-CE-0.3

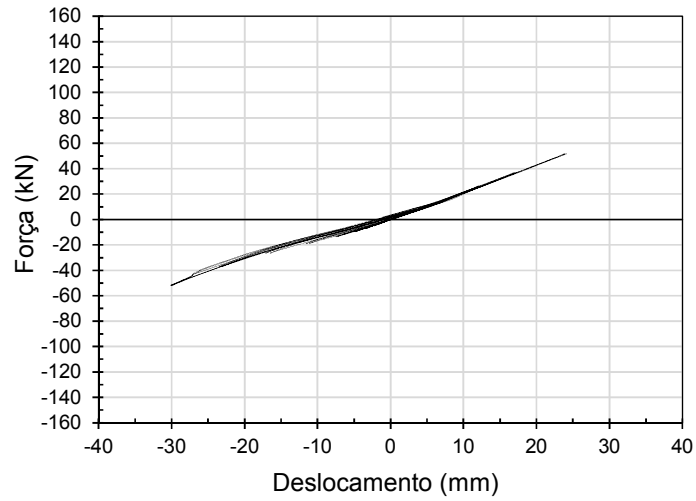


Figura 4.14 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-5-CE-0.3

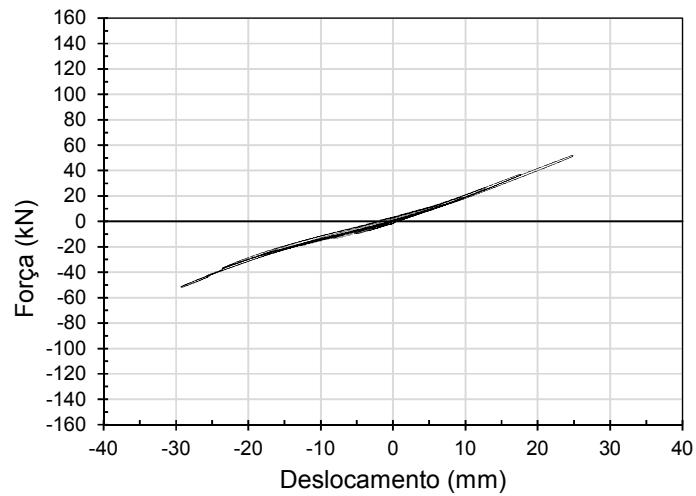
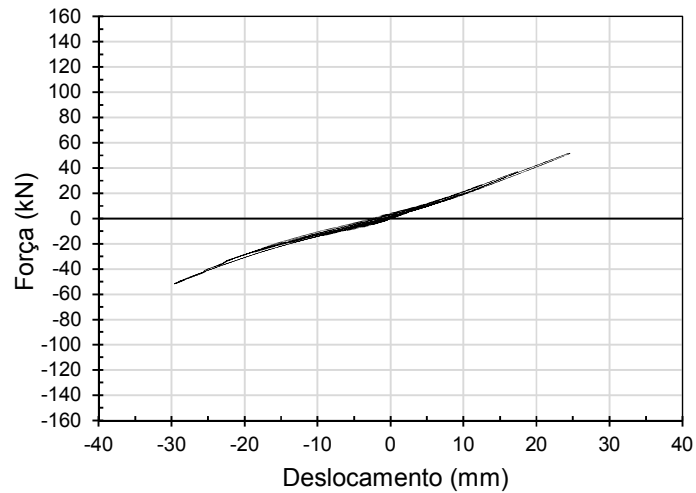


Figura 4.15 - Diagrama Força x Deslocamento - Ensaio PV-6-CE-1.2



Quanto aos ensaios de pórtico vazio, pode-se observar que todos os seis ensaios apresentaram comportamento muito similar entre si. A histerese apresentada para esse tipo de ensaio mostrou-se praticamente linear. Isso se deve ao fato de que todos os ensaios foram executados dentro do regime elástico-linear do pórtico de aço, e mostra que, mesmo após os ensaios com painel de preenchimento, o comportamento linear da estrutura não foi prejudicado. Além disso, infere-se também que a velocidade de aplicação do carregamento pouco influenciou nos deslocamentos globais do pórtico.

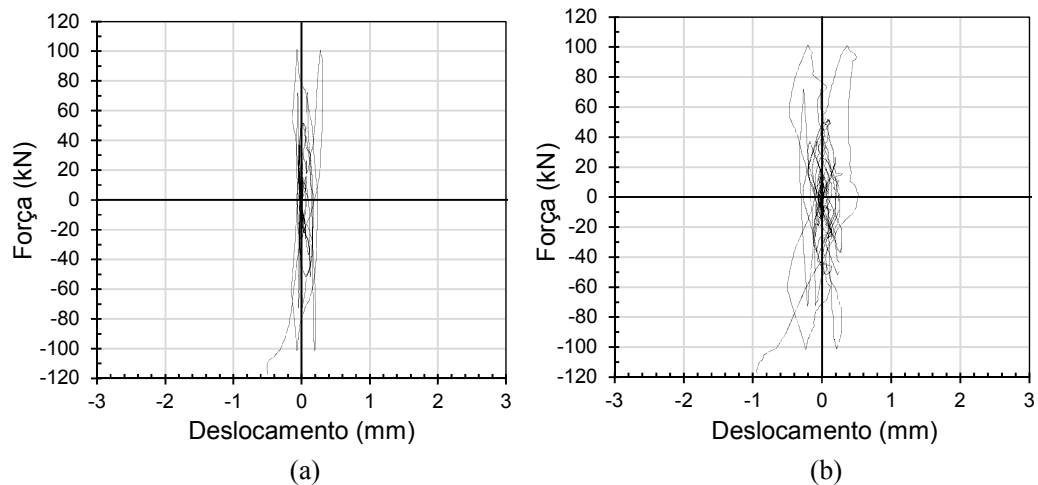
No caso dos ensaios de pórtico preenchido, nota-se que, nos ciclos iniciais com nível de carregamento reduzido, os protótipos exibiram curvas de histerese na fase linear, com formato semelhante aos ensaios de pórtico vazio, indicando um comportamento monolítico da estrutura, ou seja, pórtico e painel de alvenaria trabalhando conjuntamente. Porém, o descolamento na interface pórtico-painel, observado para carregamentos intermediários, fez com que a reação dos protótipos deixasse de ser linear. À medida que as primeiras fissuras nas paredes apareciam, a perda de rigidez da estrutura ocasionava um aumento significativo nos deslocamentos horizontais.

As histereses apresentadas também mostram que o enrijecimento das cantoneiras superiores do pórtico (protótipos com a sigla CE) foi efetivo na redução moderada dos deslocamentos horizontais para os ensaios de pórtico preenchido. Enquanto a força máxima atingida no último ciclo do ensaio PP-1-0.5/2.0 foi de aproximadamente 100 kN, com deslocamento por volta dos 20 mm, nos protótipos PP-2-CE-0.5/2.0 e PP-3-CE-0.5/2.0, esses valores foram de 140 kN para a força máxima e deslocamentos pouco

superiores a 20 mm. No caso de pórtico sem preenchimento, essa redução foi mais sutil, mas ainda assim ocorreu. Contudo, este procedimento de enrijecimento das cantoneiras não alterou a assimetria existente entre os deslocamentos positivos e negativos da estrutura como um todo.

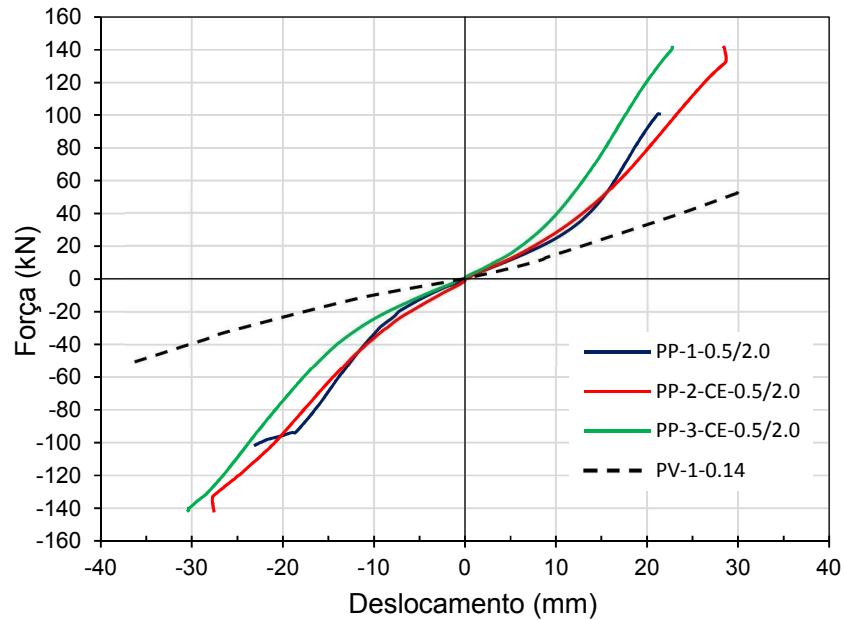
A rotação da base e a movimentação da estrutura fora do plano foram analisadas através dos resultados dos transdutores de deslocamentos DTs 2 e 3, respectivamente. Verificou-se que ambos movimentos foram bem limitados, tanto para os ensaios de pórtico preenchido como para os ensaios sem preenchimento, com deslocamentos inferiores a 1 mm. Isso indica que a base do pórtico era satisfatoriamente engastada à laje de reação do laboratório (base rígida) e que os efeitos de movimentação fora do plano da estrutura foram seguramente minimizados. Os deslocamentos registrados por estes dois DTs são apresentados na Figura 4.16, para o ensaio PP-1-0.5/2.0. Os demais ensaios tiveram resultados muito similares.

Figura 4.16 - Deslocamentos medidos pelos DTs 2 (a) e 3 (b), para o ensaio PP-1-0.5/2.0



Na Figura 4.17, é ilustrada a comparação entre as envoltórias de força-deslocamento do último ciclo dos ensaios de pórtico preenchido e de um ensaio de pórtico vazio. Observa-se, claramente, que a presença do preenchimento de alvenaria, mesmo nos ciclos finais de carregamento e, portanto, já em estado de fissuração, proporciona um aumento na rigidez no plano da estrutura, visto que os deslocamentos laterais, para mesmos níveis de força, foram bem mais reduzidos quando comparados ao pórtico sem preenchimento.

Figura 4.17 - Envoltórias de força-deslocamento dos ensaios de pórtico preenchido em comparação com o ensaio PV-1-0.14



Os valores mostrados na Tabela 4.11 indicam a contribuição da parede de alvenaria no enrijecimento da estrutura de pórtico. Nesta tabela, tomou-se como referência o ciclo de carregamento de 51,7 kN (máximo aplicado nos ensaios de pórtico sem preenchimento). Para este nível de força aplicada, os deslocamentos médios sofridos pela estrutura foram de 28,7 mm no caso de pórtico sem preenchimento e de 2,8 mm para o pórtico com painéis de preenchimento.

As médias de deslocamento e rigidez da estrutura para os dois sentidos de aplicação de carregamento são apresentadas na Tabela 4.12. Nota-se que, em termos de rigidez, o pórtico sem preenchimento apresentou valor médio em torno de 1,8 kN/mm, enquanto que os pórticos preenchidos tiveram uma média de 20,0 kN/mm. Sendo assim, o sistema de pórtico preenchido se mostrou 11 vezes mais rígido que o pórtico vazio, para este nível de carga.

Tabela 4.11 - Deslocamentos e rigidez obtidos para uma ação aplicada de 51,7 kN

Ensaio Nº	Designação	Deslocamentos para ação aplicada de 51,7 kN		Rigidez (kN/mm)	
		Sentido (+) (mm)	Sentido (-) (mm)	Sentido (+)	Sentido (-)
1	PV-1-0.14	28,5	36,8	1,81	1,40
2	PV-2-0.3	26,9	32,0	1,92	1,62
3	PV-3-0.3	27,1	30,9	1,91	1,67
4	PP-1-0.5/2.0	5,9	1,9	8,76	27,21
5	PP-2-CE-0.5/2.0	2,7	1,8	19,15	28,72
6	PP-3-CE-0.5/2.0	2,3	2,3	22,48	22,48
7	PV-4-CE-0.3	23,9	30,1	2,16	1,72
8	PV-5-CE-0.6	24,5	29,4	2,11	1,76
9	PV-6-CE-1.2	24,6	29,6	2,10	1,75

Tabela 4.12 - Deslocamentos e rigidez médios resultantes de uma ação de 51,7 kN para pórtico vazio e preenchido

Tipo de ensaio	Média de deslocamentos p/ ação aplicada de 51.7 kN		Rigidez média (kN/mm)		
	Sentido (+) (mm)	Sentido (-) (mm)	Sentido (+)	Sentido (-)	Média
Pórtico vazio	25,9	31,5	1,99	1,64	1,82
Pórtico preenchido	3,6	2,0	14,23	25,85	20,04

#### 4.2.2. Modos de ruptura dos painéis de alvenaria

No geral, os painéis de preenchimento do pórtico exibiram ruptura por tração diagonal, apresentando fissuras escalonadas nas juntas verticais e horizontais de argamassa. O cisalhamento por escorregamento de juntas horizontais e o esmagamento dos cantos comprimidos não foram observados. Isso confirma a hipótese de que a argamassa era menos resistente que as unidades de blocos, constatando a baixa resistência da argamassa de assentamento ao cisalhamento e à tração, e a fraca aderência na interface bloco-argamassa. O estado de fissuração dos painéis de alvenaria ao final dos ensaios é exibido na Figura 4.18, Figura 4.19 e Figura 4.20. Ressalta-se que as fissuras se deram nas juntas de argamassa, de maneira escalonada, e os blocos permaneceram praticamente intactos.

Figura 4.18 - Estado de fissuração do painel após ensaio - PP-1-0.5/2.0

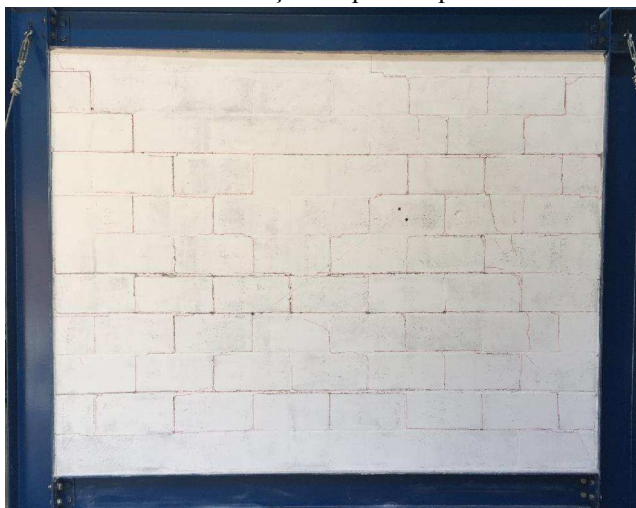


Figura 4.19 - Estado de fissuração do painel após ensaio - PP-2-CE-0.5/2.0

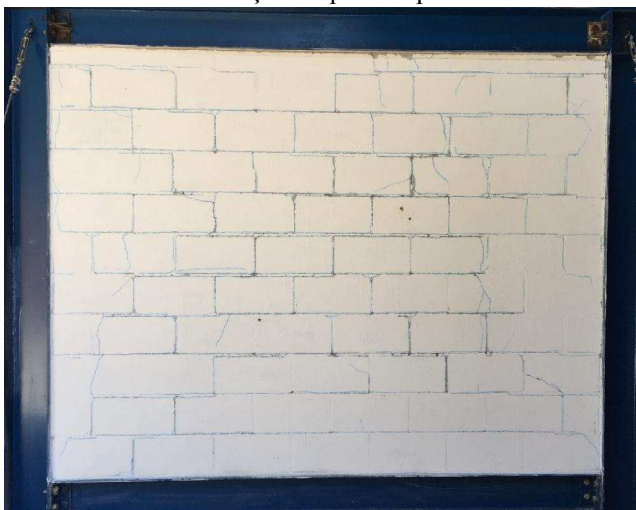
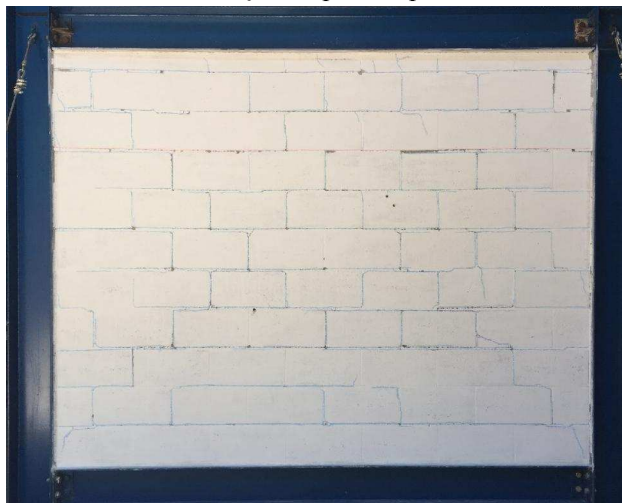
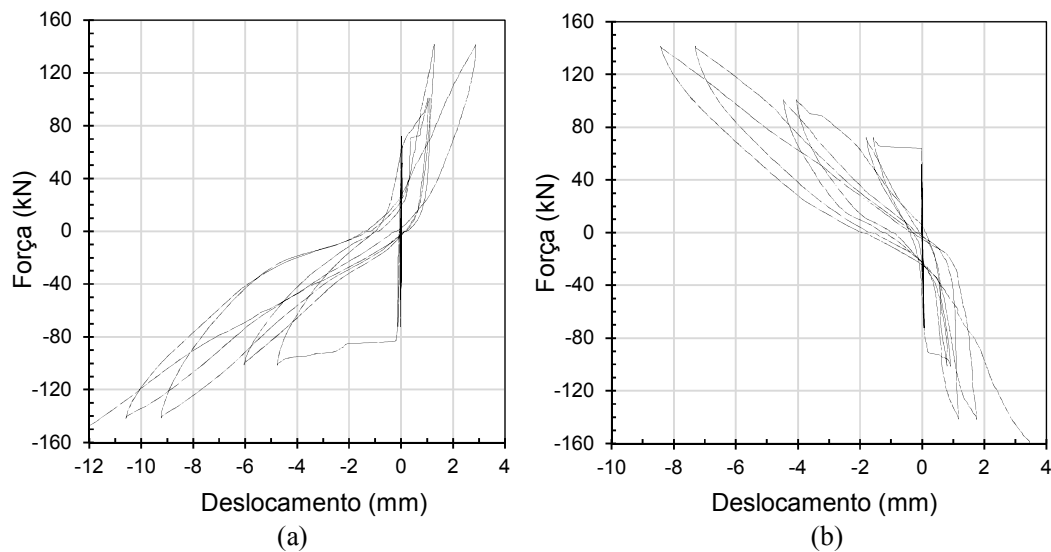


Figura 4.20 - Estado de fissuração do painel após ensaio - PP-3-CE-0.5/2.0



Para os protótipos PP-1-0.5/2.0 e PP-3-CE-0.5/2.0, as primeiras fissuras ocorreram aproximadamente aos 70 kN, ao passo que para o protótipo PP-2-CE-0.5/2.0 esta ocorrência se deu aos 100 kN. A partir de então, o aumento das fissuras foi progressivo à medida que a direção do carregamento era alterada, em função dos ciclos de carregamento, e também com o incremento de força aplicada. Essas fissuras foram claramente detectadas pelos transdutores de deslocamento posicionados nas diagonais dos painéis (DTs 4 e 5), como pode ser visto na Figura 4.21, que mostra os deslocamentos diagonais em função da força aplicada no ensaio PP-3-CE-0.5/2.0. Percebe-se que, nos ciclos iniciais de carregamento, as leituras dos DTs 4 e 5 permanecem praticamente zeradas. O primeiro pico de deslocamento é observado justamente no momento de aplicação da força que causou a primeira fissura no painel. A partir daí, a magnitude dos deslocamentos diagonais é aumentada a cada ciclo seguinte de carregamento. Ao final dos ensaios, as paredes poderiam ser consideradas como não mais adequadas para utilização, em razão do grande número de fissuras e o tamanho de suas aberturas.

Figura 4.21 - Deslocamentos diagonais do painel - Ensaio PP-3-CE-0.5/2.0: (a) DT4; (b) DT5.



Apesar do nível de carga atingido até o aparecimento da primeira fissura nos painéis, o descolamento da interface pórtico-painel foi observado para pequenas forças aplicadas. Para os ensaios PP-1-0.5/2.0 e PP-3-CE-0.5/2.0, esse descolamento teve início aos 18 kN. No caso do ensaio PP-2-CE-0.5/2.0, essa força foi de 26 kN. Tais níveis de força são relativamente baixos, podendo-se pressupor que o estado limite de serviço seria atingido com a abertura das fissuras na interface pórtico-painel.

O registro do aparecimento das fissuras nas paredes de alvenaria é indicado na Figura 4.22, Figura 4.23 e Figura 4.24. Após o estágio de 100 kN, o mapeamento das fissuras se tornava bastante complicado, devido à elevada velocidade de fissuração dos painéis.

Figura 4.22 - Fissuras - Ensaio PP-1-0.5/2.0

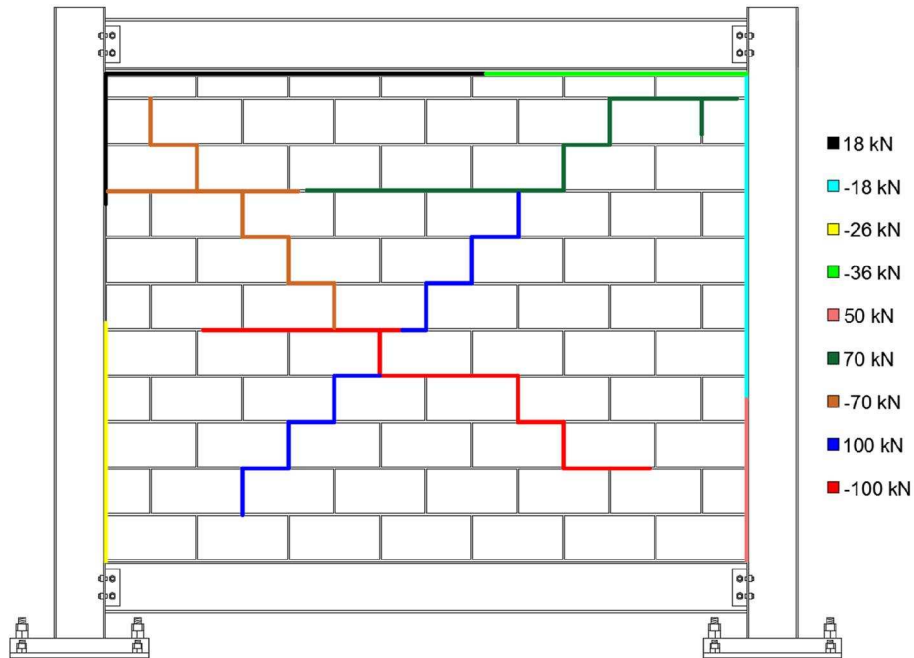


Figura 4.23 - Fissuras - Ensaio PP-2-CE-0.5/2.0

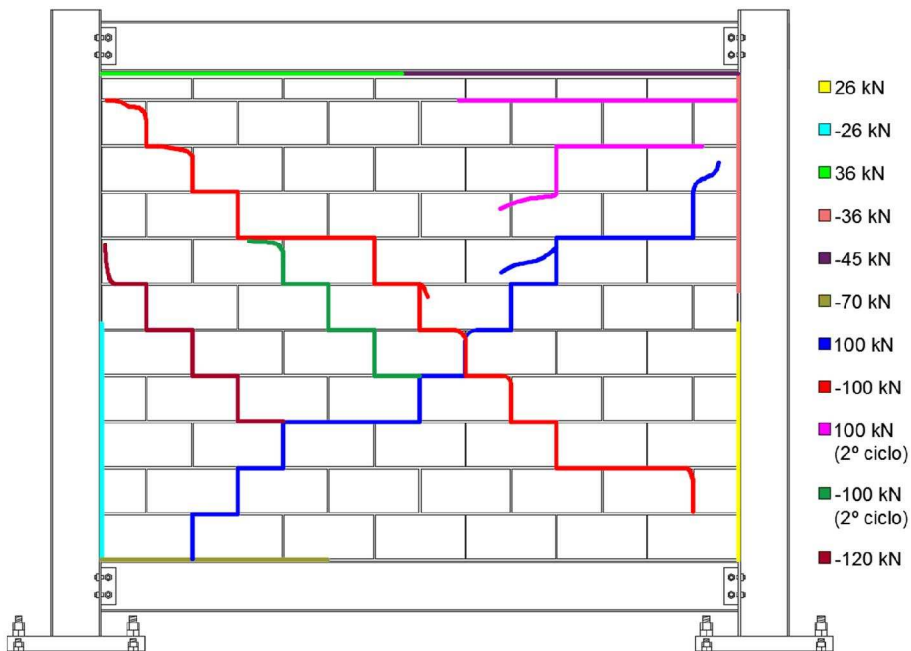
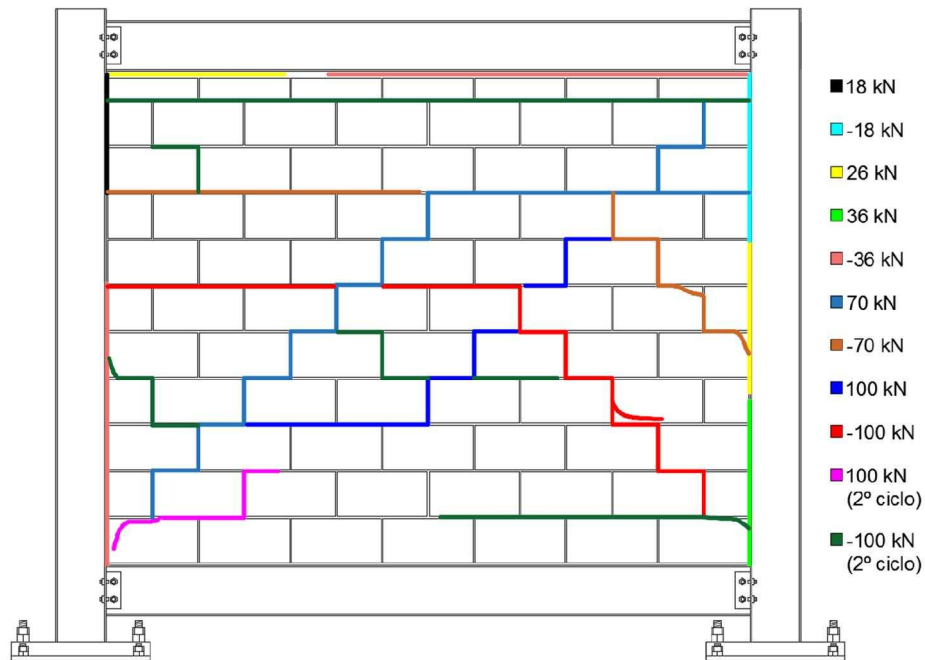


Figura 4.24 - Fissuras - Ensaio PP-3-CE-0.5/2.0



### 4.2.3. Degradação da rigidez

Ao longo da aplicação do carregamento cíclico, a rigidez da estrutura sofre um processo de degradação que depende do nível de dano sofrido pela mesma. Assim, a rigidez secante ( $K_{s,i}$ ), para cada ciclo de carregamento, foi calculada como a inclinação da reta que une o ponto de força máxima à origem do diagrama força-deslocamento do ensaio. Em outras palavras, este cálculo se deu pela Equação (4.3), onde  $H_{máx,i}$  e  $d_{Hmáx,i}$  são a força horizontal máxima aplicada e o deslocamento horizontal correspondente no ciclo  $i$ , respectivamente.

$$K_{s,i} = \frac{H_{máx,i}}{d_{Hmáx,i}} \quad (4.3)$$

A evolução da degradação da rigidez dos protótipos com preenchimento de alvenaria é mostrada na Figura 4.25. Observa-se que todos os ensaios de pórtico preenchido apresentaram um decréscimo na rigidez secante à medida que o deslocamento horizontal aumentava, obedecendo uma função de potência.

A Figura 4.26 representa a degradação da rigidez da estrutura em função dos ciclos de carregamento no decorrer dos ensaios e ilustra melhor as rigidezes iniciais em cada um dos três ensaios. Fica nítido que, para os ciclos iniciais, a rigidez do sistema é

elevada, devido à resistência dos painéis à ação lateral, o que promove baixíssimos deslocamentos horizontais. Conforme a deterioração dos painéis ocorre em razão do carregamento cíclico, a rigidez tende a diminuir rapidamente, uma vez que as paredes passam a não mais possuir a capacidade de suportar incrementos de força. Nota-se uma diferença relevante, em termos de rigidez secante inicial, para o ensaio PP-3-CE-0.5/2.0, diferença esta que pode ser atribuída à baixa ordem de grandeza dos deslocamentos dos ciclos iniciais associada à sensibilidade de medição do transdutor de deslocamento utilizado.

Figura 4.25 - Degradação da rigidez nos ensaios de pórtico preenchido

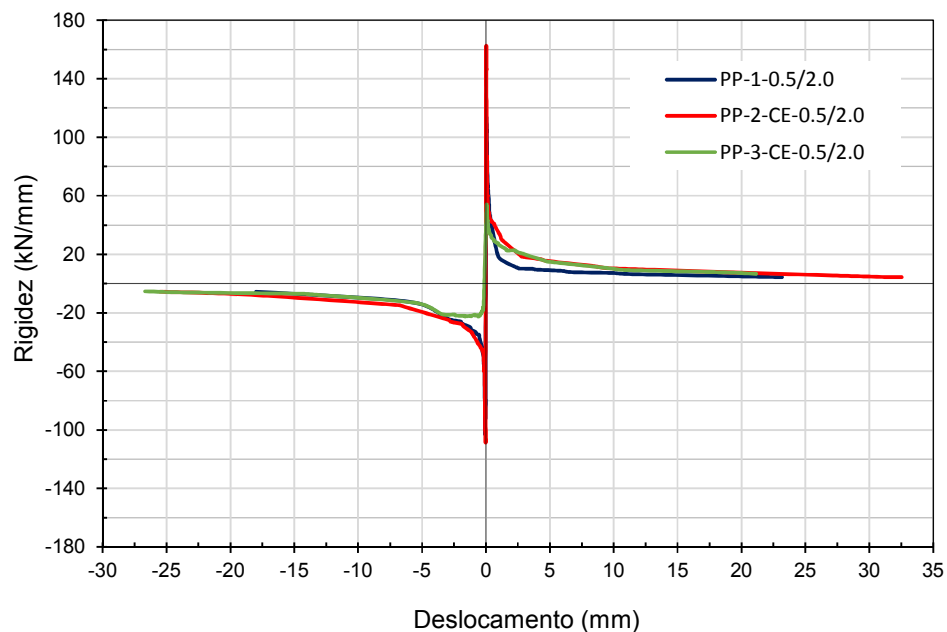
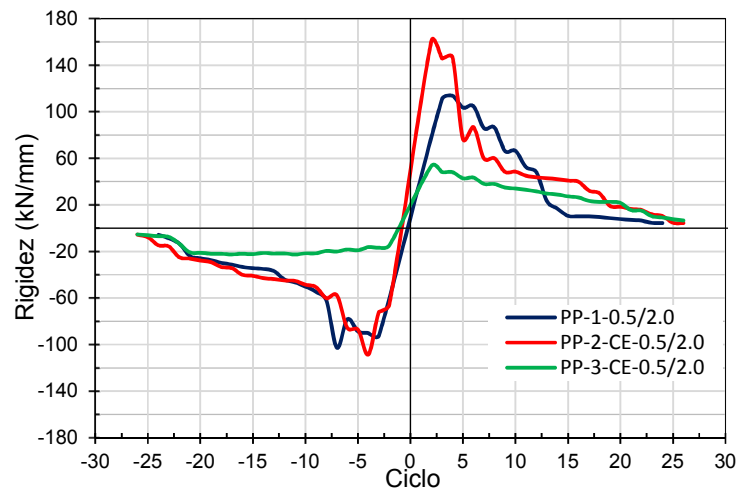


Figura 4.26 - Degradação da rigidez por ciclo de carregamento

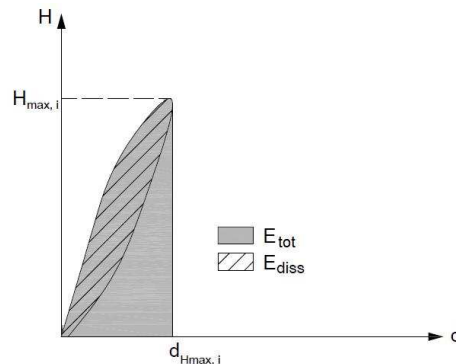


#### 4.2.4. Energia dissipada e amortecimento

Outro parâmetro importante na análise da resposta cíclica é a capacidade da estrutura em dissipar energia. Essa capacidade pode ser expressa pelo coeficiente de amortecimento, o qual relaciona a energia total armazenada pelo sistema e a energia dissipada por ele, quando uma determinada força ou deformação é imposta.

A energia dissipada ( $E_{diss}$ ) é, então, a parcela da energia total transferida (ou armazenada) para o sistema ao longo do processo de aplicação do carregamento ( $E_{tot}$ ). De acordo com Haach (2009), em se tratando de ensaios cíclicos, a energia armazenada pelo sistema é dada pela área total sob a curva do gráfico de carregamento, enquanto que a energia dissipada pode ser determinada através do cálculo da área entre as curvas de carregamento e descarregamento (Figura 4.27).

Figura 4.27 - Energia potencial total e dissipada



Fonte: Adaptado de Haach (2009)

A energia dissipada ao longo do decorrer dos ensaios de pórtico preenchido é mostrada na Figura 4.28, Figura 4.29 e Figura 4.30. No caso dos ensaios de pórtico vazio, devido ao fato de que os diagramas força *versus* deslocamento se mostraram muito próximos de uma reta, a energia dissipada tenderia a zero e, por isso, não é aqui expressa. Percebe-se que a dissipação de energia atinge o seu valor máximo para deslocamentos muito acentuados, o que é notório, uma vez que para este nível de carregamento os painéis encontravam-se bastante fissurados. A energia dissipada até certos níveis de *drift* (deslocamento relativo interpiso, sendo a proporção entre deslocamento lateral do pórtico e altura do pilar), para cada um dos ensaios de pórtico preenchido, é indicada na Figura 4.31.

Figura 4.28 - Energia dissipada ao longo dos ensaios de pórtico preenchido

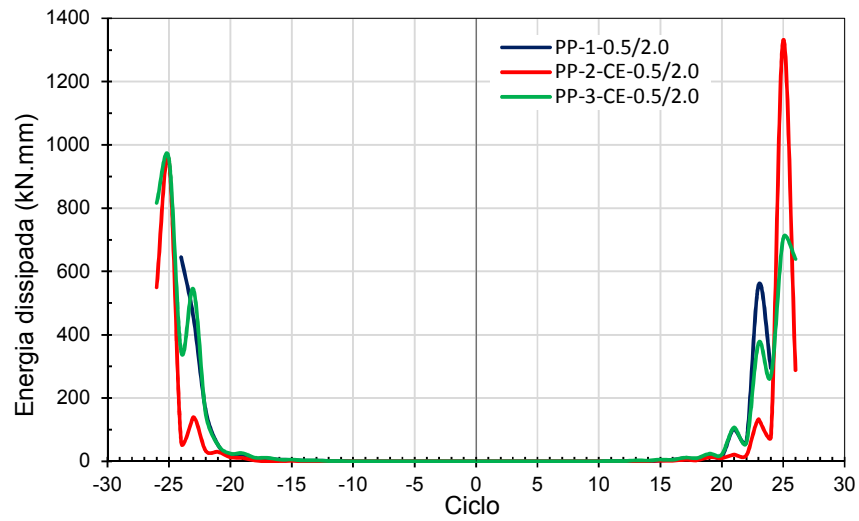


Figura 4.29 - Energia dissipada para deslocamentos positivos

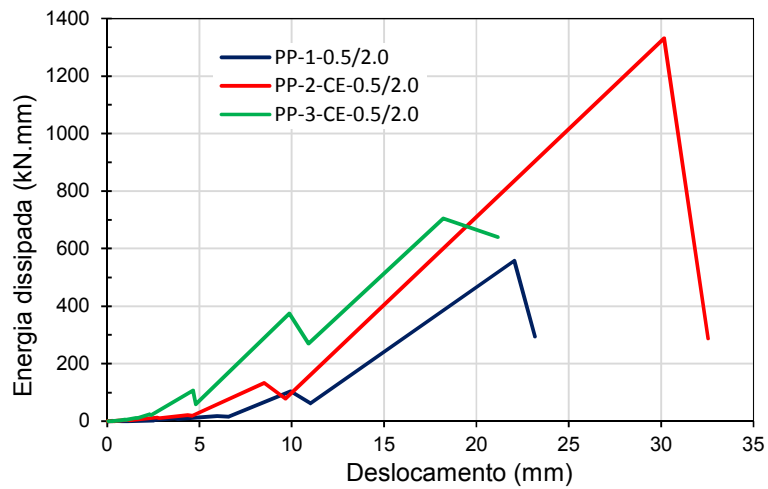


Figura 4.30 - Energia dissipada para deslocamentos negativos

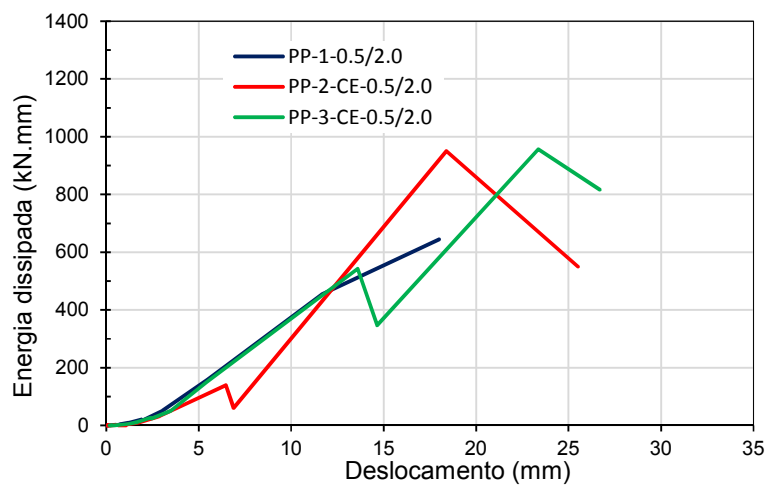
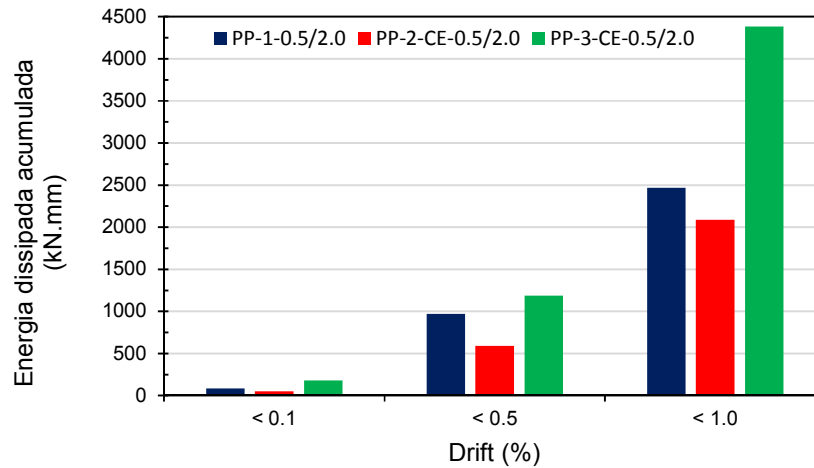


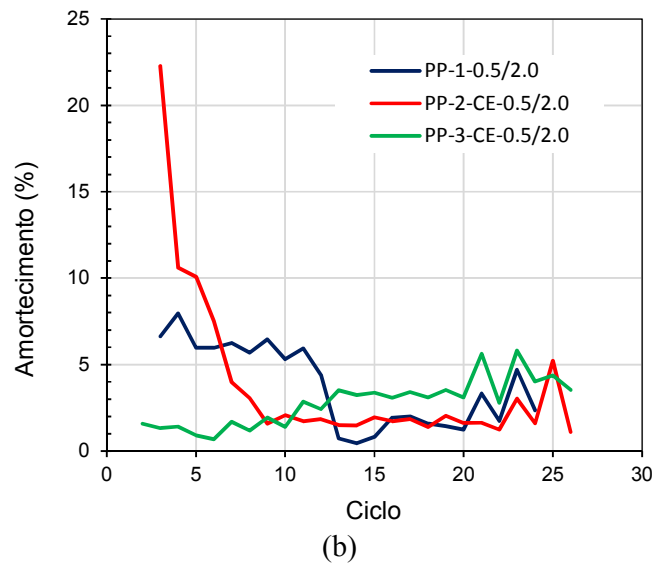
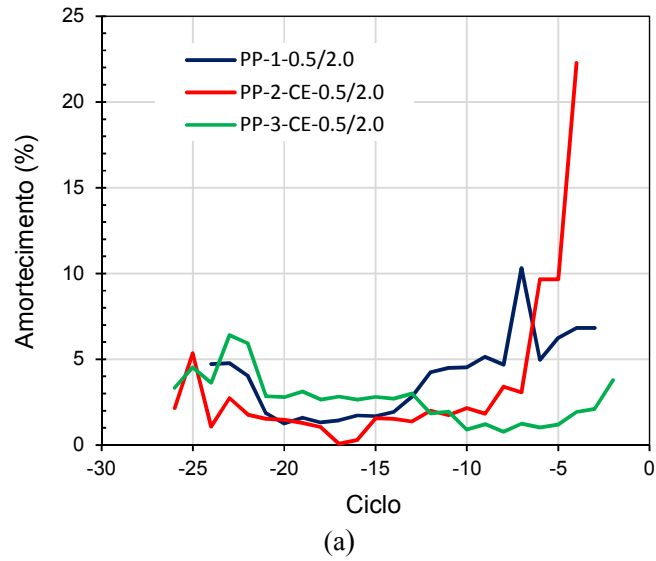
Figura 4.31 - Energia dissipada para cada ensaio de pórtico preenchido até certos *drifts*

De acordo com Pinto (2016), o amortecimento histerético está associado ao conceito de histerese e relaciona as tensões aplicadas e as deformações sofridas pelo material, não dependendo da frequência de aplicação da ação. O coeficiente de amortecimento ( $\xi$ ) pode, então, ser calculado pela Equação (4.4), onde  $\Delta W$  é a energia dissipada ( $E_{diss}$ ) em cada ciclo histerético e  $W$  é a quantidade de energia elástica armazenada no mesmo loop.

$$\xi = \frac{\Delta W}{4\pi W} \quad (4.4)$$

O coeficiente de amortecimento histerético, expresso em porcentagem, é exibido na Figura 4.32. Observa-se que o coeficiente de amortecimento sumariamente manteve-se entre 1% e 3% durante os ciclos intermediários dos ensaios, após uma queda acentuada do amortecimento nos ciclos iniciais. Este alto amortecimento histerético inicial, se deve à ruptura da aderência entre o pórtico e a alvenaria ainda no regime elástico, nos ciclos iniciais. Nos ciclos finais, quando o estado de fissuração das paredes já era avançado, é observado um aumento razoável do coeficiente de amortecimento, justamente em razão dos picos de máxima dissipação de energia nestes ciclos.

Figura 4.32 - Coeficiente de amortecimento: (a) sentido negativo de carregamento; (b) sentido positivo de carregamento.



## **5 ANÁLISE TEÓRICA APROXIMADA DO COMPORTAMENTO DO PROTÓTIPO**

---

Em se tratando de pórticos preenchidos, inúmeros estudos já foram realizados a fim de se prever o comportamento das estruturas submetidas a ações horizontais quando a alvenaria é tomada como elemento resistente de contraventamento. Vários modelos foram propostos para o dimensionamento de painéis de preenchimento, sendo o mais utilizado o conceito da barra diagonal equivalente. Baseado neste modelo, alguns códigos normativos de projeto foram desenvolvidos ou reformulados, com o intuito de quantificar a rigidez e a resistência proporcionada pelos painéis de alvenaria na estrutura, de maneira que a consideração destes como preenchimento de pórticos em um projeto estrutural fosse viabilizada.

Como exemplo, pode-se citar a norma canadense CSA S304-14 que já abrange previsões para análise de edifícios que contenham paredes de preenchimento. No Brasil, as normas de projeto de alvenaria estrutural, tanto de blocos de concreto (ABNT NBR 15961-1:2011) como a de blocos cerâmicos (ABNT NBR 15812-1:2010), passam por um processo de reestruturação e unificação, no qual pretende-se incorporar prescrições que permitam a consideração de paredes de alvenaria como parte do sistema de contraventamento de pórticos, denominadas de alvenaria participante. A inclusão do tema de alvenarias participantes na norma brasileira é abordada no projeto de norma pela Comissão ABNT CE-002:123.010 – Comissão de Estudo de Alvenaria Estrutural do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02), e toma como base a norma canadense CSA S304-14.

Vale ressaltar que o modelo da barra diagonal comprimida é um método simplificado e limitado a análises lineares, deixando de ter efetividade a partir do limite de fissuração da alvenaria de preenchimento. Isto se deve ao fato de que, com o aumento da força lateral e o aparecimento das fissuras no painel, a rigidez do sistema diminui progressivamente, o que torna o modelo da diagonal comprimida menos coerente com o comportamento real do conjunto. O modelo pode, então, ser aplicado para verificar o estado limite de serviço da estrutura, não sendo adequado para verificações do estado limite último (PARSEKIAN *et al.*, 2014). Tendo definidas as propriedades geométricas da barra diagonal, é possível determinar os esforços em cada elemento da estrutura idealizada e os deslocamentos laterais com uma análise usual de pórticos.

Este capítulo tem, então, como objetivo apresentar uma comparação dos valores obtidos da aplicação de formulações de alguns métodos teóricos que adotam o conceito da barra diagonal equivalente com os resultados obtidos experimentalmente neste trabalho, discutindo relevância e limitações destes métodos. Neste estudo, foram comparados os procedimentos de determinação da largura da barra diagonal comprimida dos seguintes códigos normativos: a norma canadense CSA S304-14; a norma americana TMS402-16; e a norma neozelandesa NZS 4230(2004). Quanto à verificação das cargas que causam a ruptura dos painéis de preenchimento, os seguintes métodos foram avaliados: a norma canadense CSA S304-14; as prescrições italianas DM 16/01/96 e CIRC. 10/04/97 N. 65; Smith e Riddington (1977); e a norma americana FEMA 306 (1998).

## **5.1. Obtenção dos deslocamentos laterais do protótipo**

### **5.1.1. Determinação da largura da barra diagonal equivalente ( $w$ )**

#### **5.1.1.1. CSA S304-14**

Para efeitos de dimensionamento, a norma canadense admite que as propriedades geométricas da barra diagonal comprimida dependem do comprimento do contato entre o painel e o pilar ( $\alpha_p$ ) e entre o painel e a viga ( $\alpha_L$ ), expressos pelas Equações (5.1) e (5.2).

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 E_f I_c h}{E_m t_e \text{sen}(2\theta)}} \quad (5.1)$$

$$\alpha_L = \pi \sqrt[4]{\frac{4 E_f I_b l}{E_m t_e \text{sen}(2\theta)}} \quad (5.2)$$

em que

$E_m$  e  $E_f$  são os módulos de elasticidade da alvenaria e do pórtico, respectivamente;

$I_c$  e  $I_b$  são os momentos de inércia da seção transversal dos pilares e da viga do pórtico, respectivamente;

$h$  e  $l$  são a altura e o comprimento da parede participante;

$t_e$  é a espessura efetiva da parede participante tomada como a soma da espessura das duas faces para bloco oco não totalmente grauteado e a espessura da parede para bloco sólido ou bloco oco totalmente grauteado;

$\theta$  é o ângulo de inclinação da diagonal comprimida, isto é, igual a  $\text{arc tan}(h/l)$ .

Observa-se aqui que, diferentemente da equação de Stafford-Smith e Carter (1969) para determinação do parâmetro  $\lambda$ , a CSA S304-14 se baseia na espessura efetiva do painel de preenchimento ao invés da espessura total ( $t$ ). Tal consideração advém do fato de que, na prática, as paredes de alvenaria não são comumente construídas com blocos maciços e nem apresentam blocos vazados preenchidos em sua totalidade. Sendo assim, não se torna coerente a utilização da espessura total do bloco nesta situação.

A aplicação das duas equações anteriores traz:

$$\alpha_h = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 E_f I_c h}{E_m t_e \text{sen}(2\theta)}} = \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \times 200 \times 4043 \times 213}{4,00 \times 5,6 \times \text{sen}(2 \times 37,46^\circ)}} = 118,01 \text{ cm}; \text{ e}$$

$$\alpha_L = \pi \sqrt[4]{\frac{4 E_f I_b l}{E_m t_e \text{sen}(2\theta)}} = \pi \sqrt[4]{\frac{4 \times 200 \times 4043 \times 278}{4,00 \times 5,6 \times \text{sen}(2 \times 37,46^\circ)}} = 252,26 \text{ cm}.$$

A partir disso, a largura da diagonal equivalente ( $w$ ) pode ser determinada pela Equação (5.3).

$$w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} \quad (5.3)$$

Portanto,

$$w = \sqrt{\alpha_h^2 + \alpha_L^2} = \sqrt{118,01^2 + 252,26^2} = 278,50 \text{ cm}.$$

Contudo, a largura efetiva da diagonal comprimida ( $w_{eff}$ ), para efeitos de cálculo de resistência e rigidez, é tomada como  $w/2$  e não deve exceder um quarto do comprimento da diagonal. Assim,

$$w_{eff} = \frac{w}{2} = \frac{278,50}{2} = 139,25 \text{ cm}; \text{ e}$$

$$\frac{L_d}{4} = \frac{350}{4} = 87,5 \text{ cm}.$$

Portanto, neste caso, a largura efetiva da diagonal comprimida deve ser tomada como um quarto do comprimento  $L_d$ . Ou seja,

$$w_{eff} = 87,5 \text{ cm}.$$

Uma recomendação importante da norma CSA S304-14 é que a rigidez efetiva da diagonal comprimida, usada para cálculos de deslocamentos, deve ser reduzida em 50% do seu valor nominal, de forma a se considerar o painel em condição fissurada.

#### 5.1.1.2. TMS 402-16

A norma americana ACI 530 utiliza as equações desenvolvidas por Flanagan e Bennett (2001, *apud* TMS 402-16) para o cálculo da largura da diagonal comprimida, que é determinada pela Equação (5.4).

$$w_{inf} = \frac{0,3}{\lambda_{strut} \cos \theta_{strut}} \quad (5.4)$$

em que

$$\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_m t_{netinf} \text{ sen } 2\theta_{strut}}{4 E_{bc} I_{bc} h_{inf}}};$$

$E_m$  e  $E_{bc}$  são os módulos de elasticidade da alvenaria e do pórtico respectivamente;  
 $I_{bc}$  é o momento de inércia da seção transversal dos pilares e da viga do pórtico;

$h_{inf}$  é a altura do painel de preenchimento;

$t_{net\ inf}$  é a espessura efetiva do painel;

$\theta_{strut}$  é o ângulo de inclinação da diagonal comprimida com a horizontal.

Sendo assim,

$$\lambda_{strut} = \sqrt[4]{\frac{E_m t_{net\ inf} \text{sen } 2\theta_{strut}}{4 E_{bc} I_{bc} h_{inf}}} = \sqrt[4]{\frac{4,00 \times 5,6 \times \text{sen}(2 \times 37,46^\circ)}{4 \times 200 \times 4043 \times 213}} = 0,017/\text{cm}$$

$$w_{inf} = \frac{0,3}{\lambda_{strut} \cos \theta_{strut}} = \frac{0,3}{0,017 \times \cos 37,46^\circ} = 22,2 \text{ cm}.$$

Além disso, a norma americana também recomenda que uma redução de 50% seja aplicada na resistência e rigidez da diagonal comprimida.

### 5.1.1.3. NZS 4230:2004

A norma neozelandesa NZS 4230:2004 recomenda que a largura da diagonal comprimida seja tomada como um quarto do comprimento da diagonal. Sendo assim,

$$w = \frac{L_d}{4} = \frac{350}{4} = 87,5 \text{ cm}.$$

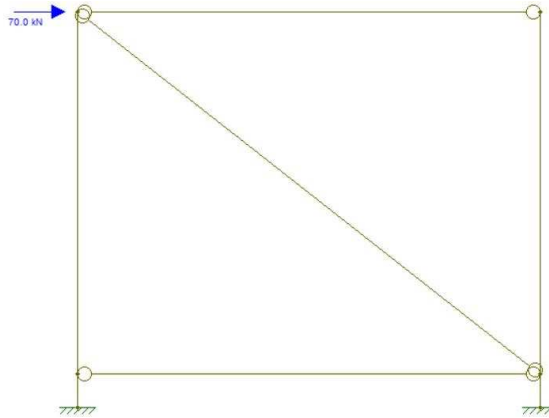
Embora não haja nenhuma recomendação da norma neozelandesa quanto a algum fator de redução da rigidez axial da diagonal comprimida, adotou-se, neste item, o mesmo critério de 50% de redução das outras duas normas. Além disso, para efeitos de comparação entre as normas internacionais, a espessura da barra diagonal foi tomada como a espessura efetiva do painel de alvenaria, da mesma forma que foi considerado na análise das normas canadense e americana.

## 5.1.2. Obtenção dos deslocamentos laterais

Uma vez definidas as propriedades geométricas da diagonal, uma análise linear de pórtico plano foi realizada de maneira a se obter os deslocamentos máximos laterais no topo do pórtico preenchido. A análise foi executada utilizando uma ferramenta simples

de análise linear de estruturas planas. Nesta análise, as bases dos pilares do pórtico de aço foram simuladas como perfeitamente engastadas e as ligações viga-pilar foram consideradas rotuladas. A barra diagonal é então adicionada à estrutura com as propriedades geométricas definidas pelos modelos teóricos e propriedades elásticas da alvenaria. O esquema de modelagem da estrutura é mostrado na Figura 5.1. Os deslocamentos foram analisados até a menor carga de fissuração obtida dos ensaios experimentais, que foi de 70 kN aproximadamente.

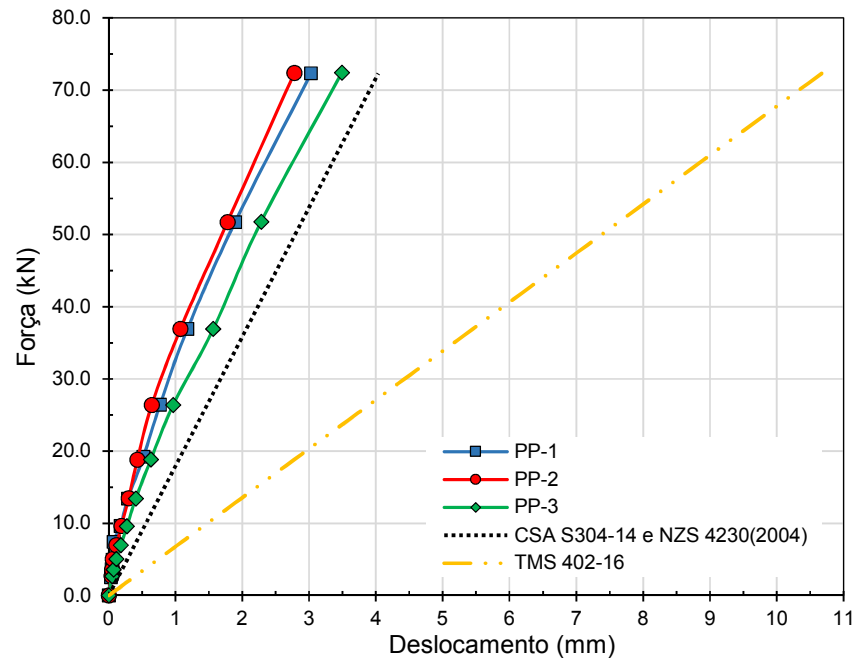
Figura 5.1 - Modelo estrutural para análise linear considerando a barra diagonal equivalente



Na Figura 5.2, é mostrada a comparação entre os deslocamentos obtidos experimentalmente e analiticamente pelos modelos aqui estudados. Observa-se que, neste caso, como os valores de largura efetiva da diagonal comprimida encontrados utilizando os métodos da CSA S304-14 e NZS 4230:2004 foram os mesmos, a curva força-deslocamento destas duas normas foram coincidentes.

Pela Figura 5.2, é possível concluir que a norma americana TMS 402-16 apresenta um método mais conservador para consideração da alvenaria como contraventamento da estrutura, visto que a rigidez lateral proporcionada pela barra diagonal comprimida é muito inferior aos valores encontrados experimentalmente e pelas outras normas. Isto é, para mesmos níveis de força horizontal aplicada, os deslocamentos laterais obtidos pelos métodos da TMS 402-16 são muito maiores. Já as prescrições das normas CSA S304-14 e NZS 4230:2004 exibiram um valor razoável para a rigidez do pórtico preenchido, se comparado aos resultados dos ensaios experimentais. A diferença observada pode ser atribuída a incertezas relacionadas ao comportamento do conjunto estrutural quando o painel de alvenaria é participante no sistema de contraventamento, levando a uma redução da rigidez para efeitos de projeto, nestes códigos normativos.

Figura 5.2 - Diagramas Força x Deslocamento para os métodos teóricos estudados em comparação aos resultados experimentais



Na Tabela 5.1, são mostrados os valores de rigidez lateral para os três protótipos ensaiados e para os modelos teóricos de determinação da largura da diagonal comprimida estudados neste capítulo. Também é apresentada a proporção obtida para as rigidezes dos modelos teóricos em relação à média dos ensaios experimentais. Observa-se que as rigidezes obtidas pelas normas CSA S304-14 e NZS 4230:2004, de 17,9 kN/mm, indicaram uma relação de 76% com os valores experimentais. Por fim, como já apontado anteriormente, o método recomendado pela TMS 402-16 se mostrou o mais conservador, apresentando uma rigidez de apenas 6,8 kN/mm, equivalente a menos de 30% da média obtida nos ensaios experimentais.

Tabela 5.1 - Rigidezes laterais obtidas pelos ensaios experimentais e pelos métodos teóricos

Ensaio / Modelo teórico	Rigidez (kN/mm)	$k_{teórico}/k_{exp}$
PP-1-0.5/2.0	23,9	-
PP-2-CE-0.5/2.0	26,1	-
PP-3-CE-0.5/2.0	20,7	-
CSA S304-14	17,9	0,76
TMS 402-16	6,8	0,29
NZS 4230:2004	17,9	0,76

## 5.2. Determinação das cargas de ruptura do painel

### 5.2.1. Norma canadense CSA S304-14

As verificações de resistência do painel de preenchimento abordadas neste item tiveram como base a norma canadense CSA S304-14 com a ressalva de algumas adaptações feitas para atender aos padrões de projeto da norma brasileira, que em breve contemplará estas adaptações.

Segundo Parsekian *et al.* (2014), a ruptura de painéis de preenchimento de pórticos pode ocorrer por compressão (esmagamento) dos cantos da alvenaria ou ainda na metade do comprimento da diagonal comprimida, além da ruptura por cisalhamento que pode ser por escorregamento da junta ou por tração diagonal. Sendo assim, a verificação da carga de ruptura do painel em estudo foi realizada para estes dois requisitos.

Neste item, a força horizontal aplicada na estrutura, na altura do eixo da viga superior do pórtico, é tratada como  $F_H$ . O esforço normal de compressão atuante na barra diagonal comprimida do modelo estrutural é denominado  $N$ , e suas componentes horizontal ( $V$ ) e vertical ( $P$ ) são dadas pelas Equações (5.5) e (5.6), respectivamente.

$$V = N \cos \theta \quad (5.5)$$

$$P = N \sen \theta \quad (5.6)$$

#### 5.2.1.1. Verificação à compressão da diagonal

A resistência à compressão da diagonal comprimida é calculada da mesma maneira feita em paredes de alvenaria estrutural, apenas com a diferença de que esta deve ser multiplicada por um fator que corrija a resistência à compressão normal à junta pela resistência na direção da diagonal. Na falta dessa informação, a norma afirma que esse fator deve ser tomado igual a 0,5. Assim, a resistência à compressão será calculada pela Equação (5.7), onde  $R$  é o fator que leva em consideração os efeitos de esbeltez, e  $f_m$  será considerada a resistência média à compressão das paredes, tomada como 70% da resistência média à compressão dos prismas obtida experimentalmente.

$$f_d = 0,5 f_m R \quad (5.7)$$

onde

$$f_m = 0,7 f_{pm} ;$$

$$R = 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3, \text{ sendo } \lambda = \frac{h_{ef}}{t}.$$

A altura efetiva ( $h_{ef}$ ) da diagonal comprimida deve ser considerada igual ao comprimento da diagonal diminuído de  $w/2$ . Dessa maneira,

$$h_{ef} = L_d - w/2 = 350 - 139,25 = 210,75 \text{ cm} ;$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t} = \frac{210,75}{14} = 15,05 < 24 \text{ (Limite para alvenaria não-armada)} ;$$

$$R = 1 - \left( \frac{\lambda}{40} \right)^3 = 1 - \left( \frac{15,05}{40} \right)^3 = 0,947.$$

Para fins de cálculo, a área da seção transversal efetiva da diagonal comprimida é tomada como o produto entre a largura efetiva ( $w_{eff}$ ) e a espessura do painel ( $t$ ). Neste caso, a força de compressão máxima que pode ser aplicada na diagonal do painel é dada pela consideração de que a solicitação de cálculo à compressão ( $\sigma_d$ ) deve ser menor ou igual a resistência de cálculo à compressão ( $f_d$ ). Portanto,

$$\sigma_d \leq f_d$$

$$\frac{N}{w_{eff} t} \leq 0,5 (0,7 f_{pm}) R$$

$$\frac{N}{87,5 \times 14} \leq 0,5 (0,7 \times 0,555) 0,947 \quad \rightarrow \quad N \leq 225,3 \text{ kN}.$$

Logo, a força horizontal máxima aplicada no pórtico sem que haja a ruptura da diagonal comprimida por compressão é  $F_H = 193 \text{ kN}$ .

### 5.2.1.2. Verificação ao cisalhamento

Como dito anteriormente, a ruptura do painel quanto ao cisalhamento pode se dar pelo escorregamento da junta de argamassa ou por efeitos de tração diagonal. As duas verificações foram feitas de acordo com a norma CSA S304-14.

#### A) Por escorregamento da junta horizontal

Para essa verificação, adotou-se, como resistência ao cisalhamento da alvenaria estrutural, o valor médio determinado experimentalmente a partir dos ensaios de cisalhamento de paredes ( $f_{vm} = 0,2 \text{ MPa} = 0,02 \text{ kN/cm}^2$ ). Assim, a tensão cisalhante solicitante deve ser menor ou igual a este valor de resistência. Ou seja,  $\tau \leq f_{vm}$ . No caso do escorregamento da junta horizontal, a ação cisalhante ocorre pela parcela horizontal da compressão da diagonal, isto é,  $V$ . Desta forma,

$$\tau = \frac{V}{A_{cis}} \leq f_{vm}.$$

A área resistente ao cisalhamento atuante no painel ( $A_{cis}$ ) é dada pelo comprimento do painel ( $l$ ) multiplicado por sua espessura total ( $t$ ). Logo,

$$A_{cis} = l \times t = 278 \times 14 = 3892 \text{ cm}^2.$$

Então,

$$\frac{V}{A_{cis}} \leq f_{vm} \quad \rightarrow \quad \frac{N \cos 37,46^\circ}{3892} \leq 0,02.$$

Daí, chega-se a  $N_k \leq 98,1 \text{ kN}$ . Isso implica em  $F_H = 84 \text{ kN}$ .

#### B) Por tração diagonal

No caso da verificação da resistência ao cisalhamento por tração diagonal, a norma canadense CSA S304-14 sugere um critério baseado em resultados experimentais. Este critério foi adaptado por Parsekian *et al.* (2014) adotando coeficientes brasileiros de ponderação de ação e minoração de resistência do material. Fundamentado nessa adaptação, chegou-se à Equação (5.8).

$$f_{vk} = \left[ 0,16 \left( 2 - \frac{M_d}{V_d d_v} \right) \sqrt{f_{pk,liq}} + 0,25 \sigma \right] \gamma_g \leq 0,4 \gamma_g \sqrt{f_{pk,liq}} \quad (5.8)$$

em que

$M_d$  e  $V_d$  são o momento fletor e a força cortante de projeto para a seção considerada;

$d_v$  é a altura efetiva para cálculo da cortante, não podendo ser inferior a 80% do comprimento da parede;

$\frac{M_d}{V_d d_v}$  não deve ser tomado menor que 0,25 ou maior que 1,0;

$f_{pk,liq}$  é a resistência característica à compressão do prisma em sua área líquida tomada como  $2f_{pk}$ . Neste caso, será empregada a resistência média à compressão obtida experimentalmente ( $f_{pm}$ );

$\sigma$  é a tensão de pré-compressão calculada como 90% da parcela permanente da carga vertical;

$\gamma_g$  é o fator que leva em conta a possibilidade da parede ser totalmente grauteada ou de blocos maciços. Deve ser igual a 1,0 para esses casos, ou igual a relação entre área efetiva de argamassa e área bruta do bloco, não superior a 0,5.

Para o caso em estudo,

$\frac{M_d}{V_d d_v} = 0,25$ , uma vez que o momento fletor é nulo;

$f_{pk,liq} = 2 \times f_{pm} = 2 \times 5,55 = 11,1 \text{ MPa}$  ;

$\sigma = 0$ , visto que não há pré-compressão na direção ortogonal à diagonal comprimida;

A relação entre área efetiva de argamassa e área bruta ( $\gamma_g$ ) pode ser considerada igual a relação entre área líquida e área bruta do bloco, uma vez que o argamassamento das juntas foi total. Como essa relação foi obtida experimentalmente neste trabalho,

$\frac{A_{liq}}{A_b} = 0,543 > 0,5$ . Portanto,  $\gamma_g = 0,5$ .

Substituindo os valores acima na Equação (5.8), tem-se:

$$f_{vk} = \left[ 0,16(2 - 0,25)\sqrt{11,1} + 0 \right] \times 0,5 \leq 0,4 \times 0,5 \times \sqrt{11,1}$$

$$f_{vk} = 0,466 \text{ MPa} \leq 0,666 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad f_{vk} = 0,466 \text{ MPa} = 0,0466 \text{ kN/cm}^2.$$

Como a sollicitação ( $\tau$ ) deve ser menor que a resistência de cálculo ( $f_v$ ), tem-se:

$$\frac{V}{A_{cis}} \leq f_v \quad \rightarrow \quad \frac{N \cos 37,46^\circ}{3892} \leq 0,0466 \quad \rightarrow \quad N \leq 228,5 \text{ kN}.$$

Portanto, a força horizontal máxima aplicada sem que ocorra fissuração por tração diagonal é  $F_H = 196 \text{ kN}$ .

## 5.2.2. Norma italiana DM 16/01/96 e CIRC. 10/04/97, N.65 (apud ALVARENGA, 2002)

### 5.2.2.1. Ruptura por tração diagonal

A Equação 5.9 apresenta a expressão que determina a força horizontal atuante na alvenaria que causa a fissuração da diagonal do painel.

$$F' = \frac{f_{vko}}{0,6\phi} \times L \times t \quad (5.9)$$

onde

$f_{vko}$  é a resistência característica ao cisalhamento puro;

$\phi$  é o fator de redução de tensão, sendo igual a 2 para o Método das Tensões Admissíveis e igual a 1 para o Método dos Estado-limite;

$L$  é o comprimento do pórtico;

$t$  é a espessura do painel.

Neste caso, será utilizada a resistência média ao cisalhamento, obtida pelos ensaios de pequenas paredes, valor este de 0,20 MPa, ou seja, 0,02 kN/cm<sup>2</sup>. Assim,

$$F' = \frac{0,02}{0,6 \times 1} \times 300 \times 14 = 140 \text{ kN}.$$

Isso resulta em uma força horizontal aplicada no pórtico de  $F_H = 163 \text{ kN}$ .

### 5.2.2.2. Ruptura por cisalhamento ao longo das juntas de argamassa

Segundo as prescrições da DM 16/01/96 e CIRC. 10/04/97, N.65, a carga de ruptura por cisalhamento ao longo das juntas de argamassa é dada pela Equação (5.10).

$$F_{cis} \leq \frac{\tau_u}{\phi} \times L \times t \quad (5.10)$$

sendo que  $\tau_u$  é determinado pela Equação (5.11).

$$\tau_u = f_{vko} \sqrt{1 + \frac{\left(0,8 \times \frac{h}{l} - 0,2\right)}{1,5 f_{vko}} \times \frac{F'}{L \times t}} \quad (5.11)$$

onde

$F'$  é a força horizontal atuante na alvenaria;

$h$  e  $l$  são a altura e o comprimento do painel, respectivamente; e demais parâmetros são os mesmos definidos no item anterior.

Dessa forma, utilizando o mesmo valor de  $f_{vko}$  do item anterior,

$$\tau_u = 0,02 \sqrt{1 + \frac{\left(0,8 \times \frac{213}{278} - 0,2\right)}{1,5 \times 0,02} \times \frac{F'}{300 \times 14}} = 0,02 \sqrt{1 + 0,00328 F'}$$

Substituindo na Equação (5.10), chega-se a:  $F_{cis} = 104 \text{ kN}$ .

Portanto, a força  $F_H$  aplicada na estrutura que causa a ruptura por cisalhamento das juntas de argamassa é  $F_H = 122 \text{ kN}$ .

### 5.2.2.3. Ruptura por compressão da diagonal

Para obtenção da carga de ruptura referente à compressão dos cantos da diagonal comprimida, a norma italiana prescreve a Equação (5.12).

$$F' = 0,80 \frac{f_{kc}}{\phi} \cos^2 \theta \sqrt[4]{\frac{E_p}{E_{\text{painel}}} I_p' H t^3} \quad (5.12)$$

em que

$f_{kc}$  é a resistência característica à compressão do painel;

$E_p$  e  $E_{panel}$  são o módulo de elasticidade do material do pórtico e do painel, respectivamente;

$I_p'$  é o momento de inércia da seção transversal do pilar;

$H$  é a altura do pórtico; e

$F'$ ,  $\theta$ ,  $t$  e  $\phi$  são os mesmos definidos anteriormente.

Sendo assim, tomando  $f_{kc}$  como 70% de  $f_{pm}$  (obtido experimentalmente), tem-se

$$F' = 0,80 \frac{(0,7 \times 0,555)}{1} (\cos 37,46^\circ)^2 \sqrt[4]{\frac{20000}{400} \times 4043 \times 235 \times 14^3}$$

$$F' = 117,7 \text{ kN.}$$

Dessa maneira,  $F_H = 138 \text{ kN}$ .

### 5.2.3. SMITH e RIDDINGTON (1977 *apud* ALVARENGA, 2002)

Segundo estes autores, três modos de ruptura são possíveis para o painel de alvenaria: ruptura por cisalhamento, ruptura por tração na diagonal e ruptura por compressão com esmagamento dos cantos comprimidos. As análises realizadas por estes autores resultaram na obtenção das Equações (5.13), (5.14) e (5.15), para obtenção das tensões normais ( $\sigma_{yc}$  e  $\sigma_{dt}$ ) e de cisalhamento ( $\tau_{xy}$ ) no centro do painel.

$$\tau_{xy} = \frac{1,43 F'}{l \times t} \quad (5.13)$$

$$\sigma_{yc} = \frac{\left(0,80 \frac{h}{l} - 0,20\right) F'}{l \times t} \quad (5.14)$$

$$\sigma_{dt} = \frac{0,58 F'}{l \times t} \quad (5.15)$$

em que

$\tau_{xy}$  é a tensão de cisalhamento no centro do painel;

$\sigma_{vc}$  é a tensão vertical de compressão no centro do painel;

$\sigma_{dt}$  é a tensão de tração na diagonal no centro do painel;

$F'$  é a força horizontal aplicada na estrutura;

$h$ ,  $l$  e  $t$  são a altura, o comprimento e a espessura do painel, respectivamente;

$\theta$  é o ângulo entre a diagonal do painel e a horizontal; e

$L'$  é a altura do pórtico.

### 5.2.3.1. Ruptura por tração diagonal

Pela Equação (5.15), tem-se a tensão de tração no centro do painel. A resistência à tração do painel ( $f_t$ ) será tomada como 0,20 MPa (ou 0,020 kN/cm<sup>2</sup>), por recomendação da ABNT NBR 15961-1:2011, para argamassa de assentamento com resistência à compressão de 3,5 MPa a 7,0 MPa. Igualando a resistência à tração do painel ( $f_t$ ) a  $\sigma_{dt}$ , tem-se a Equação (5.16).

$$F_{fis} = \frac{l \times t \times f_t}{0,58} \quad (5.16)$$

Portanto,

$$F_{fis} = \frac{278 \times 14 \times 0,020}{0,58} \rightarrow F_{fis} = 134 \text{ kN}.$$

Assim, a força horizontal máxima aplicada na estrutura sem que haja a ruptura do painel por fissuração da diagonal é  $F_H = 150 \text{ kN}$ .

### 5.2.3.2. Ruptura por cisalhamento ao longo das juntas de argamassa

Igualando-se a tensão cisalhante (Equação (5.13)) à resistência média ao cisalhamento do painel, 0,02 kN/cm<sup>2</sup>, obtida experimentalmente, chega-se a:

$$\frac{1,43 F'}{l \times t} = f_{vm} \rightarrow F' = \frac{f_{vm} \times l \times t}{1,43}.$$

Dessa maneira, tem-se:

$$F' = \frac{0,02 \times 278 \times 14}{1,43} \rightarrow F' = 54,4 \text{ kN}$$

Neste caso, então, a força horizontal, aplicada no pórtico, que causa a ruptura do painel por cisalhamento das juntas de argamassa é  $F_H = 61 \text{ kN}$ .

### 5.2.3.3. Ruptura por compressão da diagonal

A Equação (5.17) foi indicada por Smith e Riddington (1977) para estimar a carga de ruptura por esmagamento dos cantos da diagonal comprimida.

$$F_{esm} = 1,12 (\lambda L')^{-0,88} f_{cm} L' t \cos^2 \theta \quad (5.17)$$

em que

$F_{esm}$  é a força horizontal de ruptura por esmagamento (compressão);

$f_{cm}$  é a tensão de ruptura à compressão da alvenaria;

$\lambda$  é o parâmetro definido pela Equação (2.2);

$L'$ ,  $t$  e  $\theta$  são os mesmos definidos previamente.

O valor de  $f_{cm}$  foi considerado como 70% da resistência característica à compressão de prismas ( $f_{pm}$ ), valor este obtido nos ensaios deste trabalho. Assim,

$$f_{cm} = 0,7 f_{pm} = 0,7 \times 5,55 = 3,885 \text{ MPa} = 0,3885 \text{ kN/cm}^2.$$

De posse das propriedades geométricas e elásticas do pórtico e dos painéis de alvenaria, é possível obter o parâmetro  $\lambda$  do protótipo, seguindo a Equação (2.2), apresentada no capítulo 2 deste trabalho. Neste caso,

$$E_m = 800 f_{pk} = 800 \times 5,0 \text{ MPa} = 4000 \text{ MPa} = 4,00 \text{ GPa};$$

$$t = 14 \text{ cm};$$

$$h = 213 \text{ cm};$$

$$E_f = 200 \text{ GPa};$$

$$I_c = 4043 \text{ cm}^4;$$

$$\theta = 37,46^\circ.$$

Pela Equação (2.2), tem-se:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4 E_f I_c h}} = \sqrt[4]{\frac{4,00 \times 14 \times \sin(2 \times 37,46^\circ)}{4 \times 200 \times 4043 \times 213}} = 0,017 / \text{cm}.$$

Portanto,

$$F_{esm} = 1,12 (0,017 \times 235)^{-0,88} \times 0,3885 \times 235 \times 14 \times (\cos 37,46^\circ)^2$$

$$F_{esm} = 266,6 \text{ kN}.$$

Este valor de força de esmagamento implica em uma força horizontal aplicada na estrutura de  $F_H = 300 \text{ kN}$ .

#### 5.2.4. Norma americana FEMA 306 (1998)

Este documento visa, entre outros, o desenvolvimento de procedimentos que avaliem os efeitos de danos sísmicos em edifícios de pórticos preenchidos, baseando-se no conhecimento de pesquisas e experiências da engenharia prática.

Quanto ao comportamento de pórticos preenchidos submetidos a ações laterais, quatro modos de ruptura para o painel de preenchimento são previstos por esta norma, sendo eles: escorregamento das juntas horizontais, fissuração da diagonal por efeitos de tração, esmagamento dos cantos da diagonal comprimida, e ruptura do painel fora do plano. São então previstas equações, pela FEMA 306 (1998), que quantificam a resistência de painéis de preenchimento para os modos de ruptura mencionados. No caso deste trabalho, foram avaliados os três primeiros modos, pertinentes ao estudo comparativo em questão.

##### 5.2.4.1. Ruptura por escorregamento das juntas

A fim de se avaliar a resistência inicial ao cisalhamento por escorregamento das juntas horizontais, o critério de falha de Mohr-Coulomb é utilizado pela norma americana. Assim, a força horizontal crítica para este modo de ruptura é dada pela Equação (5.18).

$$V_{slide} = (\tau_0 + \sigma_y \text{tg} \phi) L_{inf} t_{inf} \quad (5.18)$$

onde

$L_{inf}$  e  $t_{inf}$  são o comprimento e espessura do painel, respectivamente;

$\phi$  é o ângulo de atrito da alvenaria ao longo da junta horizontal;

$\sigma_y$  é tensão vertical de compressão pré-existente no painel; e

$\tau_0$  é a coesão da argamassa, que na falta de dados pode ser estimada pela Equação (5.19).

$$\tau_0 = \frac{f'_{me90}}{20} \quad (5.19)$$

sendo

$f'_{me90}$  = resistência à compressão da alvenaria na direção horizontal, tomada como 50% da resistência média à compressão dos prismas ( $f_{pm}$ ).

Segundo a FEMA 306 (1998), a tangente do ângulo de atrito da alvenaria ( $tg\phi$ ) é tomada como o coeficiente de atrito  $\mu$ , cujo valor foi considerado como 0,5, seguindo a recomendação da ABNT NBR 15961-1:2011.

Neste caso, a tensão de compressão pré-existente ( $\sigma_y$ ) foi determinada em função da parcela vertical do esforço normal atuante na barra diagonal. Como definido no item 5.2.1, a componente vertical da normal de compressão na diagonal ( $N$ ) é dada pela Equação (5.6). Transformando a expressão em função da componente horizontal ( $V$ ), tem-se a Equação (5.20).

$$P = N \sen \theta = V \tg \theta \quad (5.20)$$

Assim,  $\sigma_y$  será

$$\sigma_y = \frac{P}{L_{inf} t_{inf}} = \frac{V \tg \theta}{L_{inf} t_{inf}} = \frac{V \tg 37,46^\circ}{278 \times 14} = 1,97 \times 10^{-4} V .$$

Substituindo todos os valores conhecidos na Equação (5.18), chega-se a:

$$V_{slide} = \left( \frac{0,5(0,555)}{20} + 0,5 \times 1,97 \times 10^{-4} V_{slide} \right) \times 278 \times 14 = 54 + 0,38 V_{slide}$$

$$V_{slide} = 87,6 \text{ kN} .$$

Portanto, a força horizontal máxima aplicada sem que haja o escorregamento das juntas de argamassa é  $F_H = 99 \text{ kN}$ .

#### 5.2.4.2. Ruptura por compressão diagonal

A Equação (5.21) fornece a força cortante resistida pelo painel, por compressão.

$$V_c = a t_{inf} f'_{me90} \cos \theta \quad (5.21)$$

onde

$t_{inf}$ ,  $f'_{me90}$  e  $\theta$  são os mesmos definidos anteriormente; e

$a$  é a largura da barra diagonal, calculada conforme a Equação (5.22).

$$a = 0,175 (\lambda h_{col})^{-0,4} r_{inf} \quad (5.22)$$

em que

$\lambda$  é o mesmo definido e calculado no item 5.1.1.1;

$h_{col}$  é a altura do pilar medida de eixo a eixo das vigas;

$r_{inf}$  é o comprimento da diagonal do painel.

Dessa maneira,

$$a = 0,175 (0,017 \times 235)^{-0,4} \times 350 = 35,2 \text{ cm}.$$

Portanto, pela Equação (5.23), tem-se

$$V_c = 35,2 \times 14 \times 0,2775 \times \cos 37,46^\circ \rightarrow V_c = 108,6 \text{ kN}.$$

Por analogia, a força horizontal crítica para este modo de ruptura é  $F_H = 122 \text{ kN}$ .

#### 5.2.4.3. Ruptura por tração diagonal

A força resistente aos esforços de tração na diagonal do painel é dada pela Equação (5.23).

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2} t_{inf} L_{inf} \sigma_{cr}}{\left( \frac{L_{inf}}{h_{inf}} + \frac{h_{inf}}{L_{inf}} \right)} \quad (5.23)$$

onde

$h_{inf}$  é a altura do painel;

$L_{inf}$  e  $t_{inf}$  são os mesmos já definidos; e

$\sigma_{cr}$  é a capacidade de fissuração da alvenaria, estimada pela Equação (5.24).

$$\sigma_{cr} = \frac{f'_{me90}}{20} \quad (5.24)$$

sendo  $f'_{me90}$  o mesmo definido no item 5.2.4.1, com valor de 0,2775 kN/cm<sup>2</sup>.

Dessa forma,

$$V_{cr} = \frac{2\sqrt{2} \times 14 \times 278 \times 0,2775 / 20}{\left( \frac{278}{213} + \frac{213}{278} \right)} \rightarrow V_{cr} = 73,7 \text{ kN}.$$

Assim, a força horizontal aplicada na estrutura é  $F_H = 82 \text{ kN}$ .

### 5.2.5. Resumo dos resultados teóricos das cargas de ruptura do painel

Na Tabela 5.2, é apresentado um resumo dos resultados teóricos para as cargas de ruptura do painel estudado. Os valores apresentados referem-se à força horizontal crítica aplicada no pórtico ( $F_H$ ) para cada modo de ruptura estudado.

Os valores de carga de ruptura obtidos pela CSA S304-14 indicaram que o modo de ruptura crítico do painel é o cisalhamento por escorregamento das juntas de argamassa. Tal modo de colapso apresentou uma carga de ruptura estimada em 84 kN, bem inferior aos valores encontrados para os outros dois modos.

As prescrições italianas DM 16/01/96 e CIRC. 10/04/97, N.65 também exibiram o modo crítico de ruptura por escorregamento das juntas horizontais de argamassa, porém com carga de ruptura mais elevada que a norma canadense. A ruptura por tração diagonal, constatada experimentalmente, foi o modo de colapso menos crítico seguindo as

formulações da norma italiana, demonstrando certa divergência com os resultados experimentais.

Tabela 5.2 - Cargas teóricas de ruptura para o painel

<b>Método teórico</b>	<b>Modo de ruptura</b>	<b>Carga de ruptura (kN)</b>
CSA S304-14	Compressão da diagonal	193
	Cisalhamento por escorregamento das juntas	84
	Tração diagonal	196
DM 16/01/96 e CIRC. 10/04/97, N.65	Compressão da diagonal	138
	Cisalhamento por escorregamento das juntas	122
	Tração diagonal	163
SMITH e RIDDINGTON (1977)	Compressão da diagonal	300
	Cisalhamento por escorregamento das juntas	61
	Tração diagonal	150
FEMA 306 (1998)	Compressão da diagonal	122
	Cisalhamento por escorregamento das juntas	99
	Tração diagonal	82

As formulações de Smith e Riddington (1977) implicaram em cargas de ruptura um tanto variadas entre os três modos de colapso estudados. A compressão diagonal mostrou-se como o método menos crítico, com carga de ruptura muito elevada (300 kN), valor bem superior se comparado aos outros procedimentos descritos. Já o modo de ruptura crítico determinado por este método foi o cisalhamento por escorregamento das juntas de argamassa, apresentando um valor de 61 kN, inferior a todos os outros métodos aqui analisados e inferior também aos valores de força horizontal observados nos ensaios.

Observa-se que a norma americana FEMA 306 (1998) apresentou como modo de ruptura crítico a tração da barra diagonal equivalente, o qual foi observado durante os ensaios experimentais. Além disso, a força de ruptura para este modo de falha foi de 82 kN, semelhante à força média de fissuração dos painéis ensaiados. A compressão da diagonal do painel, como já esperado, foi o modo de colapso menos crítico, apresentando carga de ruptura de 122 kN.

### 5.3. Considerações finais sobre a análise teórica realizada

Em termos de rigidez, conclui-se que a norma americana TMS 402-16 se mostrou como o método mais conservador, apresentando a menor rigidez lateral dentre todos os

modelos de consideração da barra diagonal comprimida. A rigidez proporcionada pela consideração da diagonal comprimida através deste método foi de 6,8 kN/mm, representando apenas 29% da rigidez média obtida experimentalmente. Por outro lado, as normas canadense (CSA S304-14) e neozelandesa (NZS 4230:2004) se mostraram um pouco menos conservadoras quanto ao procedimento de obtenção da rigidez lateral de pórticos preenchidos. Mesmo assim, o valor da contribuição do painel de alvenaria no enrijecimento da estrutura foi menor que a média experimental. A rigidez exibida por essas duas normas foi de 17,9 kN/mm, ou 76% da rigidez média dos resultados experimentais.

Isso mostra como ainda perduram muitas incertezas sobre o tema, o que dificulta a existência de procedimentos de cálculos que estabeleçam o comportamento das estruturas de pórtico preenchido com exatidão, fazendo com que os códigos normativos se utilizem de fatores de segurança elevados.

Com relação às cargas de ruptura, aquelas determinadas pelas equações da norma CSA S304-14 indicaram que a ruptura do painel, inevitavelmente, ocorre pelo cisalhamento das juntas horizontais de argamassa, sendo que o colapso por tração diagonal, observado nos ensaios, não se mostrou como modo de ruptura crítico. Observa-se que, na verificação do cisalhamento por tração diagonal, as formulações da norma CSA S304-14, neste caso, forneceram um valor elevado para a resistência ao cisalhamento ( $f_v$ ), acima do indicado pela norma brasileira de projeto de alvenaria estrutural e superior também ao valor médio experimental. Tal fato ocasionou o aumento da força horizontal máxima possível para este modo de ruptura, o que fez com que o mesmo não fosse crítico para o painel.

Assim como a norma canadense, as prescrições italianas apresentaram modo crítico de ruptura por escorregamento das juntas de argamassa, e a tração diagonal foi mais uma vez a situação menos desfavorável para o painel, resultado divergente das observações experimentais.

As formulações de Smith e Riddington (1977) resultaram nos maiores valores de carga de ruptura para o modo de falha por compressão diagonal, o que pode ser associado ao fato do desenvolvimento de tais formulações ter ocorrido por meio de dados experimentais e, provavelmente, sem o emprego de coeficientes de ponderação de ações

e resistência. Seguindo este método, a ruptura do painel é governada pelo cisalhamento por escorregamento das juntas horizontais de argamassa, com força crítica bem inferior às apresentadas pelos outros procedimentos.

Os resultados obtidos pelas equações da norma americana FEMA 306 (1998) mostraram que o modo de ruptura crítico do painel é por tração diagonal, análogo a aquele registrado durante os ensaios de pórtico preenchido, com carga de ruptura muito similar à média experimental. Portanto, pode-se afirmar que o método apresentado pela norma americana foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais quanto à resistência do painel.

Salienta-se que as normas CSA S304-14 e TMS 402-16 não permitem a consideração de paredes participantes com aberturas ou juntas entre painel e pórtico, a menos que haja comprovação experimental ou investigações especiais que evidenciem a formação da diagonal comprimida e todos os outros requisitos estruturais da parede participante. Portanto, a consideração das paredes como preenchimento de pórticos, em projetos, deve ser efetuada com cautela, uma vez que, em edifícios de aço e concreto armado, usualmente é prevista uma junta no topo da parede. É importante destacar também que a consideração da barra diagonal equivalente, no modelo estrutural, introduz forças cortantes adicionais aos elementos do pórtico e, portanto, estes e suas ligações devem ser devidamente projetadas para resistir a tais esforços.

Para fins de projeto, recomenda-se que, no momento da análise, o pórtico seja idealizado com ligações viga-pilar articuladas, de forma que a sua contribuição na resistência da estrutura de pórtico preenchido seja ignorada. Ao fazê-lo, o dimensionamento do painel de preenchimento torna-se mais conservador.

É importante evidenciar que os resultados experimentais aqui apresentados foram obtidos por meio de ensaios cíclicos, nos quais a degradação da rigidez pode ser muito maior que aquela observada em ensaios monotônicos, devido à variação frequente no sentido de aplicação do carregamento. A análise linear realizada computacionalmente, por sua vez, abrangeu carregamentos horizontais em apenas um sentido de aplicação, não considerando possíveis danos em função da degradação do material de preenchimento. Sendo assim, uma investigação mais aprofundada, baseada em uma análise não-linear,

deve ser feita a fim de melhor avaliar o mecanismo de ação da barra diagonal comprimida, especialmente quando solicitada por ações cíclicas.

Por fim, reconhece-se que o número de ensaios e parâmetros considerados neste estudo experimental foram limitados. Assim, a fim de se ter uma avaliação justa dos métodos teóricos apresentados, são necessários outros estudos que melhor comparem resultados experimentais com os resultados analíticos disponíveis na literatura.

# 6 CONCLUSÕES

---

## 6.1. Conclusões gerais

A contribuição dos painéis de alvenaria no enrijecimento de estruturas de pórticos é incontestável. Não obstante, apesar de inúmeros estudos já realizados e constatações a respeito da eficácia dos painéis de preenchimento, a consideração destes elementos como parte do sistema de contraventamento da estrutura ainda é pouco usual. A carência de ferramentas que viabilizem o dimensionamento destes sistemas e as incertezas que ainda perduram sobre o tema fazem com que a consideração de pórticos preenchidos seja quase impraticável. Neste trabalho, a contribuição dos painéis na rigidez e resistência de pórticos preenchidos foi mais uma vez confirmada, sob aspectos experimentais e teóricos.

O principal objetivo desta pesquisa foi investigar o comportamento de pórticos de aço preenchidos com painéis de alvenaria de blocos vazados de concreto, sujeitos a carregamento cíclico lateral, avaliando o aumento de rigidez proporcionado pela presença dos painéis no plano da estrutura. Nove ensaios de pórticos, em escala real, foram realizados, sendo três deles com preenchimento de alvenaria de blocos vazados de concreto. Os protótipos foram ensaiados sob carregamento cíclico lateral, de intensidade crescente, aplicado ao nível do eixo da viga superior do pórtico. Os resultados experimentais dos ensaios de pórticos foram utilizados para avaliar a aplicabilidade de alguns métodos teóricos que estimam resistência e rigidez de sistemas compostos por pórticos preenchidos, com foco em normas técnicas internacionais.

Além dos ensaios de pórtico, foram executados ensaios de caracterização dos materiais que compunham o painel de preenchimento. Quanto aos ensaios de blocos, estes comprovaram que o lote recebido do material atendeu a todas as especificações das

normas técnicas brasileiras, quanto às propriedades físicas, geométricas e mecânicas. Os ensaios de compressão realizados na amostra de blocos manifestaram uma resistência média à compressão de 7,51 MPa, sendo que o valor característico obtido foi de 6,13 MPa, valores estes acima da resistência especificada pelo fabricante (6 MPa). Já os corpos de prova de argamassa apresentaram média de 6,93 MPa de resistência à compressão e 5152 MPa como valor médio do módulo de elasticidade. Os prismas, confeccionados com dois blocos vazados de concreto e uma junta horizontal da mesma argamassa utilizada nos painéis de preenchimento, exibiram resistência média à compressão de 5,55 MPa, com resistência característica à compressão de 5,00 MPa. Isso mostrou que a eficiência entre prisma e bloco foi de 82%, resultado dentro do esperado para blocos vazados de concreto. A resistência ao cisalhamento foi verificada por meio de ensaios de compressão diagonal de pequenas paredes, com os quais obteve-se uma média de 0,20 MPa.

Dos ensaios experimentais realizados em pórtico de aço, foi observado que a presença do painel de alvenaria como preenchimento do pórtico ocasionou, em média, um aumento de 11 vezes na rigidez lateral da estrutura. Os diagramas força x deslocamento dos ensaios realizados, exibidos no capítulo 4, mostram que, enquanto os deslocamentos horizontais máximos de pórtico vazio se fizeram em torno de 30 mm, os mesmos limitaram-se a pouco mais que 2 mm nos ensaios de pórtico preenchido, para uma força de 51,7 kN (nível máximo aplicado nos ensaios de pórtico vazio).

As histereses resultantes dos ensaios de pórtico sem preenchimento apresentaram resposta praticamente linear, indicando que a aplicação do carregamento não atingiu o regime plástico da estrutura de aço, nem antes e nem depois dos ensaios com os painéis de alvenaria. Observa-se também que a velocidade de aplicação do carregamento não alterou a resposta dos protótipos quanto aos deslocamentos laterais da estrutura, uma vez que, para as quatro velocidades diferentes aplicadas, as histereses apresentadas foram muito similares entre si. Da mesma maneira, pode-se dizer que as histereses dos três ensaios de pórtico preenchido com painel de alvenaria também mostraram um comportamento semelhante entre si. Estes ensaios exibiram curvas força x deslocamento inicialmente lineares, mostrando um comportamento monolítico do sistema para pequenas forças horizontais aplicadas, mas que foram distorcidas à medida que o carregamento era incrementado. Pode-se dizer que esta distorção das histereses foi ocasionada em função do descolamento do painel na superfície de contato com o pórtico,

o que descaracterizou a ação conjunta entre os dois elementos, fazendo com que o sistema deixasse de se comportar linearmente.

O procedimento realizado com o objetivo de enrijecer as cantoneiras das ligações viga-pilar mostrou uma pequena redução nos deslocamentos horizontais registrados para os ensaios de pórtico preenchido, redução menos visível nos ensaios sem preenchimento. Em contrapartida, essa prática não solucionou a questão da assimetria observada nos registros de deslocamento em sentidos opostos.

Quanto ao colapso, observou-se que todos os três painéis ensaiados tiveram a tração diagonal como o modo de ruptura crítico, com a formação de fissuras escalonadas ao longo das duas diagonais dos painéis. Tal fato revela a baixa resistência à tração e ao cisalhamento da argamassa de assentamento das paredes e, por consequência, a baixa aderência na interface bloco-argamassa, uma vez que as fissuras ocorreram essencialmente nas juntas horizontais e verticais, permanecendo os blocos praticamente intactos. As cargas de fissuração verificadas foram de aproximadamente 70 kN para os painéis dos ensaios PP-1-0.5/2.0 e PP-3-CE-0.5/2.0, e 100 kN no ensaio PP-2-CE-0.5/2.0.

O descolamento da interface pórtico-painel foi observado para cargas relativamente pequenas, aproximadamente aos 20 kN de força horizontal aplicada. Tal valor é particularmente baixo se comparado às cargas de fissuração observadas para os painéis. Entretanto, quando se comparam as forças que causam o descolamento do painel com as ações horizontais de projeto devidas ao vento, por exemplo, obtidas por normas, a diferença tende a ser minorada. Isso significa que as ações devidas ao vento tendem a ser inferiores àquelas que provocam o descolamento da interface, especialmente para edifícios mais baixos, nos quais as forças estimadas para o vento são menores. Dessa forma, não é via de regra a ocorrência do descolamento do painel para ações de serviço, tendo-se que avaliar cada caso.

Em se tratando de ensaios cíclicos, a degradação da rigidez do sistema ocorre em função da deterioração dos painéis, os quais perdem a capacidade de suportar incrementos de força à medida que as fissuras evoluem. A rigidez inicial dos pórticos com preenchimento chegou a atingir valores acima de 100 kN/mm, enquanto que, ao final dos ensaios, essa rigidez caiu para uma média de 5 kN/mm, ou seja, uma redução de mais de 95%. A energia dissipada pelo sistema ao longo do decorrer dos ensaios também foi

avaliada. Verificou-se que a maior dissipação de energia, nos três ensaios de pórtico preenchido, ocorreu nos ciclos finais de carregamento, quando a fissuração dos painéis alcançou elevado nível. Isso refletiu também no coeficiente de amortecimento dos protótipos, que inicialmente manifestou valores elevados, sofreu uma queda abrupta nos ciclos intermediários de carregamento, e voltou a apresentar pequeno crescimento no final dos ensaios, quando a energia dissipada era superior. De modo genérico, o coeficiente de amortecimento manteve-se entre 1% e 3%, nos ciclos intermediários dos três ensaios, chegando a atingir 5% ao final dos ensaios.

No que se refere à avaliação teórica realizada, tomando como base diferentes procedimentos normativos, foi possível observar que, no geral, a rigidez lateral de sistemas de pórticos preenchidos é minorada em decorrência do emprego de fatores de segurança. Pelas normas canadense CSA S304-14 e neozelandesa NZS 4230:2004, obteve-se uma rigidez lateral equivalente a 76% da média obtida nos ensaios experimentais. A norma americana TMS 402-16, por sua vez, apresentou resultados mais conservadores, exibindo uma rigidez lateral correspondente a 29% da média experimental. Via de regra, o conceito da barra diagonal equivalente, adotado por diversos autores e prescrições normativas, mostrou-se como uma ferramenta simples e útil na previsão da contribuição do painel de preenchimento ao enrijecimento da estrutura. Todavia, o modelo só pode ser aplicado para pequenas forças horizontais, ocasião anterior ao aparecimento de fissuras no painel de alvenaria.

Com relação às cargas críticas teóricas que causariam a ruptura dos painéis de alvenaria, dentre todos os procedimentos estudados, apenas a norma americana FEMA 306 apresentou a ruptura do painel por tração diagonal, sendo o cisalhamento por escorregamento das juntas de argamassa o modo crítico de falha da estrutura de acordo com os demais métodos teóricos, sugerindo um comportamento para o painel divergente dos resultados constatados nos ensaios.

A norma canadense CSA S304-14, como mencionado acima, apresentou modo de ruptura por cisalhamento das juntas de argamassa, com carga de fissuração de 84 kN, enquanto que, para os outros modos de colapso, essas cargas foram de mais de 190 kN. A tração diagonal do painel, apesar de ter sido registrada nos ensaios experimentais deste trabalho, não foi o modo crítico perante esta metodologia de cálculo. As prescrições italianas sugeriram valores mais homogêneos para as cargas críticas de cada modo de

ruptura se comparados à norma canadense e ao método de Smith e Riddington (1977), sendo a tração diagonal o modo de ruptura menos crítico, quando na verdade era esperado que a compressão diagonal representasse maior resistência por parte do painel de alvenaria. Neste caso, o modo crítico foi o cisalhamento por escorregamento das juntas horizontais, com carga de fissuração acima daquelas observadas experimentalmente. De maneira análoga, o método de Smith e Riddington (1977) também apontou a ruptura do painel por escorregamento das juntas de argamassa, porém com carga crítica bem inferior àquela determinada pelos outros métodos para este modo de ruptura. Para os modos de colapso por tração e, especialmente, compressão diagonal, as forças de ruptura foram bem superiores se comparadas aos demais procedimentos teóricos. Enquanto isso, a norma americana FEMA 306 indicou forças horizontais mais variadas entre os três modos de fratura do painel, sendo que o modo crítico foi por tração diagonal. Tal modo de ruptura foi obtido para uma carga crítica de 82 kN, o qual é um valor muito próximo da carga de fissuração média observada experimentalmente, o que faz pressupor que essa norma forneceu uma estimativa mais razoável quanto à resistência e modos de ruptura dos painéis.

Em vista disso, é possível concluir que, embora a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez lateral da estrutura seja comprovada, a carência de uma teoria universalmente aceita para a análise de tais sistemas estruturais e a divergência observada entre os métodos disponíveis na literatura fazem com que a consideração dos painéis como elementos de contraventamento seja tratada com certa prudência, principalmente no Brasil. Neste sentido, é recomendável que os estudos a respeito de pórticos preenchidos sejam estimulados, com o intuito de se aprimorar os métodos de cálculo simplificados e análise destes sistemas.

## **6.2. Sugestões para trabalhos futuros**

Com certeza, o trabalho apresentado não abrange todas as variáveis que podem influenciar o comportamento do sistema de pórticos preenchidos e, sendo assim, algumas sugestões para a continuidade de pesquisas nesta área, especialmente no Brasil, são apresentadas.

Primeiramente, considera-se que seja relevante um estudo experimental com variação do tipo e resistência da argamassa de assentamento, bem como a variação do

tipo dos blocos comumente utilizados no Brasil, verificando possíveis alterações nos modos de ruptura dos painéis. Ademais, é de grande interesse uma avaliação experimental de elementos de ligação pórtico-painel, a fim de se alcançar o retardamento do descolamento das interfaces entre os dois elementos. Essa avaliação se torna mais pertinente, sobretudo, quando associada a carregamentos cíclicos, que ocasionam esforços nas interfaces pórtico-painel ora de tração, ora de compressão. Ainda nessa direção, o estudo de pórticos com preenchimento de alvenaria armada seria desejável.

Também é recomendável a realização de ensaios de pórticos preenchidos com variação da velocidade de aplicação do carregamento horizontal cíclico, avaliando possíveis diferenças na ordem de grandeza dos deslocamentos laterais e mudanças no modo de ruptura dos painéis. Neste sentido, a execução de ensaios dinâmicos com simulação de carregamento sísmico também seria de grande relevância.

Outro objeto de estudo possível seria a aplicação de pré-compressão na estrutura de pórtico de forma a simular cargas verticais existentes em uma edificação e, se possível, variar o nível dessa pré-compressão, de maneira a avaliar sua influência na resposta cíclica da estrutura.

Por fim, torna-se indispensável a realização de novas análises comparativas entre modelos ensaiados experimentalmente e a aplicação de diversos métodos que se baseiam no conceito da barra diagonal equivalente, de modo a avaliar aquele que melhor se ajusta ao comportamento real de estruturas de pórticos preenchidos.

## ***REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS***

---

ALVARENGA, R.C.S.S. (2002). **Análise Teórico-Experimental de Estruturas Compostas de Pórticos de Aço Preenchidos com Alvenaria de Concreto Celular Autoclavado**. Tese (Doutorado). 380p. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6136:2016** – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Requisitos. Rio de Janeiro, 2016. 16p.

\_\_\_\_\_. **NBR 8522:2008** – Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008. 16p.

\_\_\_\_\_. **NBR 12118:2013** – Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2013. 14p.

\_\_\_\_\_. **NBR 13279:2005** – Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005. 9p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15270-3:2005** – Componentes cerâmicos – Parte 3: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2005. 27p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812-1:2010** – Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos – Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010. 41p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-1:2011** – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011. 42p.

\_\_\_\_\_. **NBR 15961-2:2011** – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 2: Execução e controle de obras. Rio de Janeiro, 2011. 35p.

\_\_\_\_\_. **NBR 16522:2016** – Alvenaria de blocos de concreto – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2016. 33p.

\_\_\_\_\_. **PN 002:123.010-001/1 Alvenaria Estrutural – Parte 1: Projeto**. ABNT. Rio de Janeiro. 2018.

- ASTERIS, P.G.; KAKALETSIS, D.J.; CHRYSOSTOMOU, C.Z.; SMYROU, E.E. (2011). **Failure Modes of In-filled Frames**. *Electronic Journal of Structural Engineering*. 10p. Atenas, Grécia.
- BENJAMIN, J.R.; WILLIAMS, H.A. (1958). **The behavior of one-storey brick shear walls**. *ASCE Journal of the Structural Division*, Vol. 84, n. ST4.
- BRAGUIM, J.R. (1989). **Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de Estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos**. Dissertação (Mestrado). 130p. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- BRAGUIM, J.R. (1993). **Painel de Alvenaria: Um Fator de Enrijecimento das Estruturas**. Encarte Técnico Instituto de Pesquisas Tecnológicas / Divisão de Construção Civil – PINI, IPT. 43, p. 19-22. São Paulo.
- CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CSA S304-14**. Design of Masonry Structures. Mississauga, Canadá, 2014. 180p.
- DAWE, J.L.; SEAH, C.K. (1989a). **Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads**. Proceedings, 5<sup>th</sup> Canadian Masonry Symposium. University of British Columbia, Vancouver, Canadá. p. 329-340.
- DAWE, J.L.; SEAH, C.K. (1989b). **Behaviour of masonry infilled steel frames**. *Canadian Journal of Civil Engineering*. p. 865-876.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 306 – Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings – Basic Procedures Manual**. Redwood City, Califórnia – EUA, 1998. 270p.
- \_\_\_\_\_. **FEMA 461 – Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components**. Redwood City, Califórnia – EUA, 2007. 138p.
- HAACH, V. G. (2009). **Development of a design method for reinforced masonry subjected to in-plane loading based on experimental and numerical analysis**. Tese (Doutorado). 366p. Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- HOLMES, M. (1961). **Steel frames with brickwork and concrete infilling**. *ICE Proceedings*. 19(4). p. 473-478.
- KAUFFMAN, A. L. (2009). **Cyclic In-Plane Lateral Load Testing of Masonry Infill Walls with Structural Fuse Elements**. Dissertação (Mestrado). 415p. The Pennsylvania State University, Pennsylvania, EUA.
- LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. (1983). **Plastic theory of non-integral infilled frames**. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2*, 75, p. 379-396.
- MANESH, P.B. (2013). **Experimental Study of Masonry-Infilled Steel Frames Subjected to Combined Axial and In-Plane Lateral Loading**. Dissertação (Mestrado). Dalhousie University. Halifax, Canadá.

MEHRABI, A.B.; SHING, P.B.; SCHULLER, M.P.; NOLAND, J.L. (1996). **Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames**. Journal of Structural Engineering (ASCE). 122(3), p. 228-237.

MOSALAM, K.M.; WHITE, R.N.; GERGELY, P. (1997). **Static response of infilled frames using quasi-static experimentation**. Journal of Structural Engineering. 123(11), p. 1462-1469.

NEW ZEALAND STANDARD. **NZS 4230:2004 - Design of Reinforced Concrete Masonry Structures**. Wellington, Nova Zelândia. 2004.

PARSEKIAN, G.A.; HAMID, A.A.; DRYSDALE, R.G. **Comportamento e Dimensionamento de Alvenaria Estrutural**. 2ª ed. rev., 1ª reimpressão. São Carlos: EdUFSCAR, 2014. 625p.

PINTO, J.P.C. (2016). **Determinação experimental do amortecimento de um solo: Desenvolvimento de uma ferramenta de aplicação laboratorial**. Dissertação (Mestrado). 193 p. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

POLYAKOV, S.V. (1956). **Masonry in framed buildings** (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny Po Stroitel'stvo i Arhitektura. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.

POLYAKOV, S.V. (1960). **On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall**. Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute, São Francisco, EUA, p. 36-42.

RIDDINGTON, J.R. (1984). **The influence of initial gaps on infilled frame behavior**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, part 2, p. 295-310.

SEAH, C.K. (1998). **A Universal approach for the analysis and design of masonry infilled frame structures**. Tese (Doutorado). 273p. University of New Brunswick. New Brunswick, Canadá.

STAFFORD-SMITH, B.; CARTER, C. (1969). **A method of analysis for infilled frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.44, p. 31-48.

THE MASONRY SOCIETY. **TMS 402-16**. Building Code Requirements for Masonry Structures. Masonry Standards Joint Committee, Detroit, 2016.

THOMAS, F.G. (1953). **The strength of brickwork**. The Structural Engineer, Part 2, v.36, p. 35-41.

TUCKER, C.J. (2007). **Predicting the in-plane capacity of masonry infilled frames**. Tese (Ph.D.). Tennessee Technological University, USA.

WOOD, R.H. (1958). **The stability of tall buildings**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.11, p. 60-101.

WOOD, R.H. (1978). **Plasticity, composite action and collapse design of unreinforced shear wall panels in frames**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, v.65, p. 381-411.