

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL**

**MODELAGEM DE PÓRTICOS DE CONCRETO  
ARMADO PREENCHIDOS COM A CONSIDERAÇÃO  
DE ABERTURAS NOS PAINÉIS DE ALVENARIA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**LIRIANE REIS DA SILVA**

**Santa Maria, RS, Brasil  
2014**



**PPGEC/UFSM, RS**

**SILVA, Liriane Reis**

**Mestre**

**2014**



**MODELAGEM DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO  
PREENCHIDOS COM A CONSIDERAÇÃO DE ABERTURAS  
NOS PAINÉIS DE ALVENARIA**

**Liriane Reis da Silva**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração em Construção Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de  
**Mestre em Engenharia Civil**

**Orientador: Prof. João Kaminski Junior**  
**Coorientador: Prof. Gerson Moacyr Sisniegas Alva**

Santa Maria, RS, Brasil

2014



**Universidade Federal de Santa Maria  
Centro de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil**

**A comissão Examinadora, abaixo assinada,  
aprova a dissertação de Mestrado**

**CONTRIBUIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA  
NA ANÁLISE DE PÓRTICOS  
DE CONCRETO ARMADO**

elaborada por  
**Liriane Reis da Silva**

Como requisito parcial para obtenção de  
**Mestre em Engenharia Civil**

**COMISSÃO EXAMINADORA:**

**João Kaminski Junior, Dr.**  
(Presidente/Orientador)

**Gerson Moacyr Sisniegas Alva, Dr.**  
(Coorientador)

**Gihad Mohamad, Dr. (UFSM)**

**Guilherme Aris Parsekian, Dr. (UFSCAR)**

Santa Maria, 21 de março de 2014.





## DEDICATÓRIA

*“Agradeço todas as dificuldades que enfrentei; não fosse por elas, eu não teria saído do lugar. As facilidades nos impedem de caminhar. Mesmo as críticas nos auxiliam muito.” (Chico Xavier)*



## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação de Engenharia Civil (PPGEC) da UFSM e aos seus professores e funcionários. Em especial, aos professores João Kaminski Junior e Gerson Sisniegas Alva pelo tempo, atenção, orientação e dedicação.

Aos meus pais, Julio Romeu da Silva e Liria Mariza Reis da Silva, ao meu irmão, Juliano Reis da Silva, e a todos os amigos pelo incentivo, paciência e amizade.

A CAPES pelo importante apoio financeiro.

Agradeço a Deus pela vida.

*“Agradeço todas as dificuldades que enfrentei; não fosse por elas, eu não teria saído do lugar. As facilidades nos impedem de caminhar. Mesmo as críticas nos auxiliam muito.” (Chico Xavier)*



***“A teoria sem a prática de nada vale,  
a prática sem a teoria é cega.”***

(Vladimir Lênin)



## RESUMO

Dissertação de Mestrado  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
Universidade Federal de Santa Maria

### **CONTRIBUIÇÃO DOS PAINÉIS DE ALVENARIA NA ANÁLISE DE PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO**

AUTORA: LIRIANE REIS DA SILVA

ORIENTADOR: Prof. JOÃO KAMINSKI JUNIOR

COORIENTADOR: Prof. GERSON MOACYR SISNIEGAS ALVA

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 21 de março de 2014.

Neste trabalho é apresentado um estudo sobre pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria submetidos a ações horizontais de Estado Limite de Serviço (ELS), considerando a contribuição do painel de preenchimento na rigidez da estrutura. A análise dos pórticos preenchidos é realizada de duas maneiras: empregando-se o conceito da diagonal equivalente, na denominada macromodelagem e o método dos elementos finitos (MEF) para a micromodelagem simplificada. Em razão da simplicidade, os modelos com barras diagonais equivalentes são bastante atrativos para a inclusão de painéis de alvenaria nos modelos estruturais de pórticos de edifícios. Entretanto, as formulações disponíveis na bibliografia especializada fornecem valores sensivelmente distintos para a determinação da rigidez axial da barra equivalente, além de desconsiderarem alguns parâmetros importantes do comportamento estrutural do conjunto pórtico-alvenaria. Na análise através do MEF são realizadas simulações numéricas de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria, com e sem aberturas, com diferentes vãos, rigidez de pilares e propriedades da alvenaria, empregando-se elementos bidimensionais na modelagem, além da consideração do contato pórtico-parede. Os resultados dessas simulações permitem a avaliação das limitações das formulações existentes para a determinação da largura da barra equivalente. No caso de pórticos preenchidos com aberturas, é avaliado de que forma o tamanho e a posição da abertura afeta a rigidez da estrutura. Por fim, as máximas tensões solicitantes (tração, compressão e cisalhamento) de todos os modelos são avaliadas, e comparadas com as respectivas tensões resistentes, a fim de determinar a possibilidade de fissuração dos painéis de preenchimento de pórticos submetidos a ações de ELS.

**Palavras-chave:** Pórticos preenchidos, painéis de alvenaria, barra diagonal equivalente, alvenaria de vadação, estrutura de concreto.





## ABSTRACT

### CONTRIBUTION OF MASONRY PANELS ON ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE FRAMES

In this paper, a study on masonry infilled reinforced concrete (RC) frames subjected to service limit state horizontal loads is presented, considering the masonry panel contribution in the stiffness of the structure. The analysis of infilled frames is performed in two ways: using the equivalent diagonal strut concept, called here as macromodelling and the finite element method (FEM) for the micromodelling. Due to simplicity, equivalent strut models are really attractive for the inclusion of masonry panels in structural models of buildings frames. However, formulations available in the literature provide substantially distinct values for determining the axial rigidity of the equivalent strut, and disregarding some important parameters of the structural behavior of the infilled frame. In the FEM analysis, numerical simulations of infilled RC frames are done, with and without openings, with different spans, stiffness of the columns and masonry properties, using finite elements type shell in the modeling, in addition to the consideration of the contact frame-masonry. The simulations results allow the assessment of the limitations of the existing formulations for determining the width of the diagonal strut. In infilled frames with openings of doors and windows, is evaluated how the size and position of the aperture affects the stiffness of the structure. Finally, the maximum stresses (tensile, compression and shear) of all models are evaluated and compared with their respective resistant stresses in order to determine the possibility of cracking of the masonry panels of frames subjected to service limit state actions.

**Key-word:** Infilled frames, masonry panels, equivalent diagonal strut, masonry, reinforced concrete structure.



## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	9
1.1	Considerações iniciais.....	9
1.2	Justificativa.....	10
1.3	Objetivo geral.....	11
1.4	Objetivos específicos.....	12
1.5	Organização do trabalho.....	13
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	15
2.1	Desenvolvimento histórico.....	15
2.2	Painéis de alvenaria.....	19
2.2.1	Modos de fissuração dos painéis de alvenaria.....	21
2.3	Pórticos preenchidos.....	22
3	CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	25
3.1	Modelagem.....	25
3.1.1	Micromodelagem.....	27
3.1.2	Macromodelagem.....	28
3.2	Barra diagonal equivalente.....	29
3.2.1	Expressões para a determinação da largura da barra diagonal equivalente.....	33
3.3	Parâmetros de simulação.....	34
3.3.1	Ligação entre pórtico e alvenaria.....	35
3.3.2	Aberturas nos painéis.....	36
3.3.3	Influência das dimensões dos pórticos preenchidos.....	40
3.3.4	Material e características do preenchimento.....	41
4	ANÁLISE NUMÉRICA.....	43
4.1	Definição de modelos.....	43
4.1.1	Definição dos materiais.....	50
4.1.2	Definição da força horizontal.....	51
4.2	Modelagem.....	52
4.2.1	Macromodelagem.....	52
4.2.2	Micromodelagem simplificada.....	56
4.2.2.1	Avaliação dos parâmetros do problema de contato.....	58
5	RESULTADOS.....	65
5.1	Calibração do fator de rigidez normal de contato (FKN).....	65
5.2	Análise de resultados.....	73
5.2.1	Deslocamentos horizontais dos modelos.....	75
5.2.1.1	Deslocamentos relativos.....	88
5.2.2	Tensões resistentes da alvenaria.....	99
5.2.3	Rigidez dos pilares.....	109
6	CONCLUSÕES.....	119
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123
	APÊNDICE A – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1, L2 e L3 ( $f_p = 0,75$ MPa).....	129
	APÊNDICE B – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1, L2 e L3 ( $f_p = 1,50$ MPa).....	135
	APÊNDICE C – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1_60, L1_80 e L1_100 ( $f_p = 0,75$ MPa).....	141
	APÊNDICE D – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1_60, L1_80 e L1_100 ( $f_p = 1,50$ MPa).....	143



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações iniciais

O crescimento da construção civil no Brasil tem sido muito grande nos últimos anos. A escassez de espaço para a construção nos grandes centros urbanos vem resultando na acentuada verticalização das edificações, fazendo com que as estruturas fiquem cada vez mais altas e esbeltas.

Em uma estrutura, seja ela de concreto armado ou de aço, as vigas, os pilares e as lajes são considerados como elementos estruturais, enquanto que os painéis de alvenaria que preenchem os pórticos da estrutura são usualmente considerados como elementos de vedação, isto é, sua rigidez é desprezada na análise global da estrutura.

Medeiros (1999) descreve a alvenaria de vedação como protetora de ambientes e, também, do edifício, para tanto deve atender requisitos fundamentais para vedação em estruturas, como: “estanqueidade, isolamento térmico e acústico, estabilidade mecânica, segurança ao fogo, estética, durabilidade e economia”.

As alvenarias que formam os painéis possuem alta rigidez e, grande capacidade de manterem-se íntegras ao longo do tempo, atuando no enrijecimento das estruturas, mesmo sendo desprezadas como elementos estruturais.

No projeto de uma edificação, os painéis de alvenaria de vedação não são destinados a contribuir para suportar as ações na estrutura. Na verdade, os painéis são considerados como carga (peso próprio de elementos construtivos), de forma que desprezá-los como elementos estruturais pode ser considerado "a favor da segurança".

Os estudos envolvendo os elementos isolados, pórtico ou alvenaria, apresentam resultados divergentes daqueles com os pórticos preenchidos. Santos (2007) afirma que há uma unanimidade quanto aos efeitos de enrijecimento no pórtico pela alvenaria de vedação, levando a um aumento da capacidade de carga da estrutura. O pórtico confina a alvenaria e esta o preenche, de modo que a rigidez

do painel compensa a flexibilidade do pórtico. Já a alvenaria recebe ductilidade e resistência da estrutura que a contorna (MADIA, 2012).

A estrutura composta por pórtico de concreto armado e painel de alvenaria apresenta propriedades melhores quando comparada a estrutura analisada com elementos separados, apesar disso, essa melhoria é desprezada por calculistas. A contribuição exercida pela alvenaria pode não ser considerada devido a sua complexidade estrutural, sendo mais simples considerá-la apenas como carga vertical.

Além dos pórticos de concreto armado, os de estrutura de aço também tem sua capacidade aumentada quando é considerada a alvenaria de preenchimento. Alvarenga (2009) explica que os painéis de alvenaria interagem com a estrutura de aço enrijecendo-a, conseqüentemente, aumentando a sua capacidade de carga.

Os cuidados que devem ser tomados para a consideração dos painéis de alvenaria como elementos estruturais estão relacionados ao controle de qualidade dos materiais utilizados nos painéis e a sua execução. Portanto, os pórticos preenchidos exigem um custo superior em comparação a execução da alvenaria de vedação comum. No entanto, o enrijecimento proporcionado por esse sistema, levaria a uma diminuição na seção de vigas e pilares, ocasionando uma redução no custo da estrutura.

Santos (2007) afirma que se deve dar mais atenção a essa interação, na medida em que as recomendações fiquem claras o suficiente para considerar os painéis de alvenaria como elemento estrutural. A exploração do comportamento dos pórticos preenchidos, sejam de concreto ou de aço, ainda não é suficientemente clara e deve ser desenvolvida, a fim de que se encontrem métodos para simplificá-la.

## **1.2 Justificativa**

As edificações construídas nos grandes centros urbanos estão cada vez mais altas e esbeltas, o que traz sérias dificuldades para o projeto das suas estruturas. O grande desafio da engenharia estrutural, relacionado ao projeto de edifícios de múltiplos andares, consiste em conceber um projeto com segurança e desempenho

satisfatórios, reduzindo ao máximo o consumo de materiais e, principalmente, sem interferir no projeto arquitetônico proposto.

Nas estruturas de concreto armado, as quais são as mais utilizadas no Brasil, as alvenarias são usualmente consideradas como elementos meramente de vedação. No entanto, estudos têm demonstrado que as paredes de alvenaria (de vedação) contribuem significativamente na rigidez dos pórticos de uma edificação. As alvenarias de vedação, quando bem executadas, auxiliam no contraventamento da estrutura, aumentando a rigidez global da edificação frente a ações horizontais, tais como vento ou sismos.

Uma prática utilizada em países europeus e também nos Estados Unidos para minimizar as seções transversais dos elementos estruturais (pilares e vigas), sem afetar o desempenho global da estrutura, consiste na inclusão das alvenarias como elementos estruturais de pórticos, também conhecido como pórticos preenchidos, visando reduzir os efeitos das ações horizontais na estrutura.

No Brasil, a inclusão dos painéis de alvenaria no modelo de cálculo para a análise da estrutura, é uma prática pouco difundida. Mesmo conhecendo as vantagens da consideração dos pórticos preenchidos na análise e no dimensionamento de edifícios, os projetistas estruturais ainda relutam em considerar a alvenaria como elemento resistente, principalmente pela carência de ferramentas de projeto e de uma teoria universalmente aceita para análise e projeto destes sistemas. Estudos sobre o tema tentam trazer aproximações que facilitem a sua utilização, buscando sempre a economia no custo da estrutura.

### **1.3 Objetivo geral**

O principal objetivo do trabalho consiste em analisar numericamente, através de um programa de elementos finitos, pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria, com e sem aberturas, a fim de observar a influência da sua consideração na rigidez da estrutura, quando submetida a esforços horizontais, além de avaliar a integridade da alvenaria do pórtico preenchido para o Estado Limite de Serviço

(ELS) de deslocamento horizontal relativo entre pavimentos, definido na norma brasileira ABNT NBR 6118:2007.

#### **1.4 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos são descritos a seguir:

Determinação da largura da barra diagonal equivalente para os modelos de pórtico preenchido sem aberturas, utilizando diferentes expressões encontradas na literatura.

Estudo da distorção horizontal (deslocamento horizontal relativo) em Estado Limite de Serviço (ELS) dos modelos de pórticos preenchidos submetidos a uma ação horizontal, através da modelagem do pórtico com uma barra diagonal equivalente, denominada neste trabalho de macromodelagem.

Estudo da distorção horizontal em ELS das alvenarias, com e sem aberturas, a partir da modelagem dos pórticos em programa de elementos finitos, denominada neste trabalho de micromodelagem simplificada. Nesta modelagem, será realizada uma análise acerca do problema do contato entre o painel de alvenaria e o pórtico de concreto, a fim de obter um modelo que represente de forma mais fiel a estrutura de pórtico preenchido.

Comparar deslocamentos relativos obtidos nos diferentes modelos de pórticos preenchidos e tipos de alvenaria, a fim de observar qual a expressão encontrada na literatura fornece o resultado mais próximo do deslocamento relativo encontrado na micromodelagem simplificada.

Análise das tensões desenvolvidas nos painéis de alvenaria dos pórticos preenchidos, com e sem aberturas, modelados através da micromodelagem simplificada e comparação com as tensões resistentes, a fim de avaliar o possível tipo de fissuração das alvenarias em ELS.

Por fim, será realizado um breve estudo da influência do enrijecimento dos pilares na distorção horizontal e na distribuição das tensões nas alvenarias dos pórticos preenchidos.



## 1.5 Organização do trabalho

O trabalho é composto por seis capítulos. O primeiro capítulo trata da introdução ao trabalho, expondo o tema, justificando o estudo e exibindo os objetivos.

A revisão bibliográfica é apresentada no capítulo seguinte, composta pelo desenvolvimento histórico do tema. Este tópico traz também a definição de painéis de alvenaria e pórticos preenchidos, abordando estudos iniciais e atuais sobre o tema.

Os conceitos fundamentais para o desenvolvimento desta pesquisa, como o tipo de modelagem e os parâmetros necessários para simulação, são identificados no capítulo 3.

O quarto capítulo descreve, passo-a-passo, o desenvolvimento dos modelos estudados, bem como, a metodologia utilizada para a análise numérica. Na sequência, o quinto capítulo apresenta os resultados obtidos e as avaliações destes resultados.

Por fim, o sexto capítulo mostra as considerações finais e conclusões do trabalho. Neste item, também são mencionadas sugestões para futuras pesquisas.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo é composto por um desenvolvimento histórico acerca do tema, apontando trabalhos e estudos realizados. A revisão estende-se aos painéis de alvenaria e pórticos preenchidos.

### 2.1 Desenvolvimento histórico

Em razão do aumento da rigidez proporcionado pelo painel de alvenaria no preenchimento de pórticos em estruturas de aço ou de concreto armado, sua consideração como elemento portante vem sendo estudada nas últimas décadas. O conjunto pórtico mais painel é chamado de pórtico preenchido.

Conforme apresentado por Rathbun (1938, *apud* ALVARENGA, 2002, p. 14), o fato que contribuiu para o desenvolvimento do estudo de alvenaria de preenchimento, como elemento estrutural em pórticos submetidos a ações laterais, ocorreu no Empire State Building (Figura 2.1), em Nova York, construído em estrutura de aço com 102 andares e concluído em maio de 1931.

Durante uma tempestade com rajadas de vento excedendo a 145 km/h, observou-se o início de fissuras em vários painéis de alvenaria entre os andares 29 e 42. Registraram-se também fissuras na interface pórtico-painel de alvenaria. Os extensômetros fixados nos pilares não registraram deformações no pórtico antes do início das fissuras no painel, apesar da presença de forte vento.

Isso foi explicado pela alta rigidez dos painéis de alvenaria, que dessa forma evitaram distorções nos pórticos de aço.

Quando os painéis foram solicitados além de sua capacidade de fissuração, iniciou-se um processo de perda de rigidez. Então, os extensômetros começaram a registrar deformações no pórtico de aço, indicando que havia iniciado sua participação na resistência à ação do vento.

Em razão da interação pórtico-painel, o conjunto continuou a resistir fortemente as ações laterais, mesmo na presença de fissuras no painel.



Figura 2.1 – Empire State Building. Fonte: [www.the-rioblog.blogspot.com.br](http://www.the-rioblog.blogspot.com.br).

Os painéis de alvenaria, que são rígidos e resistentes à compressão, mas relativamente pouco resistentes à tração, podem servir de membros comprimidos em combinação com as vigas e colunas resistentes à flexão e aos esforços axiais. A transferência de carga entre os painéis e a estrutura é feita a partir do comprimento efetivo de contato que é função da rigidez relativa entre os painéis nos seus planos e a estrutura reticulada (ALVARENGA, 2009, p. 1).

Considerando a interação entre os pórticos e os painéis de alvenaria, tornou-se necessário obter modelos e parâmetros para possibilitar uma análise detalhada quanto ao comportamento desse sistema. Ao longo das últimas décadas, desenvolveram-se modelos para representar os pórticos preenchidos, a fim de encontrar aproximações condizentes com os ensaios realizados em protótipos (modelos em escala real).

O modelo mais simplificado para representação do pórtico preenchido consiste na substituição do painel de alvenaria por uma diagonal de contraventamento. Posteriormente, as aproximações trazidas por esse modelo foram comparadas às respostas de modelos experimentais, a partir de programas computacionais sofisticados.

A partir da década de 50, Polyakov (1956) passou a publicar resultados de pesquisas envolvendo pórticos preenchidos em modelos reduzidos, sujeitos a

cargas elevadas. Este autor é o responsável pela proposta do conceito da barra diagonal equivalente.

Nos Estados Unidos, Whitney *et al.* (1955) publicaram uma pesquisa tratando da resistência das estruturas, pórticos preenchidos, frente a esforços proporcionados por explosões atômicas. Tanto esse estudo, como outros, foram analisados por Benjamin e Williams (1957) e Wood (1958), e os autores foram unânimes em afirmar que os painéis de alvenaria tornam a estrutura mais rígida.

Após algumas décadas do início das pesquisas sobre pórticos preenchidos, o Brasil tem seu primeiro trabalho publicado sobre o assunto. Conforme apresenta Madia (2012), a pesquisa foi desenvolvida por Braguim em 1989. Este autor realizou análises experimentais em pórticos de aço para caracterizar as suas ligações semi-rígidas, buscando verificar o comportamento dos pórticos de aço preenchidos a partir da influência das ligações. Posteriormente, em 1993, o pesquisador analisa numericamente pórticos de quatro pavimentos, utilizando o método da diagonal equivalente e conclui que a consideração de diagonais (contraventamento) aumenta a rigidez da estrutura “quase que independentemente do tipo de ligação viga-pilar considerada”.

Outros trabalhos publicados por autores brasileiros sobre o tema são mencionados a seguir.

Alvarenga (2002) apresenta um trabalho de análise experimental em pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavados. Além disso, realizou uma série de macromodelagens numéricas a fim de observar qual a melhor relação entre as dimensões (altura e comprimento) para os pórticos. Como conclusão, é confirmado o aumento da rigidez e da resistência das estruturas compostas por pórticos preenchidos, através de aspectos teóricos, experimentais e numéricos.

A influência dos painéis de alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado é o tema da pesquisa de Santos (2007). Este trabalho envolveu a modelagem da estrutura de concreto e dos painéis de alvenaria pelo conceito de barra diagonal equivalente. O autor concluiu que a estrutura composta por alvenaria apresenta menores deformações em comparação ao modelo formado somente pelo pórtico de concreto armado.

Tanaka (2011) analisa a influência dos painéis de alvenaria dotados de aberturas na rigidez de um edifício de concreto armado. Para o estudo, foram

comparados três modelos: sem a contribuição da alvenaria (modelo 1), com a contribuição da alvenaria externa (modelo 2) e considerando a alvenaria externa dotada de aberturas (modelo 3). O autor conclui que, apesar do modelo 3 apresentar menor rigidez que o segundo modelo, ambos apresentam rigidez superior ao modelo 1. O Quadro 2.1 apresenta os resultados obtidos pelo autor.

<b>Modelos dos pórticos</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
Modelo A	12,81
Modelo B	2,51
Modelo C	2,62

Quadro 2.1 – Comparação do deslocamento entre os modelos. Fonte: Tanaka, 2011.

Na mesma linha, Madia (2012) apresenta a contribuição da alvenaria de preenchimento em um edifício real composto por 22 pavimentos quando submetido à ações horizontais. Foi utilizado o método da diagonal equivalente e a modelagem foi realizada no programa TQS. O autor comparou três estruturas: pórtico original sem a diagonal de contraventamento (modelo 1), pórtico (com seções de pilares reduzidas) com diagonal de contravamento (modelo 2) e pórtico (com seções de pilares reduzidas) sem diagonal de contraventamento (modelo 3). Conforme os resultados mostrados no Quadro 2.2, o pórtico composto por diagonal de contravamento, mesmo com seções reduzidas, apresentou maior rigidez (menor deslocamento) em comparação ao primeiro modelo. Considerando apenas os painéis de alvenaria em duas faces da caixa de escadas, o autor comprovou o ganho da rigidez na estrutura, permitindo a redução das seções dos pilares e a consequente economia no custo da estrutura.

<b>Modelo</b>	<b>Deslocamento (cm)</b>
Modelo 1	2,39
Modelo 2	2,03
Modelo 3	2,65

Quadro 2.2 – Deslocamentos no topo da estrutura. Fonte: Madia, 2012.

Estes estudos ratificam a influência dos pórticos preenchidos na rigidez global de estruturas, apesar desta ainda ser desconsiderada em razão da complexidade e das incertezas envolvidas para a sua aplicação em projetos estruturais. Sendo assim, pesquisas teóricas e experimentais vêm sendo desenvolvidas a fim de facilitar a consideração dos painéis de preenchimento como elemento estrutural.

Ainda, segundo Alvarenga (2002), existe na literatura uma gama de procedimentos para a consideração dos pórticos preenchidos com alvenaria na análise de estruturas. Tais procedimentos serão discutidos a seguir.

## **2.2 Painéis de alvenaria**

O uso da alvenaria como técnica de construção é bastante antiga, sendo muito encontrada em edificações históricas. O uso da alvenaria pode ser tanto estrutural quanto de vedação. As últimas referem-se às paredes que vedam as estruturas, interna e externamente, não sendo consideradas responsáveis pelo suporte de cargas (RABINOVITCH, 2011), enquanto que a alvenaria estrutural refere-se ao sistema construtivo que utiliza blocos industrializados (moldados em cerâmica ou concreto) que agem como elemento estrutural, suportando cargas, além do seu próprio peso (Figura 2.2).



Figura 2.2 – Edifício de alvenaria estrutural. Fonte: [www.pedreiro.com.br](http://www.pedreiro.com.br)

As características das alvenarias são de grande valia para as estruturas, porém a deformabilidade e a resistência mecânica merecem destaque. A deformabilidade é a capacidade que a alvenaria possui de manter-se íntegra, distribuindo as tensões internas ao longo do tempo e sem perda do desempenho.

O módulo de deformação de uma parede pode ser considerado para avaliar indiretamente esta capacidade de deformação. Quanto maior o módulo de deformação, menor a capacidade que a parede tem de se deformar e mais elevado será o nível de tensões internas solicitantes. A deformabilidade e o módulo de deformação são funções diretas do tipo e natureza do bloco, tipo da argamassa, dimensões dos blocos e espessuras das juntas da parede. A capacidade de se deformar sem fissurar também depende da aderência existente entre os blocos e a argamassa das juntas (MEDEIROS, 1999, p. 4).

Madia (2012) cita que apesar da baixa resistência à tração, a alvenaria possui uma alta resistência à compressão. A Figura 2.3 ilustra como se desenvolvem as tensões na alvenaria de preenchimento de um pórtico submetido à ações horizontais, mostrando que a alvenaria pode atuar como contraventamento dos pórticos.



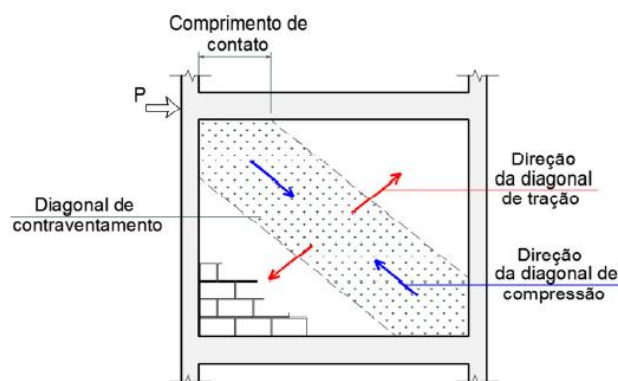


Figura 2.3 –Tensões atuantes na alvenaria de preenchimento de um pórtico. (Fonte: Madia, 2012).

Segundo Santos (2007), tanto as paredes externas, como as internas, apresentam alguma resistência. Dessa forma, é possível constatar que a presença da alvenaria de vedação interfere no comportamento estrutural dos edifícios e, portanto, os painéis de preenchimento podem e devem ser considerados na análise estrutural.

### 2.2.1 Modos de fissuração dos painéis de alvenaria

Alvarenga (2002) aborda em seu trabalho sobre pórticos de aço preenchidos, os tipos de rupturas atuantes nos painéis de alvenaria. Segundo a autora, a contribuição do painel de alvenaria para o pórtico é máxima quando a interface pórtico-painel está em pleno contato, o que ocorre com baixos valores de carga. O aumento do valor da carga atuante na estrutura ocasiona o deslocamento parcial da interface pórtico-painel, reduzindo o contato. Para cargas elevadas, a alvenaria atinge seus estados limites de tração e compressão, ocorrendo plastificação em determinadas regiões do painel.

Para o pórtico, os modos de ruptura são: por tração no pilar, por cisalhamento de vigas e pilares e ruptura nas ligações. Já a alvenaria, pode apresentar fissuração por cisalhamento na interface entre o bloco e a argamassa de assentamento, fissuração por tração na diagonal através das juntas de argamassa e blocos e

fissuração por compressão, causada pelo esmagamento nas regiões dos cantos comprimidos dos painéis (Figura 2.4).

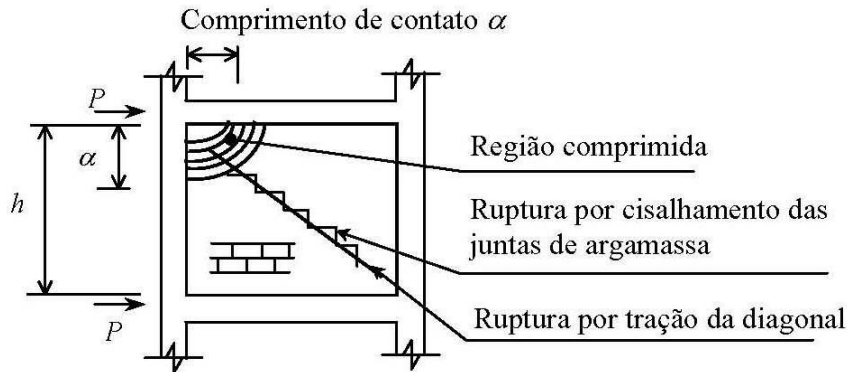


Figura 2.4 – Modos de fissuração da alvenaria.

## 2.3 Pórticos preenchidos

A interação entre o pórtico e o painel de alvenaria de preenchimento vem sendo estudada mais intensamente nas últimas décadas, com a finalidade de desenvolver uma aproximação para o emprego de pórticos preenchidos em projetos de edifícios.

Alvarenga (2009) afirma que a associação entre pórticos e painéis contribui positivamente no comportamento global das estruturas. Apesar disso, ainda existe relutância quanto à consideração de pórticos preenchidos em projetos estruturais.

Em regiões com grandes atividades sísmicas são desenvolvidas análises sobre a rigidez proporcionada à estrutura pelos pórticos preenchidos. Partindo do fato de que não há consenso de que as paredes de preenchimento tornam os pórticos mais ou menos vulneráveis aos movimentos sísmicos, são realizadas pesquisas para encontrar evidências de que há um aumento na rigidez. Doudoumis (2006) afirma que os painéis de preenchimento nos pórticos melhoram consideravelmente a rigidez lateral, resistência e capacidade de dissipação de energia em terremotos.

Mesmo que no Brasil não existam movimentos sísmicos relevantes, o estudo sobre os pórticos preenchidos é de grande importância, já que a consideração dos painéis de alvenarias implica maior rigidez na estrutura. As pesquisas nesse campo podem trazer ferramentas para facilitar sua consideração em projetos, sendo possível diminuir o custo da estrutura.

### 2.3.1 Comportamento dos pórticos preenchidos

Os três estágios de comportamento dos pórticos preenchidos, submetidos a ações horizontais, são descritos por Polyakov (1960):

No primeiro estágio, o painel de alvenaria e as barras do pórtico apresentam um comportamento monolítico, caracterizado pela ausência de fissuras. O término desse estágio ocorre no momento em que são observadas as primeiras fissuras na interface pórtico-painel, nos cantos da diagonal tracionada.

No segundo estágio, inicia o aparecimento de fissuras com forma escalonada, acompanhando as juntas da argamassa de assentamento ao longo da diagonal comprimida, em razão do encurtamento desta diagonal e do consequente alongamento da diagonal tracionada.

Por fim, no terceiro estágio, a estrutura ainda é capaz de suportar acréscimos de carga, porém, à medida que o carregamento aumenta, o aparecimento de fissuras também cresce. Ao final desse estágio o conjunto pórtico-painel perde sua capacidade resistente, chegando ao limite máximo de esforços que o conjunto é capaz de resistir.

A Figura 2.5 ilustra, da esquerda para direita, o término do primeiro, segundo e terceiro estágios.

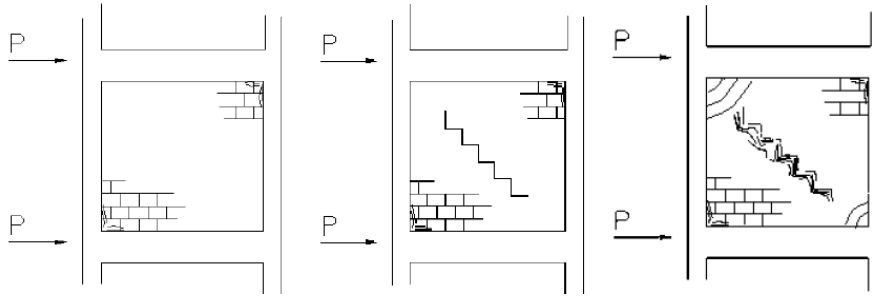


Figura 2.5 – Término dos estágios de comportamento dos pórticos preenchidos (Fonte: Santos, 2007).

### **3 CONCEITOS FUNDAMENTAIS**

Para a perfeita compreensão deste trabalho, é necessária a definição de alguns conceitos. Neste capítulo, são apresentados os conceitos aplicados na análise teórica dos pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria.

#### **3.1 Modelagem**

A análise de pórticos preenchidos, quando submetidos a ações laterais, consiste em um problema estaticamente indeterminado, uma vez que envolve um processo de distribuição de tensões iterativo entre o pórtico e o painel. Portanto, a fim de desenvolver aproximações para o uso dos painéis de alvenaria como elemento estrutural, é necessário averiguar seu comportamento junto aos pórticos.

A análise de pórticos preenchidos envolve dois tipos de pesquisas: numéricas e experimentais. Os estudos experimentais envolvem modelos em escala real (protótipos), os quais são ensaiados em laboratório. As pesquisas teóricas, abordadas neste tópico, envolvem técnicas de modelagem para analisar numericamente as estruturas, com a utilização de programas.

As técnicas utilizadas para modelagem e análise numérica de pórticos preenchidos podem ser divididas em dois grupos: a micromodelagem e a macromodelagem. A primeira envolve modelos matemáticos nos quais a estrutura é discretizada em um grande número de elementos, a fim de obter os efeitos locais da estrutura. Já a macromodelagem, inclui modelos simplificados, baseados no comportamento físico dos pórticos preenchidos (CRISAFULLI, 2007).

Alvarenga (2002) apresenta em seu trabalho um estudo teórico-experimental sobre pórticos preenchidos. A pesquisa teórica envolveu o método dos elementos finitos e aplicação do conceito da diagonal equivalente (Figura 3.1). O estudo experimental avaliou pórticos de aço em escala real, preenchidos com blocos de concreto celular autoclavados (Figura 3.2). A autora concluiu que os modelos

numéricos, quando bem idealizados, representam satisfatoriamente o comportamento dos pórticos preenchidos ensaiados experimentalmente.

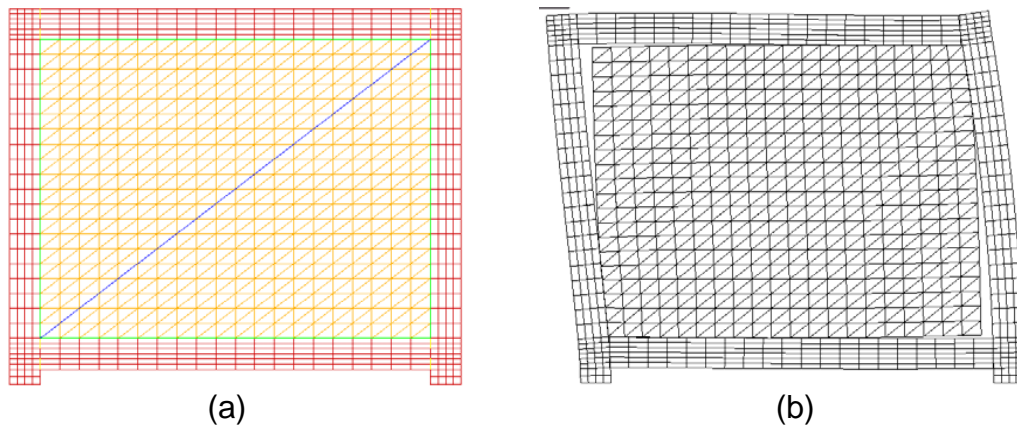


Figura 3.1 – Malha do pórtico preenchido definida para análise numérica (a). Deslocamento horizontal do modelo após aplicação da força horizontal (b). Fonte: Alvarenga, 2002.



Figura 3.2 – Ensaio do pórtico preenchido. Fonte: Alvarenga, 2002.

A análise numérica utilizando a macromodelagem e a micromodelagem possuem vantagens e desvantagens. A determinação da técnica a ser utilizada está

relacionada com o tipo de caso e os objetivos da análise, conforme discutido a seguir.

### 3.1.1 Micromodelagem

Na micromodelagem, as propriedades como módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, entre outras, são definidas individualmente para cada material que compõe a estrutura. Os blocos e a argamassa do painel de alvenaria são discretizados individualmente, diferente da macromodelagem, onde a alvenaria é tratada como um material contínuo, homogêneo e anisotrópico (ALVARENGA, 2002). As diferentes formas de modelar os painéis de preenchimento são mostradas na Figura 3.3.

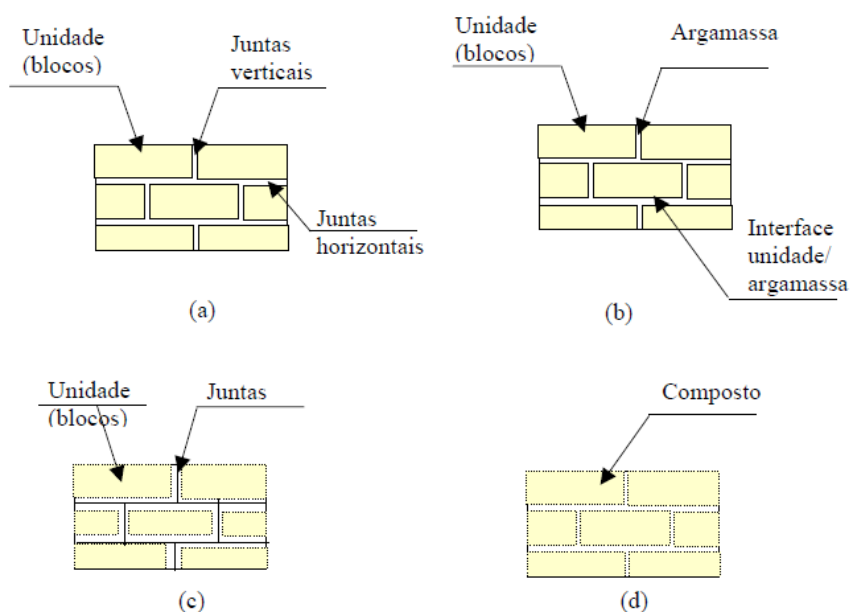


Figura 3.3 – Formas para a modelagem dos painéis de alvenaria: (a) alvenaria simples; (b) micromodelagem detalhada; (c) micromodelagem simplificada e (d) macromodelagem. Fonte: Lourenço (1996, apud ALVARENGA, 2002, p. 131).

Nesse tipo de modelagem, o método dos elementos finitos é utilizado, tendo-se mostrado eficiente nas investigações que envolvem as mais diferentes situações (LOURENÇO *et al.*, 1998).

Doudoumis (2006) cita que uma das primeiras aplicações de micromodelagem ocorreu em 1968, por Mallick e Severn, para o cálculo da rigidez elástica dos pórticos preenchidos. Posteriormente, Riddington e Stafford Smith, em 1997, analisaram um micromodelo com elementos de tensão para o pórtico e painéis e concluíram que os momentos de flexão foram reduzidos quando os painéis preenchiam os pórticos. Além desses, Doudoumis (2006) ainda cita outros autores, tais como May e Naji, El Haddad e Shing e Mehrabi, podendo-se observar que existem muitos micromodelos sugeridos para análises elásticas e inelásticas.

Para que a micromodelagem apresente resultados compatíveis com os ensaios experimentais realizados em laboratório, muitos cuidados devem ser tomados na elaboração do modelo teórico e na definição dos parâmetros necessários na análise.

A principal desvantagem da micromodelagem, em relação a macromodelagem, é que os modelos são sempre complexos, exigindo muito tempo para sua elaboração e para o processamento.

### 3.1.2 Macromodelagem

Na técnica de macromodelagem não existe distinção entre blocos e juntas de argamassa, o painel de alvenaria é tratado como um material homogêneo e anisotrópico. Materiais são ensaiados a fim de se obter propriedades físicas dos componentes da estrutura (MADIA, 2012). A macromodelagem pode ser empregada de três formas: usando o método dos elementos finitos com a teoria da plasticidade, o pórtico equivalente e a barra diagonal equivalente.

Originalmente introduzido por Polyakov (1956), o conceito de barra diagonal equivalente é um modelo típico usado para macromodelagem. Este método é comumente adotado devido a sua facilidade de emprego e aproximação dos resultados em comparação a ensaios realizados em protótipos.



O conceito que envolve a substituição do painel, seja de alvenaria ou pré-fabricado de concreto, por uma diagonal, fornece o comportamento de pórticos de aço ou de concreto preenchidos de forma simplificada e com relativa precisão. Com essa modelagem pode-se prever a rigidez global e o colapso no painel, porém, não são consideradas todas as possibilidades de falha ou colapso local (TEEUWEN, 2009, *apud* MADIA, 2012, p. 47).

### 3.2 Barra diagonal equivalente

O conceito de barra diagonal equivalente, introduzido por Polyakov (1956), é uma técnica de macromodelagem e consiste na substituição do painel de alvenaria por uma barra diagonal birrotulada fictícia equivalente. A Figura 3.4 exibe como o pórtico preenchido é considerado neste tipo de modelagem.

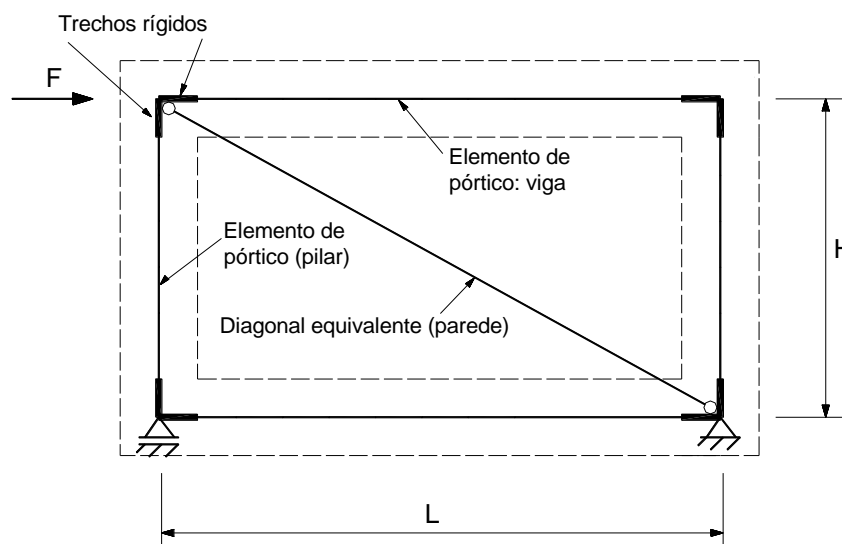


Figura 3.4 – Modelo com emprego da barra diagonal equivalente.

Holmes (1961) propõe um método, a partir do conceito de barra diagonal equivalente, para determinar deformações e a resistência de pórticos preenchidos. Neste processo, considera-se que a barra diagonal equivalente possui a espessura

e o módulo de deformação igual ao do painel e seu comprimento de contato é equivalente a um terço do comprimento da diagonal. O autor constatou que o deslocamento lateral do pórtico preenchido no momento do colapso, é efetivamente menor do que aquele observado nos pórticos sem preenchimento. Posteriormente, em ensaios realizados em modelos de um e dois pavimentos, Holmes (1963) apurou um aumento de 300% a 400% na rigidez da estrutura composta com painéis de concreto com resistência à compressão de 16 MPa. Para estruturas compostas por painéis de 3 MPa de resistência à compressão, o aumento da rigidez foi da ordem de 75% a 105%. Para os valores de carga de colapso, os resultados teóricos apresentaram ótima precisão em comparação com os experimentais. Mesmo assim, o autor sugeriu estudos mais aprofundados acerca deste método.

Outra proposta simplificada, abordada por Stafford-Smith (1962), estabelecia uma relação entre o comprimento de contato (pórtico e painel) e um parâmetro de rigidez relativa. Este método facilitou os cálculos considerando que a largura efetiva do painel era função do comprimento de contato entre o painel e o pórtico (Figura 3.5). O autor concluiu que o comprimento de contato dependia da rigidez relativa dos elementos do pórtico preenchido.

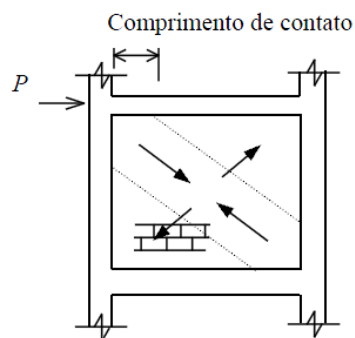


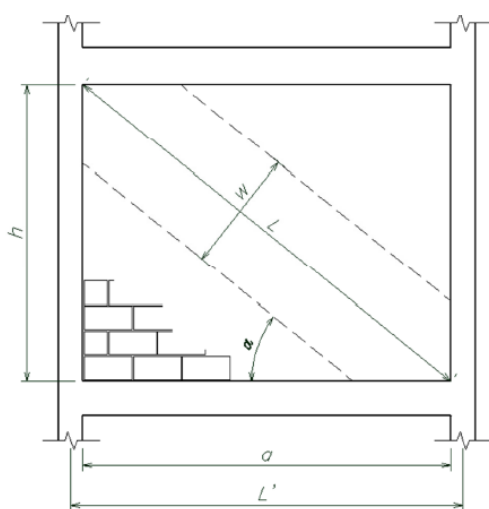
Figura 3.5 – Comprimento de contato das interfaces pórtico-painel, em sistemas solicitados a ações horizontais. Fonte: Alvarenga, 2002.

Posteriormente, Moreira (2002) desenvolve novas expressões (Equações 3.1 a 3.3) para consideração teórica das diagonais equivalentes, conforme Figura 3.6.

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \cdot \frac{L}{\cos^2\left(\alpha - \frac{\text{sen}\alpha}{L + \text{cos}\alpha}\right)} \quad (3.1)$$

$$K_{diag} = G \cdot \frac{a \cdot e}{h} \quad (3.2)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.3)$$



- L**: Comprimento da diagonal do painel;
- L'**: Comprimento entre eixos de pilares;
- a**: Largura do painel;
- h**: Altura do painel;
- e**: Espessura do painel;
- A**: Área da seção transversal da diagonal equivalente;
- $\alpha$ : Ângulo que a diagonal forma com a horizontal;
- E<sub>conc</sub>**: Módulo de elasticidade do material do pórtico;
- E**: Módulo de elasticidade do painel de alvenaria;
- G**: Módulo de elasticidade transversal do painel de alvenaria;
- ν**: Coeficiente de Poisson do painel de alvenaria.

Figura 3.6 – Modelo de diagonal equivalente segundo Moreira (2002).

Além dos métodos propostos por pesquisadores, também existem aqueles apresentados por normas em determinados países. O Canadá possui a norma CSA S304.1 (2004), baseada nos modelos desenvolvidos por Stafford-Smith (1962), mas diferente do que o autor apresentou em 1962, considerando metade da largura da diagonal. Já a norma NZS 4230: Parte 1 (1990) da Nova Zelândia, recomenda que a largura da diagonal seja de um terço do comprimento da diagonal. A norma americana ACI 530/TMS402/ASCE 5 (2011) utiliza equações para determinação da diagonal equivalente através de análises realizadas por Flanagan e Bennet (2001).

Crisafulli e Carr (2007) propõem em seu trabalho, um novo macromodelo para avaliar a resposta global das estruturas, este representa de uma forma simples o efeito da alvenaria de vedação através de diagonais equivalentes. O modelo de painel de preenchimento é composto por duas diagonais paralelas e uma mola ao cisalhamento (shear spring) (Figura 3.7).

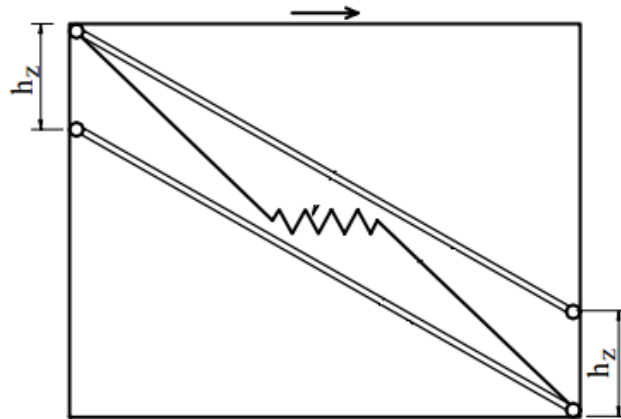


Figura 3.7- Modelo proposto com multi-diagonais representando a alvenaria de preenchimento. Fonte: Crisafulli e Carr, 2007.

A separação vertical das duas diagonais ( $h_z$ ), varia entre  $z/3$  e  $z/2$ , sendo  $z$  (Equação 3.4) o comprimento de contato entre o painel e o pórtico.

$$z = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_h} \cdot h \quad (3.4)$$

Onde:

$$\lambda_h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_m \cdot t \cdot \sin \theta}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h_m}}$$

Sendo:

$h$  = altura do pavimento;

$t$  = espessura da alvenaria;

$E_c$  = módulo de elasticidade longitudinal do concreto;

$I_c$  = momento de inércia da seção transversal dos pilares em torno do eixo de flexão;

$h_m$  = altura do painel de alvenaria.

### 3.2.1 Expressões para a determinação da largura da barra diagonal equivalente

Para o cálculo da largura da barra diagonal equivalente, é necessário considerar as dimensões do pórtico preenchido indicadas na Figura 3.8 e algumas propriedades dos materiais.

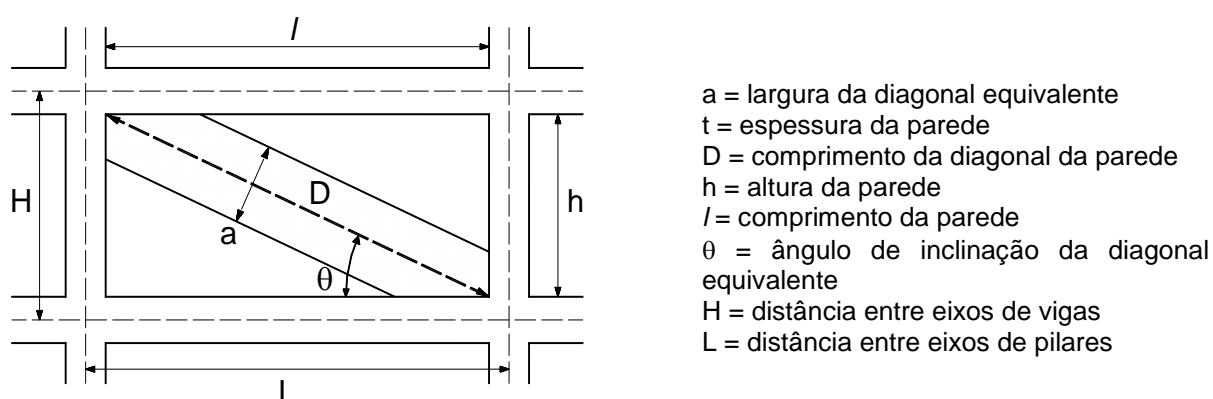


Figura 3.8 – Modelo de diagonal equivalente em pórticos preenchidos com alvenaria.

Na bibliografia existem diversas expressões para obtenção da largura da barra diagonal equivalente, e grande parte destas formulações utiliza o parâmetro de rigidez relativa entre painel de alvenaria e pórtico ( $\lambda$ ). O parâmetro é definido através da Equação 3.5, onde  $E$ ,  $E_p$  e  $I_p$  representam, respectivamente: o módulo de elasticidade do material da parede, o módulo de elasticidade do material do pilar e o momento de inércia à flexão do pilar.

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E.t.\text{sen}(2\theta)}{4.E_p.I_p.h}} \quad (3.5)$$

O Quadro 3.1 apresenta, resumidamente, expressões encontradas na bibliografia (ASTERIS *et al.*, 2011) para o cálculo da largura da barra diagonal equivalente em painéis preenchidos sem aberturas, as quais serão utilizadas neste trabalho. O parâmetro  $\lambda_H$  refere-se ao produto entre a rigidez relativa ( $\lambda$ ) e a altura entre eixos de vigas ( $H$ ).

Autores	Expressões	
MAINSTONE e WEEKS (1970) e MAINSTONE (1974)	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$	
LIAUW e KWAN (1984)	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$	
DECANINI e FANTIN (1987)	Para painéis não fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$ : $a = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) \cdot D$ $\lambda_H > 7,85$ : $a = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) \cdot D$	Para painéis fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$ : $a = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) \cdot D$ $\lambda_H > 7,85$ : $a = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) \cdot D$
PAULAY e PRIESTLEY (1992)	$a = \frac{D}{4}$	
DURRANI e LUO (1994)	$a = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D$ $\gamma = 0,32 \cdot \sqrt{\text{sen}(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E \cdot t}{m \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}\right)^{-0,1}$	$m = 6 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot E_v \cdot I_v \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L}\right)$ <p><math>E_v</math> = módulo de elasticidade do material da viga;  <math>I_v</math> = momento de inércia à flexão da viga.</p>
CHRYSOSTOMOU e ASTERIS (2012)	$a = 0,270 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$	

Quadro 3.1 – Expressões utilizadas para determinação da largura da barra diagonal equivalente.

### 3.3 Parâmetros de simulação

Os pórticos, sejam de concreto armado ou de aço, possuem sua rigidez aumentada quando os painéis de alvenaria são considerados como elemento estrutural. Para que este estudo acerca pórticos preenchidos seja eficaz, existem parâmetros que devem ser considerados, como: o tipo de ligação existente entre o

painel e o pórtico, a existência de aberturas no painel, a relação entre as dimensões dos pórticos e os materiais e características presentes nos painéis.

Neste tópico, serão abordados estes parâmetros, com a finalidade de identificar de que forma afetam o desempenho da estrutura.

### 3.3.1 Ligação entre pórtico e alvenaria

Um pórtico preenchido, quando submetido a ações horizontais, apresenta abertura de fissuras e perda de contato entre o painel e o pórtico. A forma como ocorre a transmissão de cargas entre os elementos, ou seja, como estes são ligados, é importante para análise do desempenho do sistema. A ligação “pórtico-painel” tem grande influência sobre o comportamento e a resistência do conjunto. Deste modo, a ligação deve ser considerada quando realizada a análise estrutural, a fim de se obter resultados mais próximos da realidade.

Shing e Mehrabi (2002) explicam que a interação entre o painel de preenchimento e o pórtico é de grande importância para analisar o comportamento e a resistência do conjunto, porém, é difícil determiná-la.

“O importante da ligação do painel à estrutura é que se comportem como um elemento estrutural único, em que as tensões laterais possam ser transmitidas, além de dificultar a movimentação do painel, causando o descolamento deste com o pórtico”. (MADIA, 2012, pg. 36)

Na micromodelagem, a interação existente entre o pórtico de concreto armado e o painel de alvenaria é tratada como um problema de contato. Palmira (2000) aponta as duas maiores dificuldades em relação ao problema de contato: desconhecimento prévio do local onde haverá mudança na condição de contato e que a consideração do atrito, quando necessário, pode causar problemas de convergência.

Em pórticos preenchidos sem abertura, submetidos a ações horizontais, a perda de contato ocorre nos cantos opostos a diagonal comprimida, como ilustrado na Figura 3.9. Esta mudança da condição de contato durante o carregamento

caracteriza um comportamento não-linear, podendo ser identificado por, pelo menos, uma das situações:

- a) duas ou mais superfícies fazem ou perdem contato entre elas;
- b) duas superfícies deslizam entre si.

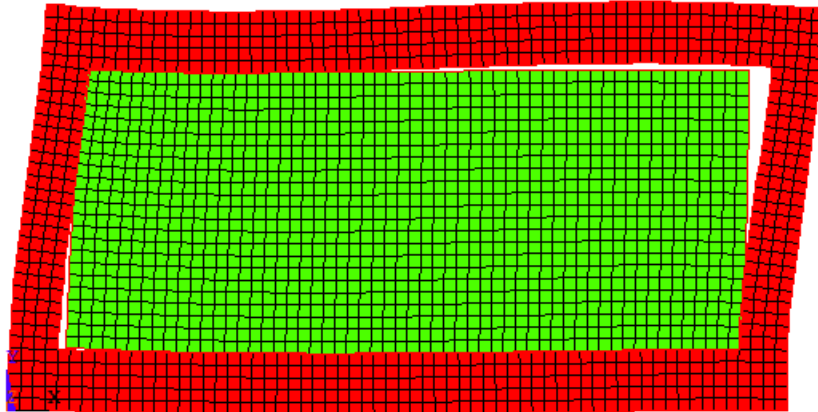


Figura 3.9 – Resposta de um pórtico preenchido submetido à ação horizontal.

Para simular computacionalmente o conjunto pórtico preenchido com painel de alvenaria, é necessário considerar a interação entre os seus elementos.

### 3.3.2 Aberturas nos painéis

Na maioria dos estudos sobre pórticos preenchidos, os painéis são considerados sem aberturas, o que facilita a modelagem e a análise. Porém, os painéis de alvenaria que formam as estruturas reais apresentam aberturas, tais como janelas e portas. Estas aberturas variam em tamanho e posição e, por isso, a análise torna-se mais complexa, exigindo um grande número de parâmetros para definir o comportamento da estrutura.

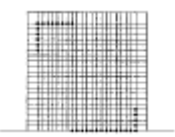
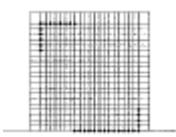
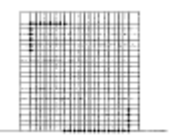
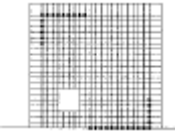
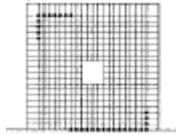
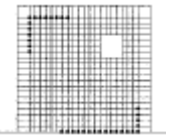
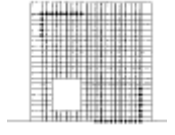
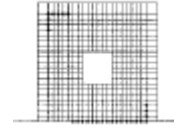
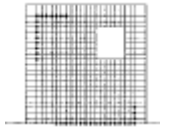
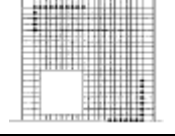
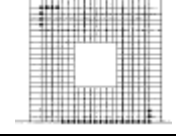
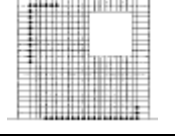
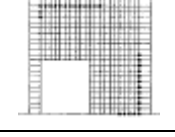
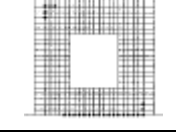
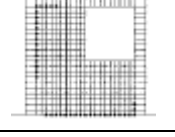
Mallick e Garg (1971 *apud* MONDAL e JAIN 2008, p. 702) realizaram um estudo com pórticos preenchidos com e sem aberturas e concluíram que as aberturas podem provocar uma redução na rigidez lateral de até 90%, em relação ao



modelo sem aberturas. Quanto à localização das aberturas, foi observado que aquelas situadas no centro do painel não proporcionam efeitos significativos. Diferentemente, as aberturas localizadas próximas às extremidades da diagonal comprimida causam uma diminuição considerável na rigidez horizontal.

Através de ensaios em protótipos, Alvarenga (2002) observou a rigidez média horizontal em pórticos preenchidos com e sem aberturas. Os resultados mostram uma perda de rigidez em torno de 40% nos pórticos preenchidos com aberturas em relação aos protótipos sem aberturas.

Asteris (2003) analisou, através de elementos finitos, a influência da rigidez de aberturas com diferentes tamanhos e posições (Quadro 3.2). Aplicando uma força horizontal a esquerda, o autor concluiu que o aumento na porcentagem de abertura leva a diminuição na rigidez da estrutura. Sendo que a diminuição de rigidez é de 87% para um pórtico vazio (100% de abertura).

Porcentagem de abertura	Posição das aberturas		
	A	B	C
0,00			
4,00			
9,00			
16,00			
25,00			

Quadro 3.2 – Posição das aberturas. Fonte: Asteris, 2003.

A partir destas análises, Asteris (2003) propôs fatores de redução para a rigidez ( $\lambda$ ) dos pórticos preenchidos (Figura 3.10). As aberturas localizadas sobre a diagonal comprimida (posição B) são responsáveis pela maior redução de rigidez do pórtico preenchido. Enquanto que as demais aberturas (posição A e C) encontram-se fora da diagonal comprimida, provocando menor perda de rigidez.

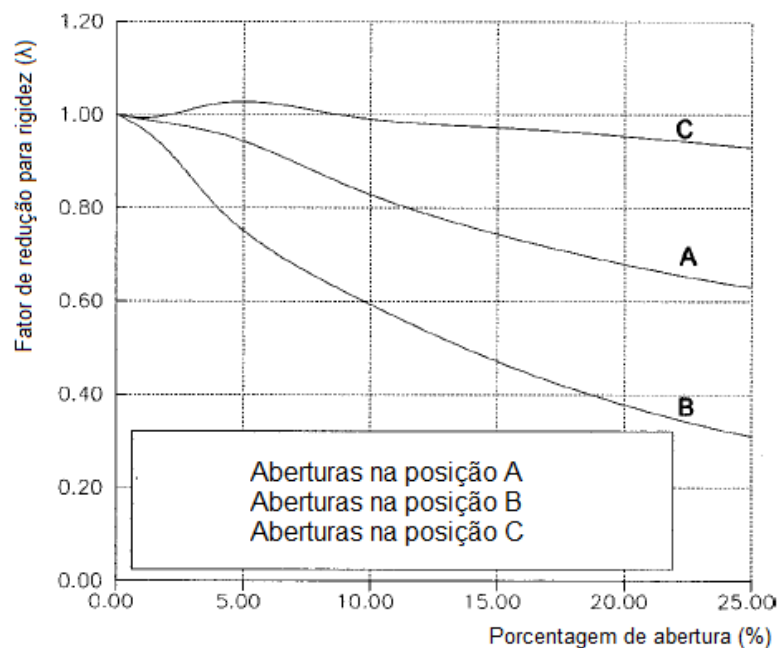


Figura 3.10 – Fator de redução da rigidez ( $\lambda$ ) considerando o aumento da porcentagem de abertura. Fonte: Asteris, 2003.

Mondal e Jain (2008) estudaram a influência de aberturas centrais na rigidez de pórticos preenchidos, utilizando o método de elementos finitos e a diagonal equivalente. Primeiramente, o modelo de elementos finitos foi calibrado através de estudos já publicados. A seguir, foi determinada a rigidez lateral de pórticos preenchidos com aberturas centrais. Para o modelo de diagonal equivalente, a largura da diagonal é estimada a fim de obter a mesma rigidez lateral (deslocamento horizontal) do modelo de elementos finitos. A partir destas análises, é proposto um fator de redução da diagonal equivalente para 1, 2 e 3 pavimentos. A partir do modelo calibrado de elementos finitos, os autores concluíram que a rigidez lateral diminui com o aumento da área de abertura. Quando a área de abertura central

ocupa 15% do painel de preenchimento, a rigidez é reduzida em torno de 40%. No caso de áreas de aberturas iguais, em painéis preenchidos similares (Figura 3.11), o painel composto pela abertura com maior largura, apresenta rigidez lateral um pouco maior, conforme os resultados apresentados no Quadro 3.3. Isto ocorre devido ao aumento da altura da abertura, que divide o painel em dois sub-painéis, permitindo a formação de multi-diagonais.

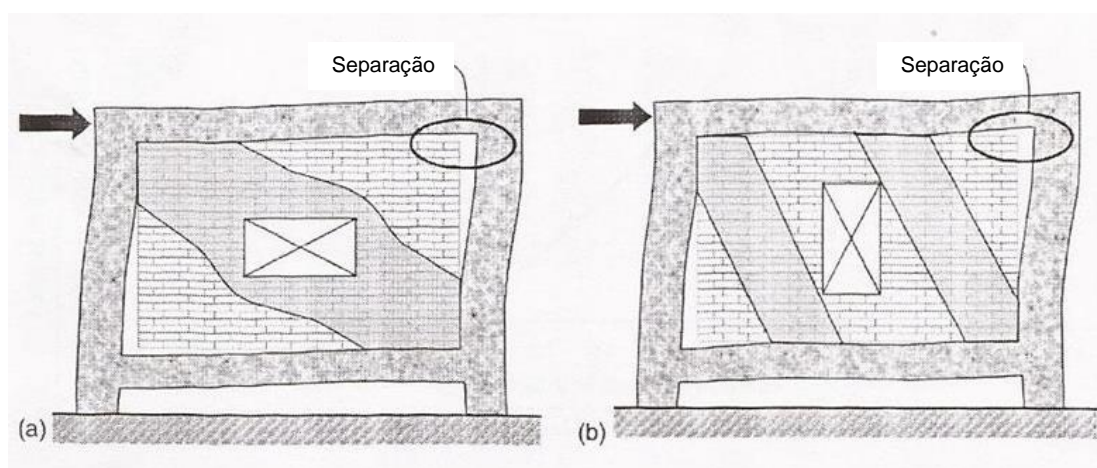


Figura 3.11 – Formação da diagonal equivalente: (a) diagonal única e (b) multi-diagonais. Fonte: Mondal e Jain, 2008.

Largura menor que altura		Largura maior que altura		Diferença (%)
Abertura (mm)	Rigidez lateral (kN/mm)	Abertura (mm)	Rigidez lateral (kN/mm)	
500 x 1000	125	1000 x 500	120	-4,2
500 x 1500	114	1500 x 500	117	2,5
500 x 2000	98	2000 x 500	105	5,8
1000 x 1500	97	1500 x 1000	101	3,3
1000 x 2000	75	2000 x 1000	85	8,3
1500 x 2000	54	2000 x 1500	62	6,7

Quadro 3.3 – Efeitos da dimensão da abertura na rigidez lateral de pórticos preenchidos. Fonte: Mondal e Jain (2008).

Apesar dos estudos desenvolvidos, ainda não existe um modelo universal de macromodelagem para utilização em projeto. É recomendável que a influência das aberturas nos pórticos preenchidos seja determinada a partir da micromodelagem, através do emprego do método dos elementos finitos. Por isso, nos pórticos preenchidos com painéis de alvenaria dotados de aberturas, os painéis são normalmente desprezados.

### 3.3.3 Influência das dimensões dos pórticos preenchidos

A influência da relação altura (H) / comprimento (L) dos pórticos preenchidos também deve ser explorada neste trabalho, visto que a rigidez da estrutura é função desta relação.

Alvarenga (2002) analisou experimentalmente a influência da relação altura/comprimento, considerando dois protótipos de aço, em escala real. Foram ensaiados pórticos com dimensões 268 cm x 322 cm ( $H/L = 0,83$ ) e 268 cm x 522 cm ( $H/L = 0,51$ ). Nos ensaios, a carga média de fissuração da diagonal foi 172 kN para o modelo com maior relação H/L, enquanto que o segundo modelo não apresentou ruptura da diagonal para carga de 210 kN. Ou seja, quanto maior o vão (menor relação H/L), maior a carga de fissuração da diagonal.

No mesmo trabalho, Alvarenga (2002) também analisou numericamente a rigidez e a resistência de pórticos preenchidos sem aberturas para cinco relações altura/comprimento (H/L): 0,51; 0,60; 0,70; 0,83 e 1,00. Todos os modelos têm 268 cm de altura. A autora observou que aqueles com maior relação H/L, isto é, com menor comprimento, apresentaram menor força de ruptura por fissuração na diagonal e, também, menor deslocamento quando submetidos a forças horizontais, como pode ser observado na Figura 3.12.

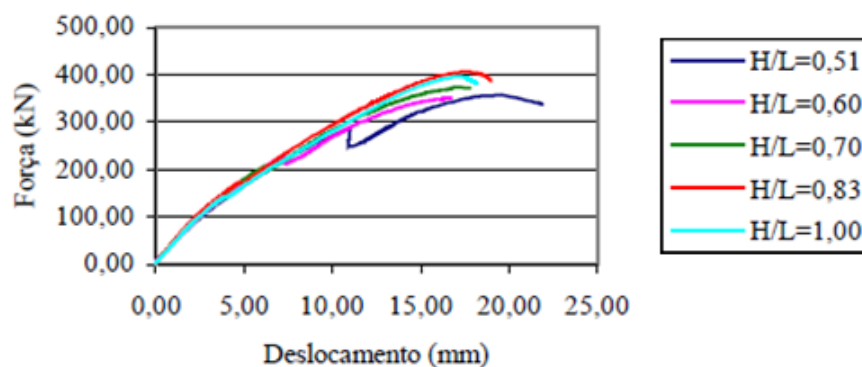


Figura 3.12 – Relação entre força e deslocamento para diferentes relações H/L (ligações viga-pilar rígidas). Fonte: Alvarenga, 2002.

### 3.3.4 Material e características do preenchimento

A estrutura resultante de pórticos (de aço ou de concreto) preenchidos com painéis de alvenaria apresenta características distintas das que esses elementos possuem separadamente. No conjunto pórtico preenchido com alvenaria, a rigidez do pórtico é aumentada devido à introdução da alvenaria, e o confinamento do painel pelo pórtico faz com que a alvenaria possa suportar cargas e atingir deformações muito maiores do que se estivesse trabalhando isolada.

As propriedades dos materiais presentes no preenchimento afetam o desempenho do conjunto e, portanto, são variáveis importantes para a análise numérica. A alvenaria possui uma constituição heterogênea, que depende do tipo de bloco, tamanho do bloco, tipo de argamassa e espessura de argamassa.

Em função da complexidade envolvida na constituição heterogênea da parede de alvenaria, Moreira (2002) cita que os trabalhos sobre o tema buscam uma forma simplificada de considerar seu comportamento. As pesquisas visam determinar um módulo de elasticidade equivalente para o painel de alvenaria, facilitando a análise numérica.

Alvarenga (2002) analisou experimentalmente a influência de diferentes tipos de argamassa na rigidez de pórticos preenchidos, aplicando uma ação horizontal na estrutura. Para os protótipos, foram empregados blocos estruturais maciços de concreto celular autoclavado com resistência média a compressão de 4,5 MPa e dois tipos de argamassas para o assentamento: argamassa ciment-cola e

argamassa com traço 1:3:7,5 (cimento, cal hidratada e areia lavada média). A autora concluiu que o segundo tipo de argamassa não obteve desempenho satisfatório, em contrapartida, a argamassa industrializada proporciona maior rigidez ao conjunto, aumentando consideravelmente a carga de ruptura.

A espessura do material de preenchimento também é uma variável capaz de alterar o comportamento do sistema pórtico-painel, conforme o estudo de Eidini e Abrams (2011). Os autores analisaram pórticos preenchidos com diferentes espessuras de parede e os resultados mostraram que a menor rigidez, proporcionada pela menor espessura do painel, leva a um menor efeito do preenchimento.

A modelagem de pórticos preenchidos, seja através de um modelo simples ou complexo, exige uma grande quantidade de parâmetros, com a finalidade de tornar os modelos de pórticos preenchidos compatíveis com as estruturas reais e, portanto, é necessário o estudo aprofundando destes parâmetros.

## 4 ANÁLISE NUMÉRICA

Para o estudo dos pórticos preenchidos foram utilizados dois programas de análise de estruturas: o Ftool, versão 3.0 (Ftool, 2012) e o ANSYS, versão 14 (ANSYS, 2013).

O Ftool é um programa simples e prático que permite analisar estruturas reticuladas planas.

O programa ANSYS é mais complexo, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), é possível desenvolver pesquisas sobre estruturas reticuladas, estruturas planas e espaciais.

Inicialmente, são definidos os modelos de pórtico preenchido que devem ser analisados, através da macromodelagem e micromodelagem simplificada.

### 4.1 Definição de modelos

Foram definidos três conjuntos (modelos) de pórticos preenchidos: L1, L2 e L3. Cada conjunto apresenta dimensões (altura e comprimento) diferentes e têm 16 variações, totalizando 48 modelos. As variações consistem nos tamanhos das aberturas, com diferentes localizações, a fim de observar a influência do tamanho e da localização da abertura na rigidez do conjunto.

As Figuras 4.1 a 4.3 mostram as dimensões dos modelos de pórticos preenchidos estudados neste trabalho. O quadro pontilhado representa as dimensões do modelo adotado para a macromodelagem, enquanto que na micromodelagem simplificada são utilizados elementos planos do programa ANSYS. Todos os modelos possuem o painel, as vigas e os pilares com 19 cm de largura. Os pilares possuem 40 cm de altura em todos os modelos (L1, L2 e L3), já a altura das vigas depende do vão teórico (L):

- No modelo L1, com vão teórico  $L = 6,00$  m, a altura das vigas é de 50 cm;
- No modelo L2, com vão teórico  $L = 4,50$  m, a altura das vigas é de 40 cm;
- No modelo L3, com vão teórico  $L = 3,00$  m, a altura das vigas é de 30 cm.

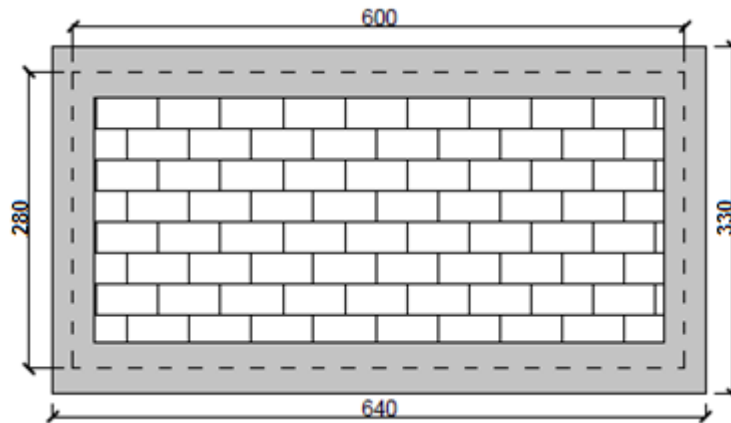


Figura 4.1 – Modelo L1: Vigas com 50 cm de altura e e vão teórico de 6,0 m.

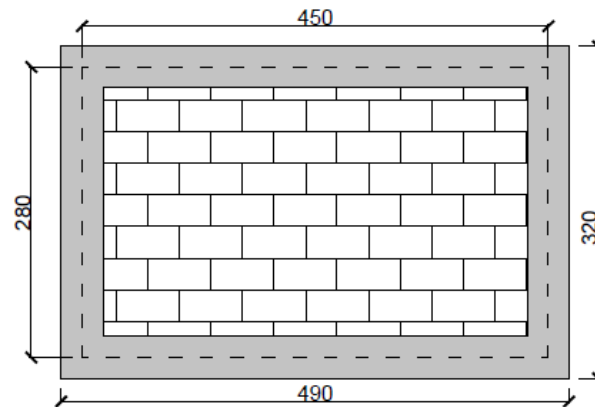


Figura 4.2 – Modelo L2: Vigas com 40 cm de altura e e vão teórico de 4,5 m.

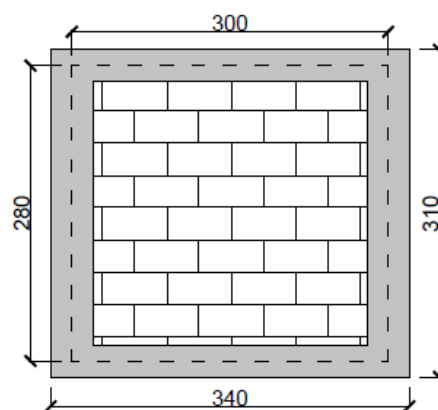


Figura 4.3 – Modelo L3: Vigas com 30 cm de altura e e vão teórico de 3,0 m.



O Quadro 4.1 apresenta a nomenclatura utilizada para os 48 modelos analisados, em função do tipo e localização das aberturas: central (C), esquerda (E), meio (M) e direita (D). O painel de alvenaria, para cada modelo, é definido a partir das dimensões h (altura) e largura (l).

<b>Modelos L1</b>		<b>Modelos L2</b>		<b>Modelos L3</b>	
L = 6,00m h = 2,30m l = 5,60m		L = 4,50m h = 2,40m l = 4,10m		L = 3,00m h = 2,50m l = 2,60m	
L1	<b>Sem aberturas</b>	L2	<b>Sem aberturas</b>	L3	<b>Sem aberturas</b>
L1J1C	Abertura: <b>Janela 1</b> 1,60mx1,20m	L2J1C	Abertura: <b>Janela 1</b> 1,10mx1,20m	L3J1C	Abertura: <b>Janela 1</b> 0,80mx1,20m
L1J1E		L2J1E		L3J1E	
L1J1M		L2J1M		L3J1M	
L1J1D		L2J1D		L3J1D	
L1J2C	Abertura: <b>Janela 2</b> 2,60mx1,20m	L2J2C	Abertura: <b>Janela 2</b> 1,90mx1,20m	L3J2C	Abertura: <b>Janela 2</b> 1,20mx1,20m
L1J2E		L2J2E		L3J2E	
L1J2M		L2J2M		L3J2M	
L1J2D		L2J2D		L3J2D	
L1J3C	Abertura: <b>Janela 3</b> 3,60mx1,20m	L2J3C	Abertura: <b>Janela 3</b> 2,70mx1,20m	L3J3C	Abertura: <b>Janela 3</b> 1,60mx1,20m
L1J3E		L2J3E		L3J3E	
L1J3M		L2J3M		L3J3M	
L1J3D		L2J3D		L3J3D	
L1PE	Abertura: <b>Porta</b> 2,10mx0,80m	L2PE	Abertura: <b>Porta</b> 2,10mx0,80m	L3PE	Abertura: <b>Porta</b> 2,10mx0,80m
L1PM		L2PM		L3PM	
L1PD		L2PD		L3PD	

Quadro 4.1 – Definição dos modelos para análise.

A localização e as dimensões de cada abertura nos painéis de alvenaria, para os diferentes modelos, estão ilustradas nas Figuras 4.4 a 4.15. As linhas tracejadas representam a região que seria comprimida no painel de alvenaria.

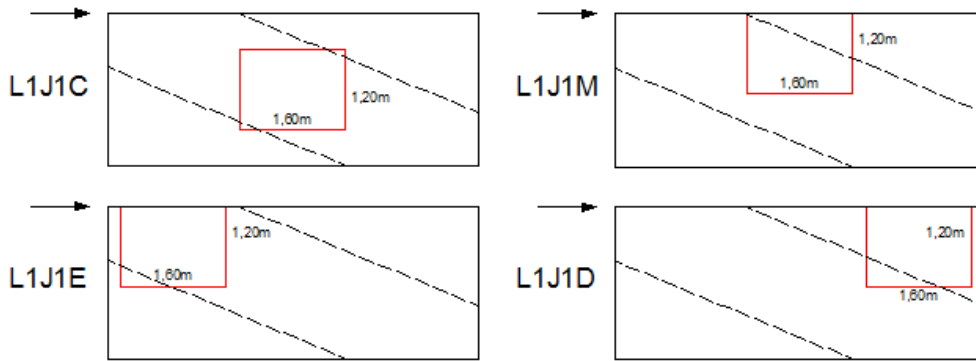


Figura 4.4 – Aberturas (Janela 1) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L1).

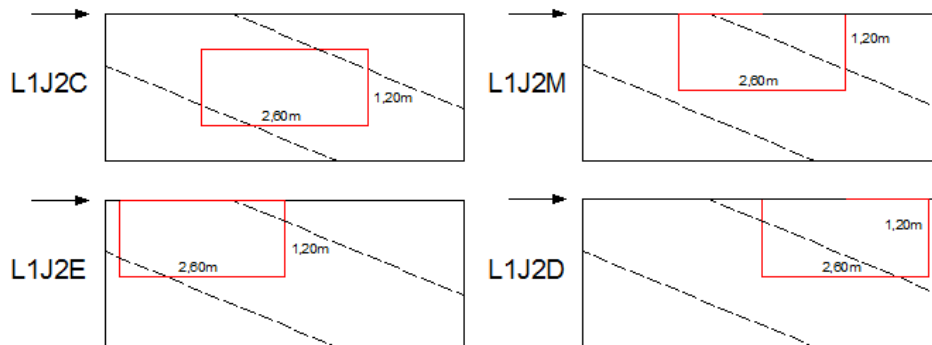


Figura 4.5 – Aberturas (Janela 2) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L1).

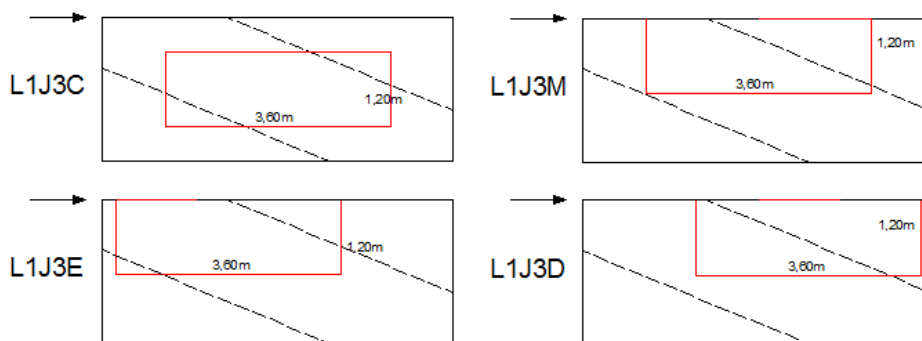


Figura 4.6 – Aberturas (Janela 3) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L1).

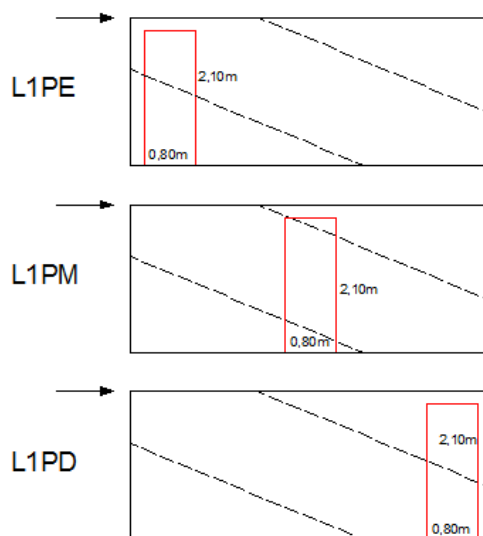


Figura 4.7 – Aberturas (Porta) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L1).

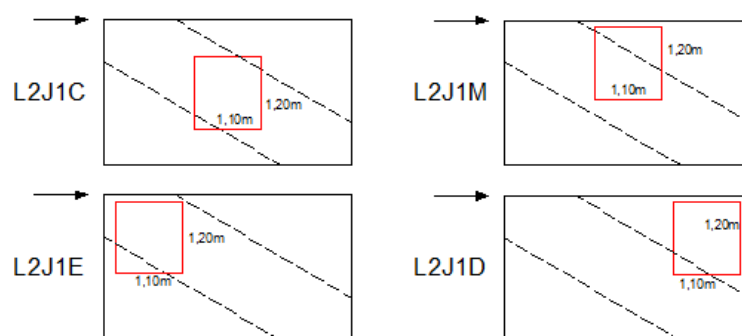


Figura 4.8 – Aberturas (Janela 1) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L2).

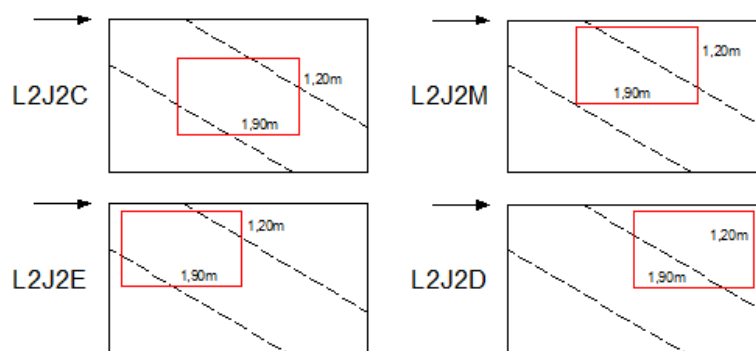


Figura 4.9 – Aberturas (Janela 2) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L2).

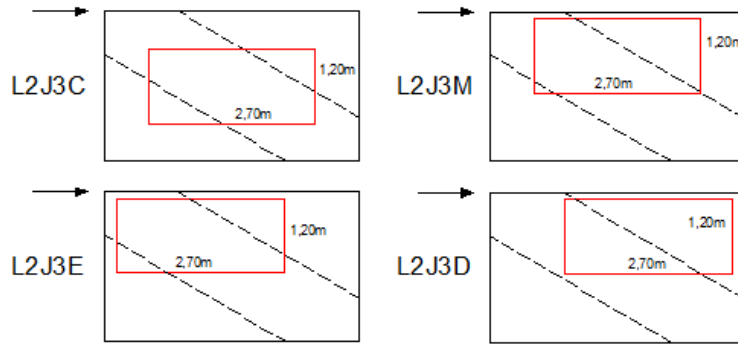


Figura 4.10 – Aberturas (Janela 3) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L2).

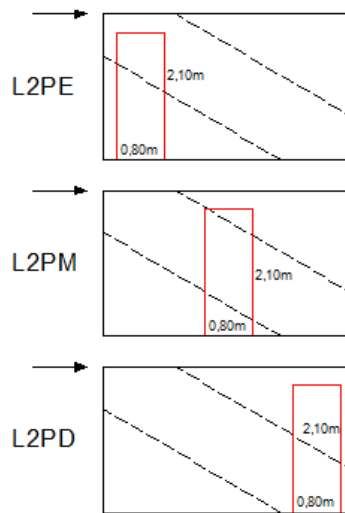


Figura 4.11 – Aberturas (Porta) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L2).

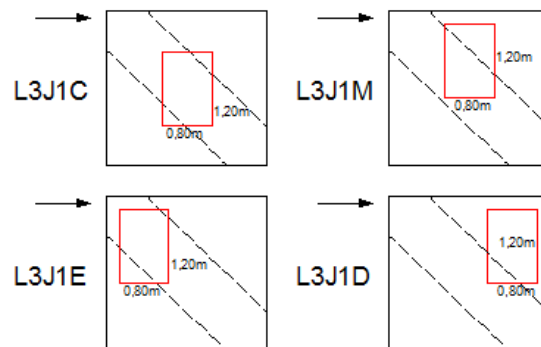


Figura 4.12 – Aberturas (Janela 1) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L3).

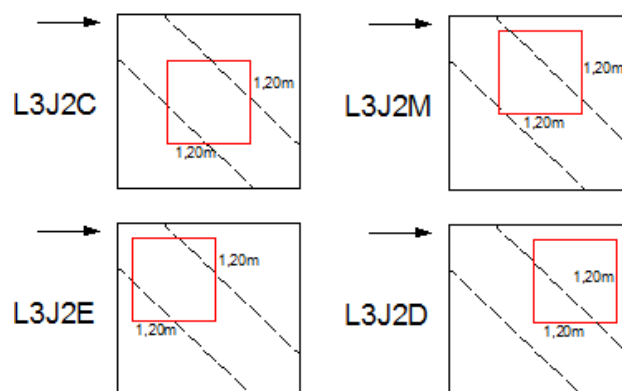


Figura 4.13 – Aberturas (Janela 2) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L3).

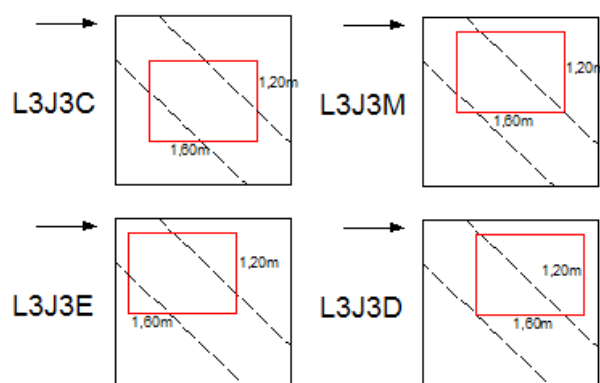


Figura 4.14 – Aberturas (Janela 3) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L3).

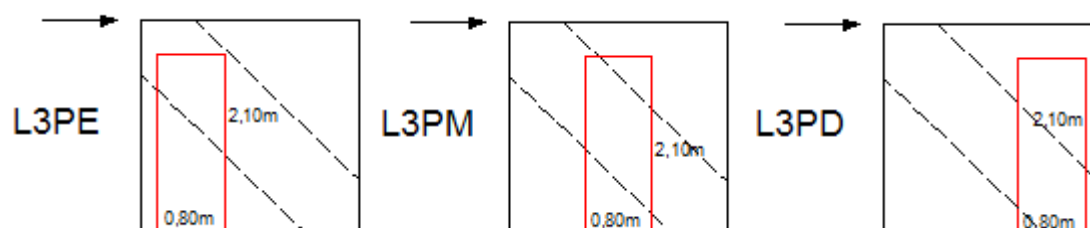


Figura 4.15 – Aberturas (Porta) presentes nos painéis de alvenaria (modelo L3).

#### 4.1.1 Definição dos materiais

Em todos os modelos, as vigas e os pilares são de concreto armado e o painel de preenchimento é constituído por blocos cerâmicos de vedação.

As propriedades adotadas para o concreto armado têm como base a NBR 6118 (2007). Os modelos foram analisados variando-se as propriedades da alvenaria de vedação. Considerando a resistência à compressão do bloco ( $f_b$ ) igual a 1,50 MPa (valor mínimo segundo a NBR 15270-1 (2005) para bloco com furo na horizontal) e 3,0 MPa (valor mínimo segundo a NBR 15270-1 (2005) para bloco com furo na vertical), e admitindo-se um fator de eficiência (resistência do prisma / resistência do bloco) igual a 0,50, as resistências à compressão do prisma ( $f_p$ ) para os modelos analisados ficam em 0,75 MPa e 1,50 MPa, respectivamente. O valor adotado para o coeficiente de Poisson, para as alvenarias de vedação, segue a recomendação da NBR 15812 (2010).

Como simplificação, assumiu-se a alvenaria como material elástico-linear, uma vez que as forças aplicadas aos modelos representam ações em serviço da estrutura. O módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria de blocos cerâmicos ( $E$ ) foi definido através da Equação 4.1, baseada na norma de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos NBR 15812 (2010).

$$E = 600x f_p \quad (4.1)$$

O Quadro 4.2 apresenta os parâmetros utilizados na macromodelagem e micromodelagem simplificada.

Material	Resistência à compressão do prisma (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Concreto armado	-	25000	0,20
Alvenaria de vedação	0,75	450	0,15
	1,50	900	0,15

Quadro 4.2 – Parâmetros definidos para modelagem de pórticos preenchidos.

#### 4.1.2 Definição da força horizontal

Foram avaliados no programa Ftool o comportamento dos três modelos (L1, L2 e L3) sem a alvenaria de preenchimento, submetidos a uma força horizontal, considerando os trechos rígidos nas vigas e nos pilares, conforme ilustrado na Figura 4.16.

A força horizontal é definida em função da altura “H” e da rigidez do pórtico. Para tal, é utilizada a Equação 4.2, da norma NBR 6118 (ABNT, 2007), que determina o máximo deslocamento horizontal relativo ( $\delta$ ) entre andares consecutivos em pórticos de concreto armado sem preenchimento, para atender o Estado Limite de Serviço (ELS) de deslocamento entre pavimentos ( $H/850$ ). Para todos os modelos, tal limite assume o valor de 3,29 mm.



Figura 4.16 – Modelo L1 submetido à ação horizontal.

A partir do deslocamento relativo máximo ( $\delta$ ), obtém-se a força horizontal que produz este deslocamento. Os valores determinados para os modelos L1, L2 e L3 estão apresentados no Quadro 4.3.

$$\delta_{m\acute{a}x} \leq \frac{H}{850} \quad (4.2)$$

Modelo	Força Horizontal (kN)
L1	62,48
L2	49,05
L3	38,08

Quadro 4.3 – Força horizontal aplicada nos modelos sem parede.

## 4.2 Modelagem

Para determinar o comportamento teórico dos pórticos preenchidos, são utilizadas dois tipos de modelagem: a macromodelagem e a micromodelagem. A denominada macromodelagem, adotada neste trabalho, emprega o conceito de **é** barra diagonal equivalente.

Na micromodelagem, utilizou-se o método dos elementos finitos (MEF) para análise dos modelos. Porém, diferente da discretização apresentada no item 3.1.1, o painel de alvenaria é definido com um material homogêneo. Assim, neste trabalho esta modelagem é denominada micromodelagem simplificada.

### 4.2.1 Macromodelagem

Para a macromodelagem foi considerado o conceito de barra diagonal equivalente para os modelos sem abertura (L1, L2 e L3). Primeiramente, foi



realizado um estudo considerando diferentes procedimentos para a determinação da largura da barra diagonal, a qual substitui a alvenaria de vedação, conforme as expressões indicadas no item 3.2.1.

Os pórticos preenchidos são modelados com suas dimensões e parâmetros, no programa Ftool. Em cada modelo é aplicada a força horizontal dada no Quadro 4.3, e determinado o valor do deslocamento horizontal. São definidas, para cada modelo, as larguras da barra diagonal equivalente e, a seguir é determinado o deslocamento horizontal sofrido pelo pórtico para cada largura de barra da diagonal. Os resultados estão apresentados nos Quadros 4.4 a 4.9.

Autor	Largura da diagonal equivalente (cm)	Deslocamento horizontal (mm)
Mainstone e Weeks (1974)	78,09	2,263
Liaw e Kwan (1984)	138,03	1,820
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	262,66	1,282
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	205,68	1,466
Paulay e Priestley (1992)	151,35	1,773
Durrani e Luo (1994)	93,56	2,129
Chrysostomou e Asteris (2012)	120,48	1,935

Quadro 4.4 – Largura da barra diagonal equivalente e o correspondente deslocamento horizontal, referentes ao modelo L1 (resistência à compressão do prisma  $f_p = 0,75$  MPa).

Autor	Largura da diagonal equivalente (cm)	Deslocamento horizontal (mm)
Mainstone e Weeks (1974)	61,99	2,223
Liaw e Kwan (1984)	136,32	1,596
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	210,94	1,246
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	165,96	1,436
Paulay e Priestley (1992)	118,77	1,708
Durrani e Luo (1994)	102,52	1,829
Chrysostomou e Asteris (2012)	95,63	1,605

Quadro 4.5 – Largura da barra diagonal equivalente e o correspondente deslocamento horizontal, referentes ao modelo L2 (resistência à compressão do prisma  $f_p = 0,75$  MPa).

Autor	Largura da diagonal equivalente (cm)	Deslocamento horizontal (mm)
Mainstone e Weeks (1974)	46,61	2,286
Liaw e Kwan (1984)	117,20	1,560
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	157,10	1,330
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	123,12	1,521
Paulay e Priestley (1992)	90,17	1,775
Durrani e Luo (1994)	93,77	1,743
Chrysostomou e Asteris (2012)	71,92	1,951

Quadro 4.6 – Largura da barra diagonal equivalente e o correspondente deslocamento horizontal, referentes ao modelo L3 (resistência à compressão do prisma  $f_p = 0,75$  MPa).

Autor	Largura da diagonal equivalente (cm)	Deslocamento horizontal (mm)
Mainstone e Weeks (1974)	74,98	1,785
Liaw e Kwan (1984)	131,21	1,328
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	242,30	0,700
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	186,44	1,064
Paulay e Priestley (1992)	151,35	1,217
Durrani e Luo (1994)	88,84	1,634
Chrysostomou e Asteris (2012)	115,69	1,134

Quadro 4.7 – Largura da barra diagonal equivalente e o correspondente deslocamento horizontal, referentes ao modelo L1 (resistência à compressão do prisma  $f_p = 1,50$  MPa).

Autor	Largura da diagonal equivalente (cm)	Deslocamento horizontal (mm)
Mainstone e Weeks (1974)	57,83	1,735
Liaw e Kwan (1984)	125,01	1,120
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	183,81	0,720
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	140,32	1,037
Paulay e Priestley (1992)	118,77	1,157
Durrani e Luo (1994)	95,66	1,321
Chrysostomou e Asteris (2012)	89,23	1,378

Quadro 4.8 – Largura da barra diagonal equivalente e o correspondente deslocamento horizontal, referentes ao modelo L2 (resistência à compressão do prisma  $f_p = 1,50$  MPa).

Autor	Largura da diagonal equivalente (cm)	Deslocamento horizontal (mm)
Mainstone e Weeks (1974)	43,49	1,809
Liaw e Kwan (1984)	107,47	1,094
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	136,99	0,830
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	104,10	1,117
Paulay e Priestley (1992)	90,17	1,104
Durrani e Luo (1994)	87,49	1,246
Chrysostomou e Asteris (2012)	67,10	1,453

Quadro 4.9 – Largura da barra diagonal equivalente e o correspondente deslocamento horizontal, referentes ao modelo L3 (resistência à compressão do prisma  $f_p = 1,50$  MPa).

Embora seja bastante difundida e empregada em recomendações normativas, a expressão de MAINSTONE (1974) fornece a menor largura equivalente entre as expressões analisadas, resultando em maiores deslocamentos horizontais.

#### 4.2.2 Micromodelagem simplificada

Na denominada micromodelagem simplificada, o conjunto pórtico de concreto armado e painel de alvenaria foi modelado no programa ANSYS (versão 14) utilizando o elemento PLANE182. Este elemento é usado para modelagem bidimensional de estruturas planas, e foi escolhido em razão das dimensões da estrutura.

Nas Figuras 4.17 a 4.19 é mostrada a malha de elementos finitos, de 10 x 10 cm, com o elemento PLANE182, utilizada nos modelos L1, L2 e L3 dos pórticos preenchidos.

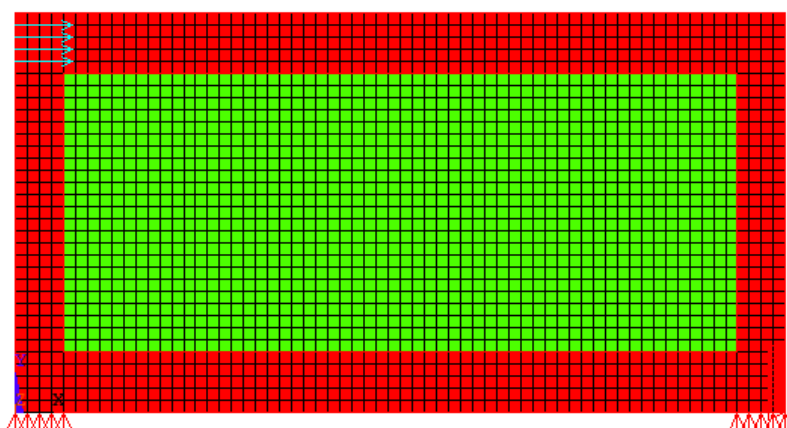


Figura 4.17 – Malha de elementos finitos do pórtico preenchido (modelo L1).

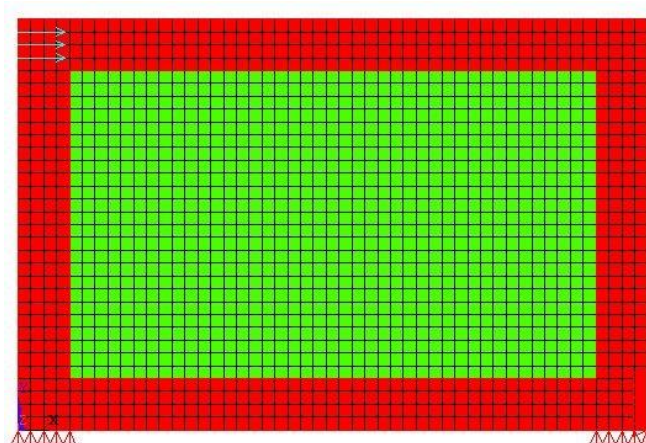


Figura 4.18 – Malha de elementos finitos do pórtico preenchido (modelo L2).

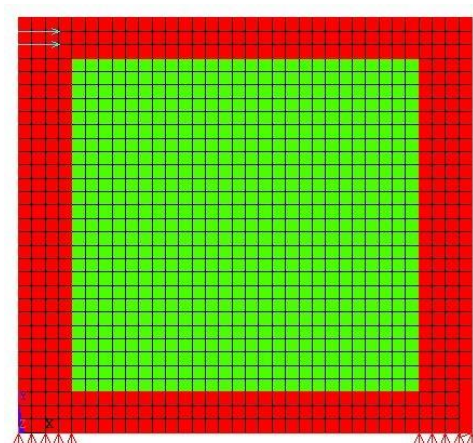


Figura 4.19 – Malha de elementos finitos do pórtico preenchido (modelo L3).

Na sequência, é necessário considerar a interação existente entre a parede de alvenaria e os pilares e vigas de concreto armado, definida a partir do elemento de contato. O elemento determinado para a análise é o CONTA171, que exige uma grande quantidade de parâmetros e estudos iniciais, os quais são descritos a seguir.

#### 4.2.2.1 Avaliação dos parâmetros do problema de contato

No programa ANSYS, o contato entre dois elementos pode acontecer entre pontos (nós), entre superfícies e entre pontos e superfícies. Para os pórticos preenchidos, o modelo de contato utilizado foi o contato entre superfícies.

O elemento de contato escolhido foi o CONTAT171, utilizado para modelos bidimensionais, onde se tem duas áreas em contato: a superfície alvo (superfície mais rígida) e a superfície de contato (superfície mais deformável). O contato é obtido no momento em que um elemento do painel de alvenaria (superfície de contato) penetra em um elemento das vigas ou dos pilares de concreto armado (superfície alvo).

A intensidade da penetração entre superfícies depende do fator de rigidez normal de contato (FKN). Quanto maior for este coeficiente, menor será a penetração, porém, haverá um maior número de iterações para a convergência da solução do problema. Barbora (2000) cita que, “o valor ideal para o fator de rigidez normal é aquele que produz pequenas penetrações sem ocasionar problemas de convergência, o que é um conceito muito vago”.

Mesmo que fisicamente não exista a penetração entre corpos em contato, nas simulações numéricas esta penetração ocorre, e deve ser minimizada. Portanto, é necessário determinar o limite de penetração entre as superfícies. Para isto, o elemento de contato dispõe do fator de tolerância a penetração (FTOLN), o qual depende da profundidade  $h$  (na direção normal à superfície) do elemento finito adjacente ao elemento de contato (Figura 4.20).

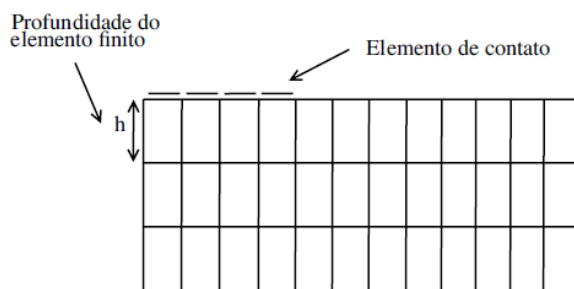


Figura 4.20 – Definição da profundidade do elemento no par de contato. Fonte: Silva, 2009.

O fator de tolerância a penetração é determinado pela Equação 4.3:

$$FTOLN \geq TOLN/h \quad (4.3)$$

na qual:

TOLN é a penetração permitida;

h é a profundidade (na direção normal à superfície) do elemento finito adjacente ao elemento de contato.

O Quadro 4.10 apresenta os valores padrões no programa ANSYS para os principais fatores utilizados na análise do problema de contato.

FKN	Fator de rigidez normal de contato	1,00
FTOLN	Fator de tolerância à penetração	0,10
COHE	Coesão	0,00

Quadro 4.10 – Principais parâmetros utilizados na solução do problema de contato.

Para o fator de tolerância à penetração (FOTLN) foi aplicado o valor padrão do programa ANSYS. Deste modo, para uma malha de 100 x 100 mm, a penetração permitida na análise é de 10 mm. Os demais fatores foram alterados.

A coesão (COHE) é determinada em função da resistência à compressão do prisma, considerando a Equação 4.4, sugerida na FEMA 306 (1998).

$$\tau_0 = \frac{f_p}{40} \quad (4.4)$$

De acordo com a Equação 8-4 da FEMA 306 (1998), a força horizontal que produz fissuração por cisalhamento das juntas ( $F_{Rv}$ ) da parede pode ser avaliada por (Equação 4.5):

$$F_{Rv} = f_v \cdot l \cdot t = (\tau_0 + \mu \cdot \sigma) \cdot l \cdot t \quad (4.5)$$

na qual:

$l$  e  $t$  são, respectivamente, o comprimento e a espessura da parede.

$f_v$  é a resistência (convencional ou média) ao cisalhamento da parede, a qual segue o critério de Coulomb (Equação 4.6):

$$f_v = \tau_0 + \mu \cdot \sigma \quad (4.6)$$

sendo:

$\tau_0$  = coesão;

$\mu$  = coeficiente de atrito da junta de argamassa;

$\sigma$  = tensão vertical de compressão na parede.

A rigor, a tensão vertical de compressão  $\sigma$  é decorrente do peso próprio da parede e da componente vertical de compressão imposta à parede pela interação pórtico-painel (distorção).

A força normal de compressão na diagonal da parede é obtida pela Equação 4.7:



$$D_{Rv} = \frac{F_{Rv}}{\cos\theta} \quad (4.7)$$

na qual:

$\theta$  é o ângulo de inclinação da diagonal da parede.

A partir da Equação 4.8, obtem-se a componente vertical da resultante de compressão diagonal:

$$D_{Rv} \cdot \sin\theta = \frac{F_{Rv} \cdot \sin\theta}{\cos\theta} = F_{Rv} \cdot \operatorname{tg}\theta \quad (4.8)$$

Logo, a tensão vertical de compressão  $\sigma$  na altura média da parede pode ser calculada da seguinte forma (Equação 4.9):

$$\sigma = \frac{F_{Rv} \cdot \operatorname{tg}\theta}{l.t} + 0,5 \cdot \frac{W_{alv}}{l.t} \quad (4.9)$$

na qual  $W_{alv}$  é o peso próprio da parede.

Sabendo que  $f_v = \frac{F_{Rv}}{l.t}$ , é possível reescrever a tensão vertical de compressão  $\sigma$  (Equação 4.10):

$$\sigma = f_v \cdot \operatorname{tg}\theta + 0,5 \cdot \sigma_g \quad (4.10)$$

sendo  $\sigma_g$  a tensão vertical de compressão decorrente do peso próprio da parede.

A Equação 4.11 é obtida a partir das Equações 4.6 e 4.10:

$$f_v = \tau_0 + \mu \cdot (f_v \cdot \operatorname{tg}\theta + 0,5 \cdot \sigma_g) \quad (4.11)$$

Isolando  $f_v$  chega-se finalmente à expressão para a obtenção da resistência ao cisalhamento da alvenaria (Equação 4.12):

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5 \cdot \sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \text{tg} \theta} \quad (4.12)$$

Vale salientar que  $f_v$  consiste numa tensão média de cisalhamento na parede. Entretanto, sabe-se que a tensão máxima de cisalhamento é maior que a tensão média convencional, tal como ocorre em seções retangulares. Além disso, a análise via MEF não fornece a tensão média e sim tensões nos pontos nodais (ou nos elementos finitos). Assim, assumiu-se para a tensão máxima (resistente) da alvenaria o valor de  $\alpha \cdot f_v$ , com  $\alpha=1,5$ .

O atrito entre o pórtico de concreto e o painel de alvenaria foi considerado empregando-se o modelo de Coulomb, no qual, existe uma relação entre a resistência ao cisalhamento ( $\tau$ ) e a tensão de pré-compressão ( $\sigma$ ) na alvenaria (Figura 4.21). O coeficiente de atrito ( $\mu$ ) é definido em 0,70, conforme indicado na FEMA 306 (1998). No programa ANSYS, este coeficiente é adotado após a definição da superfície alvo e superfície de contato, sendo definido como *coefficient of friction*.

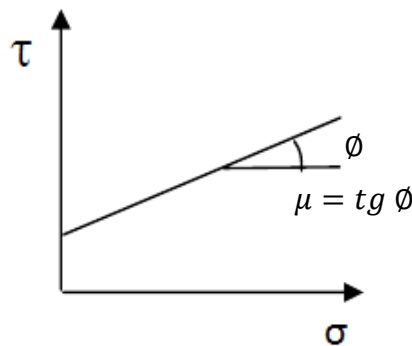


Figura 4.21 – Relação linear entre a resistência ao cisalhamento e a tensão de pré-compressão na alvenaria (contato parede-pórtico).

Para evitar valores incoerentes em relação ao cisalhamento no contato ou no interior da parede, decidiu-se limitar a tensão de cisalhamento na interface parede e pórtico (TAUMAX) ao valor da tensão máxima (resistente) da alvenaria:

$$TAUMAX = \alpha \cdot f_v$$

O Quadro 4.11 apresenta os valores de COHE e TAUMAX adotados nas análises:

	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$			$f_p = 1,50 \text{ MPa}$		
	L1	L2	L3	L1	L2	L3
COHE	18,75			37,50		
TAUMAX	62	76	139	105	124	225

Quadro 4.11 –Parâmetros do cisalhamento na interface parede-pórtico empregados no programa ANSYS (em kN/m<sup>2</sup>).

A resistência a compressão diagonal da parede é definida com base na Equação 8-10 da FEMA 306 (1998), assumindo-se:

$$f_{c,\theta} = f_{c,0}$$

na qual:

$f_{c,0}$  é a resistência à compressão da parede na direção horizontal, a qual pode ser admitida como sendo 50% da resistência à compressão do prisma ( $f_p$ ), logo (Equação 4.13):

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad (4.13)$$

O Quadro 4.12 exhibe a resistência à compressão (diagonal) da parede dos modelos.

Modelo	$f_p$ (MPa)	Resistência à compressão diagonal (MPa)
L1	0,75	0,375
L2		
L3		
L1	1,50	0,750
L2		
L3		

Quadro 4.12 – Resistência à compressão diagonal nos modelos.

Cabe salientar que as expressões utilizadas para obtenção das tensões resistentes, a partir da FEMA 306 (1998), são apresentadas no capítulo de pórticos preenchidos, ou seja, as tensões resistentes não se referem ao painel isolado, mas ao painel de preenchimento.

Para a escolha do fator de rigidez normal de contato (FKN) foram feitas várias análises, em cada modelo estudado, aumentando-se o fator FKN e avaliando-se a máxima pressão de contato, a máxima penetração entre as superfícies, o deslocamento horizontal relativo e o número de iterações para a convergência da solução. O valor de FKN em cada modelo foi escolhido quando a máxima penetração entre as superfícies do pórtico de concreto e do painel de alvenaria ficasse entre 0,10 mm e 0,15 mm e o número de iterações para a convergência não fosse muito grande (menor que 500). Cabe salientar que no trabalho de Barbosa (2000) foi adotado um valor de penetração máxima de 0,10 mm, enquanto que no trabalho de Holanda Jr. (2002) é aceitável uma penetração máxima entre 0,10 mm e 0,30 mm.

## 5 RESULTADOS

### 5.1 Calibração do fator de rigidez normal de contato (FKN)

Após definidos os modelos e parâmetros para micromodelagem simplificada, conforme apresentado no capítulo anterior, utilizou-se o programa ANSYS versão 14 para a realização do estudo. Primeiramente, foi realizado um estudo de convergência para cada um dos modelos analisados, variando-se o fator de rigidez (FKN). Os Quadros 5.1 e 5.2 mostram os valores encontrados para o deslocamento horizontal máximo, a penetração máxima, a pressão de contato máxima e o número de iterações necessárias para a convergência da solução, para cada valor do fator FKN analisado no modelo L1 (sem aberturas), considerando a alvenaria com módulo de elasticidade de 450 MPa ( $f_p = 0,75$  MPa) e 900 MPa ( $f_p = 1,50$  MPa).

<b>FKN (%)</b>	<b>Número de iterações para convergência</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
0,01	23	2,7690	0,8820	79,417
0,05	177	2,4170	0,3820	171,980
0,10	243	2,3000	0,2350	211,122
0,15	289	2,2520	0,1710	230,722
0,20	311	2,2240	0,1350	243,162
0,25	323	2,2060	0,1120	251,405
0,26	317	2,2030	0,1080	252,777
0,27	391	2,2010	0,1050	254,104
0,28	365	2,1980	0,1010	254,991
0,29	442	2,1970	0,0983	253,665
0,30	438	2,1940	0,0954	257,554

Quadro 5.1 – Análise do fator de rigidez normal de contato (FKN) do modelo L1, com alvenaria com  $E = 450$  MPa ( $f_p = 0,75$  MPa).

<b>FKN (%)</b>	<b>Número de iterações para convergência</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
0,01	23	2,4340	0,7310	131,541
0,05	197	1,9640	0,3120	281,048
0,10	291	1,8220	0,1840	331,704
0,15	353	1,7640	0,1350	364,829
0,18	377	1,7430	0,1160	376,165
0,19	405	1,7370	0,1110	379,241
0,20	419	1,7320	0,1060	382,095
0,21	415	1,7270	0,1020	384,759
0,22	428	1,7230	0,0978	387,240
0,25	449	1,7110	0,0875	393,760
0,30	475	1,6970	0,0745	402,129

Quadro 5.2 – Análise do fator de rigidez normal de contato (FKN) do modelo L1, com alvenaria com  $E = 900$  MPa ( $f_p = 1,50$  MPa).

Conforme os resultados exibidos no Quadro 5.1, para o modelo L1 sem aberturas, para um fator de rigidez de 0,28, a penetração resultou em aproximadamente 0,10 mm e o deslocamento horizontal máximo em 2,1980 mm, com 365 iterações. Da mesma forma, para o modelo L2 (Quadro 5.2), definiu o fator de rigidez de 0,21, por apresentar a penetração máxima de 0,102 mm.

Na sequência, as Figuras 5.1 a 5.3 ilustram a variação do deslocamento máximo, da penetração máxima e da pressão de contato máxima com o fator de rigidez (FKN), comparando os dois tipos de alvenaria: as curvas azul e vermelha representam, respectivamente, alvenaria com  $E = 450$  MPa ( $f_p = 0,75$  MPa) e alvenaria com  $E = 900$  MPa ( $f_p = 1,50$  MPa).

Como esperado, a alvenaria com menor módulo de elasticidade (menor resistência à compressão do prisma) apresenta menor rigidez frente às forças horizontais aplicadas, resultando em deslocamentos maiores.

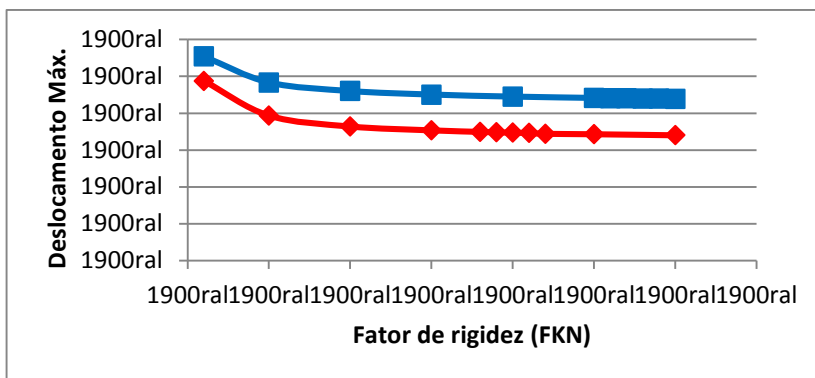


Figura 5.1 – Deslocamento horizontal máximo (mm) em função do fator de rigidez (FKN).

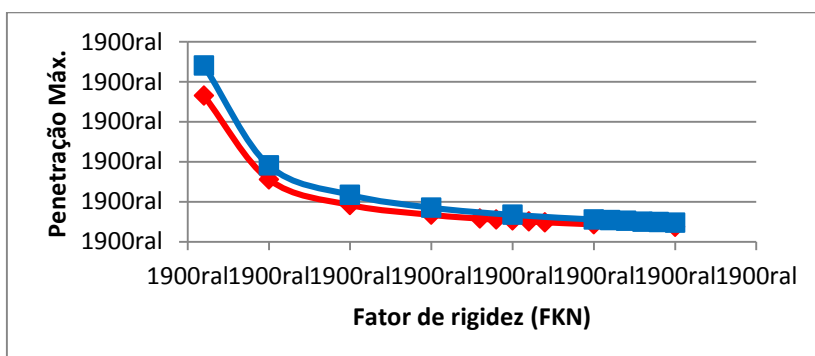


Figura 5.2 – Penetração máxima (mm) em função do fator de rigidez (FKN).

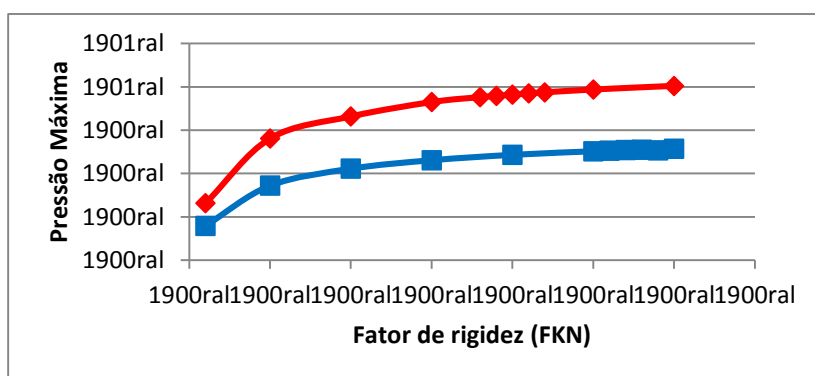


Figura 5.3 – Pressão de contato máxima (kN/m²) em função do fator de rigidez (FKN).

Dessa forma, este estudo de convergência foi realizado para todos os pórticos preenchidos, considerando os dois tipos de alvenaria, num total de 96 modelos. Determinou-se o fator de rigidez (FKN) de cada modelo para penetrações aproximadas de 0,1 mm.

Os Quadros 5.3 a 5.8 apresentam o deslocamento horizontal máximo, a penetração máxima e a pressão máxima, a partir do fator de rigidez fixado para cada modelo.

<b>Modelo</b>	<b>FKN</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
L1	0,28	2,1980	0,1010	254,991
L1J1C	0,12	2,4580	0,1010	217,508
L1J1D	0,27	2,2600	0,1010	244,484
L1J1E	0,16	3,0290	0,1030	148,021
L1J1M	0,21	2,4960	0,1040	195,938
L1J2C	0,10	2,6590	0,1030	185,508
L1J2D	0,24	2,3670	0,1030	221,937
L1J2E	0,15	3,1040	0,1010	137,005
L1J2M	0,21	2,6210	0,1000	189,193
L1J3C	0,09	2,9240	0,1010	163,830
L1J3D	0,21	2,5450	0,1020	192,857
L1J3E	0,14	3,1070	0,1050	131,461
L1J3M	0,18	2,8060	0,1010	164,033
L1PD	0,08	3,0510	0,1050	75,917
L1PE	0,33	2,4660	0,1010	300,162
L1PM	0,12	2,7910	0,1360	146,405

Quadro 5.3 – Modelos L1 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).



<b>Modelo</b>	<b>FKN</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
L2	0,25	1,8120	0,1000	225,440
L2J1C	0,19	2,1470	0,1020	175,233
L2J1D	0,23	1,8920	0,1000	207,214
L2J1E	0,13	2,3530	0,1260	147,630
L2J1M	0,18	2,1330	0,1040	167,853
L2J2C	0,17	2,3750	0,1020	156,215
L2J2D	0,20	2,0690	0,1020	184,339
L2J2E	0,14	2,5030	0,1040	131,030
L2J2M	0,16	2,3230	0,1030	148,531
L2J3C	0,13	2,6230	0,1020	119,011
L2J3D	0,17	2,3600	0,1010	153,928
L2J3E	0,12	2,6590	0,1000	108,369
L2J3M	0,13	2,5520	0,1040	121,362
L2PD	0,08	2,7300	0,1030	74,296
L2PE	0,27	2,0460	0,1000	244,033
L2PM	0,06	2,5630	0,1270	137,715

Quadro 5.4 – Modelos L2 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>FKN</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
L3	0,20	1,6120	0,1010	182,031
L3J1C	0,08	2,0740	0,1050	151,782
L3J1D	0,19	1,7880	0,1000	170,279
L3J1E	0,13	2,0420	0,1030	119,124
L3J1M	0,15	2,0230	0,1020	136,013
L3J2C	0,07	2,2490	0,1060	133,254
L3J2D	0,14	1,9140	0,1000	125,175
L3J2E	0,12	2,2070	0,1010	108,292
L3J2M	0,13	2,1740	0,1020	119,001
L3J3C	0,06	2,4130	0,1100	118,645
L3J3D	0,15	2,1940	0,1040	140,217
L3J3E	0,10	2,3460	0,1020	91,208
L3J3M	0,11	2,3150	0,1050	104,249
L3PD	0,07	2,4720	0,1030	65,194
L3PE	0,16	2,0670	0,1010	145,981
L3PM	0,09	2,4050	0,1000	81,176

Quadro 5.5 – Modelos L3 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>FKN</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
L1	0,21	1,7270	0,1020	384,759
L1J1C	0,09	2,0480	0,1050	340,708
L1J1D	0,20	1,8030	0,1030	370,003
L1J1E	0,14	2,8610	0,1040	261,370
L1J1M	0,18	2,1110	0,1010	328,017
L1J2C	0,08	2,2890	0,1010	290,791
L1J2D	0,19	1,9460	0,1030	351,420
L1J2E	0,13	2,9710	0,1050	245,558
L1J2M	0,16	2,2770	0,1040	298,165
L1J3C	0,07	2,6340	0,1040	261,789
L1J3D	0,17	2,1770	0,1020	312,096
L1J3E	0,13	2,9740	0,1030	240,502
L1J3M	0,14	2,5140	0,1040	262,907
L1PD	0,06	2,9720	0,1010	109,418
L1PE	0,26	2,0130	0,1000	468,708
L1PM	0,14	2,5560	0,1010	254,019

Quadro 5.6 – Modelos L1 com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>FKN</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
L2	0,18	1,3820	0,1010	325,801
L2J1C	0,15	1,7480	0,1010	271,728
L2J1D	0,15	1,4770	0,1040	299,831
L2J1E	0,14	1,9870	0,1010	254,027
L2J1M	0,14	1,7350	0,1010	253,328
L2J2C	0,13	2,0360	0,1030	240,938
L2J2D	0,16	1,6740	0,1000	289,319
L2J2E	0,11	2,2250	0,1060	210,387
L2J2M	0,12	1,9690	0,1040	225,539
L2J3C	0,11	2,3720	0,1010	199,487
L2J3D	0,13	2,0330	0,1060	247,007
L2J3E	0,10	2,4410	0,1020	183,352
L2J3M	0,11	2,2720	0,1040	205,631
L2PD	0,06	2,6470	0,1030	111,410
L2PE	0,20	1,6350	0,1020	366,273
L2PM	0,05	2,3690	0,1250	224,603

Quadro 5.7 – Modelos L2 com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>FKN</b>	<b>Deslocamento máximo (mm)</b>	<b>Penetração máxima (mm)</b>	<b>Pressão de contato máxima (kN/m<sup>2</sup>)</b>
L3	0,14	1,2520	0,1010	255,625
L3J1C	0,06	1,7090	0,1050	227,270
L3J1D	0,13	1,4340	0,1040	241,085
L3J1E	0,10	1,7360	0,1040	185,429
L3J1M	0,11	1,6920	0,1050	205,462
L3J2C	0,06	1,9250	0,1000	216,600
L3J2D	0,10	1,5860	0,1030	184,155
L3J2E	0,09	1,9490	0,1050	168,537
L3J2M	0,10	1,8870	0,1050	187,402
L3J3C	0,05	2,1650	0,1100	197,253
L3J3D	0,12	1,9190	0,1040	223,067
L3J3E	0,08	2,1420	0,1040	149,660
L3J3M	0,09	2,0900	0,1060	171,379
L3PD	0,04	2,4090	0,1280	92,015
L3PE	0,13	1,7790	0,1020	239,091
L3PM	0,07	2,2650	0,1070	134,860

Quadro 5.8 – Modelos L3 com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

## 5.2 Análise de resultados

Nas Figuras 5.4 a 5.7 são apresentadas as distribuições da pressão de contato, as tensões principais de compressão na alvenaria, as tensões principais de tração na alvenaria e as tensões de cisalhamento no plano da parede, fornecidas pelo programa ANSYS para o modelo L1 sem aberturas.

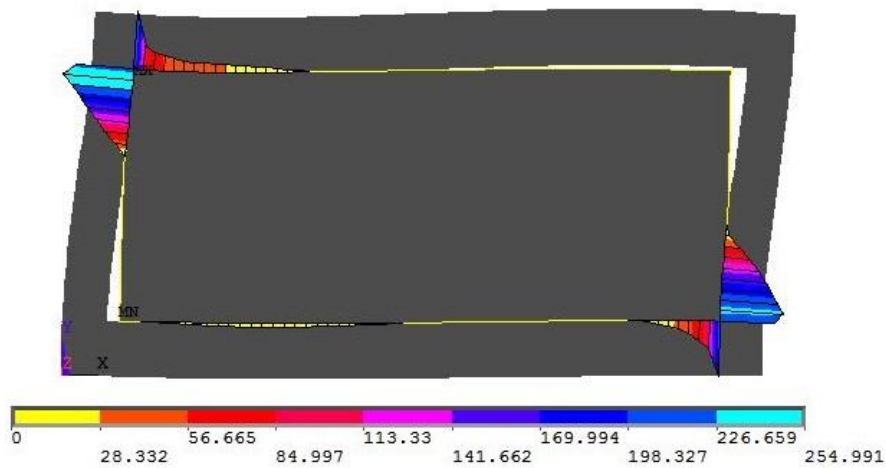


Figura 5.4 – Pressão máxima (kN/m<sup>2</sup>) de contato para o modelo L1 sem aberturas.

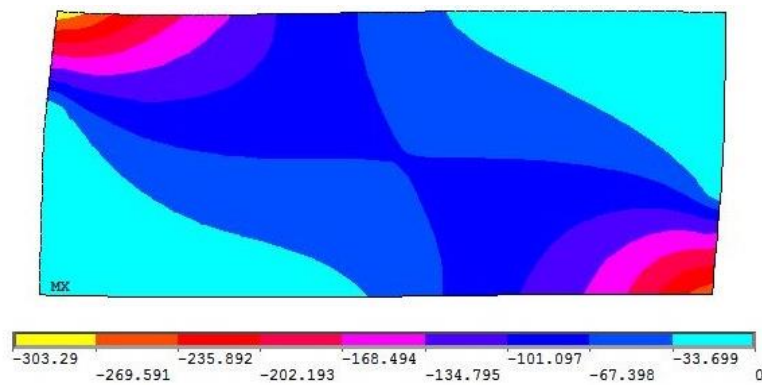


Figura 5.5 – Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na alvenaria para o modelo L1 sem aberturas.

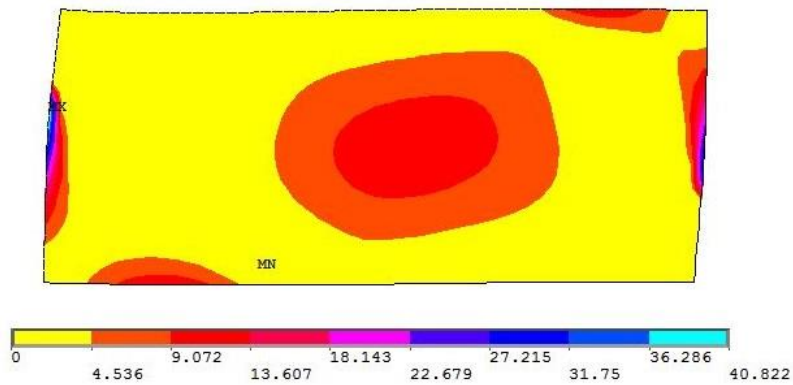


Figura 5.6 – Tensões principais de tração (kN/m<sup>2</sup>) na alvenaria para o modelo L1 sem aberturas.

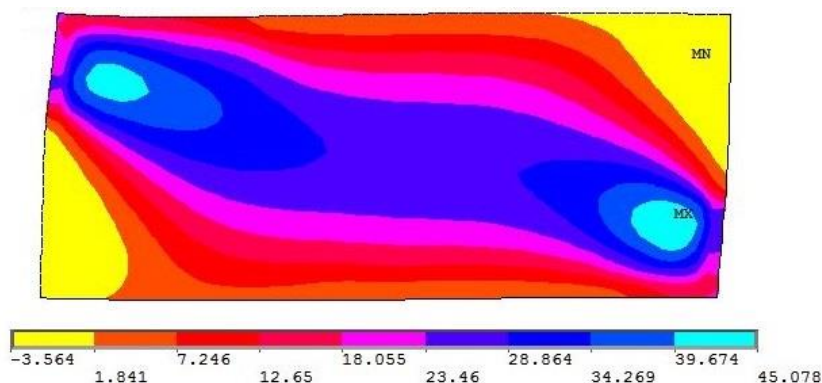


Figura 5.7 – Tensões de cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>) no plano da parede para o modelo L1 sem aberturas.

Neste modelo, é observado que o contato ocorre apenas em trechos próximos aos cantos opostos comprimidos da parede, onde as tensões principais de compressão são maiores. Já a tração é maior nos cantos diagonalmente opostos, onde é possível perceber, na Figura 5.4, a separação entre os elementos do painel de alvenaria e da estrutura de concreto.

Como apresentado no item 3.2, a alvenaria pode ser substituída, para fins de cálculo, por uma barra diagonal de contraventamento. A posição desta diagonal fica definida em função do fluxo das tensões principais de compressão, conforme comprovado pela Figura 5.5.

### 5.2.1 Deslocamentos horizontais dos modelos

Para os modelos sem abertura são comparados os deslocamentos obtidos na macromodelagem e na micromodelagem simplificada. Assim, é possível definir qual expressão para o cálculo da largura da barra diagonal equivalente apresenta resultados mais próximos da micromodelagem simplificada realizada no programa ANSYS.

Nos Quadros 5.9 a 5.11, são comparados os deslocamentos horizontais relativos do modelo L1 sem aberturas, obtidos com a micromodelagem simplificada, com os deslocamentos determinados com a macromodelagem (Figura 5.8) através

das expressões apresentadas no Quadro 3.1 para o cálculo da largura da barra diagonal equivalente.

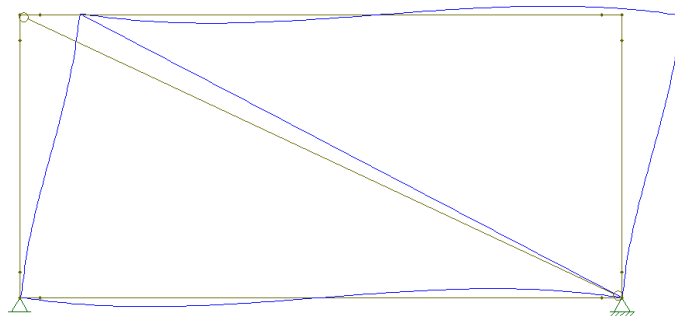


Figura 5.8 – Deslocamento relativo no macromodelo (L1).

Autor	Deslocamento horizontal relativo (mm)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
Mainstone e Weeks (1974)	2,263	1,785
Liaw e Kwan (1984)	1,820	1,328
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	1,282	0,070
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	1,466	1,064
Paulay e Priestley (1992)	1,773	1,217
Durrani e Luo (1994)	2,129	1,634
Chrysostomou e Asteris (2012)	1,935	1,134
<b>Micromodelagem simplificada (ANSYS)</b>	<b>2,044</b>	<b>1,603</b>

Quadro 5.9 – Comparação dos deslocamentos horizontais relativos referentes ao Modelo L1 (sem aberturas), considerando a alvenaria com dois módulos de elasticidade.



Autor	Deslocamento horizontal relativo (mm)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
Mainstone e Weeks (1974)	2,223	1,735
Liaw e Kwan (1984)	1,596	1,120
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	1,246	0,072
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	1,436	1,037
Paulay e Priestley (1992)	1,708	1,157
Durrani e Luo (1994)	1,829	1,321
Chrysostomou e Asteris (2012)	1,605	1,378
<b>Micromodelagem simplificada (ANSYS)</b>	<b>1,696</b>	<b>1,293</b>

Quadro 5.10 – Comparação dos deslocamentos horizontais relativos referentes ao Modelo L2 (sem aberturas), considerando a alvenaria com dois módulos de elasticidade.

Autor	Deslocamento horizontal relativo (mm)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
Mainstone e Weeks (1974)	2,286	1,809
Liaw e Kwan (1984)	1,560	1,094
Decanini e Fantin (1987) – Não fissurado	1,330	0,083
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	1,521	1,117
Paulay e Priestley (1992)	1,775	1,104
Durrani e Luo (1994)	1,743	1,246
Chrysostomou e Asteris (2012)	1,951	1,453
<b>Micromodelagem simplificada (ANSYS)</b>	<b>1,524</b>	<b>1,184</b>

Quadro 5.11 – Comparação dos deslocamentos horizontais relativos referentes ao Modelo L3 (sem aberturas), considerando a alvenaria com dois módulos de elasticidade.

Pode-se observar que os resultados obtidos a partir do uso das expressões de Liaw e Kwan (1984), Durrani e Luo (1994), Chrysostomou e Asteris (2012) e são os mais próximos do deslocamento encontrado através da micromodelagem simplificada (ANSYS). Embora muito citada na bibliografia, a expressão de Mainstone e Weeks (1974) resulta em maior deslocamento, devido a menor largura da diagonal equivalente.

Na sequência, nos modelos com janelas e portas, deve-se observar a forma com que a presença de aberturas influencia a rigidez da estrutura. O Quadro 5.12 apresenta um breve resumo acerca da posição das aberturas para o modelo L1 com alvenaria de  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

Como esperado, a presença de aberturas reduz a rigidez da estrutura, causando maiores deslocamentos. Em relação à posição das janelas, constatou-se que quando estas aberturas estão mais próximas do canto superior comprimido, maior é a perda de rigidez.

<b>Modelo</b>	<b>Deslocamento (mm)</b>
L1	2,1980
L1J1C	2,4580
L1J1D	2,2600
L1J1E	3,0290
L1J1M	2,4960
L1PD	3,0510
L1PE	2,4660
L1PM	2,7910

Quadro 5.12 –Deslocamentos máximos no modelo L1 com e sem aberturas.

Nos modelos analisados, notou-se a ocorrência de separação entre a estrutura de concreto e a parede em certos trechos, além da formação de bielas nas regiões de contato entre a parede de alvenaria e a estrutura de concreto.

A presença de aberturas conduziu a alterações nas deformações e tensões principais de compressão na parede (Figura 5.9 a 5.15). As aberturas também produzem uma redução na rigidez lateral dos pórticos preenchidos e, conseqüentemente, aumento dos deslocamentos horizontais.

A partir da Figura 5.9 é possível notar que as aberturas posicionadas no centro nos painéis de alvenaria alteram a distribuição de esforços de compressão.

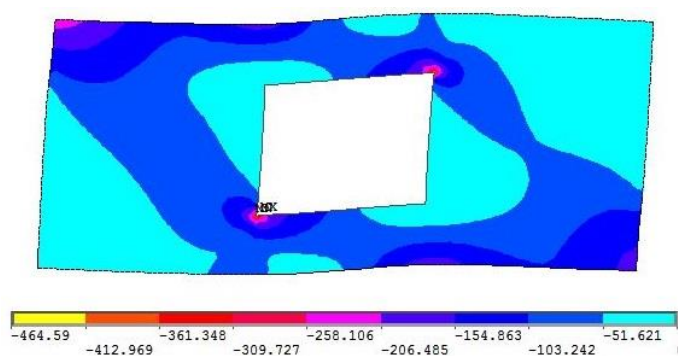


Figura 5.9 –Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1J1C.

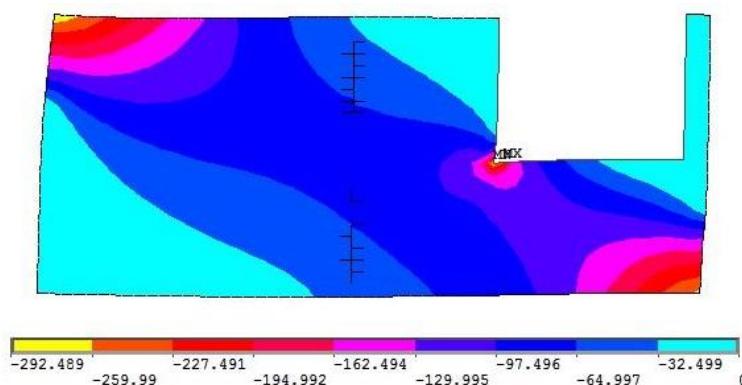


Figura 5.10 –Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1J1D.

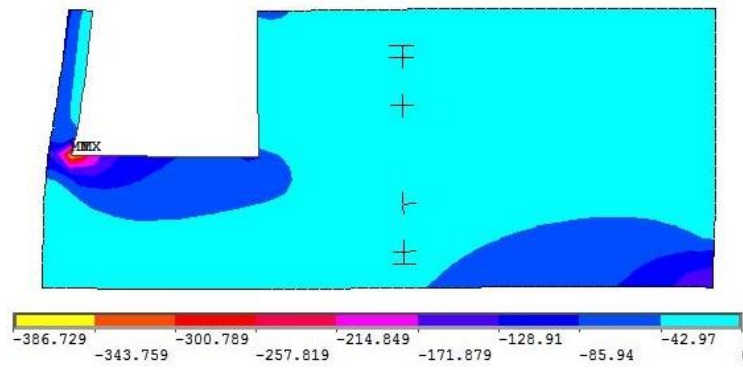


Figura 5.11 –Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1J1E.

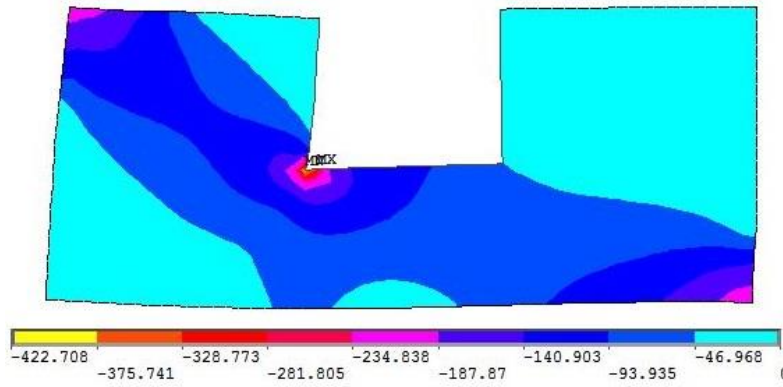


Figura 5.12 –Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1J1M.

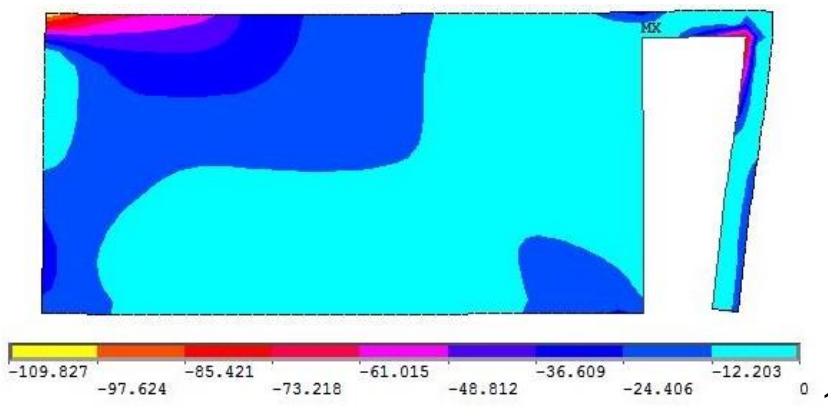


Figura 5.13 –Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1PD.

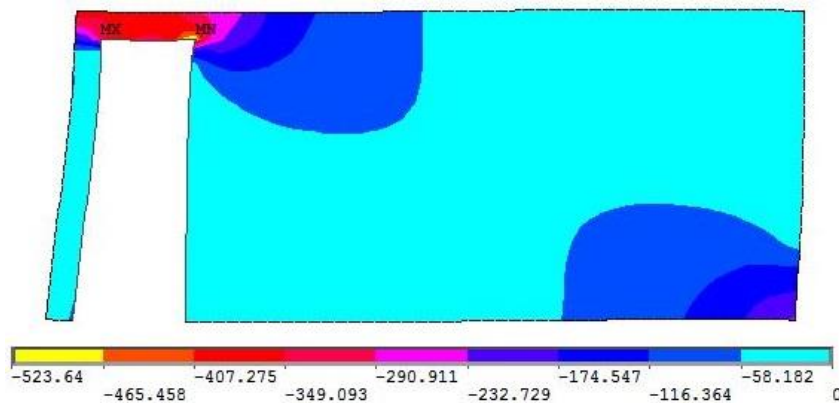


Figura 5.14 –Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1PE .

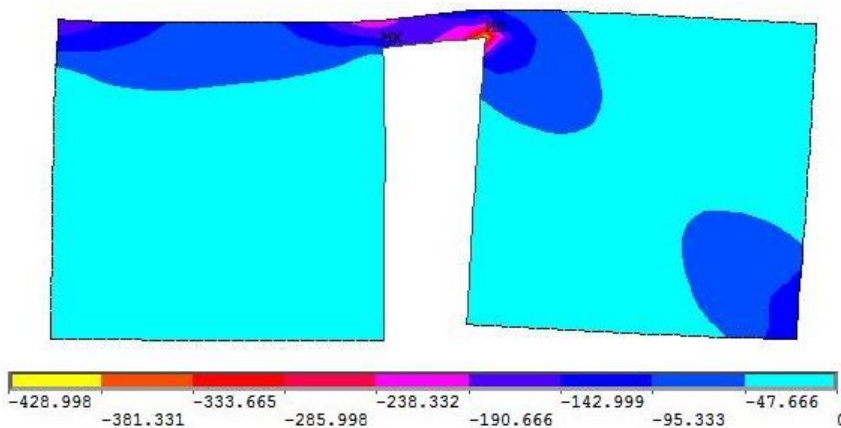


Figura 5.15 –Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1PM.

Em função da variação do tamanho das aberturas, o Quadro 5.13 apresenta os deslocamentos horizontais máximos dos modelos de pórtico L1, considerando as aberturas: J1, J2 e J3 posicionadas no centro.

Quanto maior a abertura, menor a rigidez do painel e, portanto, maior é o deslocamento horizontal. As Figuras 5.16 e 5.17 mostram as tensões principais de compressão dos modelos L1J2C e L1J3C.

Modelo	Deslocamento (mm)
L1J1C	2,4580
L1J2C	2,6590
L1J3C	2,9240

Quadro 5.13 – Deslocamentos máximos dos modelos L1 com abertura central.

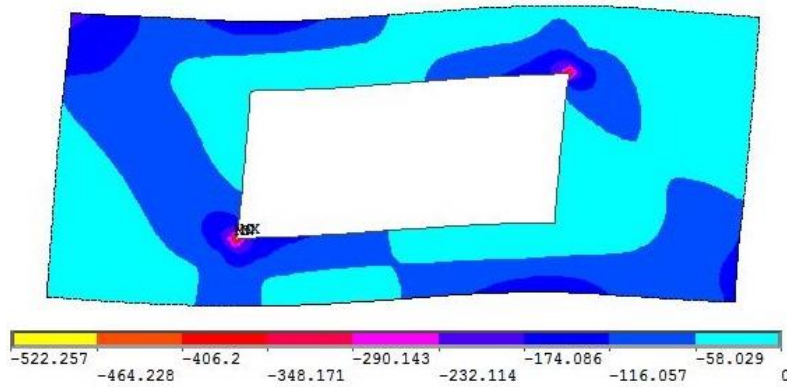


Figura 5.16 – Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1J2C.

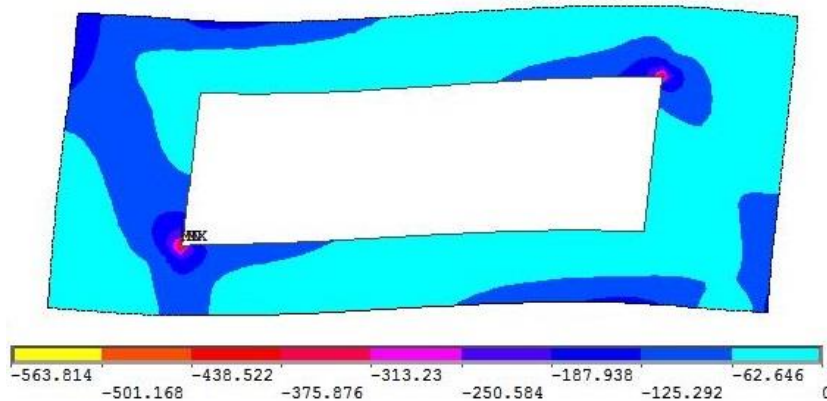


Figura 5.17 – Tensões principais de compressão (kN/m<sup>2</sup>) na parede para o modelo L1J3C.

O estudo anterior corrobora que a presença de aberturas diminui a rigidez da estrutura, causando maiores deslocamentos. Além das aberturas, o tipo de alvenaria também influencia os deslocamentos horizontais da estrutura. A Figura 5.18 compara os deslocamentos máximos do modelo L1, com e sem aberturas, considerando os dois tipos de alvenaria (as barras azuis e vermelhas representam, respectivamente, alvenarias com menor e maior resistência à compressão do prisma). Como previsto, os pórticos preenchidos pela alvenaria com maior resistência à compressão do prisma apresentam menores deslocamentos.

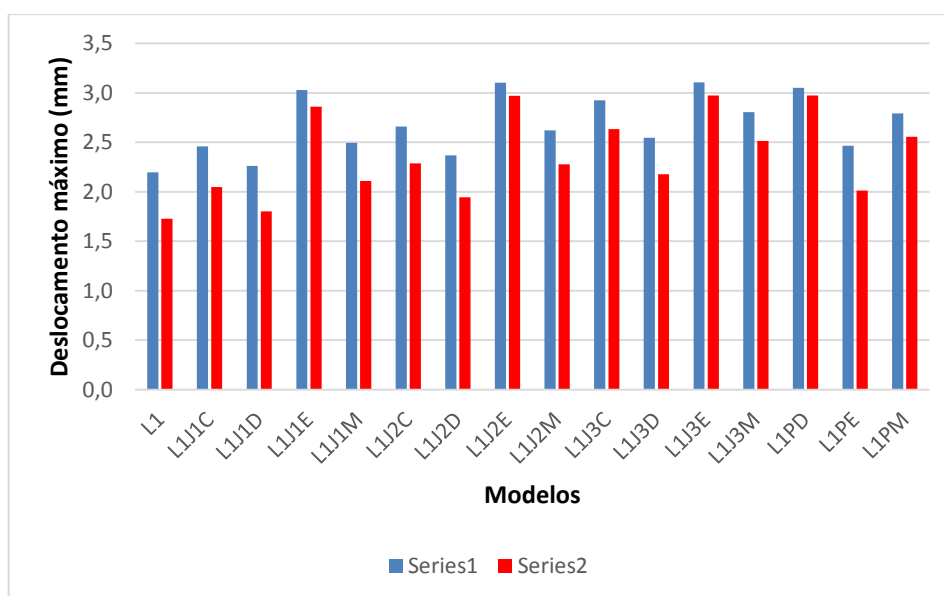


Figura 5.18 – Comparação dos deslocamentos máximos (mm) do modelo L1 para os dois tipos de alvenaria.

Com a obtenção dos deslocamentos horizontais dos pórticos preenchidos, foi possível determinar o acréscimo de deslocamento devido à presença de aberturas em relação ao modelo sem aberturas.

As Figuras 5.19 a 5.21 ilustram o aumento de deslocamento em relação à posição das aberturas. As janelas localizadas à esquerda (Figura 5.11) proporcionam maiores deslocamentos na estrutura, isto ocorre porque quando as aberturas estão mais próximas do canto superior comprimido, maior é a perda de rigidez. Enquanto que as janelas localizadas à direita, fora da diagonal comprimida

(Figura 5.10), causam menor perda de rigidez e, conseqüentemente, menor acréscimo de deslocamento.

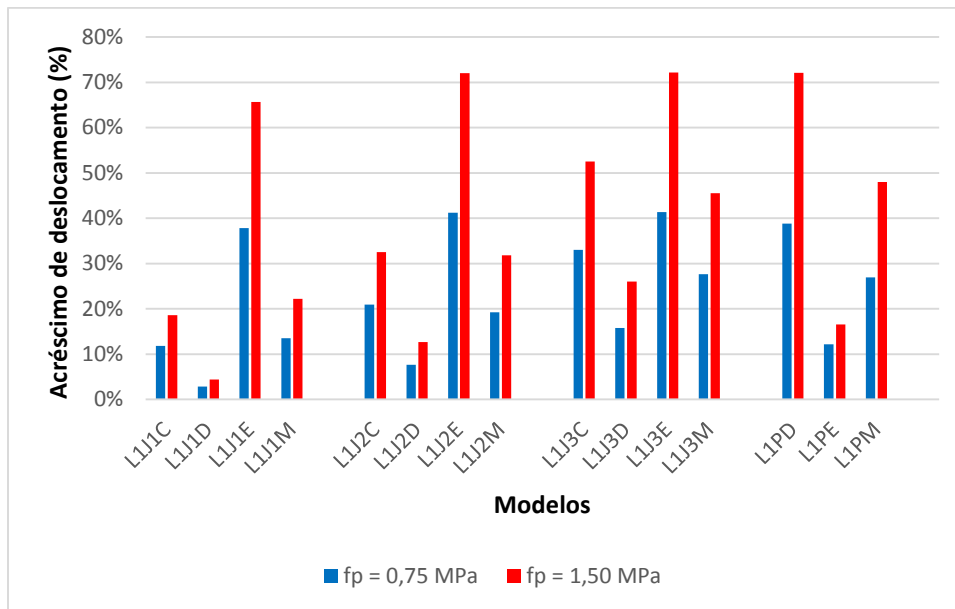


Figura 5.19 – Acréscimo de deslocamento máximo dos modelos L1 em relação à posição das aberturas.

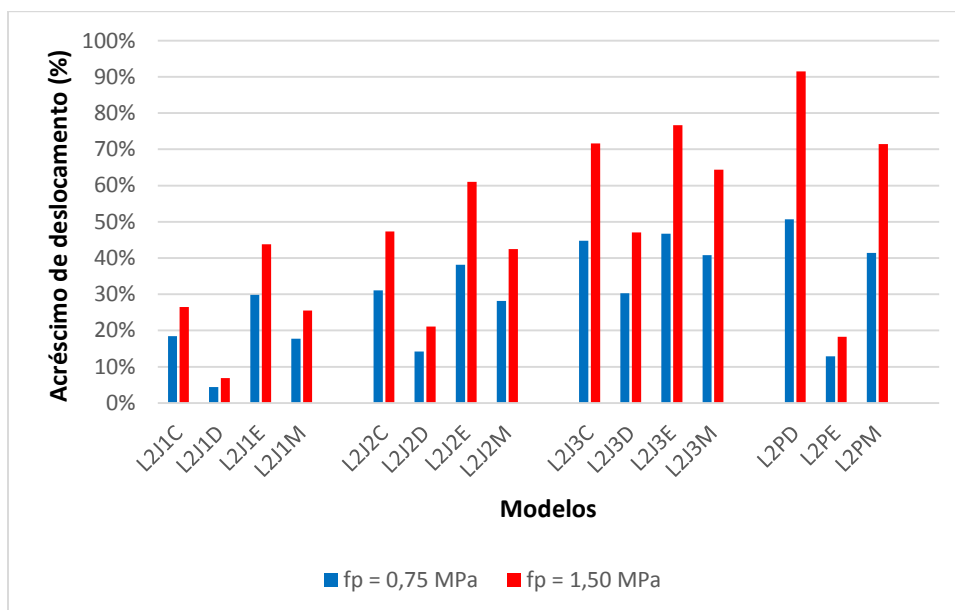


Figura 5.20 – Acréscimo de deslocamento máximo dos modelos L2 em relação à posição das aberturas.



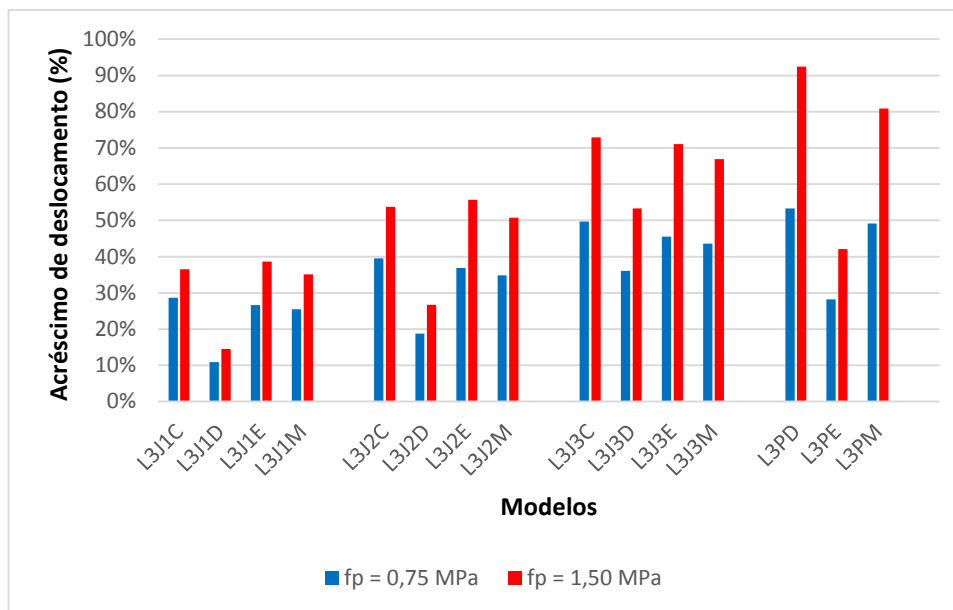


Figura 5.21 – Acréscimo de deslocamento máximo dos modelos L3 em relação à posição das aberturas.

Na sequência, as Figuras 5.22 a 5.24 apresentam o deslocamento horizontal máximo em função do tamanho das aberturas. Pode-se observar que, independente da posição da abertura, os deslocamentos horizontais dos pórticos preenchidos crescem com o aumento da área das aberturas.

O Quadro 5.14 mostra a porcentagem de área do painel de preenchimento que é ocupada pela abertura. Quanto maior esta porcentagem, menor será a rigidez do pórtico preenchido.

Cabe ressaltar que, apesar do pórtico preenchido com alvenaria mais rígida resultar em deslocamentos menores, o acréscimo de deslocamento máximo no pórtico com alvenaria mais rígida ( $E = 900$  MPa ou  $f_p = 1,50$  MPa) é superior ao da alvenaria menos rígida ( $E = 450$  MPa ou  $f_p = 0,75$  MPa).

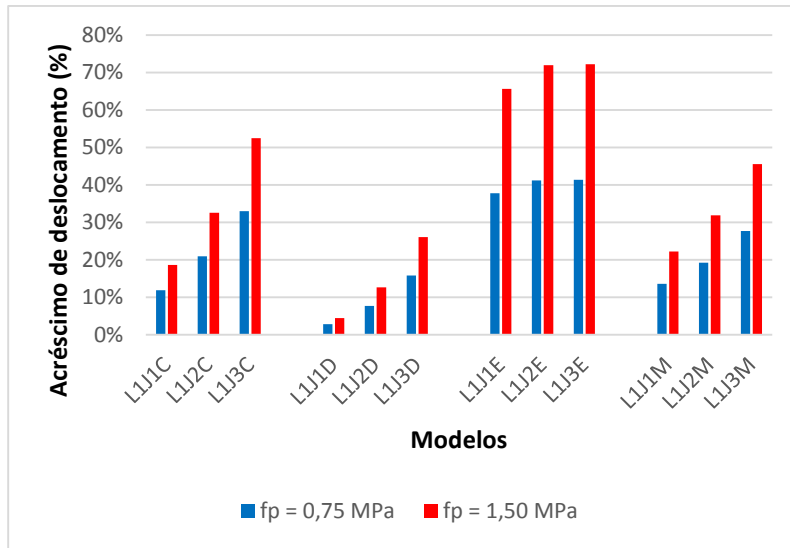


Figura 5.22 – Acréscimo de deslocamento máximo dos modelos L1 em relação ao tamanho das aberturas.

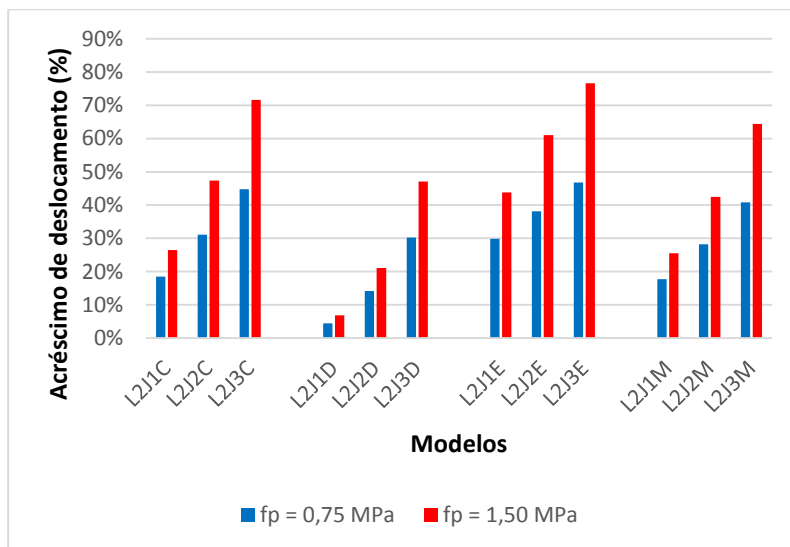


Figura 5.23 – Acréscimo de deslocamento máximo dos modelos L2 em relação ao tamanho das aberturas.

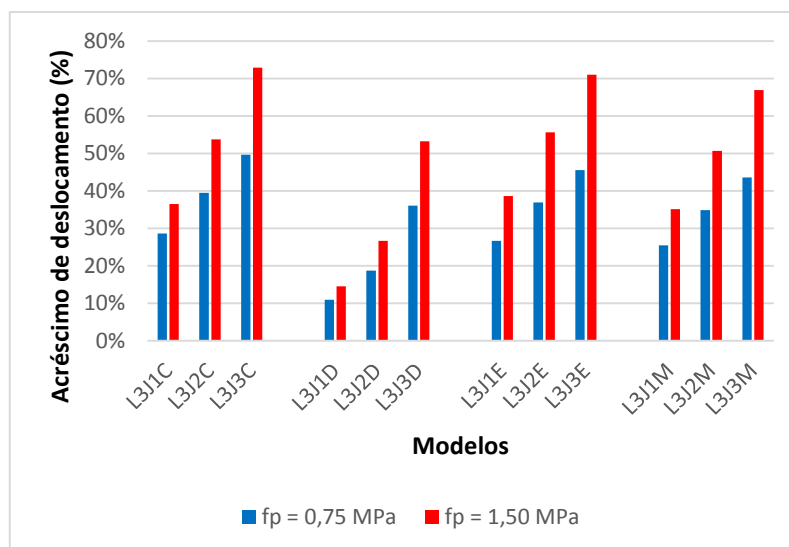


Figura 5.24 – Acréscimo de deslocamento máximo dos modelos L3 em relação ao tamanho das aberturas.

Modelo	Abertura	Área de abertura (%)
L1	J1	14,90
	J2	24,22
	J3	33,54
L2	J1	13,41
	J2	23,17
	J3	32,93
L3	J1	14,77
	J2	22,15
	J3	29,54

Quadro 5.14 – Porcentagem da área do painel de alvenaria ocupada pela abertura.

### 5.2.1.1 Deslocamentos relativos

Conforme explicado no Capítulo 4, para atender o Estado Limite de Serviço (ELS) de deslocamento entre pavimentos, utiliza-se a Equação 4.1, que considera o máximo deslocamento horizontal relativo, que no caso dos pórticos analisados é de 3,29 mm.

O deslocamento relativo é definido pela diferença entre os deslocamentos horizontais ocorridos entre os eixos das vigas do pórtico (Figura 5.25).

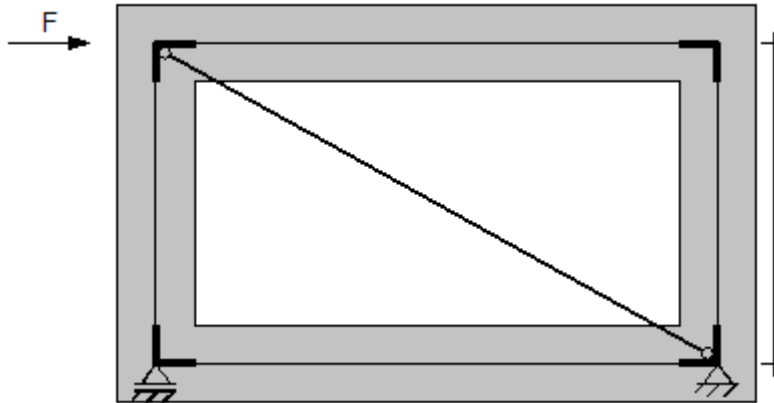


Figura 5.25 – Definição de deslocamento relativo.

Os resultados apresentados anteriormente referem-se aos deslocamentos máximos da estrutura, enquanto que os Quadros 5.15 a 5.17 mostram os valores dos deslocamentos relativos, os quais apresentam uma redução média de 6,0% em relação aos deslocamentos máximos.

Modelo	Deslocamentos relativos (mm)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
L1	2,0433	1,6034
L1J1C	2,2951	1,9102
L1J1D	2,1024	1,6742
L1J1E	2,8275	2,6747
L1J1M	2,3269	1,9669
L1J2C	2,4879	2,1402
L1J2D	2,2041	1,8086
L1J2E	2,8935	2,7698
L1J2M	2,4445	2,1233
L1J3C	2,7330	2,4623
L1J3D	2,3728	2,0285
L1J3E	2,8962	2,7729
L1J3M	2,6149	2,3435
L1PD	2,8460	2,7733
L1PE	2,3047	1,8847
L1PM	2,6122	2,3845

Quadro 5.15 – Comparação dos deslocamentos relativos para o modelo L1 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

Modelo	Deslocamentos relativos (mm)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
L2	1,6961	1,2927
L2J1C	2,0126	1,6379
L2J1D	1,7727	1,3824
L2J1E	2,2131	1,8729
L2J1M	1,9986	1,6243
L2J2C	2,2280	1,9099
L2J2D	1,9401	1,5690
L2J2E	2,3515	2,0927
L2J2M	2,1763	1,8436
L2J3C	2,4591	2,1964
L2J3D	2,2131	1,9064
L2J3E	2,4938	2,2905
L2J3M	2,3909	2,1284
L2PD	2,5598	2,4827
L2PE	1,9288	1,5456
L2PM	2,4136	2,2311

Quadro 5.16 – Comparação dos deslocamentos relativos para o modelo L2 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

Modelo	Deslocamentos relativos (mm)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
L3	1,5235	1,1844
L3J1C	1,9618	1,6175
L3J1D	1,6808	1,3560
L3J1E	1,9344	1,6476
L3J1M	1,9107	1,5978
L3J2C	2,1271	1,8213
L3J2D	1,8033	1,4929
L3J2E	2,0888	1,8468
L3J2M	2,0538	1,7829
L3J3C	2,2813	2,0464
L3J3D	2,0731	1,8137
L3J3E	2,2185	2,0271
L3J3M	2,1878	1,9764
L3PD	2,3352	2,2755
L3PE	1,9600	1,6900
L3PM	2,2749	2,1420

Quadro 5.17 – Comparação dos deslocamentos relativos para o modelo L3 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

Os Quadros 5.18 e 5.20 apresentam o acréscimo de deslocamento relativo causado pelos modelos com abertura. As Figuras 5.26 a 5.31 ilustram este aumento de deslocamento em relação à posição e ao tamanho das aberturas.

Modelo	Acréscimo de deslocamento relativo horizontal (%)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
L1	0,00	0,00
L1J1C	12,32	19,13
L1J1D	2,89	4,42
L1J1E	38,38	66,81
L1J1M	13,88	22,66
L1J2C	21,76	33,48
L1J2D	7,87	12,80
L1J2E	41,61	72,75
L1J2M	19,63	32,43
L1J3C	33,75	53,57
L1J3D	16,13	26,51
L1J3E	41,74	71,94
L1J3M	27,97	46,16
L1PD	39,28	72,96
L1PE	12,79	17,54
L1PM	27,84	48,72

Quadro 5.18 – Acréscimo de deslocamento relativo (%) causado pelas aberturas dos modelos L1 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).



Modelo	Acréscimo de deslocamento relativo horizontal (%)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
L2	0,00	0,00
L2J1C	18,66	26,70
L2J1D	4,52	6,94
L2J1E	30,48	44,88
L2J1M	17,84	25,65
L2J2C	31,36	47,75
L2J2D	14,39	21,37
L2J2E	38,64	61,89
L2J2M	28,31	42,64
L2J3C	44,99	69,91
L2J3D	30,48	47,47
L2J3E	47,03	77,19
L2J3M	40,96	64,65
L2PD	50,92	92,06
L2PE	13,72	19,56
L2PM	42,30	72,59

Quadro 5.19 – Acréscimo de deslocamento relativo (%) causado pelas aberturas dos modelos L2 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

Modelo	Acréscimo de deslocamento relativo horizontal (%)	
	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$	$f_p = 1,50 \text{ MPa}$
L3	0,00	0,00
L3J1C	28,77	36,57
L3J1D	10,92	14,49
L3J1E	26,97	39,11
L3J1M	25,42	34,90
L3J2C	39,62	53,77
L3J2D	18,37	26,05
L3J2E	37,11	55,93
L3J2M	34,81	50,53
L3J3C	49,74	72,78
L3J3D	36,07	53,13
L3J3E	45,62	71,15
L3J3M	43,60	66,87
L3PD	53,28	92,12
L3PE	28,65	42,69
L3PM	49,26	80,85

Quadro 5.20 – Acréscimo de deslocamento relativo (%) causado pelas aberturas dos modelos L3 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

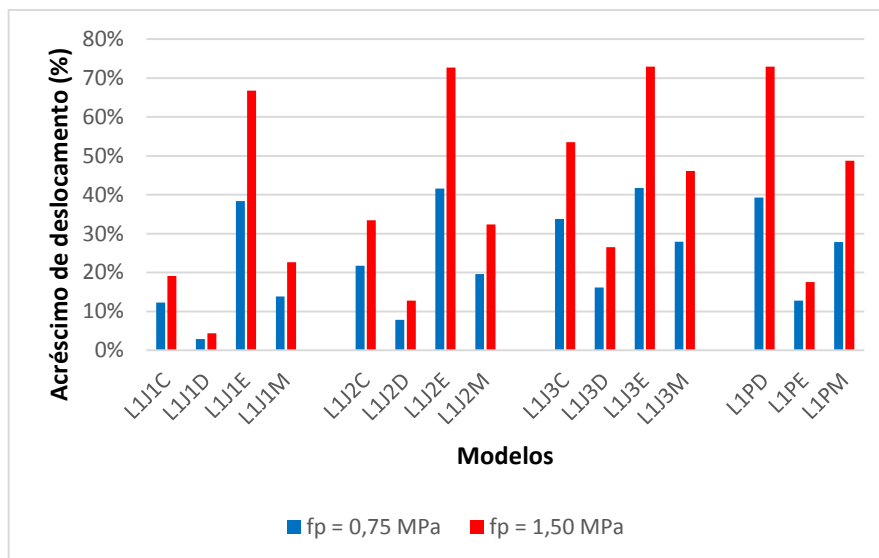


Figura 5.26 – Acréscimo de deslocamento relativo dos modelos L1 em relação à posição das aberturas.

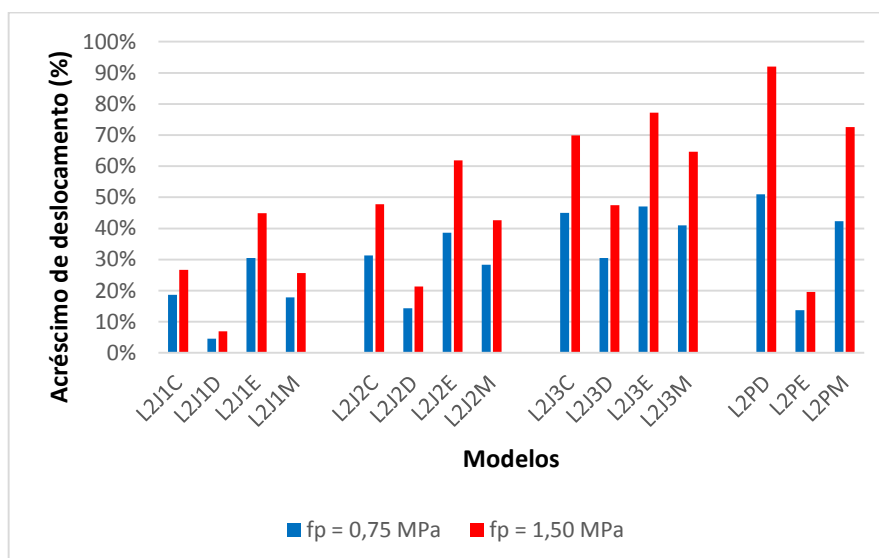


Figura 5.27 – Acréscimo de deslocamento relativo dos modelos L2 em relação à posição das aberturas.

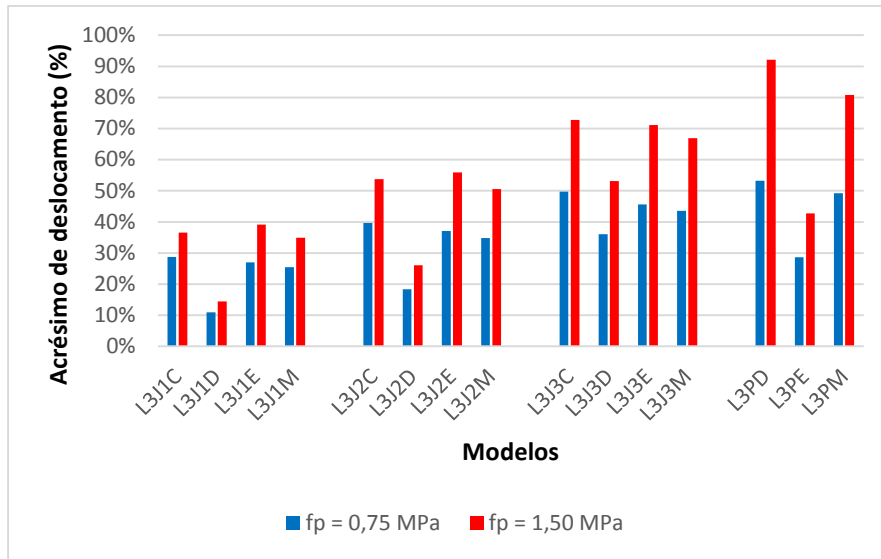


Figura 5.28 – Acréscimo de deslocamento relativo dos modelos L3 em relação à posição das aberturas.

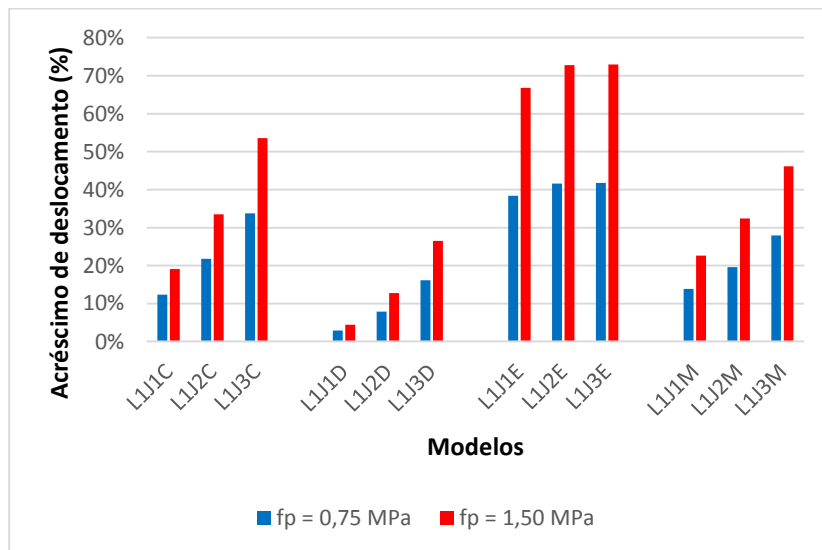


Figura 5.29 – Acréscimo de deslocamento relativo dos modelos L1 em relação ao tamanho das aberturas.

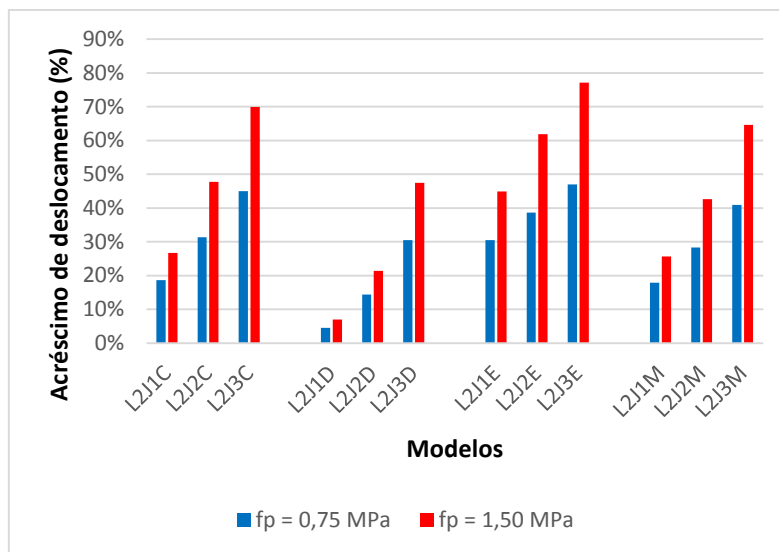


Figura 5.30 – Acréscimo de deslocamento relativo dos modelos L2 em relação ao tamanho das aberturas.

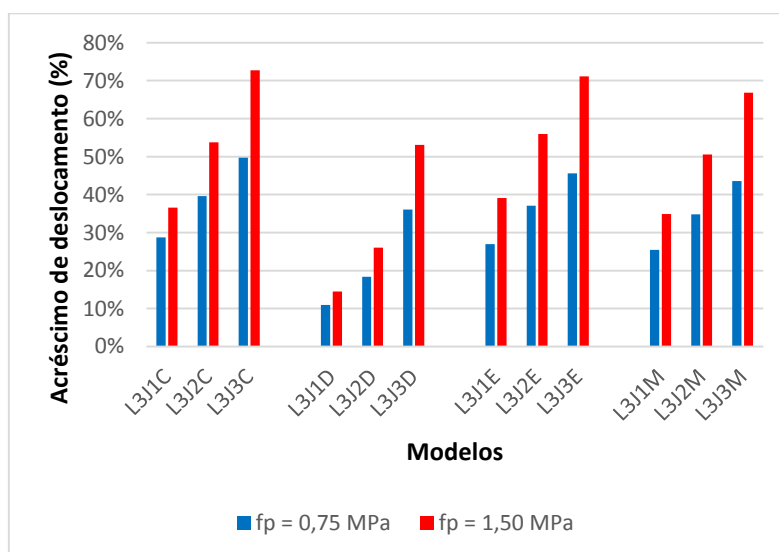


Figura 5.31 – Acréscimo de deslocamento relativo dos modelos L3 em relação ao tamanho das aberturas.

As Figuras 5.32 a 5.34 comparam os deslocamento relativos para os modelos, considerando a alvenaria com  $E = 450$  MPa ( $f_p = 0,75$  MPa) e  $E = 900$  MPa ( $f_p = 1,50$  MPa).

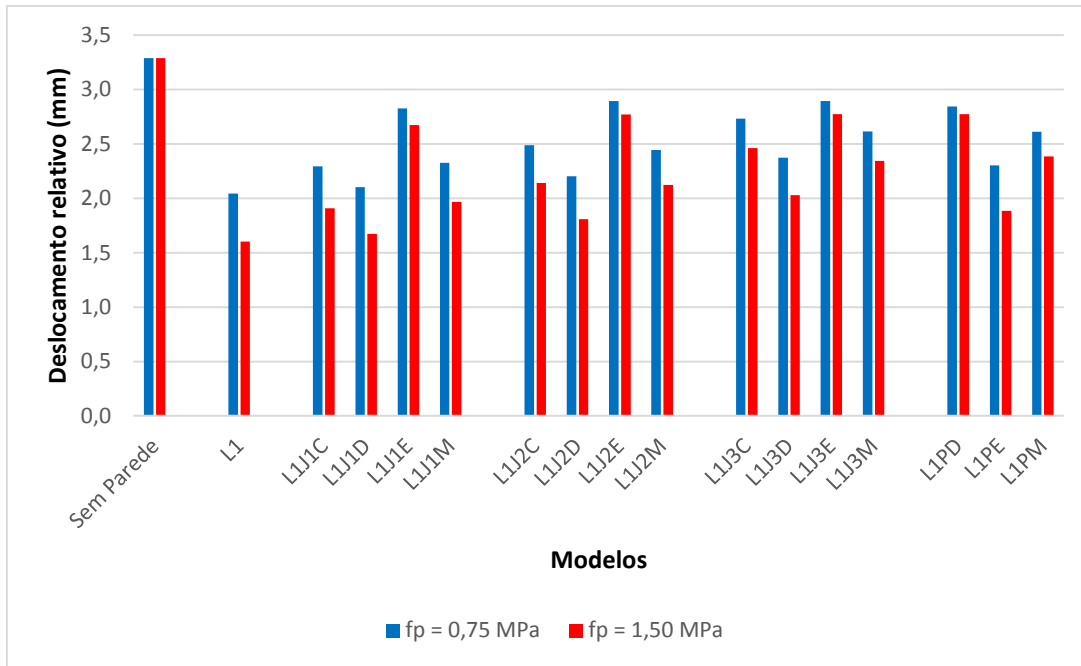


Figura 5.32 – Comparação dos deslocamentos relativos para o modelo L1 com alvenaria de  $E = 450$  MPa ( $f_p = 0,75$  MPa) e  $E = 900$  MPa ( $f_p = 1,50$  MPa).

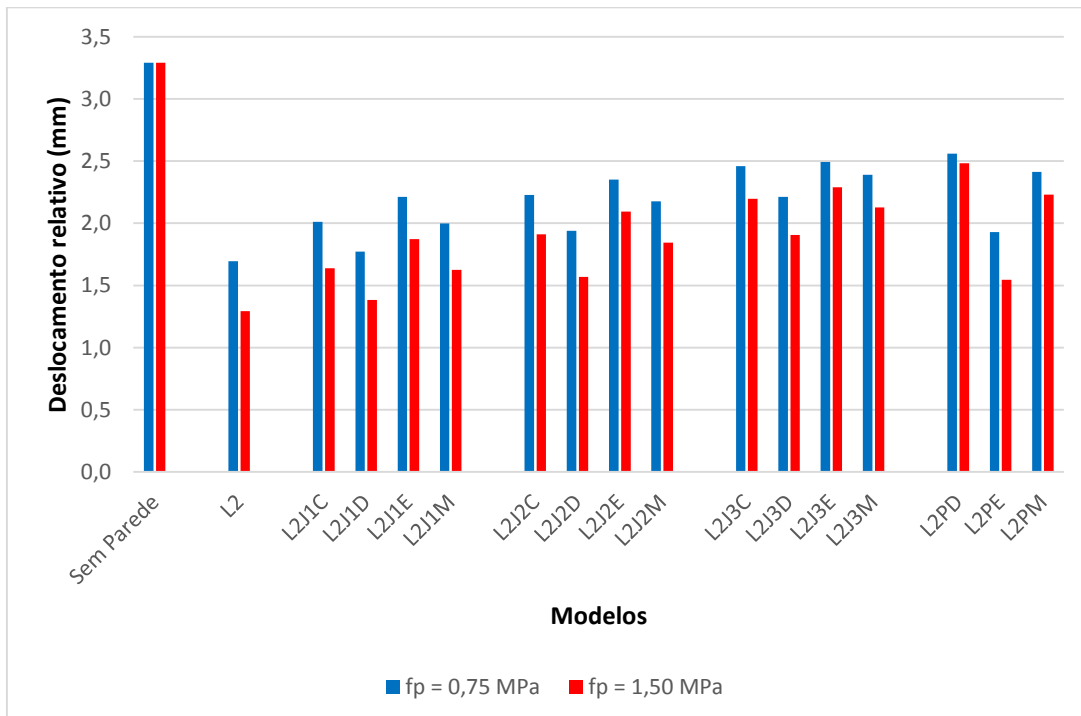


Figura 5.33 – Comparação dos deslocamentos relativos para o modelo L2 com alvenaria de  $E = 450$  MPa ( $f_p = 0,75$  MPa) e  $E = 900$  MPa ( $f_p = 1,50$  MPa).

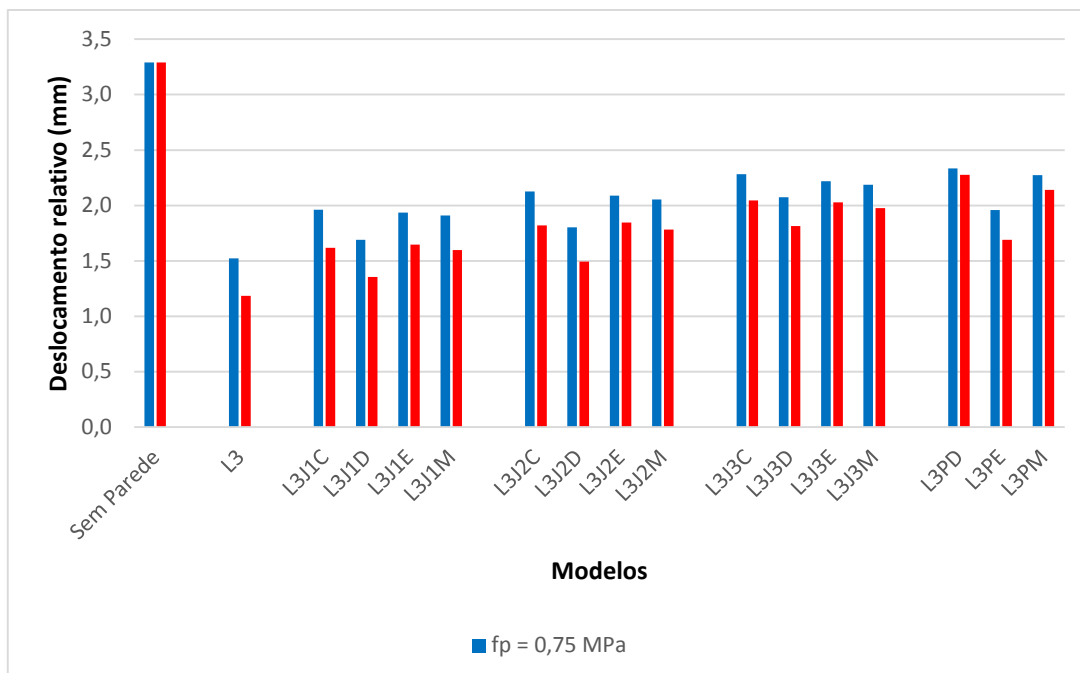


Figura 5.34 – Comparação dos deslocamentos relativos para o modelo L3 com alvenaria de  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

## 5.2.2 Tensões resistentes da alvenaria

Além do estudo sobre os deslocamentos sofridos pelo pórtico preenchido, é necessário analisar as tensões atuantes no painel, a fim de avaliar a possibilidade de ocorrência de fissuração na alvenaria de preenchimento do pórtico.

São três os modos de fissuração nas alvenarias de preenchimento submetidas a distorções horizontais: fissuração por cisalhamento na interface entre o bloco e a argamassa de assentamento, fissuração por tração na diagonal através das juntas de argamassa e blocos e fissuração por compressão, causada pelo esmagamento nas regiões dos cantos comprimidos dos painéis. Os modos de fissuração e possível ruptura da alvenaria estão representados no Capítulo 2, Figura 2.3.

O Quadro 5.21 mostra as tensões resistentes ao cisalhamento, à tração e à compressão das alvenarias de preenchimento, com resistência à compressão do prisma de  $0,75 \text{ MPa}$  e  $1,50 \text{ MPa}$ . Tais tensões foram obtidas a partir das recomendações da FEMA 306 (1998), conforme apresentado no Capítulo 4. Por

exemplo, para o modelo L1 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$ , considerando: altura da parede ( $h = 230\text{cm}$ ), comprimento da parede ( $l = 560\text{cm}$ ), espessura da parede ( $t = 19\text{cm}$ ), peso próprio da parede ( $2,5\text{kN/m}^2$  de alvenaria), coeficiente de atrito ( $\mu = 0,7$ ) e resistência à compressão do prisma ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ). Primeiramente, é calculada a tangente do ângulo de inclinação da diagonal da parede:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{h}{l} = \frac{230}{560} = 0,4107$$

Na sequência, calcula-se a tensão vertical de compressão decorrente do peso próprio da parede:

$$W_{alv} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times (2,30\text{m} \times 5,60\text{m}) = 32,2\text{kN}$$

$$\sigma_g = \frac{W_{alv}}{l \cdot t} = \frac{32,2}{560 \times 19} = 0,003026 \text{ kN/cm}^2 = 0,03026 \text{ MPa}$$

Então, podem ser calculadas as tensões resistentes (convencional) ao cisalhamento ( $f_v$ ), à tração (diagonal) da parede ( $f_{t,\theta}$ ) e à compressão (diagonal) da parede ( $f_{c,\theta}$ ):

$$\tau_0 = \frac{f_p}{40} = \frac{0,75}{40} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5 \cdot \sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \operatorname{tg} \theta} = \frac{0,01875 + 0,5 \times 0,03026 \times 0,7}{1 - 0,7 \times 0,4107} = 0,04118 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistência ao cisalhamento} = \alpha f_v = 1,5 \times 0,04118 = 0,06177 = 61,77 = 62,00 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} = \frac{0,75}{40} = 0,01875 \text{ MPa} = 18,75 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ MPa} = 375,00 \text{ kN/m}^2$$



Modelo	Resistência à compressão do prisma (MPa)	Tensões resistentes:		
		Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L1	0,75	62,00	18,75	375,00
L2		76,00	18,75	375,00
L3		139,00	18,75	375,00
L1	1,50	103,00	37,50	750,00
L2		124,00	37,50	750,00
L3		225,00	37,50	750,00

Quadro 5.21 – Tensão resistente no cisalhamento, na tração e na compressão dos painéis.

A partir da micromodelagem simplificada, foram obtidas as tensões de cisalhamento no plano da parede e as tensões principais de tração e compressão em cada modelo, a fim de comparar com as tensões resistentes da alvenaria. As Figuras 5.35 a 5.37 apresentam as tensões referentes ao modelo L2 sem aberturas. As tensões referentes aos demais modelos, com e sem aberturas, são apresentadas nos Apêndices A e B.

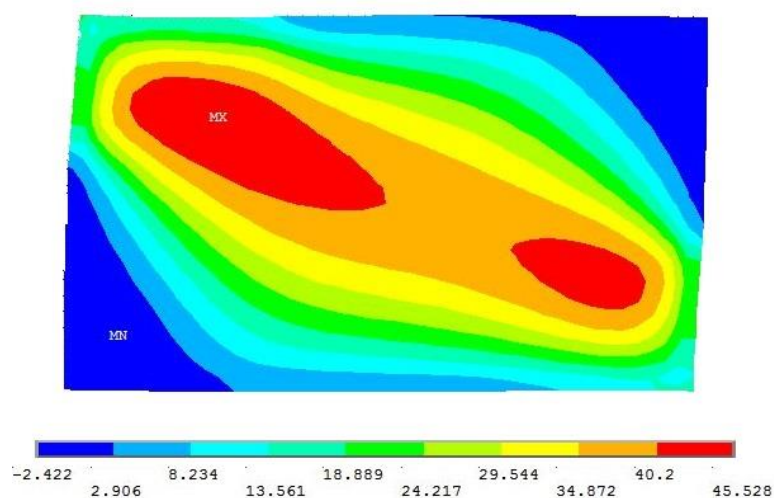


Figura 5.35 – Tensões de cisalhamento ( $\text{kN/m}^2$ ) no plano da parede para o modelo L2 sem aberturas com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

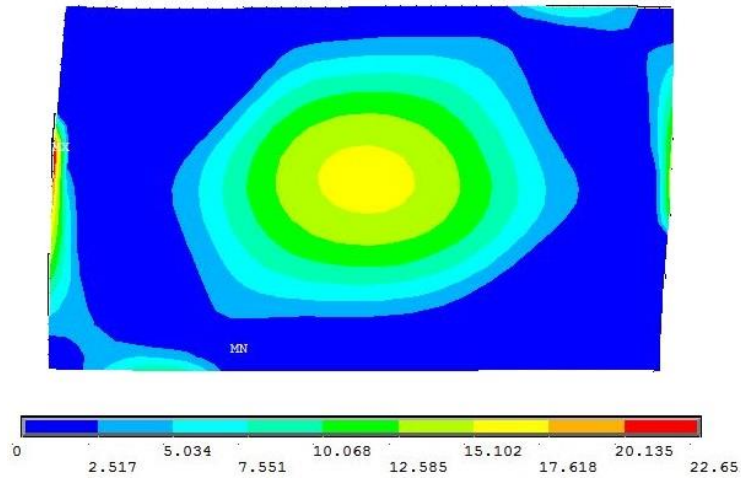


Figura 5.36 – Tensões principais de tração ( $\text{kN/m}^2$ ) na alvenaria para o modelo L2 sem aberturas com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

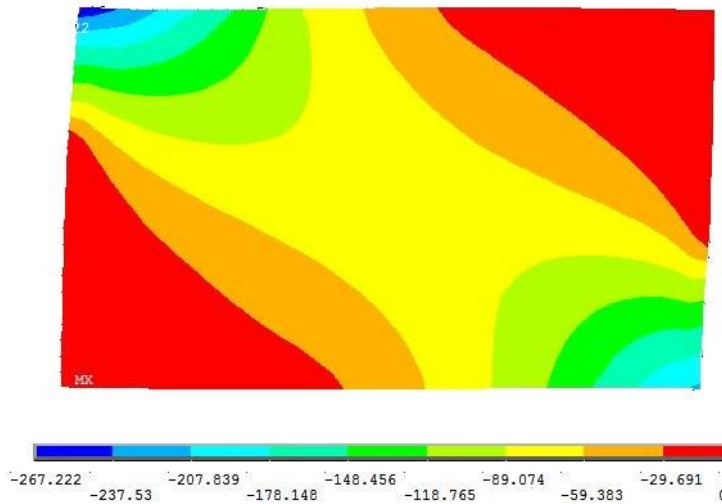


Figura 5.37 – Tensões de compressão ( $\text{kN/m}^2$ ) na alvenaria para o modelo L2 sem aberturas com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

Neste modelo L2, para a tensão de cisalhamento (Figura 5.35) e tensão principal de compressão (Figura 5.37) obtiveram-se os valores máximos:  $45,528 \text{ kN/m}^2$  e  $267,222 \text{ kN/m}^2$ , respectivamente. Para a tensão principal de tração (Figura 5.36), a média no centro do painel é determinada da seguinte forma:

$$\frac{15,102 + 17,618}{2} = 16,36 \text{ kN/m}^2$$

Os Quadros 5.22 a 5.27 apresentam as tensões solicitantes máximas de cada modelo e seu possível tipo de fissuração.

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L1	45,078	11,340	303,290	
L1J1C	49,822	46,076	283,917	Tração
L1J1D	48,013	13,663	292,489	
L1J1E	40,552	12,444	150,395	
L1J1M	60,123	26,340	258,322	Tração
L1J2C	56,394	46,723	261,129	Tração
L1J2D	44,961	18,747	259,555	
L1J2E	37,271	12,927	110,679	
L1J2M	65,811	28,275	237,472	Tração
L1J3C	46,999	49,975	219,261	Tração
L1J3D	63,295	26,320	269,644	Tração
L1J3E	37,706	13,373	110,650	
L1J3M	66,388	24,591	261,199	Tração
L1PD	10,041	16,735	109,827	
L1PE	62,106	9,185	290,911	
L1PM	47,578	17,113	214,499	

Quadro 5.22 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L1 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L2	45,528	16,360	267,222	
L2J1C	51,220	51,559	211,559	Tração
L2J1D	55,056	22,167	273,012	Tração
L2J1E	41,720	16,282	277,123	
L2J1M	61,825	47,197	251,714	Tração
L2J2C	50,415	45,139	222,822	Tração
L2J2D	60,187	23,085	257,914	Tração
L2J2E	33,373	31,721	197,973	Tração
L2J2M	67,638	50,373	227,281	Tração
L2J3C	38,361	46,822	165,436	Tração
L2J3D	73,589	26,700	244,028	Tração
L2J3E	38,070	47,775	158,809	Tração
L2J3M	65,354	32,606	179,171	Tração
L2PD	14,170	16,609	108,417	
L2PE	65,634	17,004	291,745	
L2PM	54,608	41,591	234,447	Tração

Quadro 5.23 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L2 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L3	54,100	21,602	211,932	Tração
L3J1C	44,381	89,712	236,952	Tração
L3J1D	64,347	21,725	239,116	Tração
L3J1E	44,064	39,155	201,405	Tração
L3J1M	59,477	58,679	177,936	Tração
L3J2C	41,110	74,970	153,609	Tração
L3J2D	70,307	25,762	172,774	Tração
L3J2E	39,985	53,022	150,528	Tração
L3J2M	59,899	59,027	159,325	Tração
L3J3C	46,498	68,492	146,882	Tração
L3J3D	65,710	30,932	175,710	Tração
L3J3E	37,932	70,298	105,633	Tração
L3J3M	57,256	51,381	131,045	Tração
L3PD	11,482	25,071	87,031	Tração
L3PE	61,961	19,366	185,962	Tração
L3PM	31,988	40,938	188,227	Tração

Quadro 5.24 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L3 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L1	66,328	18,410	459,909	
L1J1C	75,887	99,246	365,233	Tração
L1J1D	57,711	22,322	460,333	
L1J1E	59,171	24,864	196,708	
L1J1M	82,174	33,247	342,555	
L1J2C	86,728	63,844	323,331	Tração
L1J2D	72,404	31,785	357,366	
L1J2E	69,160	25,957	205,066	
L1J2M	119,405	43,243	298,691	Tração
L1J3C	95,001	67,769	295,765	Tração
L1J3D	100,639	39,758	357,038	Tração
L1J3E	70,268	26,376	164,785	
L1J3M	126,014	43,554	338,344	Cisalhamento
L1PD	15,368	25,451	189,026	
L1PE	79,768	15,890	419,184	
L1PM	67,943	34,271	300,680	

Quadro 5.25 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L1 com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L2	63,428	21,457	388,162	
L2J1C	77,738	100,065	325,103	Tração
L2J1D	82,064	27,703	299,832	
L2J1E	68,186	36,355	381,490	
L2J1M	93,331	63,746	314,484	Tração
L2J2C	79,138	77,133	291,685	Tração
L2J2D	92,697	29,267	329,865	
L2J2E	54,415	92,697	229,848	Tração
L2J2M	104,843	101,789	279,845	Tração
L2J3C	65,217	83,783	222,152	Tração
L2J3D	115,662	48,059	305,459	Tração
L2J3E	65,653	86,546	175,851	Tração
L2J3M	108,899	77,322	217,391	Tração
L2PD	20,098	32,592	125,928	
L2PE	106,366	22,081	376,729	
L2PM	94,980	74,023	292,769	Tração

Quadro 5.26 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L2 com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L3	73,894	29,694	297,345	
L3J1C	76,056	111,679	286,705	Tração
L3J1D	94,614	33,248	288,887	
L3J1E	65,801	67,088	248,144	Tração
L3J1M	91,454	94,237	241,446	Tração
L3J2C	67,489	124,794	211,418	Tração
L3J2D	105,302	42,240	188,783	Tração
L3J2E	60,810	92,455	215,653	Tração
L3J2M	96,020	100,418	260,262	Tração
L3J3C	62,900	121,243	211,287	Tração
L3J3D	106,375	43,904	291,289	Tração
L3J3E	63,344	105,208	152,113	Tração
L3J3M	83,147	92,110	187,653	Tração
L3PD	19,452	36,066	122,734	
L3PE	114,979	31,838	307,253	
L3PM	81,409	61,346	175,997	Tração

Quadro 5.27 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L3 com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

Os resultados obtidos a partir da micromodelagem simplificada mostram que a fissuração em serviço, quando ocorre, se dá por tração diagonal. Apenas o modelo L1J3M ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ) apresentou fissuração por cisalhamento.



### 5.2.3 Rigidez dos pilares

Foi realizado um breve estudo acerca da influência das dimensões dos pilares na rigidez dos pórticos preenchidos. Para esta análise, utilizaram-se quatro variações do modelo L1 (com quatro diferentes alturas da seção transversal dos pilares), sem aberturas e alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ). Foram mantidas as dimensões originais do modelo L1 ( $L = 6,00 \text{ m}$ ,  $H = 2,80 \text{ m}$  e  $h = 2,30 \text{ m}$ ), alterando-se apenas a altura da seção transversal dos pilares: 40, 60, 80 e 100 cm (Figuras 5.38 a 5.41).

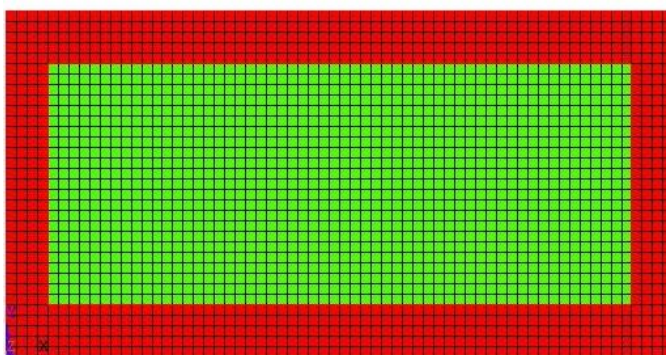


Figura 5.38 – Modelo L1\_40 (pilar com seção transversal retangular com 19 cm de largura e 40 cm de altura).

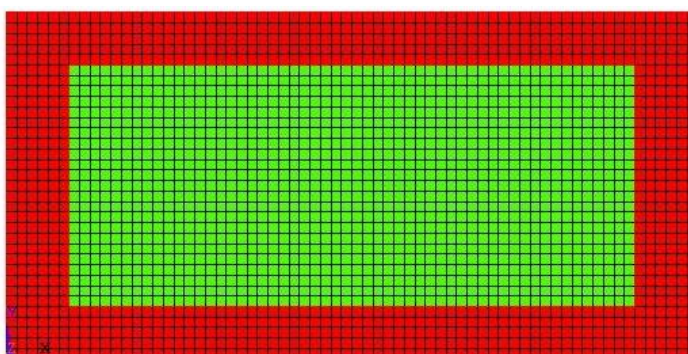


Figura 5.39 – Modelo L1\_60 (pilar com seção transversal retangular com 19 cm de largura e 60 cm de altura).

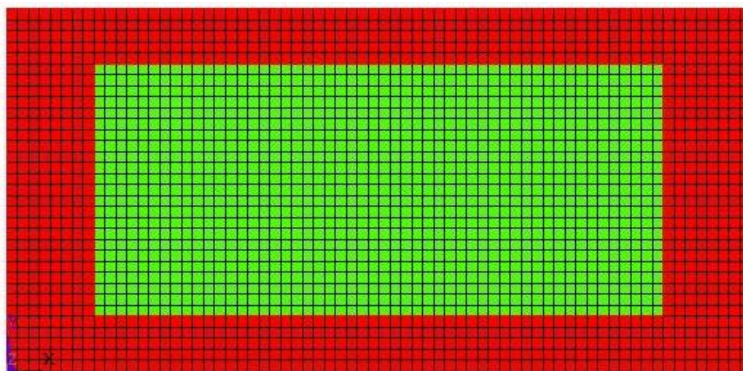


Figura 5.40 – Modelo L1\_80 (pilar com seção transversal retangular com 19 cm de largura e 80 cm de altura).

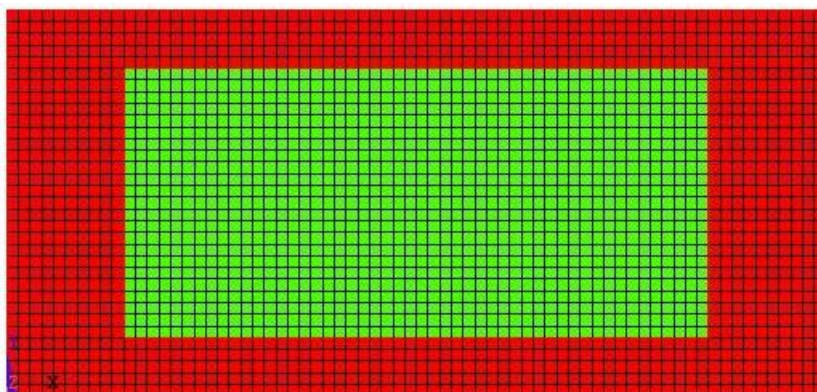


Figura 5.41 – Modelo L1\_100 (pilar com seção transversal retangular com 19 cm de largura e 100 cm de altura).

O Quadro 5.28 apresenta as forças horizontais utilizadas para cada modelo, obtidas conforme procedimento descrito no item 4.1.2.

<b>Modelo</b>	<b>Força Horizontal (kN)</b>
L1_40	62,48
L1_60	93,10
L1_80	113,49
L1_100	131,52

Quadro 5.28 – Força horizontal aplicada em cada modelo.

De acordo com as expressões no Capítulo 3, foi calculada a largura da diagonal equivalente para cada modelo, apresentadas nos Quadros 5.29 e 5.30.

<b>Autor</b>	<b>Largura da diagonal equivalente (cm)</b>			
	<b>40</b>	<b>60</b>	<b>80</b>	<b>100</b>
Mainstone e Weeks (1974)	78,09	87,77	92,45	95,44
Liaw e Kwan (1984)	138,03	165,16	182,29	196,25
Decanini e Fantin (1987) - Não fissurado	262,66	346,23	402,25	449,15
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	205,68	285,97	340,21	385,81
Paulay e Priestley (1992)	151,35	146,73	142,15	137,59
Durrani e Luo (1994)	93,56	103,25	110,88	118,23
Chrysostomou e Asteris (2012)	120,48	135,42	142,64	147,25

Quadro 5.29 – Largura da barra diagonal equivalente referente ao modelo L1 com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

Autor	Largura da diagonal equivalente (cm)			
	40	60	80	100
Mainstone e Weeks (1974)	74,98	81,89	86,26	89,05
Liaw e Kwan (1984)	131,21	151,45	167,16	179,96
Decanini e Fantin (1987) - Não fissurado	242,30	299,08	245,94	385,13
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	186,44	241,40	286,99	325,30
Paulay e Priestley (1992)	151,35	146,74	142,15	137,59
Durrani e Luo (1994)	88,84	96,33	103,45	110,31
Chrysostomou e Asteris (2012)	115,69	126,35	133,09	137,38

Quadro 5.30 – Largura da barra diagonal equivalente referente ao modelo L1 com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ )

Com os valores apresentados nos Quadros 5.28 a 5.30, foram obtidos os deslocamentos relativos para cada modelo de pórtico preenchido, utilizando o programa Ftool. Os Quadros 5.32 e 5.33 apresentam estes resultados, comparando-os com aqueles obtidos através do programa ANSYS. Para a micromodelagem simplificada, foram utilizados os seguintes parâmetros (Quadro 5.31):

	$f_p = 0,75 \text{ MPa}$			$f_p = 1,50 \text{ MPa}$		
	L1_60	L1_80	L1_100	L1_60	L1_80	L1_100
COHE	18,75			37,50		
TAUMAX	63	64	65	103	105	107

Quadro 5.31 – Fatores utilizados na micromodelagem simplificada, considerando a variação dos pilares.

Autor	Deslocamento horizontal (mm)			
	40	60	80	100
Mainstone e Weeks (1974)	2,263	2,463	2,546	2,608
Liaw e Kwan (1984)	1,820	2,016	2,086	2,138
Decanini e Fantin (1987) - Não fissurado	1,282	1,417	1,449	1,475
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	1,466	1,572	1,585	1,598
Paulay e Priestley (1992)	1,773	2,108	2,269	2,389
Durrani e Luo (1994)	2,129	2,358	2,435	2,484
Chrysostomou e Asteris (2012)	1,935	2,168	2,267	2,343
MEF (Ansys)	2,044	2,427	2,589	2,581

Quadro 5.32 – Comparação dos deslocamentos relativos (mm), considerando a variação na seção dos pilares do pórtico com alvenaria com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ).

Autor	Deslocamento horizontal (mm)			
	40	60	80	100
Mainstone e Weeks (1974)	1,785	2,026	2,133	2,217
Liaw e Kwan (1984)	1,325	1,523	1,599	1,655
Decanini e Fantin (1987) - Não fissurado	0,885	1,004	1,035	1,060
Decanini e Fantin (1987) – Fissurado	1,063	1,158	1,171	1,183
Paulay e Priestley (1992)	1,217	1,550	1,731	1,874
Durrani e Luo (1994)	1,634	1,893	1,986	2,049
Chrysostomou e Asteris (2012)	1,426	1,671	1,785	1,876
MEF (Ansys)	1,603	1,972	2,135	2,152

Quadro 5.33 – Comparação dos deslocamentos relativos (mm), considerando a variação na seção dos pilares do pórtico com alvenaria com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ).

As Figuras 5.42 e 5.43 apresentam a comparação dos deslocamentos relativos para os modelos, considerando a variação na seção dos pilares.

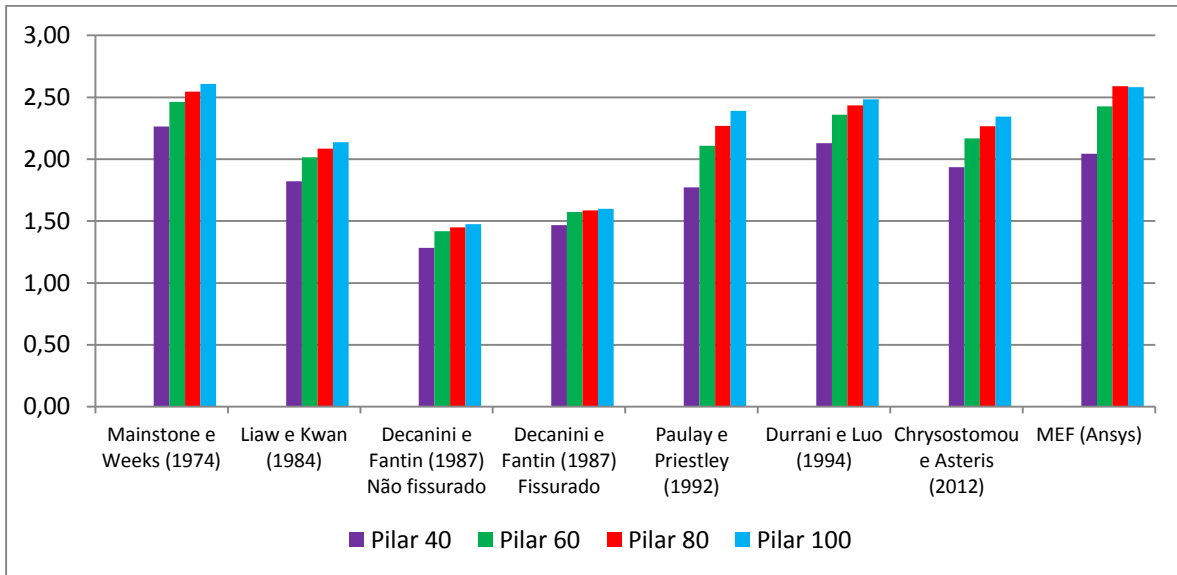


Figura 5.42 – Comparação dos deslocamentos relativos (mm) definidos a partir da macro e micromodelagem simplificada, considerando a variação na seção dos pilares (resistência à compressão do prisma  $f_p = 0,75$  MPa).

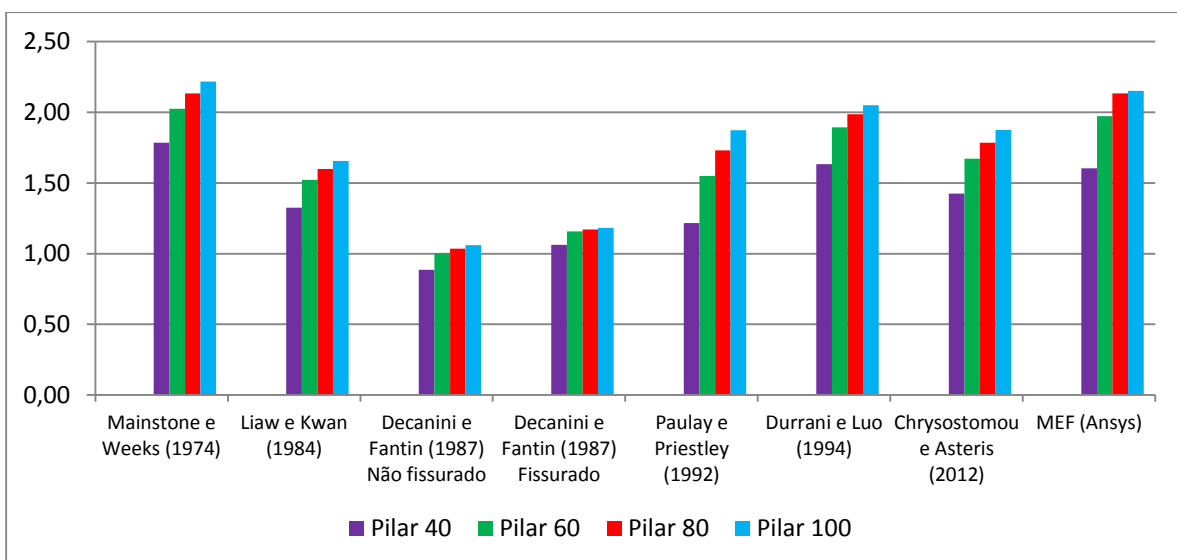


Figura 5.43 – Comparação dos deslocamentos relativos (mm) definidos a partir da macro e micromodelagem simplificada, considerando a variação na seção dos pilares (resistência à compressão do prisma  $f_p = 0,75$  MPa).

Os resultados obtidos pela macromodelagem, por Mainstone e Weeks (1974) e Durrani e Luo (1994), aproximam-se daqueles encontrados na micromodelagem simplificada.

Na sequência, foram determinadas as tensões resistentes dos painéis de alvenaria, conforme o item 5.2.2. O Quadro 5.34 mostra as tensões resistentes ao cisalhamento e as tensões resistentes à tração e à compressão das alvenarias de preenchimento, com resistência à compressão do prisma de 0,75 MPa e 1,50 MPa, para o modelo L1, considerando a variação na seção dos pilares.

Modelo	Resistência à compressão do prisma (MPa)	Tensões resistentes:		
		Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L1_40	0,75	62,00	18,75	375,00
L1_60		63,00	18,75	375,00
L1_80		64,00	18,75	375,00
L1_100		65,00	18,75	375,00
L1_40	1,50	103,00	37,50	750,00
L1_60		103,00	37,50	750,00
L1_80		105,00	37,50	750,00
L1_100		107,00	37,50	750,00

Quadro 5.34 – Tensão resistente no cisalhamento, na tração e na compressão dos painéis, considerando a variação dos pilares.

A partir do programa ANSYS, foram obtidas as tensões de cisalhamento no plano da parede e as tensões principais (tração e compressão) em cada modelo (Quadros 5.35 e 5.36), com a finalidade de compará-las com as tensões resistentes da alvenaria.

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L1_40	45,078	11,340	303,290	
L1_60	49,733	17,601	365,980	
L1_80	52,455	18,805	399,699	Tração/Comp.
L1_100	54,160	26,436	417,583	Tração/Comp.

Quadro 5.35 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L1, considerando a variação dos pilares, com alvenaria com  $E = 450$  MPa ( $f_p = 0,75$  MPa).

<b>Modelo</b>	<b>Cisalhamento (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Tração (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Compressão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fissuração por:</b>
L1_40	66,328	18,410	459,909	
L1_60	77,088	28,351	583,188	
L1_80	84,039	29,927	648,526	
L1_100	88,451	41,232	683,972	Tração

Quadro 5.36 – Tipos de fissuração possíveis nos modelos L1, considerando a variação dos pilares, com alvenaria com  $E = 900$  MPa ( $f_p = 1,50$  MPa).

Com base nos resultados apresentados nos quadros 5.35 e 5.36, pode-se observar que o enrijecimento dos pilares, traduzido pelo aumento da altura da seção transversal, aumenta as tensões principais (tração e compressão) e as tensões de cisalhamento atuantes no painel. Ainda, pode-se observar que tanto maior é o aumento nas tensões principais de compressão e nas tensões de cisalhamento no painel, com o enrijecimento dos pilares, quanto mais rígido for o painel. Já o aumento nas tensões principais de tração é praticamente constante com o enrijecimento dos pilares, para os diferentes valores de módulo de elasticidade ( $E$ ) do painel.



As tensões principais (tração e compressão) e as tensões de cisalhamento atuantes no painel, referentes ao modelo L1, com pilares de 40 cm, 60 cm, 80 cm e 100 cm de altura da seção transversal, são apresentadas nos Apêndices C e D, para painéis com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ) e com  $E = 900 \text{ MPa}$  ( $f_p = 1,50 \text{ MPa}$ ), respectivamente.



## 6 CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou um estudo sobre pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de vedação, submetidos a ações horizontais de Estado Limite de Serviço (ELS), considerando a contribuição do painel de preenchimento na rigidez da estrutura e avaliando a integridade do painel sob tais ações.

A análise dos pórticos preenchidos foi realizada de duas maneiras: empregando-se o conceito da diagonal equivalente, na denominada macromodelagem, e o método dos elementos finitos (MEF), através do programa ANSYS, na micromodelagem simplificada.

Em razão da simplicidade, os modelos com barras diagonais equivalentes são bastante atrativos para a inclusão de painéis de alvenaria nos modelos estruturais de pórticos de edifícios. Entretanto, as formulações disponíveis na bibliografia especializada fornecem valores sensivelmente distintos para a determinação da largura da barra diagonal, com variações de mais de 200%, além de não considerarem alguns parâmetros importantes do comportamento estrutural do conjunto pórtico-alvenaria e de serem aplicáveis apenas a painéis sem aberturas. Por exemplo, para o modelo L1 sem aberturas com  $E = 450 \text{ MPa}$  ( $f_p = 0,75 \text{ MPa}$ ), a largura da diagonal equivalente varia de 78,09 cm, segundo a expressão de Mainstone e Weeks (1974) a 262,66 cm, segundo Decanini e Fantin (1987). Usando estas expressões, os deslocamentos relativos variam de 2,263 mm a 1,282 mm, respectivamente. Nos outros modelos as variações têm a mesma ordem de grandeza.

Isto posto, considerando os valores dos deslocamentos horizontais obtidos a partir do conceito de diagonal equivalente, é difícil determinar qual expressão poderia representar os pórticos preenchidos em projetos estruturais. Além disso, apesar da facilidade da macromodelagem, esta não considera as aberturas nos painéis de alvenaria. Portanto, foi necessário um estudo mais complexo, através do método dos elementos finitos (MEF), a fim de comparar deslocamentos e definir quais expressões apresentam resultados mais próximos da micromodelagem simplificada.

Na análise através do MEF foram realizadas simulações numéricas de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria, com e sem aberturas, com diferentes vãos, rigidez de pilares e propriedades da alvenaria, considerando o contato pórtico-parede na modelagem. Os resultados dessas simulações permitem a avaliação das limitações das formulações existentes para a determinação da largura da barra diagonal equivalente. Comparando os deslocamentos horizontais obtidos nos pórticos com a diagonal equivalente (macromodelagem) com os respectivos valores encontrados na análise numérica no programa ANSYS (micromodelagem simplificada), pode-se observar que as expressões que apresentam os melhores resultados são: Liaw e Kwan (1984), Durrani e Luo (1994) e Chrysostomou e Asteris (2012). Embora seja bastante difundida e empregada em recomendações normativas, a expressão de Mainstone e Weeks (1974) é a que fornece a menor largura para a barra equivalente, em todos os modelos, entre as diversas expressões conhecidas na bibliografia especializada, isto é, é a que apresenta o resultado mais conservador.

Para que os modelos analisados no programa ANSYS representem as estruturas de forma mais realista, é necessário considerar a interação entre o pórtico de concreto e o painel de alvenaria, denominado problema de contato. A consideração do contato exige um estudo delicado de convergência, envolvendo diversos parâmetros e tornando a análise complexa e demorada.

No caso de pórticos preenchidos com aberturas, é avaliado de que forma o tamanho e a posição da abertura afetam a rigidez da estrutura. O aumento da área de abertura, considerando sua posição fixa, provoca maiores deslocamentos horizontais relativos em todos os modelos, resultado absolutamente esperado, uma vez que quanto maior a abertura, menor a área do painel de preenchimento e menor sua rigidez. Variando a posição de uma janela, percebe-se que quando posicionada no lado de aplicação da força horizontal do pórtico preenchido (canto superior comprimido), resulta um deslocamento maior que quando posicionada no outro lado. No caso de uma porta, ocorre o contrário, ou seja, o deslocamento horizontal relativo é menor quando a porta está posicionada no lado da aplicação da força horizontal. Como as ações horizontais devem ser aplicadas nos dois sentidos em uma verificação de ELS no projeto de um edifício, conclui-se que a posição de abertura que oferece menor perda de rigidez ao painel é no centro.

Por fim, as máximas tensões solicitantes (tração, compressão e cisalhamento) de todos os modelos são avaliadas, e comparadas com as respectivas tensões resistentes, a fim de determinar a possibilidade de fissuração dos painéis de preenchimento de pórticos submetidos a ações de ELS. Os resultados mostram que a fissuração em serviço, quando ocorre, se dá por tração diagonal, uma vez que a resistência a tração do painel de preenchimento é bastante baixa. Apenas um modelo apresentou fissuração por cisalhamento.

Neste trabalho, também foi realizado um estudo avaliando de que forma o aumento da rigidez dos pilares afeta os painéis de alvenaria dos pórticos preenchidos. Para tal, foi considerado o modelo L1 ( $L = 6,00$  m,  $H = 2,80$  m e  $h = 2,30$  m), alterando-se apenas a altura da seção transversal dos pilares (40, 60, 80 e 100 cm). Os resultados encontrados na micromodelagem simplificada foram muito próximos daqueles obtidos na macromodelagem, utilizando o conceito de barra diagonal equivalente, com as expressões de Mainstone e Weeks (1974) e Durrani e Luo (1994). Com o aumento da seção dos pilares, aumenta a rigidez da estrutura e conseqüentemente a força para produzir a distorção angular limite da NBR 6118 (2007), isto é, o Estado Limite de Serviço (ELS) de deslocamento entre pavimentos ( $H/850$ ) do pórtico sem o preenchimento. Com a respectiva força aplicada nos modelos de pórtico preenchido (com pilares com 40, 60, 80 e 100 cm de altura) pode-se observar um aumento no deslocamento horizontal e nas tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel com o enrijecimento dos pilares, ocorrendo inclusive a fissuração dos painéis nos pórticos com pilares mais rígidos.

Estes resultados levam a concluir que as paredes de alvenaria fixadas a pórticos com pilares de grande rigidez podem ficar submetidas a tensões elevadas, e até mesmo fissurar, mesmo que o limite de distorção angular da NBR 6118 (2007) não seja atingido.

As análises realizadas neste trabalho confirmam que a consideração do painel de alvenaria como elemento estrutural afeta positivamente a rigidez das estruturas, mesmo que estes painéis apresentem aberturas. Porém, ainda não existe um método definitivo para a consideração dos pórticos preenchidos na análise estrutural de edifícios. Os métodos simples, como o da barra diagonal equivalente, apresentam valores divergentes, enquanto que a micromodelagem simplificada, através do MEF, representa a estrutura mais fielmente, porém despende muito mais tempo, além de ser uma análise bem mais complexa.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVARENGA, R. C. S. S. **Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado**. 2002. 331f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

\_\_\_\_\_. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, 2009, 11 v.

ALVARENGA, R. C. S. S.; OLIVEIRA, J. T.; SILVA, R. M.; ANTUNES, H. M. C. C.; LOURENÇO, P. B. **Avaliação Experimental do Enrijecimento de Pórticos Metálicos com Alvenaria**. Seminário Internacional “O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil”, Belo Horizonte, 2000. Disponível em: <[http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Update\\_Webpage/2000\\_Alvarenga\\_Oliveira.pdf](http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Update_Webpage/2000_Alvarenga_Oliveira.pdf)>. Acesso em: Maio de 2013.

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15270-1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação**. Rio de Janeiro, ABNT, 2005.

\_\_\_\_\_. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 15812-1: Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos. Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE AND AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **Building Code Requirements for Masonry Structures**, ACI 530-11/ASCE 5-11/TMS 402-11. Masonry Standards Joint Committee, Detroit / New York, 2011.

ANSYS. 2013. Versão 14.

ASTERIS, P.G. (2003), **Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Frames Plane Frames” ASCE Journal of Structural Engineering**, Vol. 129, No. 8, pp. 1071-1079.

\_\_\_\_\_. **Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. Journal of the Structural Engineering**, v.137, n.12, p.1508-1517, 2011.

BARBOSA, P. C. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com vigas de concreto armado**. 2000. 128f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo. São Carlos. 2000.

BENJAMIN, J. R.; WILLIAMS, H. A. The Behavior of One-Storey Reinforced concrete Shear Walls. **Proc. Amer. Soc. Civ. Eng.**, v.83, n. ST3, p.1-49, 1957.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. CSA S304.1-2004: **Design of Masonry Structures**. Mississauga, Ontario, 2004.

CHRYSOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. **Engineering Structures**, v.41, Aug, p.385-402, 2012.

CRISAFULLI, F. J.; CARR, A. J. **Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures**. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 2007.

DECANINI, L.D.; FANTIN, G.E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado limite. **Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural**, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.

DOUDOUMIS, I. N. **Finite element modelling and investigation of the behavior of elastic infilled frames under monotonic loading**. Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece, 2006.

DURRANI, A.J.; LUO, Y.H. Seismic retrofit of flat-slab buildings with masonry infills. **Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills**, National Center for Engineering Earthquake, Buffalo, N.Y., 1994.

EIDINI, M; ABRAMS, D.P. **Lateral Force Distributions For Various Types Of Hybrid Masonry Panels**. 11<sup>a</sup> North American Masonry Conference, Minneapolis, MN, USA, 2011.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. **FEMA 306: Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings**, Basic Procedures Manual, Washington, DC, 1998.



FLANAGAN, R. D; BENNETT, R. M. **In-plane Analysis of Masonry Infill Materials**. Practice Periodical on Structural Design and Construction, Oakland-USA, p. 176-182, 2001.

FTOOL. Two-dimensional Frame Analysis Tool. Rio de Janeiro, Brasil, 2012. Versão 3.0.

HOLANDA Jr., O. G. **Influência de recalques em edifícios de alvenaria estrutural**. 2002. 242 f. Tese (Doutorado em engenharia de estrutura). Universidade de São Paulo. São Carlos. 2002.

HOLMES, M. **Steel Frames with Brickwork and Concrete Infilling**. Proc. Inst. Civ. Eng, v. 19, p. 473-478, 1961.

\_\_\_\_\_. **Combined Loading on Infilled Frames**. ICE Proceedings, v. 25, p. 31-38, 1963.

LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. **Computers and Structures**, v.18, n.3, p.551-560, 1984.

LOURENÇO, P. B.; OLIVEIRA, D. V.; FONSECA, G. M.; SILVA, R. M. Simulação da Rotura de Painéis de Alvenaria em Estruturas Porticadas. In: JPEE 98 – JORNADAS PORTUGUESAS DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS, 27., 1998, Lisboa. **Anais...** Lisboa: Ed. S.P. Santos e M. Pipa, 1998. p. 121-130.

MADIA, F. C. A. R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. 2012. 142 f. Dissertação – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.

MAINSTONE, R.J. **Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames**. Building Research Station, Garston, UK, 1974.

MAINSTONE, R.J.; WEEKS, G.A. The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of bricks walls. **Proceedings of the 2nd International Conference on Brick Mansory**, Building Research Establishment, Watford, England, p.165-171, 1970.

MEDEIROS, J. S.; FRANCO, L.S. **Prevenção de trincas em alvenaria através do emprego de telas soldadas como armadura e ancoragem**. São Paulo: EPUSP, 1999.

MONDAL, G.; JAIN, S. K. **Lateral Stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening**. Earthquake engineering research institute, 2008.

MOREIRA, T. V. **Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas**. 2002. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.J.N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. Wiley, New York, 744, 1992.

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

\_\_\_\_\_. **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, CA, p. 36-42, 1960.

RABINOVITCH, O.; MADAH, H. **Finite element modeling and shake-table testing of unidirectional infill masonry walls under out-of-plane dynamic loads**. Faculty of Civil and Environmental Engineering, Technion-Israel Institute of Technology, Haifa, Israel, 2011.

SANTOS, E. M. dos. **Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado**. 2007. 132 f. Dissertação – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

SHING, P. B; MEHRABI, A. B. **Behaviour and analysis of masonry-infilled frames**. Prog. Struct Engng Mater, v. 4, p. 320-331, 2002.

SILVA, G. H. **Escolha de parâmetros para análise de contato entre corpos elásticos usando elementos finitos e redes neurais**. 2009. 126 f. Dissertação – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.

STAFFORD-SMITH, B. **Lateral stiffness of infilled frames**. ASCE Journal of Structural Division, v. 88, n. ST6, p. 183-199, 1962.

STANDARD ASSOCIATION OF NEW ZEALAND. **Code of Practice for the Design of Masonry Structures**. NZS 4230: Part I, Wellington, 1990.

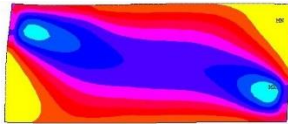
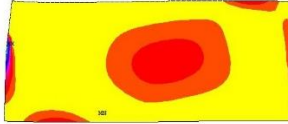
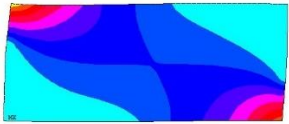
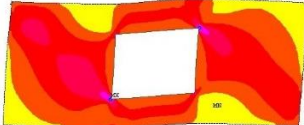
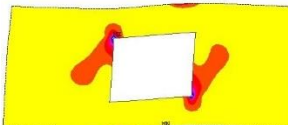
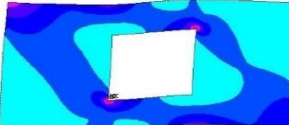
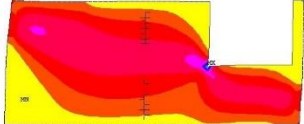
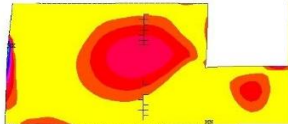
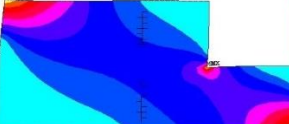
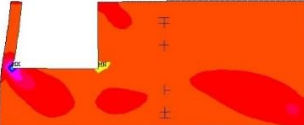

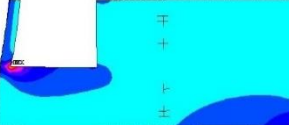
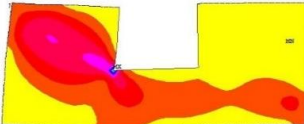
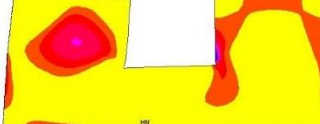
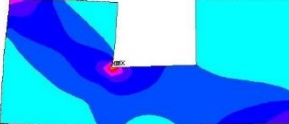

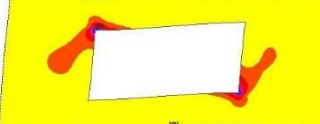
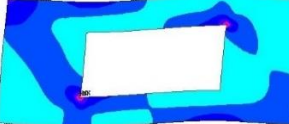
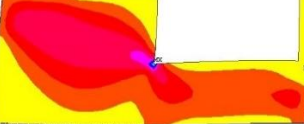

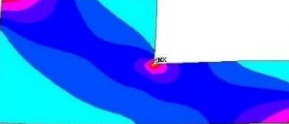
TANAKA, E.S.A. de S. **Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício**. 2011. 90 f. Dissertação – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

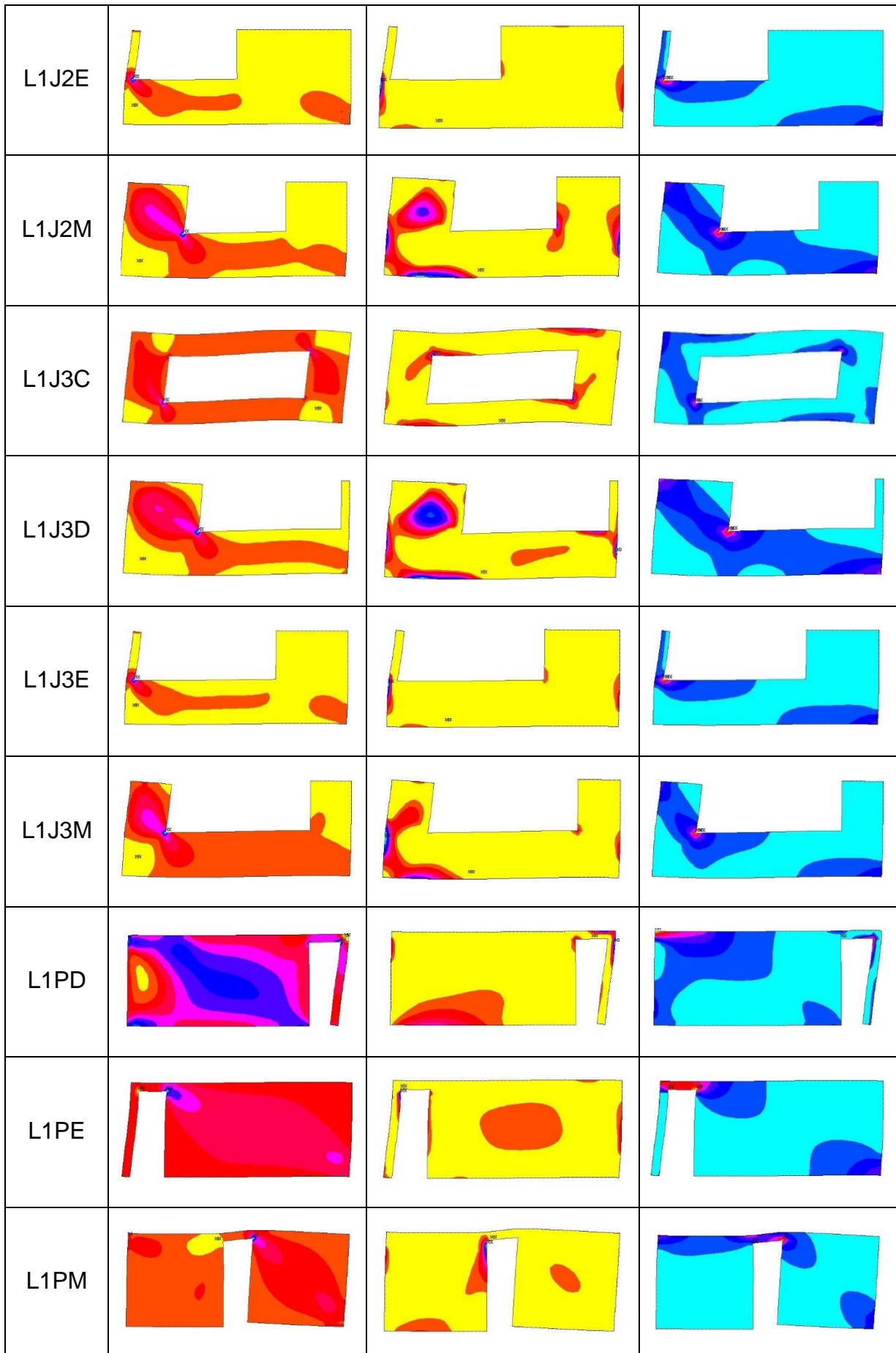
WHITNEY C. S.; ANDERSON B. G.; COHEN E. **Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions**. Journal, Amer. Concrete Inst. p 655-673, 1955.

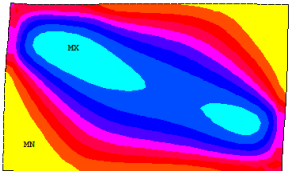
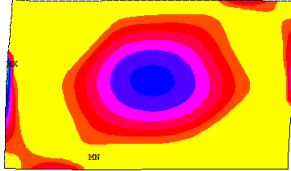
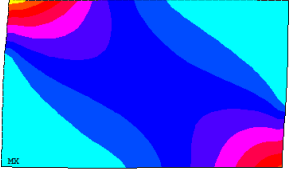
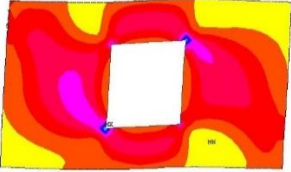
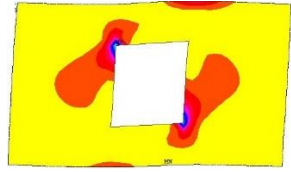
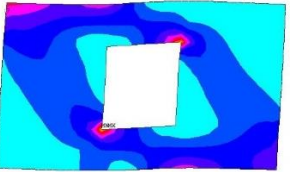
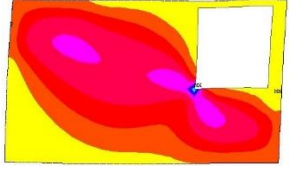
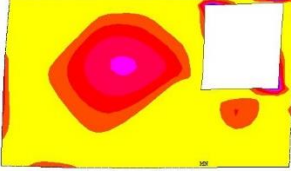
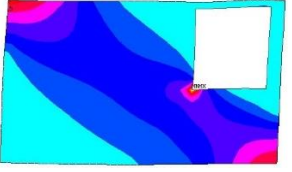
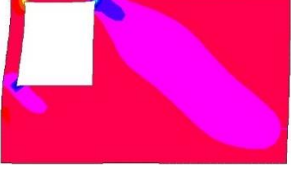
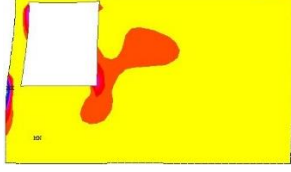
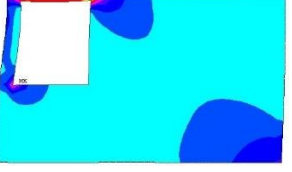
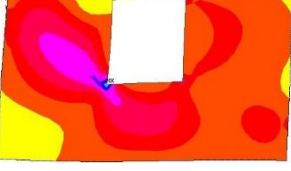
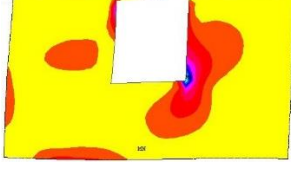
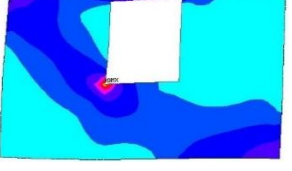
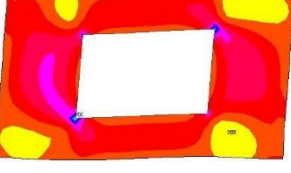
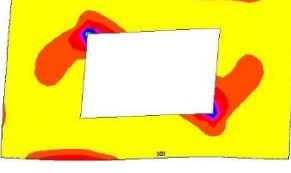
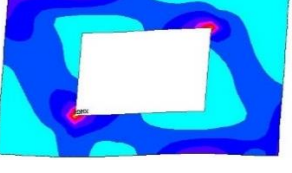
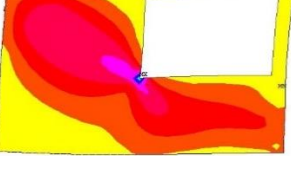
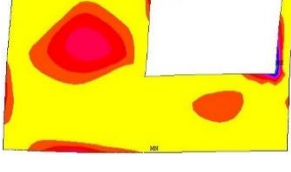
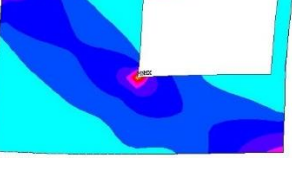

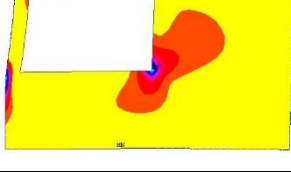
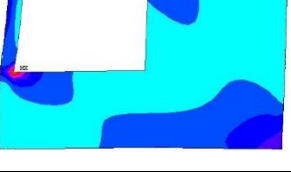
WOOD, R. H. The Stability of Tall Buildings. **Proc. Soc. Civ. Eng**, v.11, p.60-101. 1958.



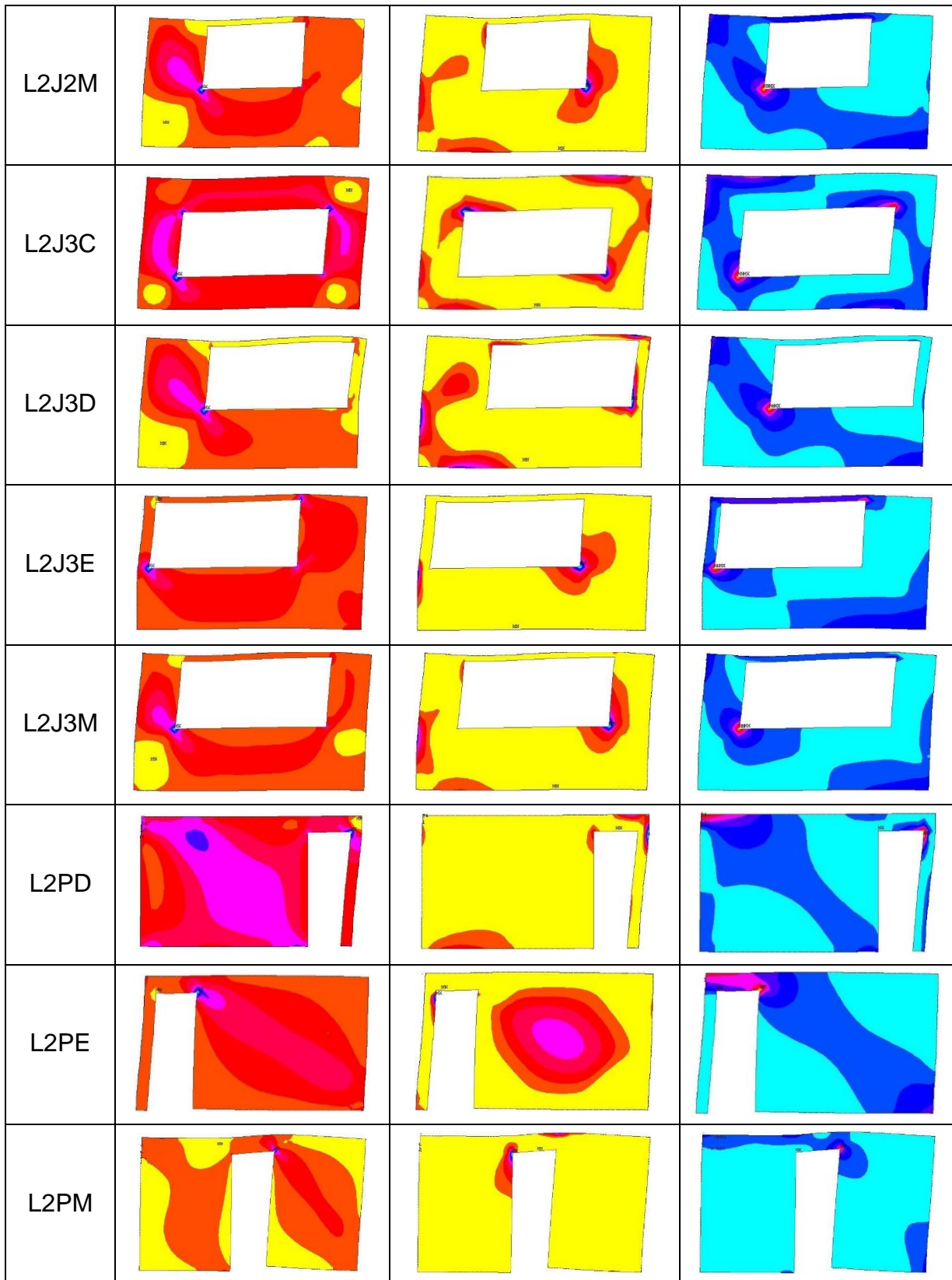
**APÊNDICE A** – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1, L2 e L3 ( $f_p = 0,75$  MPa).

Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L1			
L1J1C			
L1J1D			
L1J1E			
L1J1M			
L1J2C			
L1J2D			

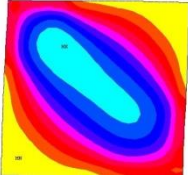
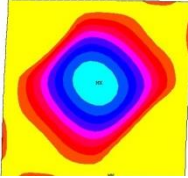
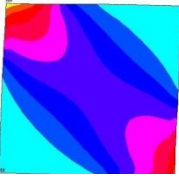
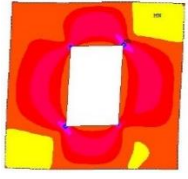
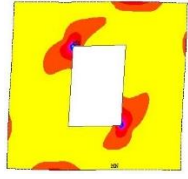
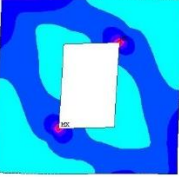
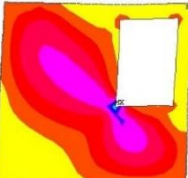
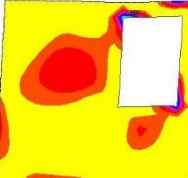
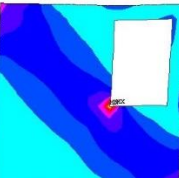
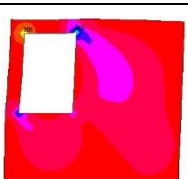
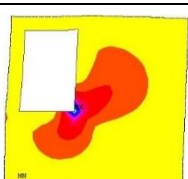
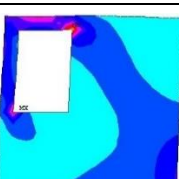
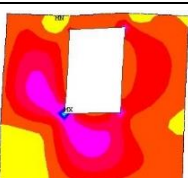
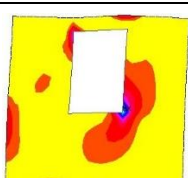
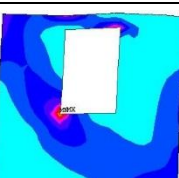
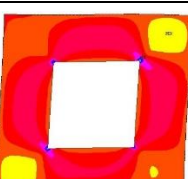
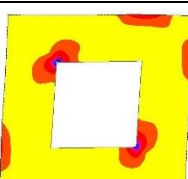
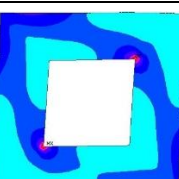
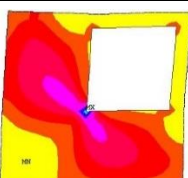
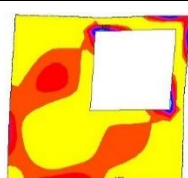
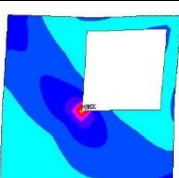
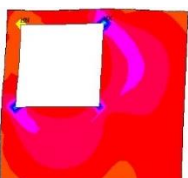
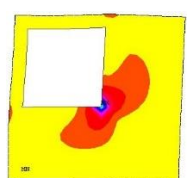
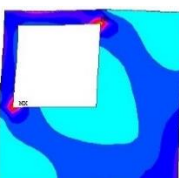


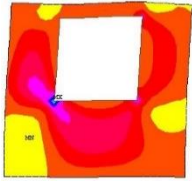
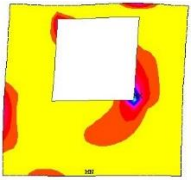
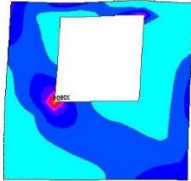

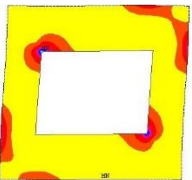
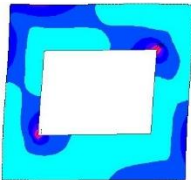
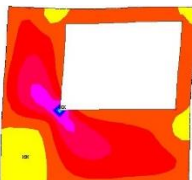
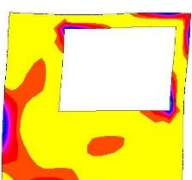
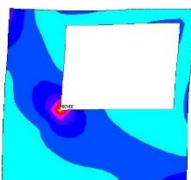
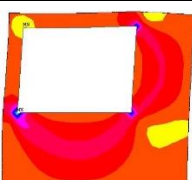
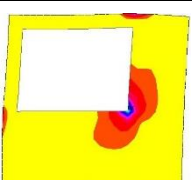
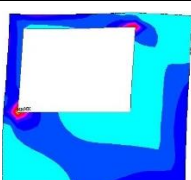
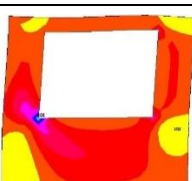
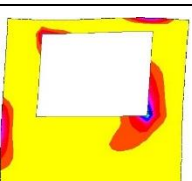
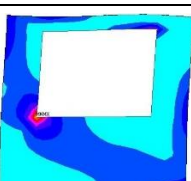
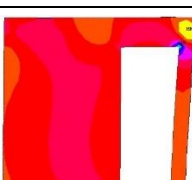
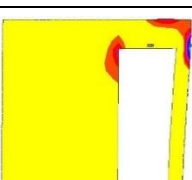
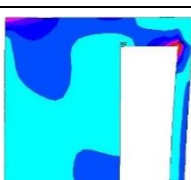
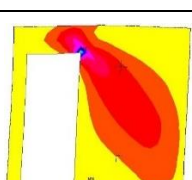
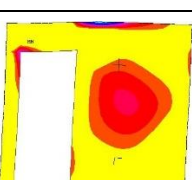
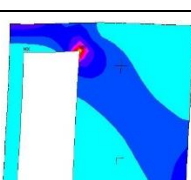
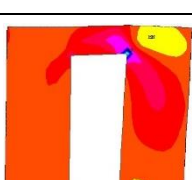
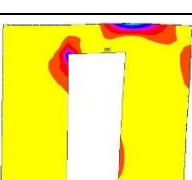
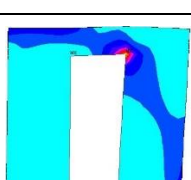
Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L2			
L2J1C			
L2J1D			
L2J1E			
L2J1M			
L2J2C			
L2J2D			
L2J2E			



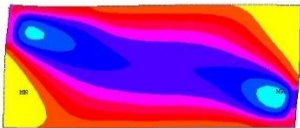
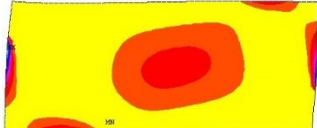
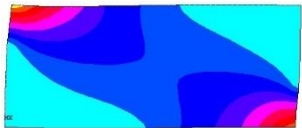
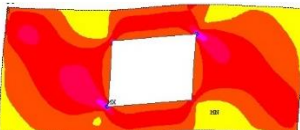
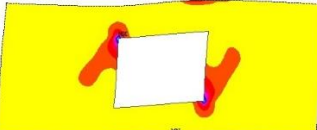
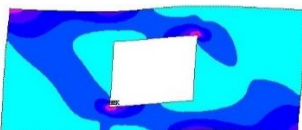
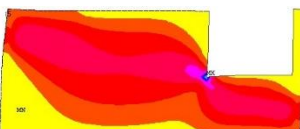
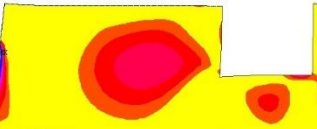
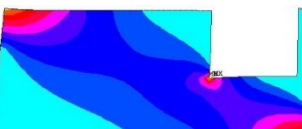
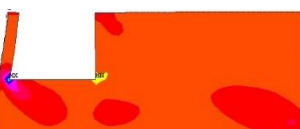
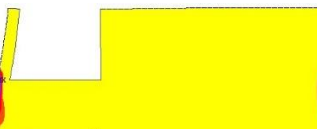
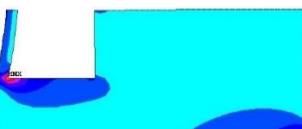
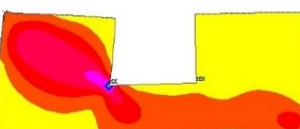
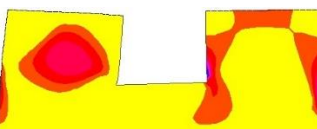
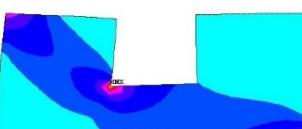
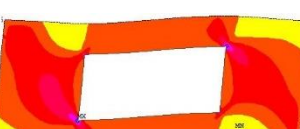
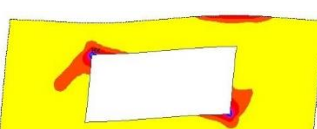

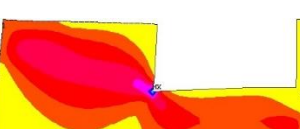
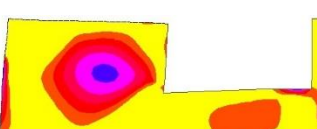
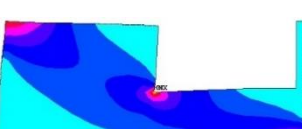


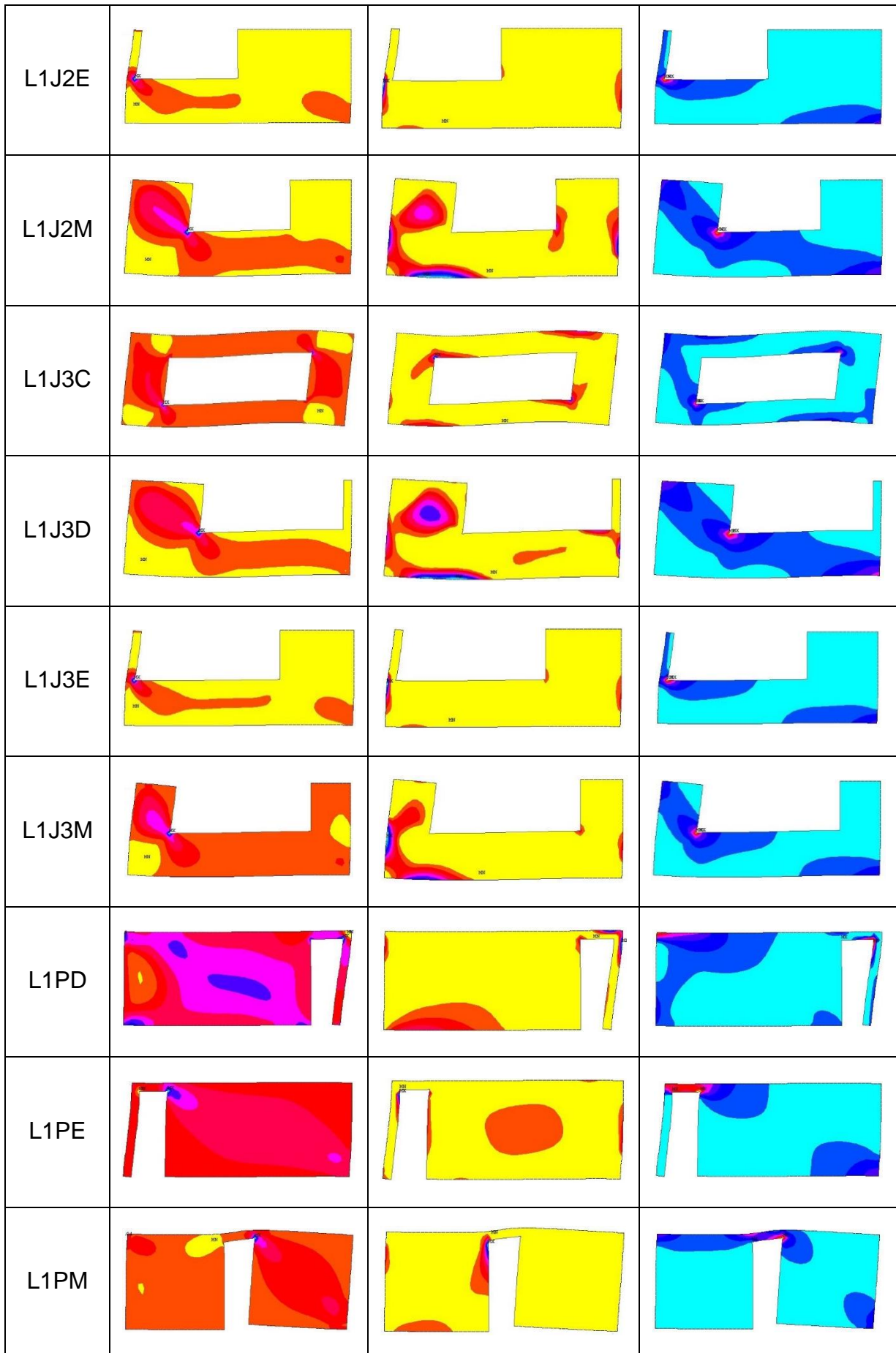


Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L3			
L3J1C			
L3J1D			
L3J1E			
L3J1M			
L3J2C			
L3J2D			
L3J2E			

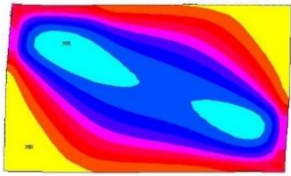
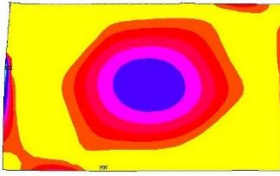

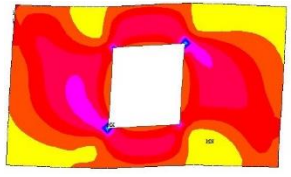
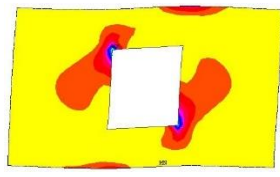
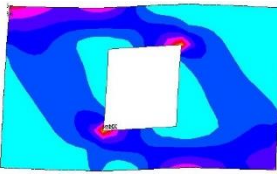
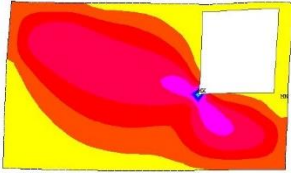
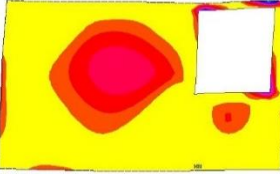
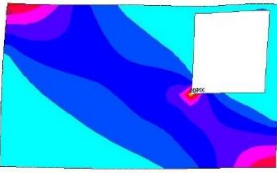
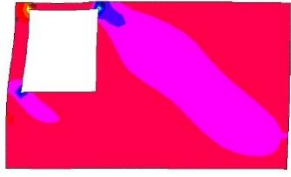
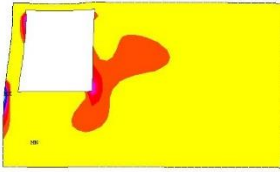
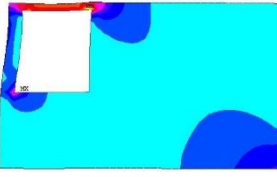
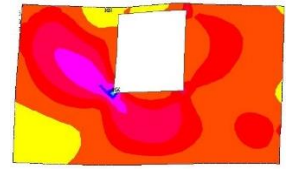
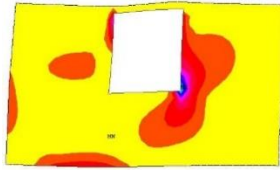
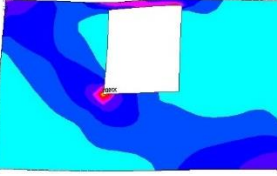
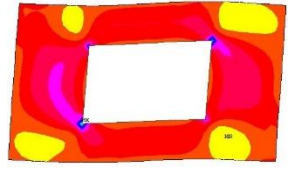
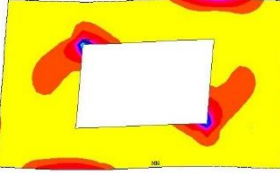
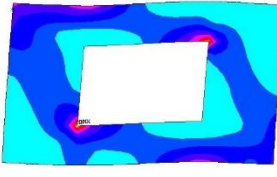
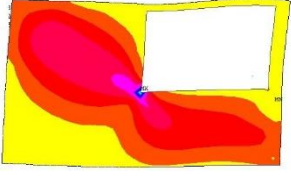
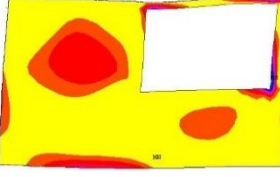
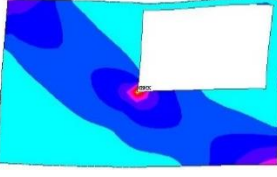

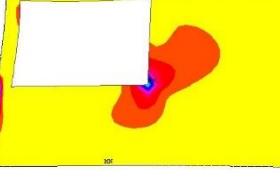
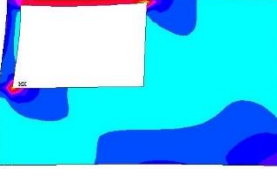
L3J2M			
L3J3C			
L3J3D			
L3J3E			
L3J3M			
L3PD			
L3PE			
L3PM			

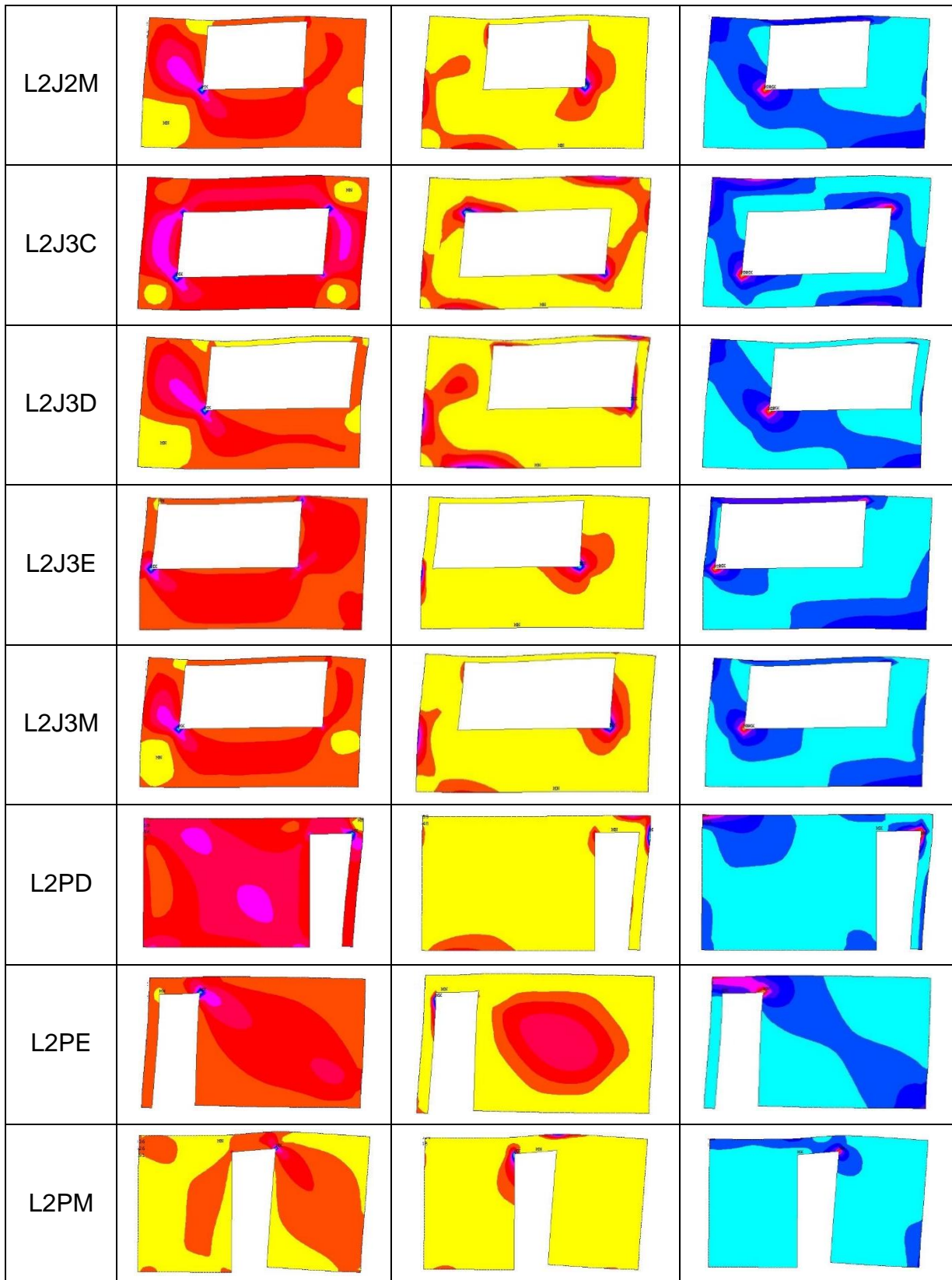
**APÊNDICE B** – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1, L2 e L3 ( $f_p = 1,50$  MPa).

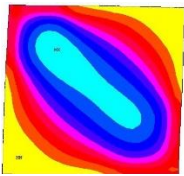
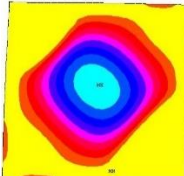

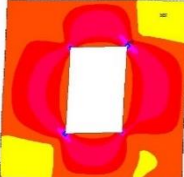
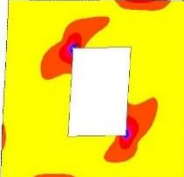
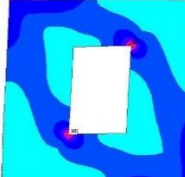
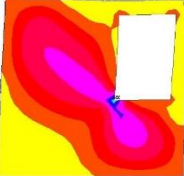
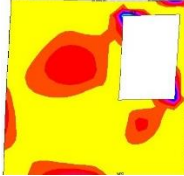
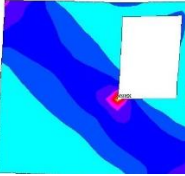

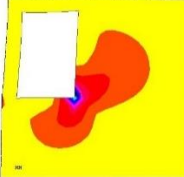
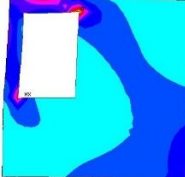

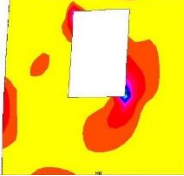
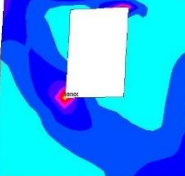

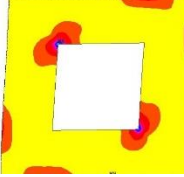
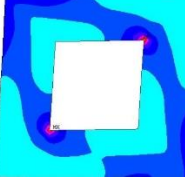
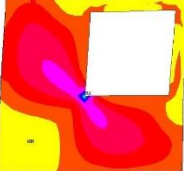
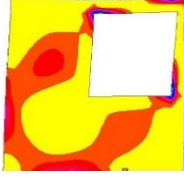
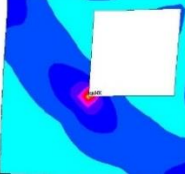

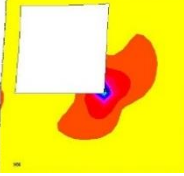
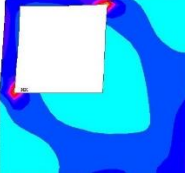
Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L1			
L1J1C			
L1J1D			
L1J1E			
L1J1M			
L1J2C			
L1J2D			

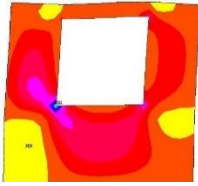
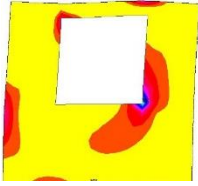
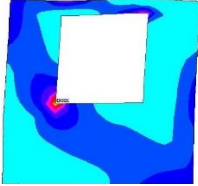
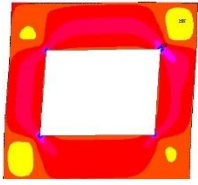
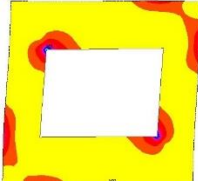
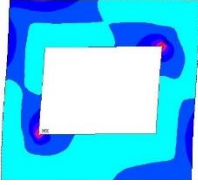
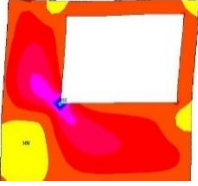
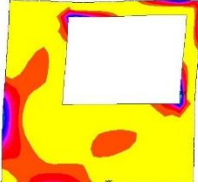
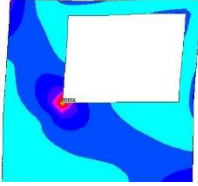
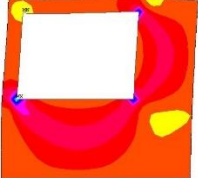
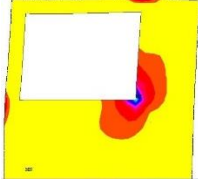
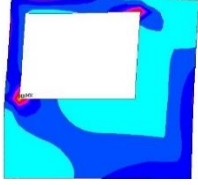
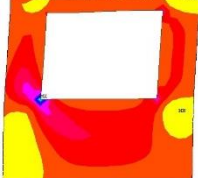
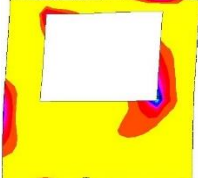
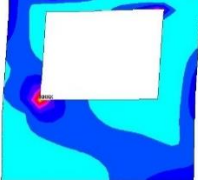

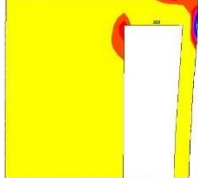
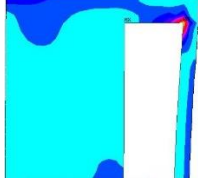
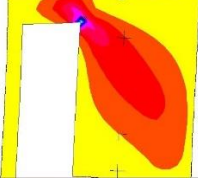
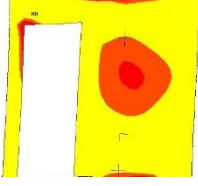
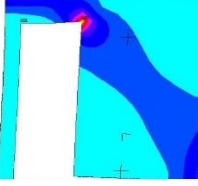

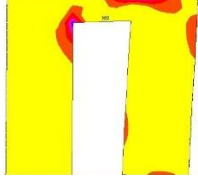
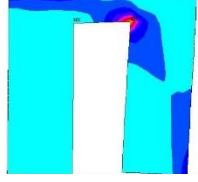




Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L2			
L2J1C			
L2J1D			
L2J1E			
L2J1M			
L2J2C			
L2J2D			
L2J2E			

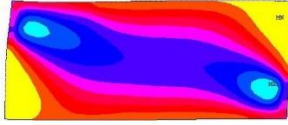
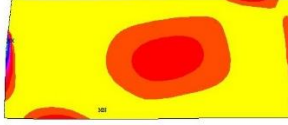
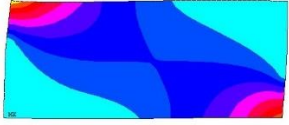
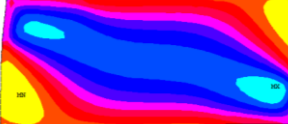

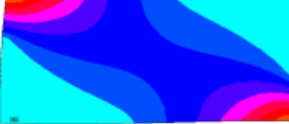
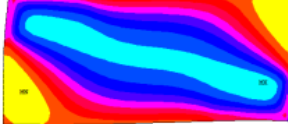

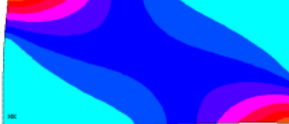
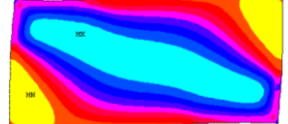
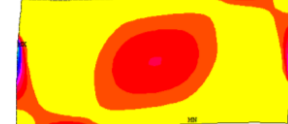
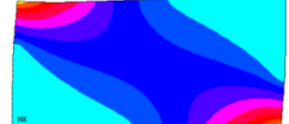


Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L3			
L3J1C			
L3J1D			
L3J1E			
L3J1M			
L3J2C			
L3J2D			
L3J2E			

L3J2M			
L3J3C			
L3J3D			
L3J3E			
L3J3M			
L3PD			
L3PE			
L3PM			

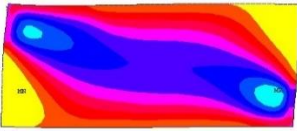
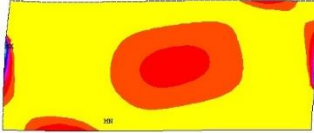
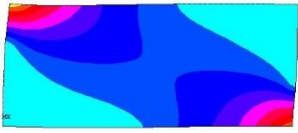
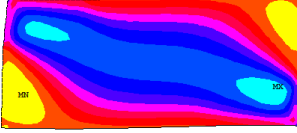

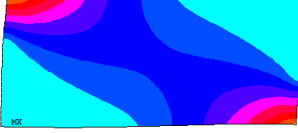
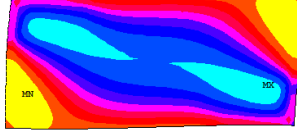

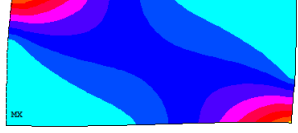


**APÊNDICE C** – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1\_60, L1\_80 e L1\_100 ( $f_p = 0,75$  MPa).

Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L1_40			
L1_60			
L1_80			
L1_100			



**APÊNDICE D** – Tensões principais e de cisalhamento atuantes no painel de alvenaria dos modelos L1\_60, L1\_80 e L1\_100 ( $f_p = 1,50$  MPa).

Modelo	Cisalhamento (kN/m <sup>2</sup> )	Tração (kN/m <sup>2</sup> )	Compressão (kN/m <sup>2</sup> )
L1_40			
L1_60			
L1_80			
L1_100	