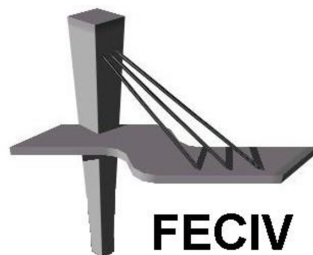


DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

**MODELOS ESTRUTURAIS PARA A ANÁLISE DE
PÓRTICOS PREENCHIDOS COM BLOCOS
CERÂMICOS EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO
ARMADO**

GUILHERME AUGUSTO MONTANDON



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



Guilherme Augusto Montandon

MODELOS ESTRUTURAIS PARA A ANÁLISE DE PÓRTICOS PREENCHIDOS COM BLOCOS CERÂMICOS EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

Uberlândia, 16 de Abril de 2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

M764m Montandon, Guilherme Augusto, 1992-
2018 Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado [recurso eletrônico] / Guilherme Augusto Montandon. - 2018.

Orientador: Gerson Moacyr Sisniegas Alva.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2018.1123>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. 2. Análise estrutural (Engenharia). 3. Alvenaria. 4. Método dos elementos finitos. I. Alva, Gerson Moacyr Sisniegas. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624

Maria Salete de Freitas Pinheiro - CRB6/1262



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGEC

ATA Nº: 210/2018

CANDIDATO: Guilherme Augusto Montandon

Nº. Matrícula: 11612ECV015

ORIENTADOR: Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva

TÍTULO: "Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado".

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

PROJETO DE PESQUISA: Patologia e Durabilidade em Edificações

DATA DA DEFESA: 16 de abril de 2018

LOCAL: Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y.

HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO: 8:00h - 10:30h

Reuniu-se na **Sala de Reuniões Prof. Márcio Antônio Ribeiro da Silva, bloco 1Y - Campus Santa Mônica** da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGEC, assim composta: Professores Doutores: **Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU, João Kaminski Júnior – CT/UFMS e Gerson Moacyr Sisniegas Alva – FECIV/UFU** orientador do candidato. Ressalta-se todos os membros da banca e o aluno participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa **Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva** apresentou a Comissão Examinadora e concedeu ao discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir o candidato. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou o candidato APROVADO. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.

Professor Orientador: **Prof. Dr. Gerson Moacyr Sisniegas Alva – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. João Kaminski Júnior – CT/UFMS**

Membro interno: **Prof.^a Dr.^a Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU**

Uberlândia, 16 de ABRIL de 2018.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Marco Antônio Montandon e Sônia Márcia Pellegrine e à minha irmã Patrícia Pellegrine Montandon, pelo amor, carinho, compreensão, ensinamentos, confiança, broncas e por sempre me darem conselhos e se preocuparem comigo. Sem eles eu não seria a pessoa que sou hoje.

A todos os meus familiares, que, apesar da distância, sabemos que podemos contar uns com os outros, e sempre que nos reunimos a felicidade toma conta de todos nós.

À minha namorada Francielle S. Rodovalho, por ter estado ao meu lado dando todo suporte e encorajamento para a realização deste trabalho.

Ao meu orientador Prof. Dr. Gerson M. S. Alva, pela paciência com minha pessoa, sugestões e correções feitas nos trabalhos realizados.

A todos os professores e funcionários da FECIV – UFU, que sempre se disponibilizam a ajudar e sanar dúvidas, além de tornarem o ambiente de trabalho mais agradável.

À CAPES, pelo importante suporte financeiro.

A todos os professores, amigos e colegas, bons e ruins, que passaram por minha vida, desde o maternal até a pós-graduação. O contato com outros seres humanos é essencial para sabermos em quem devemos confiar, o que queremos ser e como queremos agir em nossas vidas.

Montandon, G. A. Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com blocos cerâmicos em edifícios de concreto armado. 96 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2018.

RESUMO

Este trabalho teve como objetivo o estudo do comportamento de pórticos de edifícios de concreto armado preenchidos com blocos cerâmicos frente às ações horizontais, empregando-se dois modelos estruturais: i) modelo de diagonal equivalente (MDE) e ii) modelo com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões (MEF). No primeiro modelo, a alvenaria foi substituída por uma barra diagonal equivalente articulada, sendo sua rigidez axial definida com o cálculo da sua largura. No segundo modelo, a alvenaria foi discretizada por elementos finitos bidimensionais, havendo a necessidade da simulação do deslizamento e da separação entre as superfícies da parede e do pórtico de concreto armado. Embora os modelos de diagonais equivalentes sejam mais atrativos para o projeto, as expressões analíticas da bibliografia especializada para o cálculo da largura da diagonal fornecem valores muito diferentes entre si. Além disso, a maioria dessas expressões desconsideram alguns parâmetros que podem ser importantes, tais como a rigidez à flexão da viga e pilares com seções diferentes. Por essa razão, foram realizadas diversas simulações numéricas de pórticos isolados preenchidos com alvenaria com características geométricas e mecânicas usuais em edifícios de concreto armado. Os resultados da modelagem com elementos finitos bidimensionais (via programa ANSYS) foram utilizados como referência para a avaliação dos resultados fornecidos pelo modelo de diagonal equivalente. A aferição destes resultados permitiu compará-las com as expressões analíticas para o cálculo da largura diagonal equivalente, mostrando que a expressão de Durrani e Luo (1994) teve resultados mais coerentes com a análise numérica. Além disso, foi realizada uma calibração na expressão de Maintone (1974), melhorando os resultados fornecidos por ela.

Palavras-chave: Pórticos preenchidos; Elementos finitos; Análise estrutural; Alvenaria.

Montandon, G. A. Structural models for analysis of infilled frames with masonry in reinforced concrete buildings. 96 pp. MSc. Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2018.

ABSTRACT

The behavior of single-storey, single-bay reinforced concrete infilled frame with masonry panel subjected to static horizontal load was studied using two structural models: i) equivalent strut model (MDE) and ii) model with two-dimensional finite elements for state stress plane (MEF). In the first model, the masonry was replaced by an articulated equivalent diagonal strut, its axial stiffness being defined by the calculation of its width. In the second model, the infilled frame was discretized by two-dimensional finite elements, requiring the simulation of the sliding and separation between the wall surfaces and the reinforced concrete frame. Although equivalent strut models are more attractive for design, the semi-empirical formulas in the bibliography to calculate the equivalent strut width provide very different values. In addition, most of these formulas ignore some parameters that may be important, such as beam flexural stiffness and columns with different sections. For this reason, several numerical analysis with usual geometric and mechanical characteristics will be carried out in single-storey, single-bay reinforced concrete buildings infilled frame with brick blocks panel. The results of the two-dimensional finite element modeling (by software ANSYS) were used as reference for the evaluation of the results provided by the equivalent strut model. The measurement of these results allowed to compare them with the analytical expressions for the calculation of the equivalent diagonal width, showing that the Durrani and Luo's (1994) expression gives more coherent results with the numerical analysis. In addition, a calibration was performed on the expression of Maintone (1974), improving the results provided by it.

Keywords: Infilled frames; Finite elements; Structural analysis; Masonry

SÍMBOLOS, ABREVIATURAS E SIGLAS

Símbolos

a	- Largura da barra diagonal equivalente
α_v	- Comprimento de contato entre painel e viga
α_p	- Comprimento de contato entre painel e pilar
D	- Comprimento da barra diagonal equivalente
δ_h	- Deslocamento horizontal
δ_{un}	- Deslocamento causado pela força unitária
E	- Módulo de elasticidade do painel
E_v	- Módulo de elasticidade da viga
E_p	- Módulo de elasticidade do pilar
f_b	- Resistência à compressão do bloco
$f_{c,\theta}$	- Tensão resistente à compressão do painel
$f_{t,\theta}$	- Tensão resistente à tração do painel
f_p	- Resistência à compressão do prisma
f_v	- Tensão resistente ao cisalhamento do painel
F_h	- Força horizontal
F_{un}	- Força horizontal unitária
h	- Altura do painel
h_{ext}	- Altura do pilar externo
h_{int}	- Altura do pilar interno
h_{med}	- Altura média entre pilares
h_p	- Altura da seção transversal do pilar
h_v	- Altura da seção transversal da viga
h_{TR}	- Altura do trecho rígido
H	- Distância entre eixo de vigas
I_{med}	- Momento de inércia médio entre pilares
I_p	- Momento de inércia do pilar no plano do pórtico em torno do eixo de flexão
I_v	- Momento de inércia da viga no plano do pórtico em torno do eixo de flexão

K	- Relação entre momentos de inércia da viga e do pilar
l	- comprimento da parede
L	- Distância entre eixo de pilares
λ_p	- Rigidez relativa entre painel e pilar
λ_v	- Rigidez relativa entre painel e viga
μ	- Coeficiente de atrito entre o painel e o pórtico
θ	- Ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal
σ	- Pressão de contato
σ_g	- Tensão vertical na parede devido peso próprio da mesma
t	- espessura da parede
$\text{tg}\theta$	- relação entre altura e comprimento da parede
τ	- Tensão de cisalhamento mobilizada
τ_0	- Coesão
ν	- Coeficiente de Poisson
W_{alv}	- Peso total da parede

Siglas

<i>MDE</i>	- Modelo de Diagonal Equivalente
<i>MEF</i>	- Método dos Elementos Finitos
<i>TR</i>	- Trechos Rígidos

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	Objetivos.....	12
1.2	Justificativas.....	12
1.3	Estruturação do trabalho	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1	Uso da alvenaria em estruturas reticuladas.....	14
2.2	Fixação das alvenarias na estrutura principal	15
2.3	Pórticos preenchidos	18
2.4	Modelo de diagonal equivalente.....	30
3	MODELAGEM NUMÉRICA	36
3.1	Materiais empregados.....	37
3.2	Tensões resistentes na parede.....	39
3.3	Dimensões dos modelos estudados	43
3.4	Modelos MEF: programa ANSYS	45
3.5	Modelos de diagonal equivalente - MDE.....	50
3.5.1	CÁLCULO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE	50
3.5.2	CALIBRAÇÃO MDE – TRECHOS RÍGIDOS.....	52
3.6	Determinação da força horizontal aplicada nos modelos	54
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	56
4.1	Modelos com pilares idênticos.....	56
4.1.1	RIGIDEZ LATERAL.....	56
4.1.2	LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	57
4.1.3	EFEITOS DA AVALIAÇÃO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE NOS ESFORÇOS SOLICITANTES.....	64
4.1.4	DEFORMADAS E TENSÕES SOLICITANTES NOS MODELOS MEF.....	69
4.1.5	COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES SOLICITANTES E RESISTENTES NOS MODELOS MEF	71
4.2	Modelos com pilares de diferentes seções transversais.....	74
4.2.1	LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE.....	74
4.2.2	COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES SOLICITANTES E RESISTENTES NOS MODELOS MEF	78
4.3	Comprimentos de contato da expressão de Hendry (1981) e obtidos via MEF	80
4.4	Proposta de nova expressão para a largura da diagonal equivalente	83
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES	88
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91

1 INTRODUÇÃO

Em estruturas de edifícios de aço ou de concreto armado são utilizados frequentemente painéis de alvenaria como elementos de vedação, sem considerar a contribuição destes no aumento da rigidez lateral da estrutura. No entanto, as propriedades e os detalhes construtivos da associação de pórticos e painéis podem ter grande influência no comportamento global da estrutura (ALVARENGA, 2002). Dessa forma, dependendo do tipo de fixação com a estrutura principal, as alvenarias de vedação podem promover o enrijecimento desta estrutura, funcionando como painéis de contraventamento.

Em uma estrutura reticulada para edifícios, 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 tendo que atender os requisitos fundamentais para vedação em estruturas, tais como estanqueidade, isolamento térmico e acústico, estabilidade mecânica, segurança ao fogo, estética, durabilidade e economia. Dessa forma, a rigidez dos painéis de alvenaria é desprezada no modelo estrutural do edifício. Os painéis de alvenaria, neste caso, aparecem na análise estrutural apenas como cargas verticais (peso próprio) nos elementos estruturais sobre os quais estão apoiados (vigas ou lajes).

A consideração dos painéis de alvenaria na análise global de edifícios aporticados resulta no sistema estrutural de pórticos preenchidos. Quando o edifício é submetido a ações horizontais e as alvenarias são fixadas na estrutura reticulada, os painéis interagem com as vigas e pilares, aumentando a capacidade de carga e a rigidez do conjunto (ou seja, do sistema de pórticos preenchidos).

Nas últimas cinco décadas, inúmeras pesquisas (especialmente no exterior) têm sido dedicadas ao estudo do comportamento de pórticos preenchidos, motivadas principalmente pela preocupação com as ações sísmicas. No Brasil, o estudo dos pórticos preenchidos é mais recente e modesto. As principais pesquisas encontradas sobre o tema são mencionadas no Capítulo 2.

Conforme já mencionado, nos projetos convencionais, idealiza-se que os painéis de alvenaria não contribuam para suportar as ações na estrutura, sendo somente considerados como carga vertical. Neste caso, imagina-se que desprezá-los como elementos estruturais seja uma prática a favor da segurança (SILVA, 2014). Entretanto, conforme Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), existem pelo menos duas justificativas para mostrar que essa prática não é adequada.

A primeira justificativa é que, em edifícios mais altos, as alvenarias de preenchimento oferecem boa contribuição para a rigidez global da estrutura frente às ações horizontais. Ao desconsiderá-las, as verificações associadas aos estados limites da estrutura seriam mais conservadoras. Araújo (2014), por meio de exemplos numéricos de edifícios de múltiplos andares, demonstra que a consideração da rigidez das paredes de alvenaria leva a uma redistribuição de esforços na estrutura, podendo-se obter uma economia relevante na estrutura de concreto armado.

A segunda justificativa é que nem sempre a desconsideração da rigidez das alvenarias leva a um dimensionamento mais conservador. Parsekian, Hamid e Drysdale (2013) afirmam que a existência de paredes em determinadas posições da estrutura pode aumentar significativamente a rigidez dessa parte da estrutura, alterando a distribuição de esforços. Dessa maneira, certos elementos estruturais podem estar submetidos à esforços maiores que os esforços obtidos no modelo estrutural em que se despreza a alvenaria como elemento resistente. Além disso, uma distribuição não simétrica das paredes em planta pode causar momentos torsões e alterar significativamente a distribuição de esforços.

Percebe-se, no entanto, que não há consenso sobre essa inclusão no dimensionamento da estrutura principal, em especial nas verificações do estado limite último. A falta de controle tecnológico, incertezas nas propriedades mecânicas das alvenarias, incertezas sobre modificações de uso (reformas) e presença de aberturas nas paredes são algumas dificuldades que costumam justificar a desconsideração das paredes no dimensionamento da estrutura principal.

O modelo mais atrativo para a consideração da interação entre alvenaria e estrutura reticulada sob ações horizontais é o modelo de diagonal equivalente (MDE). Neste modelo,

a alvenaria é representada por uma barra (biela) diagonal, cuja seção é definida pela espessura da parede e pela largura da diagonal equivalente. Esta grandeza pode ser obtida por meio de expressões analíticas encontradas na literatura ou com o auxílio da modelagem da parede em estado plano de tensões, a qual deve considerar a possibilidade de separação entre as duas superfícies (alvenaria-pórtico) e o deslizamento entre as mesmas.

1.1 Objetivos

Os principais objetivos do trabalho são:

- Realizar análises comparativas de resultados fornecidos por dois modelos estruturais para a consideração das alvenarias em estruturas de edifícios de concreto armado submetidos a ações horizontais: i) modelo de diagonal equivalente (MDE) e ii) modelo com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões (MEF) com simulação do contato entre as interfaces alvenaria-pórtico de concreto armado.
- Realizar aferição e eventuais calibrações das principais expressões analíticas encontradas na literatura especializada para o cálculo da largura diagonal equivalente, tomando-se como referência os resultados da modelagem com elementos finitos bidimensionais, incluindo o problema do contato.

1.2 Justificativas

Embora existam diversas expressões na literatura para o cálculo da largura da diagonal equivalente, as mesmas fornecem resultados bastante distintos entre si, o que pode inibir a consideração da interação alvenaria-pórtico na modelagem (ou no projeto estrutural). Além disso, a maioria desconsidera alguns parâmetros que podem ser importantes, como por exemplo, à rigidez à flexão da viga, ou o fato de se ter pilares de seções transversais diferentes no contorno da parede.

1.3 Estruturação do trabalho

Inicialmente uma ampla revisão bibliográfica sobre o tema foi realizada, dando-se especial atenção às pesquisas que tratam da modelagem numérica de pórticos preenchidos (com o

emprego de diagonais equivalentes ou com elementos bidimensionais de estado plano). Em sequência, foram definidas as características mecânicas e geométricas dos modelos de pórticos isolados de concreto armado e dos blocos cerâmicos utilizados nos painéis de preenchimento investigados na etapa de análise numérica. Para as análises com elementos finitos bidimensionais, com elementos de contato, empregou-se o programa ANSYS. A comparação de resultados entre os dois modelos estruturais (MDE e MEF, tendo este último como referência) permitiu conclusões importantes sobre a adequabilidade das diferentes expressões analíticas para o cálculo da largura da diagonal equivalente. Foram realizadas verificações nas expressões mais empregadas em função dos resultados obtidos.

Este trabalho é dividido em cinco capítulos apresentados da seguinte forma:

- Capítulo 1: apresentação do tema, dos objetivos e da justificativa deste trabalho;
- Capítulo 2: revisão bibliográfica apresentando um breve histórico sobre o tema;
- Capítulo 3: descrição dos modelos das simulações numéricas;
- Capítulo 4: apresentação e discussão dos resultados obtidos; e
- Capítulo 5: conclusões e sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Um fato que contribuiu para o desenvolvimento do estudo de alvenaria como preenchimento de pórticos submetidos a ações laterais ocorreu no Edifício Empire State, em Nova York, após a sua conclusão. Durante uma tempestade com rajadas de vento muito fortes, dos 102 andares do prédio observou-se o início de fissuras em vários painéis de alvenaria nos pisos 29 e 42. Registraram-se também fissuras nas juntas entre pórtico e painel de alvenaria. Os extensômetros fixos nos pilares não registraram deformações no pórtico antes do início das fissuras no painel, apesar da presença de forte vento (ALVARENGA, 2002).

Ainda conforme Alvarenga (2002), as primeiras pesquisas publicadas sobre pórticos preenchidos foram realizadas por Polyakov (1956), onde foram apresentados resultados de ensaios desenvolvidos em modelos reduzidos, que avaliavam a resistência à tração e ao cisalhamento da alvenaria utilizada como preenchimento. Para obter a resistência de pórticos, foram realizados 65 ensaios em escala maior, divididos entre pórticos quadrados (1200 mm) e pórticos retangulares (3000 mm de comprimento e 2000 mm de altura). Para isso utilizaram variáveis como: tipos de blocos, traços da argamassa, métodos de aplicação de cargas e painéis com aberturas.

No Brasil, o primeiro trabalho publicado sobre pórticos preenchidos foi desenvolvido por Braguim (1989), que realizou análises experimentais caracterizando as ligações semirrígidas de pórticos de aço e, posteriormente, verificou a influência das ligações no comportamento de pórticos preenchidos (MADIA, 2012).

2.1 Uso da alvenaria em estruturas reticuladas

O uso da alvenaria como técnica de construção é bastante antigo, sendo muito encontrada tanto em edificações históricas quanto nas atuais estruturas reticuladas para edifícios de múltiplos andares.

Dependendo da concepção estrutural e da forma como é fixada à estrutura reticulada, as alvenarias podem ter função estrutural ou somente de vedação. As últimas referem-se às

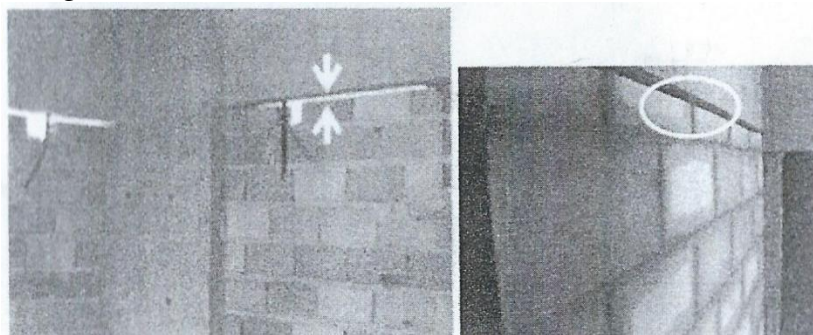
paredes que vedam as estruturas, interna e externamente, não sendo consideradas responsáveis pelo suporte de cargas (SILVA, 2014).

Tanto as paredes externas, como as internas, apresentam alguma rigidez e resistência frente às ações horizontais no plano da parede. 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 ser considerados na análise estrutural.

2.2 Fixação das alvenarias na estrutura principal

Santos Jr. (2014) apresenta um estudo referente às formas de fixação da alvenaria no pórtico através do preenchimento das juntas, que são os espaços vazios que devem ser preenchidos ao final da elevação da alvenaria, conforme mostrado na Figura 2.1. Os materiais e a técnica construtiva a ser utilizada para o preenchimento é que define se a alvenaria contribuirá no travamento da estrutura.

Figura 2.1 – Juntas remanescentes da elevação da alvenaria



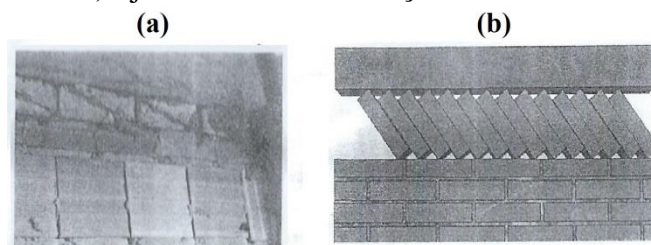
Fonte: SANTOS JR. (2014)

Em casos onde a alvenaria funciona como contraventamento da estrutura, existem três técnicas básicas para que exista uma ligação efetiva e rígida entre a alvenaria e a estrutura, mencionadas a seguir (LORDSLEEM JR., 2000 *apud* SANTOS JR., 2014).

A fixação da alvenaria no pórtico pela utilização de cunhas de concreto pré-fabricadas (Figura 2.2a) ou por meio de tijolos cerâmicos maciços inclinados (Figura 2.2b) são as formas mais rígidas de ligação entre alvenaria e pórtico, fazendo com que a alvenaria

esteja sob um estado de tensões elevado. Para esses casos, o término da parede elevada deve estar a, pelo menos, 15 cm de distância da face inferior da viga.

Figura 2.2 – Fixação da alvenaria no pórtico com: a) cunhas pré-moldadas de concreto; e b) tijolos cerâmicos maciços inclinados.

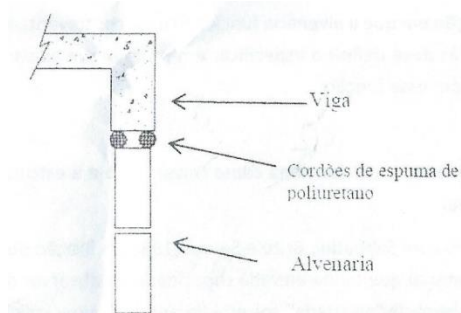


Fonte: SAHB (2005) e SANTOS JR. (2014)

Por fim, a fixação pode ser feita por preenchimento da junta com argamassa de retração compensada, onde se deve deixar um espaço de 2 a 3 cm de distância entre o fim da alvenaria com a face inferior da viga. Nesse caso, podem ocorrer concentrações de tensões devido à retração da argamassa que podem gerar pontos com solicitações diferenciadas. Apesar disso, Sahb (2005) *apud* Santos Jr. (2014) comenta que a substituição dessa argamassa por uma argamassa estrutural autoadensável (graute) apresenta uma melhor desempenho da ligação, quando seguidas as recomendações do fabricante.

Para casos em que a alvenaria não funciona como elemento de travamento, é necessário a utilização de um material mais deformável no preenchimento da junta para que não sejam transmitidas esforços do pórtico para o painel. Segundo Santos Jr. (2014), duas alternativas recomendadas são a aplicação de espuma de poliuretano expandido, esquematizado na Figura 2.3, ou de uma argamassa “podre” com baixo módulo de elasticidade (rica em cal e baixo consumo de cimento).

Figura 2.3 – Esquema de preenchimento da junta com espuma de poliuretano expandido

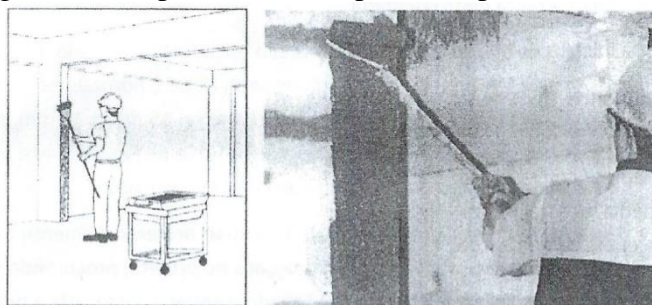


Fonte: SANTOS JR. (2014)

Santos Jr. (2014) comenta também sobre a ancoragem da alvenaria juntamente aos pilares do pórtico, e explica que as deformações máximas dos elementos devem ser respeitadas uma vez que a ligação alvenaria-estrutura está diretamente vinculada à deformabilidade dos elementos estruturais. Dentre as formas de ancoragem da alvenaria nos pilares têm-se o chapisco e dispositivos de ligação.

O chapisco é uma preparação da base feita com cimento e areia média que deve apresentar uma superfície áspera e irregular a fim de favorecer na aderência da alvenaria no pórtico. Além disso, ela pode ou não conter polímeros à base de resina diluídos na água de amassamento. A Figura 2.4 apresenta a aplicação do chapisco na face do pilar onde será elevada a alvenaria.

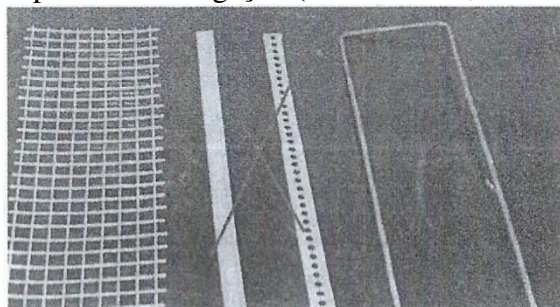
Figura 2.4 – Aplicação de chapisco em pilar de concreto



Fonte: SOUZA e MEKBKIAN (1996) e MELHORES (2006)

Os dispositivos ou conectores de ligação fornecem uma maior amarração da alvenaria ao pilar, diminuindo o destacamento entre eles. São geralmente instalados a cada duas fiadas inseridos na junta de assentamento da alvenaria. Dentre os dispositivos mencionados por Santos Jr. (2014) tem-se o ferro cabelo, a tela metálica eletrossoldada e as fitas metálicas, apresentadas na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Tipos de dispositivos de ligação (tela metálica, fitas metálicas e ferro cabelo)



Fonte: SANTOS JR. (2014)

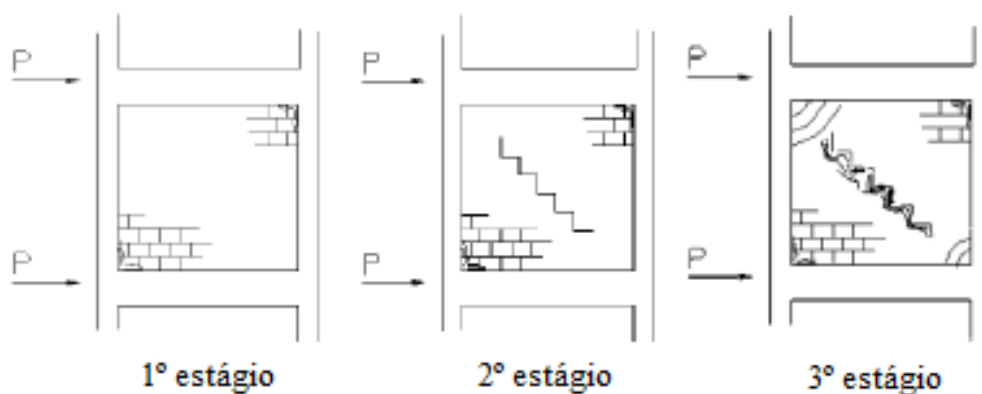
Tramontin (2005) explica que a ancoragem da alvenaria no pórtico deve ser realizada por mão-de-obra qualificada e que seja a única a realizar o serviço em todos os pavimentos, a fim de garantir uma uniformidade na qualidade do serviço. Além disso, o autor comenta que os dispositivos de ligação são os mais recomendados para a ancoragem para evitar o destacamento da alvenaria do pórtico.

2.3 Pórticos preenchidos

A interação entre o pórtico e o painel de alvenaria de preenchimento vem sendo estudada intensamente nas últimas décadas. Os avanços conseguidos na compreensão desse comportamento podem resultar em modelos estruturais satisfatórios para a análise de pórticos preenchidos em projetos de edifícios.

Pórticos preenchidos quando submetidos a ações horizontais apresentam três estágios de comportamento, mostrados na Figura 2.6. O primeiro estágio apresenta-se de forma monolítica, ou seja, o pórtico e o painel de preenchimento resistem juntamente às ações horizontais. O segundo estágio ocorre com o aumento da carga horizontal e o aparecimento de fissuras nos cantos da diagonal tracionada e nas juntas de argamassa ao longo da diagonal comprimida. No terceiro estágio mais fissuras surgem à medida que a carga horizontal aumenta até o ponto onde o conjunto pórtico-painel perde sua capacidade resistente devido esmagamento dos cantos comprimidos (POLYAKOV, 1960 *apud* SILVA, 2014).

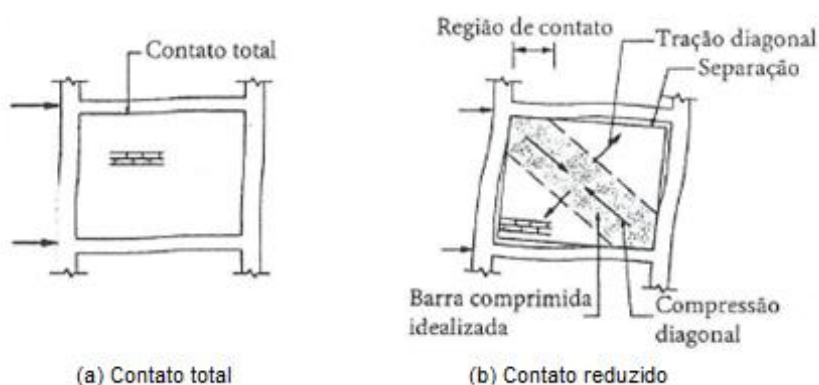
Figura 2.6 – Estágios de comportamento de pórticos preenchidos



Fonte: Adaptado de SILVA (2014)

Parsekian, Hamid e Drysdale (2013) também explicam os estágios de comportamento de pórticos preenchidos, porém considerando também o contato que existe entre pórtico e painel. No primeiro estágio, onde a ação horizontal é relativamente baixa, existe o contato total entre pórtico e painel (Figura 2.7a), tendo assim máxima contribuição do painel com a rigidez lateral da estrutura. Com o aumento da força horizontal, a separação entre os elementos de pórtico e painel surge na diagonal tracionada (Figura 2.7b) e vai aumentando até o ponto de surgir fissuras no painel ou no pórtico. É nesse estágio que o comportamento da parede pode ser simulado como uma barra diagonal comprimida.

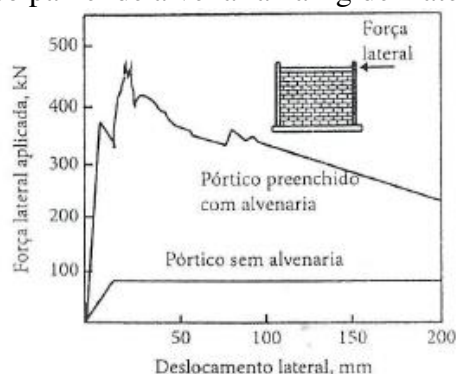
Figura 2.7 – Estágios de comportamento de pórticos preenchidos com: (a) contato total; (b) contato reduzido



Fonte: Adaptado de PARSEKIAN, HAMID e DRYSDALE (2013)

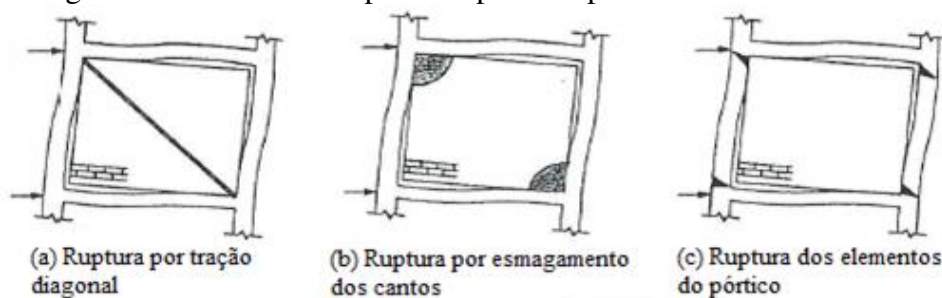
Por fim, conforme o aumento da força lateral, mais fissuras aparecem, e com isso, a contribuição da parede para a rigidez lateral da estrutura diminui, sendo esse comportamento visto na Figura 2.8. Ao atingir o limite de carga resistente, ocorre a falha na estrutura, sendo os possíveis modos de ruptura mostrados na Figura 2.9.

Figura 2.8 – Contribuição do painel de alvenaria na rigidez lateral de pórticos preenchidos



Fonte: Adaptado de PARSEKIAN, HAMID e DRYSDALE (2013)

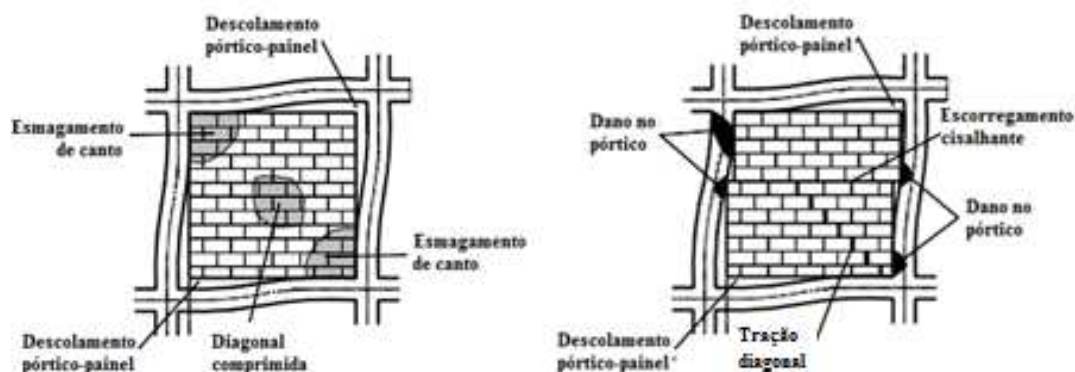
Figura 2.9 – Modos de ruptura de pórticos preenchidos com alvenaria



Fonte: Adaptado de PARSEKIAN, HAMID e DRYSDALE (2013)

Asteris *et al.* (2011) apresentaram em seu trabalho os possíveis modos de ruptura em pórticos preenchidos com e sem aberturas, mostrando a classificação existente na literatura e em seguida realizando análises de resultados experimentais de quadros preenchidos com alvenaria sujeitos à carga cíclica, identificando e classificando os modos de ruptura que ocorrem nesses experimentos. Dentre os tipos de rupturas possíveis, têm-se o esmagamento do canto do painel, o deslizamento por cisalhamento, a ruptura da diagonal comprimida e a ruptura nos elementos do pórtico, sendo essas esquematizadas na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Modos de ruptura de pórticos preenchidos



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

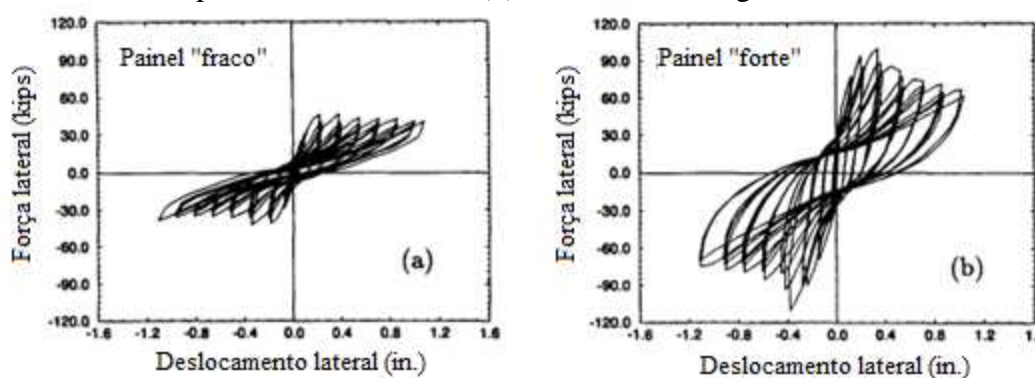
A interação resultante dessa associação pórtico-painel proporciona aumento de rigidez ao pórtico e, de maneira recíproca, aumenta a ductilidade do painel. Depois de fissurado, um painel de alvenaria é capaz de absorver ações horizontais e manter-se deslocado para ações muito maiores que aquelas que conseguiria atingir sem a presença do pórtico (DAWE e SEAH, 1989).

A seguir, são mencionadas algumas das inúmeras pesquisas encontradas na bibliografia especializada sobre o comportamento de pórticos preenchidos com alvenarias. Grande parte dessas pesquisas é dedicada ao comportamento frente às ações cíclicas de sismos.

Saneinejad e Hobbs (1995) apresentaram um novo método de análise e modelagem para quadros metálicos com blocos de concreto ou alvenaria como material de preenchimento. Esse método considera os comportamentos elástico e plástico dos quadros levando em consideração a ductilidade dos materiais de preenchimento. Segundo os autores, o método apresenta resultados precisos na comparação de resultados com dados experimentais existentes e resultados de análise não-linear via MEF. Além disso, com esse método foi possível prever o comportamento de quadros com ligações articuladas e semirrígidas.

Mehrabi *et al.* (1996) realizaram ensaios experimentais para investigar a influência da alvenaria no desempenho de dois tipos de quadros de concreto preenchidos, sendo um projetado para forças do vento e o outro para forças provenientes de abalos sísmicos. Foram usados dois tipos de painéis sendo um com maior resistência e o outro menor. A Figura 2.11 contém as curvas força-deslocamento do ensaio histerético para os pórticos com painel menos resistentes (a) e com painel mais resistentes (b).

Figura 2.11 – Gráfico comparativo entre pórticos com painel menos resistente (a) e com painel mais resistente (b) sob efeito de carga cíclica



Fonte: Adaptado de MEHRABI *ET AL.* (1996)

Os resultados mostraram que painéis de preenchimento aumentam significativamente o desempenho dos pórticos. Apesar de quadros preenchidos com painéis mais resistentes terem obtidos um melhor desempenho em termos de resistência de carga e capacidade de dissipar energia, houve uma redução de ductilidade da estrutura. Isso fez com que o pórtico

rompesse antes que o painel por cisalhamento dos pilares. Dessa forma, pode ser recomendável a não utilização de alvenaria mais rígida que o pórtico a fim de evitar uma indesejável ruptura frágil.

Durrani e Haider (1996) estudaram, através de experimentos, a reação de quadros de concreto armado preenchidos com alvenaria aos efeitos sísmicos, variando, respectivamente, a rigidez e as aberturas dos quadros de acordo com as dimensões das vigas e dos pilares e da largura das aberturas. Os testes foram realizados inicialmente sem alvenaria para um deslocamento horizontal (drift) de 1% da altura do pórtico e em seguida com os quadros preenchidos para um deslocamento horizontal (drift) de 3%. Foram comparados os efeitos dos painéis em termos de rigidez, resistência, energia de dissipação e modos de ruptura que ocorreram. Os autores reportam um aumento na resistência lateral de 2,5 vezes e na rigidez inicial de até quatro vezes nos quadros de concreto armado preenchidos em relação ao quadro sem preenchimento. Além disso, painéis mais rígidos apresentam melhor dissipação de energia se comparados com painéis mais flexíveis.

Mosalam, White e Gergely (1997) formularam um modelo histerético para pórticos preenchidos a partir de um ensaio experimental de um pórtico metálico com ligações semirrígidas preenchidas com paredes de alvenaria sob efeito de carga cíclica horizontal aplicada lentamente. Nesse trabalho foram utilizadas várias geometrias para o pórtico e para a parede e diferentes tipos de materiais para a parede de alvenaria.

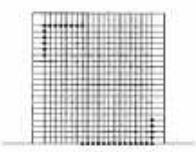
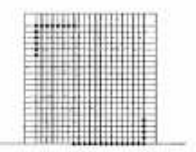
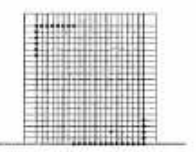
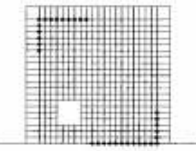
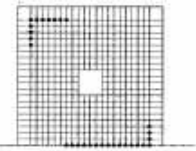
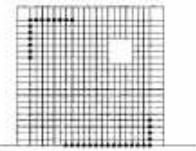
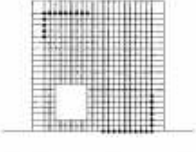
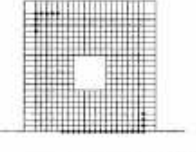
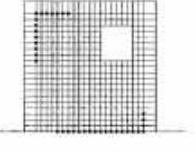
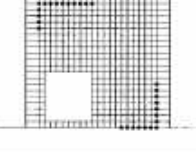
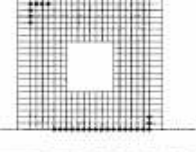
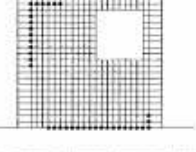
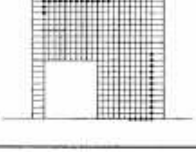
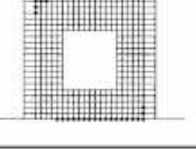
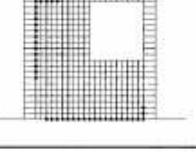
Mehrabi e Shing (1997) fizeram estudos analíticos e experimentais para criar um método de modelagem da alvenaria com juntas de argamassa e interfaces cimentíceas em geral. Os testes analíticos foram feitos utilizando modelos de elementos finitos, pois este método consegue reproduzir os tipos de ruptura nos painéis preenchidos, tais como esmagamento e rompimento no concreto e na alvenaria, e a separação das juntas de argamassa. Segundo os autores, as forças horizontais obtidas nos modelos estão de acordo com os obtidos nos ensaios.

Singh, Paul e Sastry (1998) simularam, por meio de um modelo inelástico de elementos finitos, o comportamento de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria sujeitos a ação horizontal constante e ação sísmica. O objetivo do trabalho foi apresentar

um modelo matemático que simulasse os comportamentos da alvenaria, tais como deslizamento e separação dela com o pórtico e até mesmo seu rompimento.

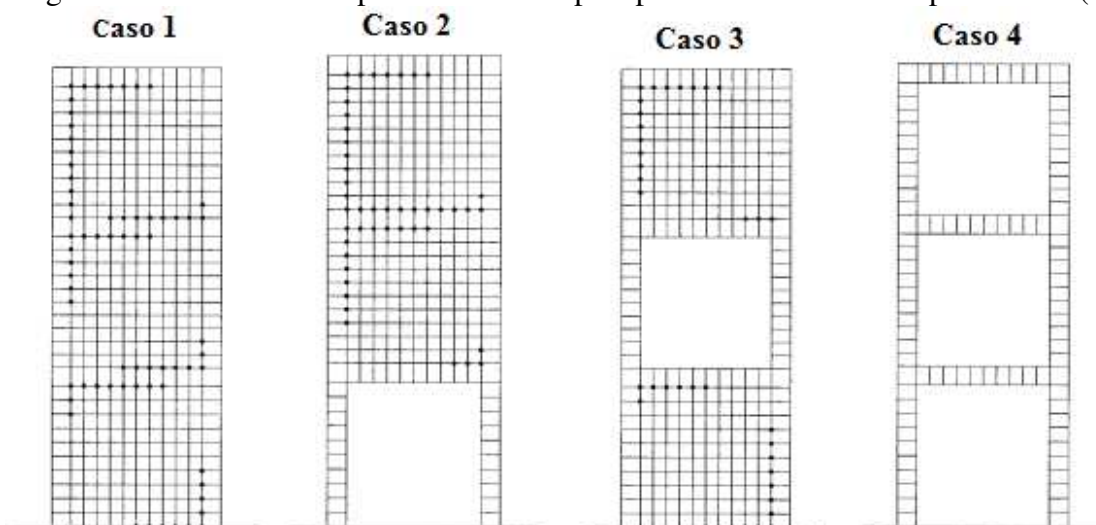
Asteris (2003), utilizando uma técnica de modelagem com elementos finitos para a análise de pórticos preenchidos, estudou a influência das aberturas nos painéis de preenchimento na redução da rigidez de pórticos isolados de concreto armado sob efeito de carga lateral. Foram simulados os modelos de pórticos isolados da Figura 2.12 com variações tanto nas dimensões quanto nas posições das aberturas. Também foram simulados modelos de pórticos de múltiplos pavimentos, totalmente ou parcialmente preenchidos, mostrados na Figura 2.13.

Figura 2.12 – Modelos de pórticos isolados simulados por Asteris (2003)

Percentual de abertura (%)	Posição da abertura no painel		
	A) canto inferior esquerdo	B) centralizado	C) Canto superior direito
0.00			
4.00			
9.00			
16.00			
25.00			

Fonte: Adaptado de Asteris (2003)

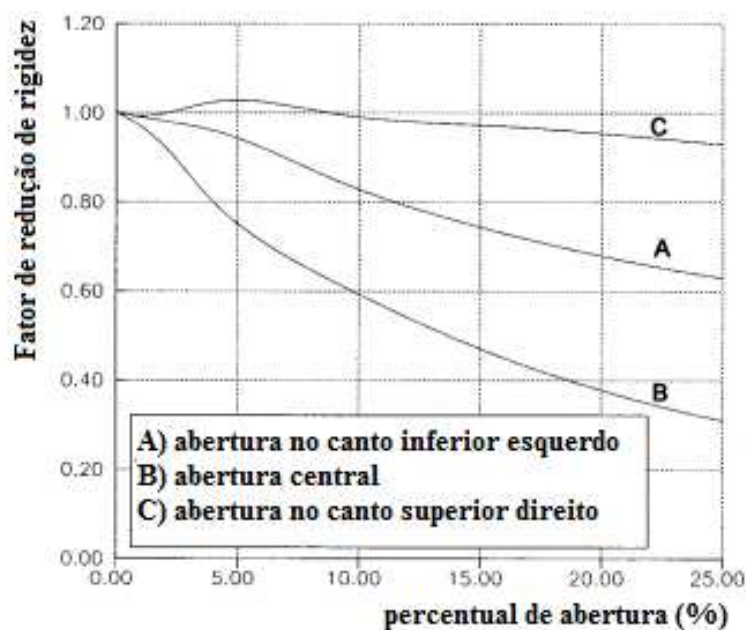
Figura 2.13 – Modelos de pórticos de múltiplos pavimentos simulados por Asteris (2003)



Fonte: Adaptado de Asteris (2003)

Asteris (2003) concluiu que o tamanho e a posição das aberturas no painel afetam a redução de rigidez do pórtico, podendo essa relação ser visualizada graficamente na Figura 2.14. Analisando a distribuição de esforços no pórtico de múltiplos pavimentos, percebeu-se que o esforço cisalhante é muito influenciado pela presença dos painéis, observando-se casos desfavoráveis em que o esforço cisalhante no pilar é maior se comparado com estruturas de pórticos vazios.

Figura 2.14 – Relação de redução de rigidez com tamanho e posição das aberturas



Fonte: Adaptado de Asteris (2003)

Mostafaei e Kabeyasawa (2004) realizaram um estudo de caso do Centro de Telefonia Bam, um edifício que foi sujeito a forças sísmicas. Eram esperadas deformações não lineares na estrutura. Porém, os danos analisados após o terremoto mostraram quase nenhuma deformação residual ou fissuras nos elementos estruturais do edifício, o que implica a uma resposta praticamente linear da estrutura. Por isso, para obter uma resposta analítica do desempenho quase linear da construção, uma análise tridimensional não linear foi feita com vibrações nas direções norte-sul e leste-oeste, com quadros vazios e preenchidos e com e sem aberturas nos painéis. Os resultados foram comparados com os danos e fissuras residuais observadas nos painéis de alvenaria, sendo obtidas correlações entre os resultados analíticos e o observado. Com isso, os autores concluíram que a presença da alvenaria de preenchimento foi a principal razão de a estrutura ter tido uma resposta aproximadamente linear.

Doudomis (2007) investigou com o emprego do método dos elementos finitos diversos pórticos preenchidos, variando parâmetros tais como a densidade da malha, o valor do coeficiente de atrito, a relação entre o momento de inércia de vigas e pilares, a relação entre a altura e o comprimento do pórtico e a relação dos módulos de elasticidade na posição vertical e horizontal do painel de preenchimento. A variação da relação entre os momentos de inércia das vigas com as dos pilares foi de 0,25 (estruturas flexíveis) para 8,0 (estruturas rígidas). Os resultados mostraram que essa relação afeta o comportamento do sistema estrutural. Porém, ao verificar os resultados com formulações semi-empíricas a respeito da largura da diagonal equivalente, o autor comenta que a precisão dessas expressões é questionável uma vez que são desconsiderados outros fatores que afetam os resultados do sistema parede-pórtico. Por fim, Doudomis (2007) conclui que os resultados encontrados na análise de quadros preenchidos podem ser utilizados para casos de pórticos com múltiplos quadros já que o primeiro caso é a decomposição mínima possível do segundo, mantendo as características básicas da interação entre o pórtico e o painel que o preenche, tais como o problema de contato, a distribuição de tensões nos painéis e aumento de rigidez da estrutura como um todo.

Stavridis e Shing (2010) apresentaram um modelo de elementos finitos para avaliar o comportamento não linear entre força e deslocamento e as rupturas ocorridas em pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria. Foi feita uma abordagem sistêmica para

calibrar os parâmetros dos materiais e a precisão dos modelos de elemento finito não linear foi estimado com dados experimentais. A comparação dos resultados numéricos com experimentais indicou que os modelos simulam o comportamento não linear de pórticos não preenchidos e avaliam com precisão a resistência e o tipo de ruptura dos mesmos.

Koutromanos *et al.* (2011) utilizaram modelos de elementos finitos para simular o comportamento de interação entre pórtico e painel em estruturas de pórticos preenchidos sob efeito de carga cíclica. Os modelos foram validados com dados experimentais e em seguida utilizados na análise dinâmica de um pórtico de concreto de três andares, dois vãos e com painéis preenchidos com alvenaria. Segundo os resultados obtidos, o método é capaz de reproduzir a comportamento não linear entre força e deslocamento e as rupturas de estruturas aporricadas de concreto armado preenchidas com alvenaria. Além disto, os resultados mostraram a contribuição dos painéis de preenchimento frente às forças sísmicas.

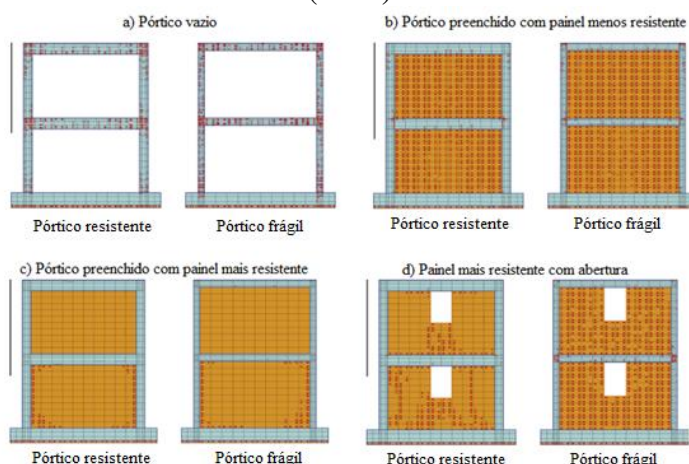
Mohyeddin, Goldsworthy e Gad (2013) apresentam detalhadamente um modelo tridimensional criado utilizando o programa computacional ANSYS para pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria. Segundo os autores, este modelo pode ser utilizado para prever o comportamento do painel em uma alta variação de carregamento e simular a resposta em caso de carregamentos tanto no plano da parede quanto fora dele.

Haldar, Singh e Paul (2013) realizaram um estudo para identificar as rupturas que ocorreram em algumas construções de concreto armado preenchidas com alvenaria a partir de relatórios de inspeção, estudos experimentais, modelos analítico e normas de projeto. Além disso, os autores fizeram um estudo analítico para identificar os principais modos de ruptura dos elementos do pórtico e de preenchimento para criar um procedimento de simulação do comportamento de pórticos preenchidos submetidos a sismos. Mostraram também que a presença do painel altera a distribuição de esforços na estrutura, podendo alterar o modo de ruptura dela. Além disso, observaram que o modo de ruptura mais provável de ocorrer em pórticos preenchidos é o de escorregamento por cisalhamento.

Baloevic, Radnic e Harapin (2013) realizaram ensaios numéricos em pórticos de concreto armado de dois pavimentos adotando modelos numéricos já existentes. Foram feitos testes

em pórticos vazios, totalmente preenchidos com alvenaria e casos com aberturas no painel de alvenaria. Além disso, foram variadas as resistências do concreto e da alvenaria, sendo divididos entre mais e menos resistente. A Figura 2.15 mostra a ocorrência de fissuras (pontos vermelhos) no painel para cada um dos casos estudados. Nessa figura, para cada caso, o pórtico do lado esquerdo é mais resistente que o pórtico do lado direito.

Figura 2.15 – Presença de fissuras nos modelos estudados por Baloevic, Radnic e Harapin (2013)



Fonte: Adaptado de BALOEVIC, RADNIC E HARAPIN (2013)

Os autores concluíram que, para aplicação prática de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria em áreas com ocorrência de sismos, é recomendada a utilização de quadros com grandes dimensões de vigas e pilares e alvenaria com alta resistência mecânica.

Basha e Kaushik (2016) analisaram o comportamento de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria em escala reduzida sob efeito de carga cíclica lenta em duas etapas. Na primeira etapa foram ensaiados oito modelos reduzidos considerando diferentes detalhamentos nos elementos do pórtico e variando a dimensão do bloco de preenchimento utilizado. Os resultados obtidos nesta etapa mostraram que pórticos preenchidos apresentaram maiores resistência, rigidez e energia de dissipação se comparados com pórticos vazios. Além disso, na maioria dos casos, os pilares sofriam ruptura por cisalhamento mesmo com a utilização de blocos mais frágeis no painel de preenchimento. Para diminuir a ruptura por cisalhamento nos pilares, na segunda etapa foram realizados os mesmos testes em pórticos com pilares mais resistentes seguindo as recomendações das

normas IS 13920, Eurocode 8 e ASCE 41. Apesar de a ruptura nos pilares terem ocorrido após um tempo de movimentação mais longo, ela não pôde ser evitada, mostrando uma falha na forma como é feito o dimensionamento segundo as normas utilizadas para o dimensionamento dos pilares sob efeito de carga cíclica.

Alvarenga (2002) propôs um modelo de cálculo da força de ruptura em pórticos preenchidos, baseado no método de bielas e tirantes. Para isso, um estudo foi realizado para verificar o comportamento de pórticos de aço enrijecidos com painéis de alvenaria, com e sem abertura, através de ensaios experimentais em escala real, modelagens numéricas e análises teóricas disponíveis na literatura. Em seu trabalho, a autora confirma a contribuição do painel frente à rigidez e resistência dos pórticos preenchidos nos aspectos teórico, experimental e numérico. Além disso, os resultados obtidos pelo modelo proposto apresentado pela autora foram comparados com resultados de ensaios experimentais e teóricos presentes na literatura. Alvarenga (2002) afirma que o modelo proposto conduz a resultados satisfatórios e que serve como ferramenta simples e útil em projeto de pórticos preenchidos.

Santos (2007) analisou numericamente um edifício de 32 pavimentos em concreto armado utilizando o MEF. Inicialmente foi modelada somente a estrutura em concreto. Em seguida foi considerado o efeito dos painéis de alvenaria de vedação na estrutura em forma de barras diagonais equivalentes. Os resultados obtidos nas reações de apoio e no deslocamento no topo do edifício para os modelos com e sem a barra diagonal equivalente foram comparados. Além disso, foi analisado em qual pavimento do edifício e em quais geometrias de pórticos o painel estaria sujeito a maiores tensões. Para a estrutura com barra diagonal equivalente, houve um aumento na rigidez da estrutura, redução no deslocamento do topo do edifício e uma redistribuição dos esforços, ocorrendo um acréscimo de carga nos pilares das extremidades e uma leve redução nos pilares centrais. A autora ainda mostra que as alvenarias apresentaram maiores tensões em pórticos mais rígidos por estarem mais confinadas. Já no estudo do edifício, não foi possível prever quais alvenarias sofrem maiores tensões, uma vez que em alguns casos as maiores tensões se deram nos pavimentos inferiores e em outros nos pavimentos superiores.

Tanaka (2011) estudou a influência dos painéis de alvenaria, dotados ou não de aberturas, em um edifício de 27 andares. Em seu trabalho, foi feito um modelo pelo MEF onde o painel foi substituído pela barra diagonal equivalente e um modelo de pórtico isolado por meio de discretização em elementos de chapa e consideração de molas no contato pórtico-painel. Tanaka (2011) explica que os esforços transmitidos do pórtico para o painel são transferidos por meio de uma diagonal comprimida, alterando assim o comportamento estrutural do edifício. A autora concluiu que a presença dos painéis de alvenaria no pórtico aumenta a rigidez se comparando com pórticos vazios. Além disso, a presença de aberturas nos painéis reduz a rigidez, porém mantém-se mais rígido que um pórtico vazio.

Madia (2012) levantou um estado da arte sobre o comportamento de estruturas aporricadas preenchidas com painéis de alvenaria. Nesse estudo foram verificadas em que pontos no painel estão sujeitas as maiores tensões, métodos de cálculo que substituem os painéis de alvenaria por diagonais equivalentes e como diferentes variáveis afetam o comportamento do pórtico preenchido, tais como ligação entre pórtico-painel, relação largura/comprimento, encunhamento e existência de aberturas. Além disso, realizou modelagens numéricas de um edifício real de 22 pavimentos considerando ou não a presença da alvenaria de preenchimento a fim de comprovar o acréscimo de rigidez quando for considerada a alvenaria na análise estrutural. Nessas simulações, o autor apresentou redução de até 28% da área da seção transversal de alguns pilares e um ganho de 18% na rigidez global da estrutura, se comparado com a estrutura inicial sem consideração dos painéis como elementos resistentes. Apesar dos resultados, Madia (2012) afirma que projetistas relutam em utilizar painéis como elementos resistentes pela falta de uma teoria universalmente aceita para esse tipo de consideração.

Silva (2014) realizou simulações numéricas de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria pelo MEF e pelo modelo de diagonal equivalente, variando diversos parâmetros, tais como o comprimento do vão, dimensão dos elementos do pórtico, as propriedades da alvenaria e a consideração de aberturas (tamanho e posição no painel). Os resultados obtidos foram comparados com resultados de formulações presentes na literatura. Foram também analisadas as tensões presentes nos painéis e comparados com suas respectivas tensões resistentes (cisalhamento nas juntas, tração diagonal e compressão diagonal). A autora mostra que algumas formulações apresentaram uma discrepância de valores de mais

de 200% nos valores da largura da barra diagonal e que algumas delas não consideram fatores que afetam na rigidez da estrutura como um todo.

Alva et al. (2015) demonstraram que a verificação do estado limite de serviço produzido por ações horizontais quando as paredes são incluídas na modelagem pode ser realizada por meio de simulações numéricas, tanto pelo modelo de diagonais equivalentes quanto por modelos com elementos finitos bidimensionais de estados planos de tensões (com simulação do problema de contato parede-pórtico). Os resultados das simulações permitiram a avaliação das tensões solicitantes e do provável tipo de fissuração nas alvenarias. Os resultados também permitiram identificar algumas vantagens e limitações do procedimento prático da ABNT NBR 6118:2014 em termos de deslocamentos limites.

Mais recentemente, Medeiros, Soriani e Parsekian (2017) realizaram estudos numéricos sobre o comportamento de pórticos de concreto pré-moldado preenchidos com alvenaria, sendo realizadas análises pelo método dos elementos finitos e com modelos de diagonal equivalente cuja largura foi obtida a partir de expressões de algumas normas internacionais e de outras expressões encontradas na literatura. Foram feitas análises em pórticos isolados e em um edifício de múltiplos pavimentos, ambos sob ação de força lateral, considerando o pórtico vazio e preenchido com alvenaria, variando também a presença de junta horizontal no topo do painel. Os autores mostraram que mesmo uma pequena quantidade de painéis sendo considerados no edifício, foi possível obter uma diminuição no deslocamento lateral da estrutura. A presença da junta horizontal no topo do painel, apesar de propiciar um menor aumento na rigidez da estrutura, reduz as tensões de compressão na alvenaria. Por fim, concluem que mesmo havendo várias formas de considerar os painéis no modelo estrutural, todas elas expressam o aumento de rigidez na estrutura.

2.4 Modelo de diagonal equivalente

Ao ser aplicada uma força horizontal em um pórtico preenchido, a alvenaria apresenta um comportamento de biela comprimida diagonalmente. Dessa forma, é possível substituir a alvenaria presente no pórtico preenchido por barras diagonais de tal forma que as características mecânicas e geométricas dessas barras simulem o comportamento real da

parede. Polyakov (1957) foi o primeiro a introduzir o conceito de diagonal equivalente (OLIVEIRA, 1995).

A partir disso, surgiram diversas expressões para determinação da largura dessa barra diagonal. Neste trabalho, são citadas as expressões de Mainstone (1974), Hendry (1981), Liaw e Kwan (1984), Decanini e Fantin (1987), Paulay e Priestley (1992), Durrani e Luo (1994) e Chrysostomou e Asteris (2012), sendo estas comparadas com os resultados obtidos nos modelos numéricos.

Apresentam-se nesta seção algumas das diversas pesquisas encontradas na bibliografia que abordam o modelo de diagonal equivalente.

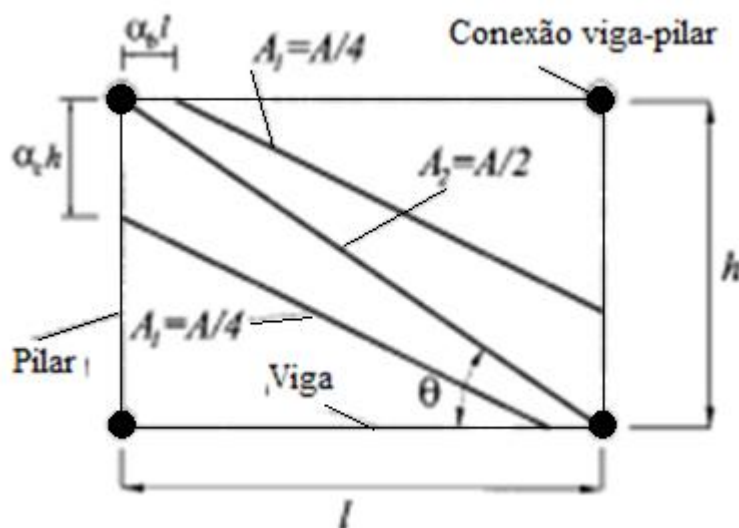
Smith e Carter (1970) estudaram o comportamento de quadros preenchidos em edifícios de múltiplos pavimentos utilizando o modelo da diagonal equivalente para prever a rigidez lateral dos quadros estudados. Os referidos autores notaram que a largura da diagonal varia de acordo com a força aplicada e com as propriedades dos materiais do quadro e do painel de preenchimento. Os autores realizaram um exemplo de aplicação do modelo teórico com os obtidos em ensaio experimental de um edifício de três andares em escala real.

Fonseca, Silva e Lourenço (1998) realizaram um estudo numérico para prever o comportamento de quadros metálicos preenchidos com alvenaria quando submetidos a uma força horizontal. A análise foi feita sob estado plano de tensões, sendo considerada a separação dos elementos na superfície do pórtico com o painel. Em seguida, realizaram um ensaio experimental de um pórtico metálico preenchido com alvenaria para comparar os resultados obtidos deste ensaio com a análise numérica. Além disso, fizeram um exemplo de aplicação do ensaio numérico em um edifício de 20 andares. Os autores concluíram que, para efeitos práticos, o modelo de diagonal equivalente pode ser empregado para reproduzir os efeitos de rigidez da alvenaria.

El-Dakhkhni, Elgaaly e Hamid (2003) apresentaram um método para estimar a rigidez e máxima força necessária para causar o esmagamento dos painéis de pórticos metálicos preenchidos com blocos de concreto. Neste método, são utilizadas três barras diagonais com características mecânicas baseadas no comportamento do material de preenchimento.

A Figura 2.16 apresenta o modelo proposto com a substituição do painel pelas três barras diagonais. Segundo os autores, é necessária a utilização das três barras, pois, com somente uma barra, não é possível gerar os momentos fletores que estavam sendo aplicados nos elementos do quadro metálico. Eles ainda afirmam que as três barras não falham simultaneamente, mostrando equivalência com os quadros preenchidos, onde o esmagamento começa nos cantos e se propaga até causar a falha no painel.

Figura 2.16 – Método expresso por El-Dakhakhni, Elgaaly e Hamid (2003)



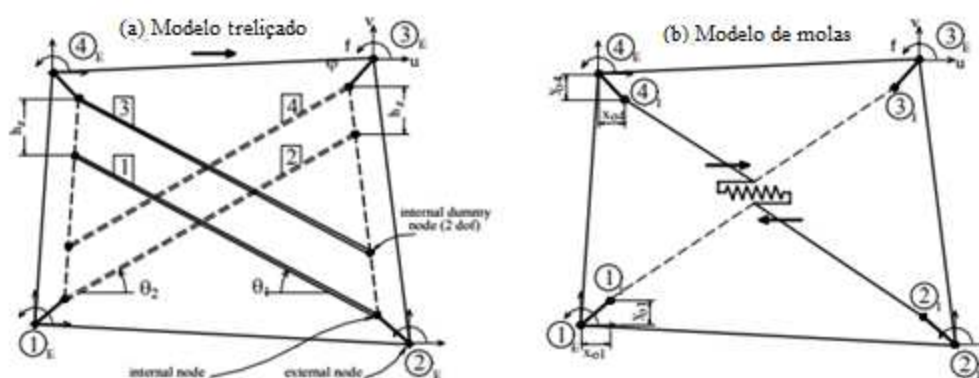
Fonte: Adaptado de EL-DAKHAKHNI, ELGAALY E HAMID (2003)

Para mostrar as dificuldades a serem solucionadas durante análises não lineares conduzidas por engenheiros estruturais, Combescure (2006) realizou exemplos de aplicação de modelos não lineares para simular estruturas ensaiadas em laboratórios sob efeito de força estática. Além disso, um estudo paramétrico com modelos não lineares refinados foi realizado a fim de identificar a resistência e a rigidez das barras diagonais equivalentes e avaliar as forças de cisalhamento que o painel gera no pórtico de concreto armado, podendo gerar ruptura frágil nos elementos de pórtico. O autor explica que as expressões presentes na literatura para a obtenção da largura da diagonal equivalente dão resultados distintos e que essa largura depende principalmente das propriedades do material de preenchimento.

Crisafulli e Carr (2007) apresentaram um macro-modelo que utiliza barras nas duas diagonais do painel. A análise é feita separadamente, como mostrado na Figura 2.17 sendo

duas barras treliçadas para os esforços normais (a) e uma mola para esforços de cisalhamento (b) em cada diagonal. Esse modelo visa representar uma resposta histerética adequada. Os autores compararam os resultados obtidos com dados experimentais e afirmam que o modelo representa de forma adequada a resposta dos quadros preenchidos sob ação cíclica, porém é preciso uma boa calibração no modelo, sendo necessários vários ajustes nos parâmetros da estrutura, principalmente no comportamento histerético do painel.

Figura 2.17 – Modelo expresso por Crisafulli e Carr (2007)



Fonte: Adaptado de CRISAFULLI E CARR (2007)

Doudomis (2008) apresentou a formulação para a obtenção de diagramas para calcular a largura da diagonal equivalente levando em conta alguns fatores que afetam a largura efetiva dos quais outros autores não consideraram, tais como o coeficiente de atrito entre pórtico e painel e a relação de rigidez entre viga e pilar. Segundo o autor, a largura da diagonal equivalente depende desses dois fatores, não sendo usualmente considerados pelas diversas expressões na literatura. Foram usados resultados de estudos paramétricos de micromodelos de elementos finitos para determinar a rigidez axial da barra diagonal. Segundo o autor, apesar de existir similaridades, os seus diagramas são mais completos e precisos que os diagramas propostos por Smith e Carter (1970).

Imran e Aryanto (2009) realizaram ensaios experimentais para comparar o comportamento de pórticos de concreto armado preenchidos com dois tipos de materiais, sendo eles blocos de concreto aerado autoclavado (CAA) e blocos cerâmicos. Os pórticos preenchidos, em escala reduzida, foram submetidos a forças cíclicas. Apesar de os blocos terem um comportamento similar em termos de resistência, ductilidade e energia de dissipação,

segundo os resultados, os blocos de CAA obtiveram um melhor desempenho em relação à perda de rigidez sob efeito de ensaio histerético se comparados com o bloco cerâmico convencional. No estudo analítico, foram feitas comparações dos resultados experimentais com algumas expressões presentes na literatura referentes ao cálculo da largura da diagonal equivalente. Para os blocos de CAA, o melhor modelo foi o da FEMA-306 (1998), enquanto que para os de bloco cerâmico foi o modelo de Paulay e Priestley (1992).

Dias e Oliveira (2010) realizaram uma análise tridimensional de um edifício de concreto armado com 27 pavimentos com e sem consideração dos painéis de alvenaria como elemento estrutural. A representação da alvenaria como elemento estrutural foi feita como barra diagonal equivalente, sendo sua largura calculada seguindo a FEMA-356 (2000). Segundo os autores, a consideração de painéis de alvenaria como elemento estrutural aumenta a rigidez da estrutura, reduz os deslocamentos laterais e os efeitos de 2ª ordem. Por outro lado, em relação aos esforços solicitantes nas fundações, vigas e pilares, em alguns casos, a estrutura com a presença dos painéis de alvenaria se apresentou de maneira desfavorável à segurança, sendo necessária a consideração dessa situação no projeto estrutural.

Asteris et al. (2013) apresentam um estado da arte sobre as pesquisas internacionais dedicadas aos modelos estruturais propostos para a simulação do comportamento de pórticos preenchidos, sendo destacados as vantagens e desvantagens de cada modelo. Entre esses modelos, estão os que empregam elementos finitos tridimensionais, bidimensionais, elementos de pórticos, molas e elementos de contato.

Ozturkoglu, Ucar e Yesilce (2017) estudaram analiticamente os possíveis efeitos de abertura nos painéis em pórticos preenchidos de concreto armado sob efeito de ação sísmica, sendo considerados pórticos vazios, parcialmente e totalmente preenchidos, variando a posição das aberturas e a quantidade de vãos e pavimentos. Além disso, os autores propuseram uma modificação na expressão dada pela FEMA-356 (2000) a fim de considerar o efeito das aberturas nos painéis de preenchimento. Os autores propuseram um fator de redução de rigidez (k), que varia de zero (sem preenchimento) a um (totalmente preenchido), no cálculo da largura da diagonal equivalente quando existe abertura nos painéis de preenchimento. A Equação 2.1 mostra a equação modificada.

$$a = k \cdot 0,175 \cdot (\lambda_p \cdot H)^{-0,4} \cdot D \quad \text{Equação 2.1}$$

a – Largura da diagonal equivalente

D – Comprimento da diagonal do painel

H – Distância entre eixo dos pilares (altura útil)

k – Fator de redução de rigidez

λ_p – parâmetro de rigidez relativa entre a parede e o pilar

A partir de curvas de análises estáticas não lineares e comparação em termos de parâmetros de demanda sísmica e capacidade, Ozturkoglu, Ucar e Yesilce (2017) concluíram que a presença de abertura nos painéis exerce influência no comportamento não linear dos quadros de concreto armado, causando diferentes comportamentos comparados com os previstos nos quadros vazios ou totalmente preenchidos.

Apesar de haver uma grande diversidade de expressões na literatura para o cálculo da largura da diagonal equivalente, tais expressões costumam fornecer resultados muito diferentes, sendo difícil saber qual a largura da barra diagonal equivalente a ser considerada. A diferença entre os valores da largura da diagonal equivalente obtidos com as diversas expressões pode chegar a ser maior que 100%. Dessa forma, é necessário um cuidado na escolha dos modelos para que não ocorra uma solução contrária à segurança (ARAÚJO, 2014).

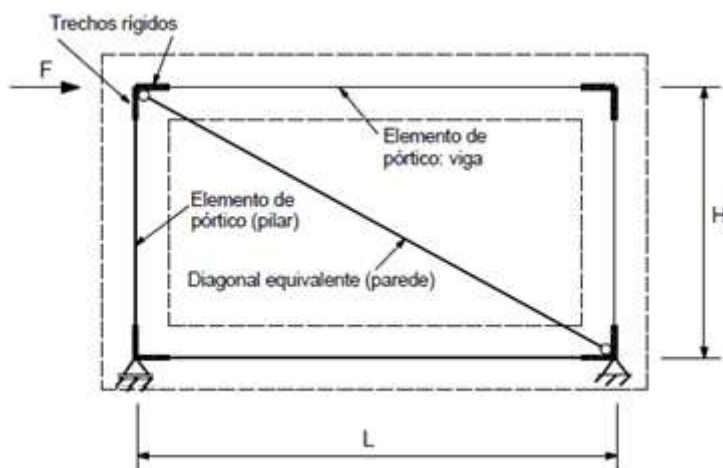
Motivados por essas conhecidas diferenças, Silva, Alva e Kaminski (2013) propuseram uma metodologia de aprimoramento e calibração da largura da diagonal equivalente com base em resultados de simulações numéricas com elementos finitos bidimensionais, inclusive quando há perda de rigidez lateral decorrente da presença de aberturas na parede.

3 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste trabalho, o programa computacional ANSYS, plataforma Mechanical APDL versão 16.0 foi utilizado nas simulações numéricas dos modelos que empregam elementos finitos bidimensionais de estado plano e elementos de contato (modelos MEF). Para os modelos de diagonal equivalente (MDE), foi utilizado o programa de análise estrutural de pórticos planos Ftool, desenvolvido pelo professor Luiz Fernando Martha da PUC-Rio.

Na Figura 3.1 tem-se um exemplo de pórtico preenchido que foi simulado com o MDE, enquanto na Figura 3.2 é apresentado um exemplo de modelo que foi simulado no ANSYS pelo MEF.

Figura 3.1 - Esquema estático geral de pórtico preenchido simulado por MDE



Fonte: Adaptado de SILVA (2014)

Figura 3.2 - Modelo de pórtico preenchido simulado pelo MEF



Fonte: Autor

Foram considerados apoios fixos em ambos os pilares do pórtico a fim de simplificar na leitura dos resultados MDE. Porém, vale ressaltar que isso só foi considerado após simular alguns dos modelos estudados com três graus de liberdade (apoio móvel + apoio fixo) e comparados os resultados com os pórticos preenchidos considerados neste trabalho. Após comparação, viu-se que as tensões no painel, os valores das larguras da diagonal equivalentes e os esforços na estrutura tiveram diferenças relativamente baixas.

Foram elaborados modelos de pórticos preenchidos, variando-se alguns parâmetros para poder compreender os efeitos dos mesmos nos valores da largura da diagonal equivalente, na ligação entre a estrutura e a alvenaria e nas tensões que surgem nesta. Os parâmetros variados foram:

- Altura das vigas e comprimento dos vãos teóricos;
- Dimensão dos pilares (pilares de mesma seção transversal e de seções transversais diferentes)
- Módulo de elasticidade das alvenarias, parâmetro que está relacionado com a resistência à compressão dos blocos que as compõem.

Para verificar a integridade das paredes frente às ações aplicadas nas simulações numéricas, as tensões solicitantes nos painéis de alvenaria, obtidas no programa de elementos finitos (ANSYS), foram comparadas com as tensões resistentes seguindo as recomendações de FEMA 306 (1998).

3.1 Materiais empregados

Neste trabalho, as vigas e os pilares do pórtico são de concreto armado, admitido simplificado como material isótropo elástico-linear. O material da alvenaria de preenchimento dos pórticos também foi considerado isótropo elástico-linear.

As propriedades mecânicas (módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν)) do concreto armado foram obtidas da ABNT NBR 6118:2014 enquanto que as do bloco cerâmico foram obtidas a partir dos valores mínimos de resistência da ABNT NBR

15270:2005, conforme a Tabela 3.1. Desta forma, foram assumidos, neste trabalho, blocos com resistência à compressão de 1,5 e 3,0 MPa.

De acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), a tensão resistente à compressão do prisma está compreendida entre 30% e 60% do valor da tensão resistente à compressão do bloco. Neste trabalho, assumiu-se uma relação de resistência prisma-bloco igual a 50%, conforme Equação 3.1.

Tabela 3.1 – Valores para resistência à compressão do bloco (f_b)

Posição dos furos	f_b MPa
Para blocos usados com furos na horizontal	$\geq 1,5$
Para blocos usados com furos na vertical	$\geq 3,0$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15270-1 (2005)

$$f_p = \frac{f_b}{2} \quad \text{Equação 3.1}$$

onde:

f_b – resistência à compressão do bloco; e

f_p – resistência à compressão do prisma.

Com base na ABNT NBR 15812:2010, o módulo de elasticidade da alvenaria pode ser avaliado em função da resistência à compressão do prisma, como mostra a Equação 3.2.

$$E = 600 \cdot f_p \quad \text{Equação 3.2}$$

Na Tabela 3.2 estão indicados os valores das propriedades mecânicas dos materiais do pórtico e da alvenaria empregados neste trabalho.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas dos materiais

Material	Concreto	Bloco Cerâmico	
		$f_b = 1,5\text{MPa}$	$f_b = 3,0\text{MPa}$
E (MPa)	25000	450	900
ν	0,2	0,15	0,15

Fonte: Autor

3.2 Tensões resistentes na parede

A aplicação de uma força horizontal no eixo da viga superior, simulando uma distorção angular entre andares consecutivos provocados por ações horizontais, produz nas paredes tensões solicitantes, sendo elas as tensões principais (compressão diagonal e tração diagonal) e tensões de cisalhamento, como mostrado na Figura 3.3. Tais tensões solicitantes dos modelos do MEF foram comparadas com os valores das tensões resistentes da parede, dadas pelas Equações 3.3, 3.4 e 3.5 (FEMA 306, 1998).

$$\tau_0 = f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} \quad \text{Equação 3.3}$$

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad \text{Equação 3.4}$$

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5 \cdot \sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot tg \theta} \quad \text{Equação 3.5}$$

$f_{c,\theta}$ - Tensão resistente à compressão diagonal da parede

f_p - Resistência à compressão do prisma

$f_{t,\theta}$ - Tensão resistente à tração diagonal da parede

f_v - Tensão resistente média ao cisalhamento da parede

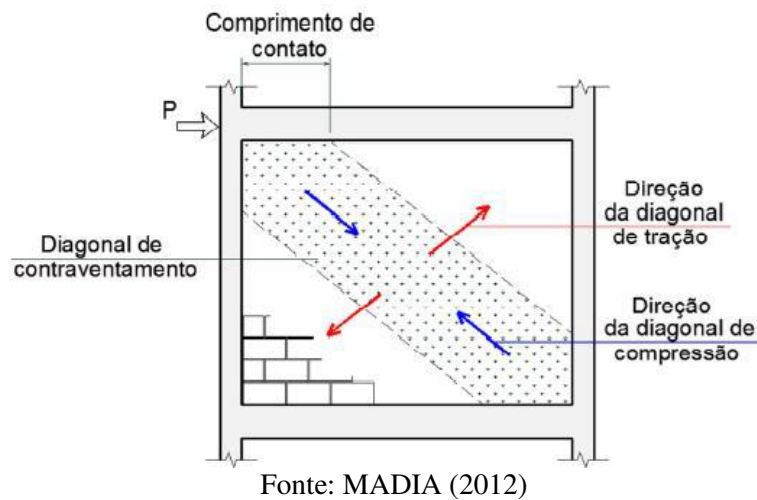
μ - Coeficiente de atrito entre a parede e o pórtico de concreto

σ_g - Tensão vertical na parede devido peso próprio da mesma

$tg \theta$ - relação entre altura e comprimento da parede

τ_0 - Coesão

Figura 3.3 - Tensões transferidas do pórtico para o painel de preenchimento



A tensão σ_g foi calculada segundo a Equação 3.6. Já a coesão τ_0 foi calculada da mesma forma que a tensão de tração resistente, apresentada na Equação 3.3. O valor recomendado pela FEMA 306 (1998) do coeficiente de atrito μ entre o concreto e o bloco de alvenaria é igual a 0,7.

$$\sigma_g = \frac{W_{alv}}{l \cdot t} \quad \text{Equação 3.6}$$

l - comprimento da parede

t - espessura da parede

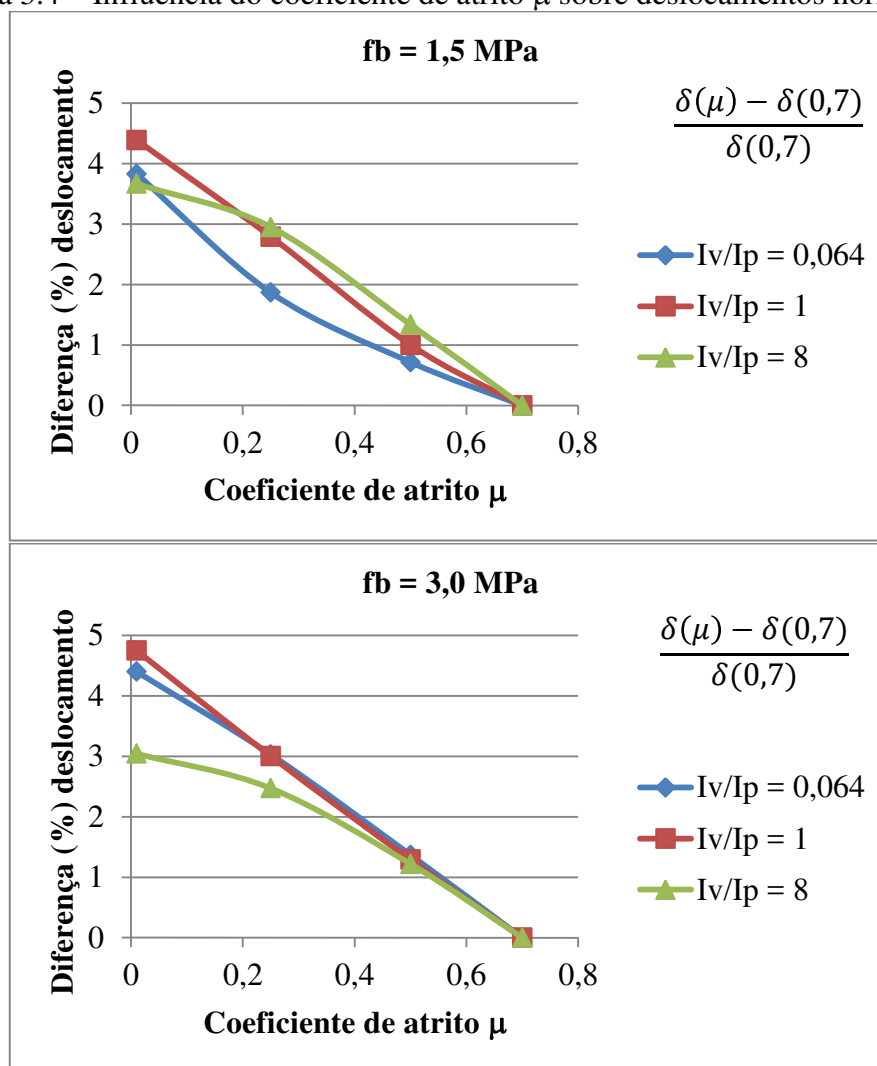
W_{alv} - peso total da parede

A fim de avaliar a influência do coeficiente de atrito no comportamento dos pórticos preenchidos, foram feitas simulações considerando outras situações, a saber:

- $\mu = 0$ para casos em que possa existir “juntas” horizontais entre a viga do pórtico e a parede ou no caso de se acreditar que o atrito entre a parede e a viga do pórtico deva ser desconsiderado por causa do material usado na interface desses elementos.
- $\mu = 0,25$ para casos em que o atrito entre o painel e pórtico é baixo, porém não desprezível.
- $\mu = 0,5$, conforme adotado na norma brasileira de alvenaria estrutural (ABNT NBR 15812:2010)

A Figura 3.4 apresenta os gráficos que demonstram a correlação entre o coeficiente de atrito μ e o deslocamento horizontal no ponto de aplicação da força. Embora os deslocamentos horizontais aumentem com o decréscimo de μ , nota-se que esse aumento é pouco significativo, com valores inferiores a 5%.

Figura 3.4 – Influência do coeficiente de atrito μ sobre deslocamentos horizontais



Fonte: Autor

Na Figura 3.4:

$\delta(\mu)$ – deslocamento horizontal do pórtico preenchido;

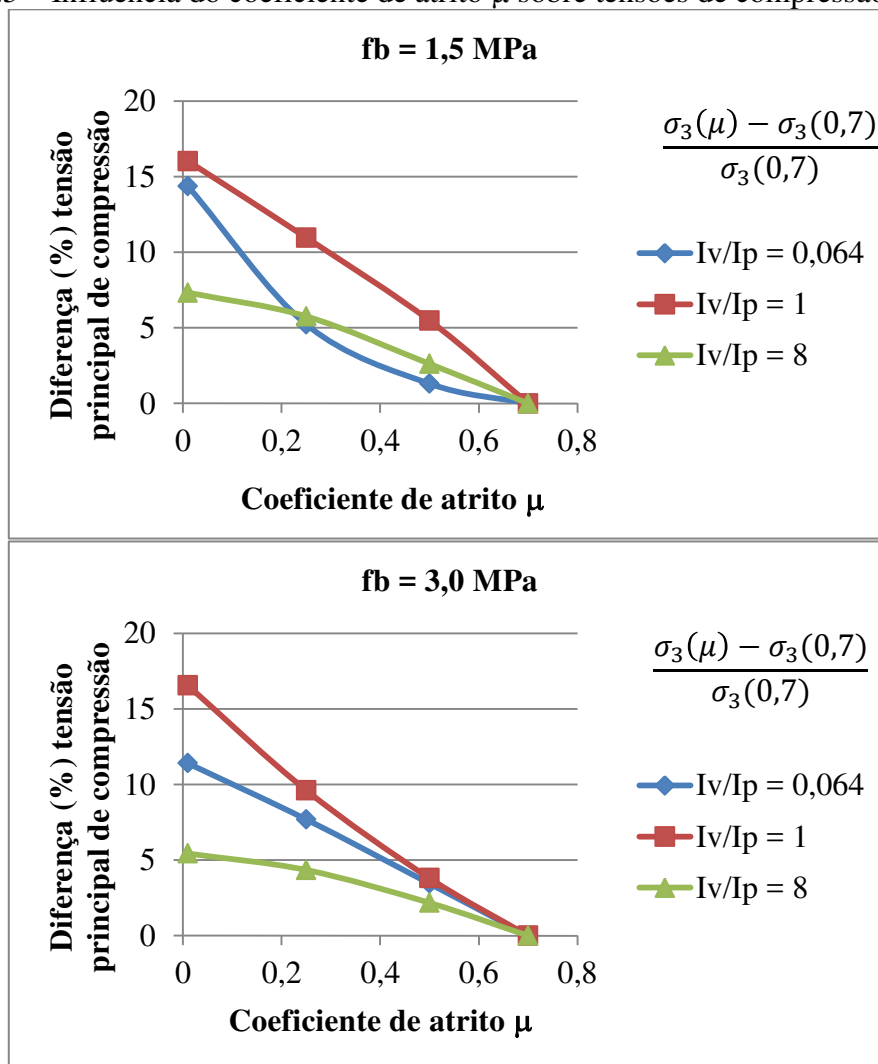
$\delta(0,7)$ – deslocamento horizontal do pórtico preenchido para um coeficiente de atrito parede-pórtico igual a 0,7;

I_p – Momento de inércia do pilar no plano do pórtico em torno do eixo de flexão; e

I_v – Momento de inércia da viga no plano do pórtico em torno do eixo de flexão.

A Figura 3.5 apresenta os gráficos que demonstram a correlação entre o coeficiente de atrito μ e a tensão principal de compressão na parede. Nesse caso, o aumento dos valores das tensões principais na parede com o decréscimo de μ assumem valores razoavelmente relevantes (até cerca de 16%).

Figura 3.5 – Influência do coeficiente de atrito μ sobre tensões de compressão na parede



Fonte: Autor

Na Figura 3.5:

$\sigma_3(\mu)$ – tensão principal de compressão na parede;

$\sigma_3(0,7)$ – tensão principal de compressão na parede para um coeficiente de atrito parede-pórtico igual a 0,7;

I_p – Momento de inércia do pilar no plano do pórtico em torno do eixo de flexão; e

I_v – Momento de inércia da viga no plano do pórtico em torno do eixo de flexão.

3.3 Dimensões dos modelos estudados

Sabe-se que, na maioria dos projetos estruturais, os pilares centrais costumam ser mais robustos se comparados com os pilares de canto ou extremidade, uma vez que tendem a receber maiores cargas verticais. Dessa forma, foram feitos dois tipos diferentes de modelos. O primeiro tipo é referente aos modelos de pórticos isolados com pilares de mesma seção transversal. As informações dos modelos, tais como nomenclatura e dimensões dos elementos do pórtico, estão presentes na Tabela 3.3.

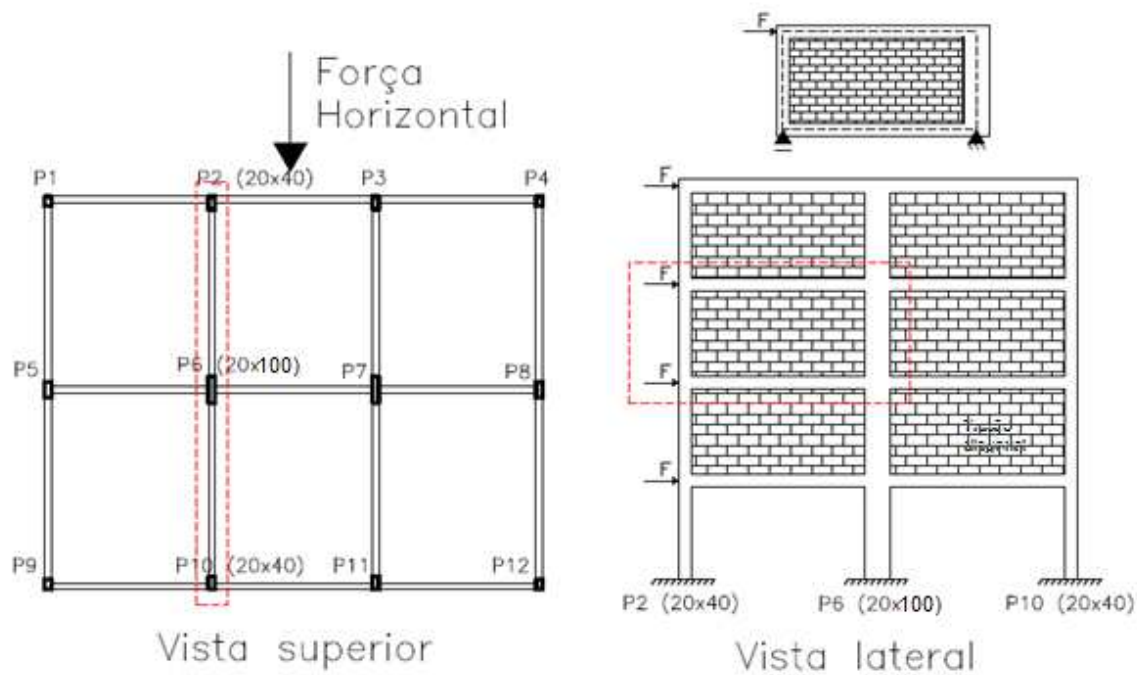
Tabela 3.3 - Nomenclatura utilizada para os modelos de pórticos preenchidos: pilares com mesma seção transversal

Pilar (cm)	Viga (cm)		
	20 x 40	20 x 50	20 x 60
Resistência do bloco: $f_b = 1,5$ MPa			
20 x 30	B15V40P30	B15V50P30	B15V60P30
20 x 40	B15V40P40	B15V50P40	B15V60P40
20 x 50	B15V40P50	B15V50P50	B15V60P50
20 x 60	B15V40P60	B15V50P60	B15V60P60
20 x 70	B15V40P70	B15V50P70	B15V60P70
20 x 80	B15V40P80	B15V50P80	B15V60P80
20 x 90	B15V40P90	B15V50P90	B15V60P90
20 x 100	B15V40P100	B15V50P100	B15V60P100
Resistência do bloco: $f_b = 3,0$ MPa			
20 x 30	B30V40P30	B30V50P30	B30V60P30
20 x 40	B30V40P40	B30V50P40	B30V60P40
20 x 50	B30V40P50	B30V50P50	B30V60P50
20 x 60	B30V40P60	B30V50P60	B30V60P60
20 x 70	B30V40P70	B30V50P70	B30V60P70
20 x 80	B30V40P80	B30V50P80	B30V60P80
20 x 90	B30V40P90	B30V50P90	B30V60P90
20 x 100	B30V40P100	B30V50P100	B30V60P100

Fonte: Autor

O segundo tipo é referente aos modelos de pórticos isolados com pilares de seção transversal diferente, simulando-se a presença de um pilar interno (de maior dimensão) e de um pilar de extremidade (de menor dimensão), assim como no exemplo da Figura 3.6. As informações dos modelos são apresentadas na Tabela 3.4. Além disso, foi mantida constante a altura das vigas em 40 cm e a altura do pilar interno em 100 cm para estes modelos.

Figura 3.6 – Esquematização para modelos de pilares de seções transversais diferentes



Fonte: Autor

Tabela 3.4 - Nomenclatura dos modelos de pórticos preenchidos: pilares com seções transversais diferentes

Altura do pilar externo (cm)	Resistência do bloco	
	$f_b = 1,5 \text{ MPa}$	$f_b = 3,0 \text{ MPa}$
30	B15PE30	B30PE30
40	B15PE40	B30PE40
50	B15PE50	B30PE50
60	B15PE60	B30PE60
70	B15PE70	B30PE70
80	B15PE80	B30PE80
90	B15PE90	B30PE90
100	B15V40P100	B30V40P100

Fonte: Autor

Em todos os modelos neste trabalho, as vigas e pilares apresentaram 20 cm de largura e as paredes, 20 cm de espessura (sem presença de aberturas). Foram admitidos blocos com duas tensões resistentes: 1,5 MPa e 3,0 MPa.

A distância entre os eixos das vigas para todos os modelos é de três metros ($H = 3,0 \text{ m}$). Já o vão teórico das vigas (distância entre eixo dos pilares) foi variado de acordo com a altura da viga, a fim de simular relações altura da seção/vão usuais em edifícios de concreto

armado. A Tabela 3.5 expressa os valores dos vãos de acordo com a altura das vigas nos modelos.

Tabela 3.5 - Seções das vigas em função do vão teórico

Viga (cm)	Vão (m)
20 x 40	4,5
20 x 50	6,0
20 x 60	7,5

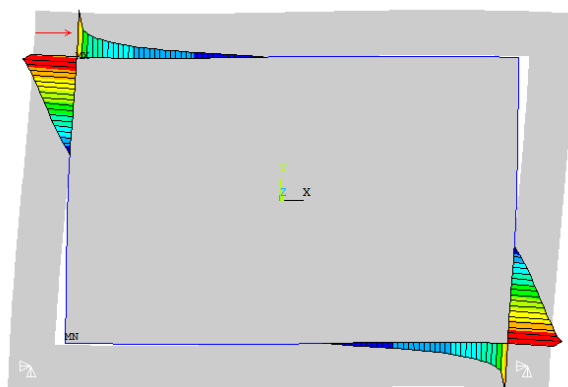
Fonte: Autor

3.4 Modelos MEF: programa ANSYS

A análise dos pórticos preenchidos via ANSYS pelo MEF foi realizada utilizando-se o elemento PLANE182 para a modelagem tanto da estrutura de concreto quanto da parede de bloco cerâmico. Este elemento é aplicado a problemas de estado plano de tensões e possui quatro nós. Cada nó do elemento possui dois graus de liberdade, sendo as translações nas direções X e Y. Essas direções formam o plano XY em que se encontra o pórtico preenchido.

A consideração do contato entre a parede e o pórtico é muito importante, uma vez que, o pórtico preenchido submetido, à ação de forças horizontais, apresenta uma concentração de tensões nos cantos da diagonal comprimida e descolamento (separação) dos elementos nos cantos opostos dessa diagonal. A Figura 3.7 ilustra esse comportamento, obtido a partir do processamento de um dos modelos da Tabela 3.3 com o programa ANSYS, sendo os valores obtidos em unidade de força por área.

Figura 3.7 - Deformada de pórtico preenchido e pressão de contato entre pórtico e parede



Fonte: Autor

Um detalhe observado por Doudomis (2007) é que, para uma determinada variação de força aplicada, os pares nodais que perdem o contato inicial (cantos da diagonal tracionada) e os pares nodais que se mantêm em contato (cantos da diagonal comprimida) não se alteram. Resumindo, o padrão de contato entre os elementos do pórtico preenchido deformado mantém-se inalterado, sendo independente da força aplicada.

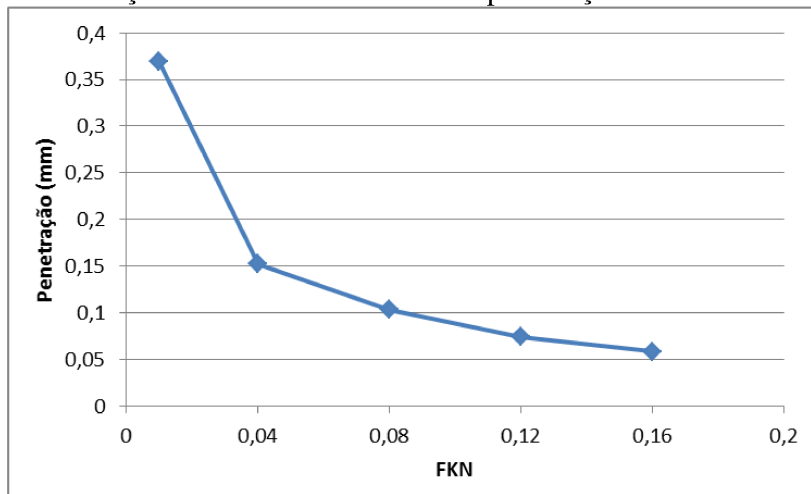
Em relação ao problema de contato, os elementos CONTA172/TARGE169 foram utilizados para o par de contato, os quais devem permitir a simulação do deslizamento e separação entre as superfícies do pórtico de concreto armado e da parede de alvenaria.

Durante a modelagem no programa ANSYS, foi necessário a verificação de alguns parâmetros relacionados ao problema de contato. Os parâmetros envolvidos estão essencialmente relacionados à penetração de um elemento em outro. Fisicamente, pela impossibilidade de dois corpos não ocuparem o mesmo espaço, a penetração esperada nas análises numéricas seria igual a 0. Porém, devido à dificuldade de convergência numérica, pequenas penetrações são toleradas na solução de problemas de contato (SILVA, 2009).

O fator de rigidez normal de contato (FKN) é o principal parâmetro relacionado ao problema de contato no programa ANSYS, sendo responsável pela penetração entre os corpos em contato. Quanto maior este fator, menor a penetração. Dessa forma, o ideal seria utilizar valores altos o suficiente para que a penetração seja praticamente nula. Porém, segundo Silva (2009), “valores muito elevados desta rigidez podem ocasionar problemas de condicionamento da matriz de rigidez do sistema”. Com isso, neste trabalho buscou-se um valor máximo para essa rigidez de tal forma que houvesse convergência numérica com a menor penetração possível.

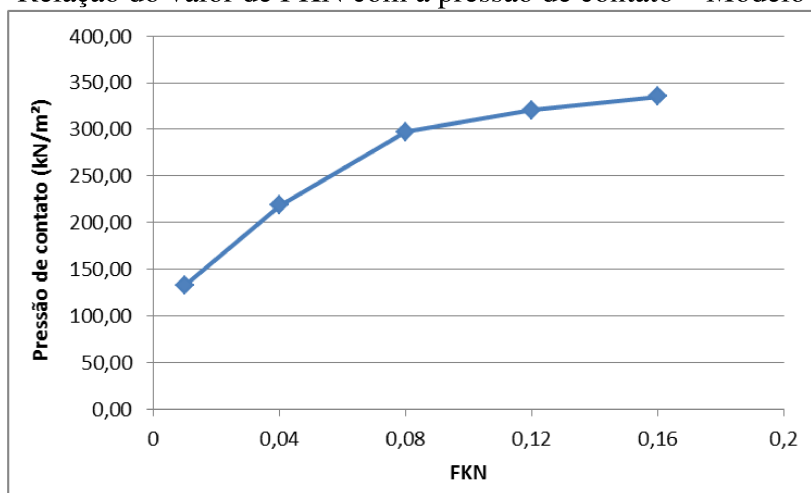
Vale ressaltar que, quanto maior o valor da rigidez normal de contato, maior o número de iterações e, conseqüentemente, o tempo de processamento da estrutura. As Figuras 3.8, 3.9 e 3.10 mostram os gráficos que relacionam o parâmetro FKN com a penetração alcançada, a pressão de contato e o número de iterações necessário em um dos modelos estudados, respectivamente.

Figura 3.8 - Relação do valor de FKN com a penetração – Modelo B30V40P50



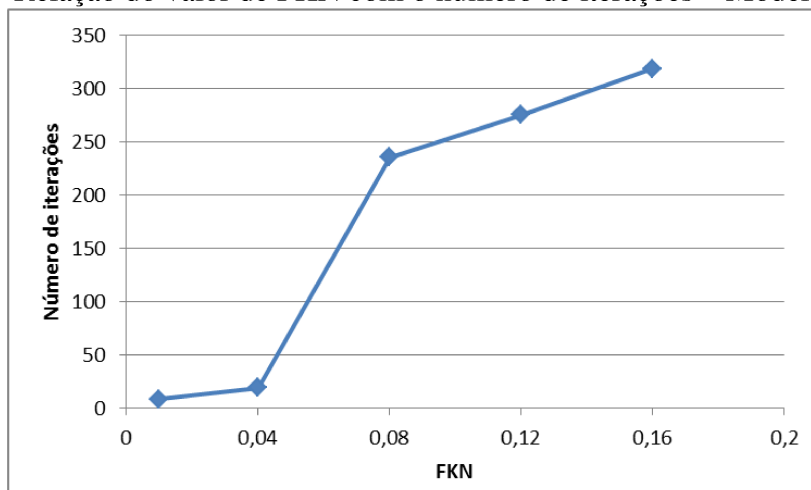
Fonte: Autor

Figura 3.9 - Relação do valor de FKN com a pressão de contato – Modelo B30V40P50



Fonte: Autor

Figura 3.10 - Relação do valor de FKN com o número de iterações – Modelo B30V40P50

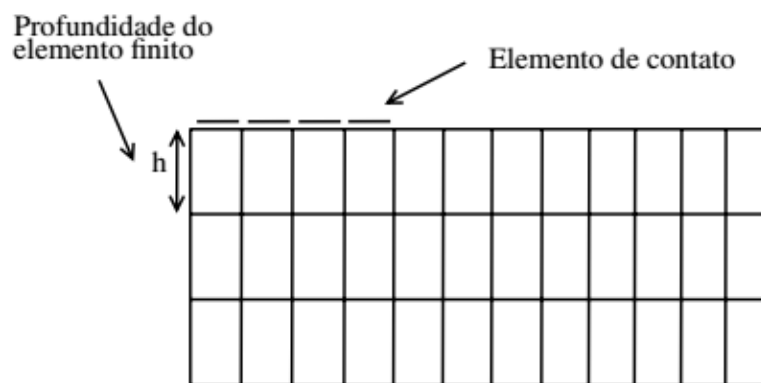


Fonte: Autor

Outro parâmetro é o limite de penetração (FTOLN), utilizado para definir qual a máxima penetração permitida entre os elementos em contato. Essa máxima penetração permitida é resultado do produto entre a profundidade (h) do elemento finito adjacente ao elemento de contato (Figura 3.11) e o fator de tolerância à penetração (FTOLN), definidos pelo usuário. Se a penetração for maior que esse limite, então a solução é considerada inadequada (SILVA, 2009).

“Um interesse para se utilizar um fator que especifique a penetração permitida ao invés de se especificar diretamente o limite de penetração desejado é tornar possível a escolha do fator de penetração de forma independente do problema. Para componentes de grandes dimensões, com elementos finitos maiores, a penetração determinada com o uso de FTOLN será proporcionalmente maior. Para componentes de dimensões menores com menores elementos finitos, será adotado um menor limite de penetração.” (SILVA, 2009, pg. 12)

Figura 3.11 - Esquematização do elemento de contato em relação à profundidade do elemento



Fonte: SILVA (2009)

Neste trabalho, foram feitos elementos com malhas de 5 x 5 cm em todos os modelos e utilizado o valor padronizado pelo ANSYS do FTOLN em 0,1. Apesar do limite de penetração ser de 0,5 cm em qualquer direção de contato, os valores obtidos nas penetrações são muito menores que este valor, variando entre 0,05 e 0,15 mm. Na tentativa de melhorar os resultados, foram feitas simulações com valores de FTOLN menores. Essa diminuição permitiu a utilização de maiores valores de FKN, porém os resultados analisados das simulações não tiveram alteração, tendendo sempre aos mesmos valores obtidos anteriormente. Logo, não houve a necessidade de alterar esse valor nas simulações por MEF.

Adotou-se o critério de Coulomb (Equação 3.7) para simular a resistência ao cisalhamento entre a parede de alvenaria e o pórtico de concreto.

$$\tau = \tau_0 + \mu \cdot \sigma \quad \text{Equação 3.7}$$

onde:

τ – Tensão de cisalhamento mobilizada

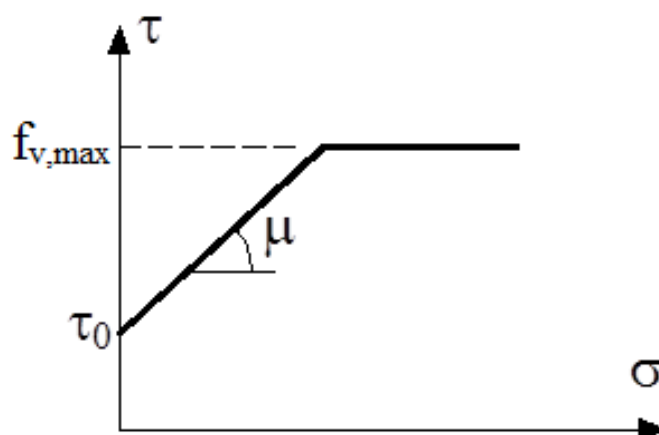
τ_0 – Coesão;

μ – Coeficiente de atrito entre a parede e o pórtico de concreto; e

σ – pressão de contato entre a parede e o pórtico de concreto.

É importante lembrar que a tensão resistente f_v (conforme Equação 3.5) consiste numa tensão média, considerando todo o painel de alvenaria. Como a análise por elementos finitos não fornece a tensão média e sim tensões nos pontos nodais, é necessário definir a máxima tensão resistente ao cisalhamento ($f_{v,max}$). Logo, como o painel se trata de uma seção retangular, a máxima tensão resistente ao cisalhamento ($f_{v,max}$) mobilizada entre as duas superfícies foi limitada à tensão resistente média ao cisalhamento da alvenaria (f_v) multiplicada por 1,5. Dessa forma, o gráfico da tensão resistente ao cisalhamento entre as superfícies (τ) vs. pressão de contato (σ) possui a forma ilustrada na Figura 3.12.

Figura 3.12 - Critério de resistência adotado para o cisalhamento entre as superfícies.



Fonte: Autor

Os três parâmetros que definem o gráfico da Figura 3.11 no programa ANSYS recebem a nomenclatura apresentada na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Parâmetros associados ao cisalhamento utilizados no problema de contato

Parâmetro	ANSYS	Valor
Coesão (τ_0)	COHE	$\tau_0 = \frac{f_p}{40}$
Máxima tensão resistente de cisalhamento ($f_{v,max}$)	TAUMAX	$f_{v,max} = 1,5 \cdot f_v$
Coefficiente de atrito (μ)	Friction coefficient	0,7

Fonte: Autor

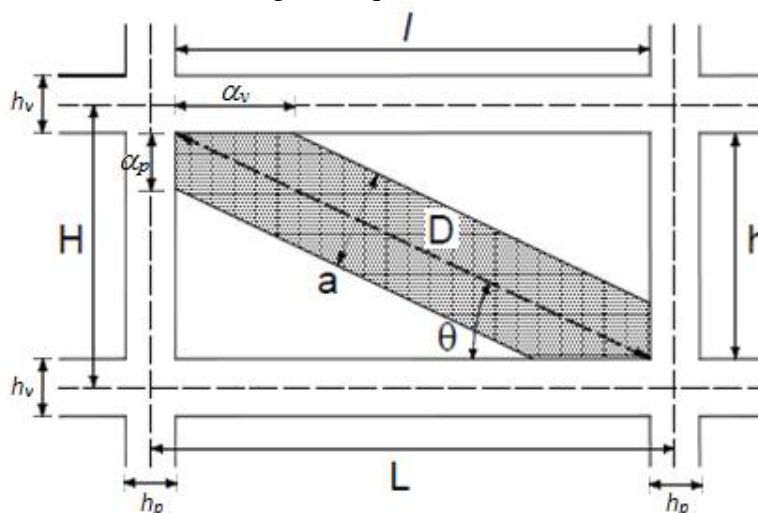
3.5 Modelos de diagonal equivalente - MDE

3.5.1 CÁLCULO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE

As larguras das diagonais equivalentes foram obtidas de duas formas, a saber: i) por meio das expressões analíticas da literatura (vide Tabela 3.7); ii) obtida a partir de calibração dos modelos MDE com resultados fornecidos com os modelos MEF, sendo a igualdade de deslocamento horizontal o critério de calibração.

As expressões para o cálculo da largura da diagonal equivalente podem ser visualizadas na Tabela 3.7, enquanto que na Figura 3.13 são ilustrados os parâmetros geométricos utilizados nas equações.

Figura 3.13 - Dimensões do pórtico preenchido empregadas no cálculo da largura da diagonal equivalente (a)



Fonte: Adaptado de SILVA (2014)

Tabela 3.7 - Expressões para o cálculo da diagonal equivalente (a)

Autores	Expressões
Mainstone (1974)	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$
Hendry (1981)	$a = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2} \quad \alpha_v = \frac{\pi}{\lambda_v} \leq 1 \quad \alpha_p = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_p} \leq h$
Liaw e Kwan (1984)	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$
Decanini e Fantin (1987): fissurada	$\lambda \leq 7,85 \quad a = \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) \cdot D \quad \lambda > 7,85 \quad a = \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) \cdot D$
Decanini e Fantin (1987): não fissurada	$\lambda \leq 7,85 \quad a = \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) \cdot D \quad \lambda > 7,85 \quad a = \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) \cdot D$
Paulay e Priestley (1992)	$a = \frac{D}{4}$
Durrani e Luo (1994)	$a = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D$ $\gamma = 0,32 \sqrt{\text{sen}(2\theta)} \cdot \left(\frac{H^4 \cdot E \cdot t}{m \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}\right)^{-0,1}$ $m = 6 \cdot \left(\frac{1 + 6 \cdot E_v \cdot I_v \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L}\right)$
Chrysostomou e Asteris (2012)	$a = 0,27 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$

Fonte: Autor

a – largura da diagonal equivalente

 α_p – comprimento de contato entre pórtico e pilar α_v – comprimento de contato entre pórtico e viga

D – comprimento da diagonal da parede

E – Módulo de elasticidade do material do parede

 E_p – Módulo de elasticidade do pilar E_v – Módulo de elasticidade da viga

h – altura da parede

 h_p – altura da seção transversal do pilar h_v – altura da seção transversal da viga

I_p – Momento de inércia do pilar no plano do pórtico em torno do eixo de flexão

I_v – Momento de inércia da viga no plano do pórtico em torno do eixo de flexão

H – Distância entre eixos de vigas (distância entre andares)

l – Comprimento da parede

L – Distância entre eixos de pilares (vão teórico da viga)

θ – Ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal

t – espessura da parede

O fator λ_H (Equação 3.8) consiste na multiplicação do parâmetro de rigidez relativa entre a parede e o pilar (λ_p) com a distância entre os eixos das vigas (H). A maioria dessas expressões utiliza este fator para obter a largura da barra diagonal equivalente. No caso da expressão de Hendry (1981), que utiliza do comprimento de contato entre parede e pilar, também é utilizada a rigidez relativa entre a parede e a viga (λ_v). As Equações 3.9 e 3.10 mostram as expressões para o cálculo desses parâmetros de rigidez relativa.

$$\lambda_H = \lambda_p \cdot H \quad \text{Equação 3.8}$$

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad \text{Equação 3.9}$$

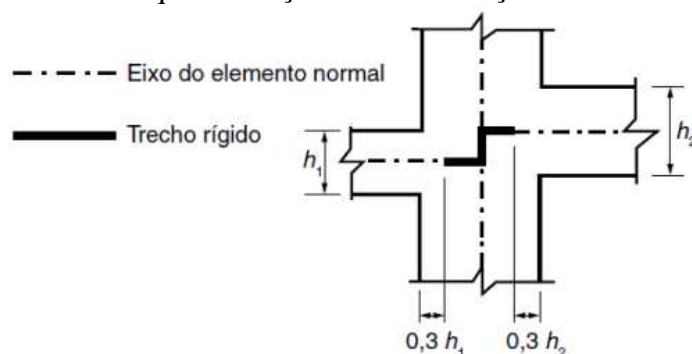
$$\lambda_v = \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_v \cdot I_v \cdot l}} \quad \text{Equação 3.10}$$

Percebe-se que expressões apresentadas na Tabela 3.7 não levam em consideração a existência de pórticos com dimensões de pilares diferentes. Por essa razão foram elaborados os modelos contidos na Tabela 3.4, visando a simulação da possibilidade de pilares com seções diferentes (por exemplo, pilar de extremidade e pilar interno).

3.5.2 CALIBRAÇÃO MDE – TRECHOS RÍGIDOS

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, pontos em que há o encontro de dois ou mais elementos lineares podem ser considerados rígidos (nós de dimensões finitas), conforme ilustrado na Figura 3.14.

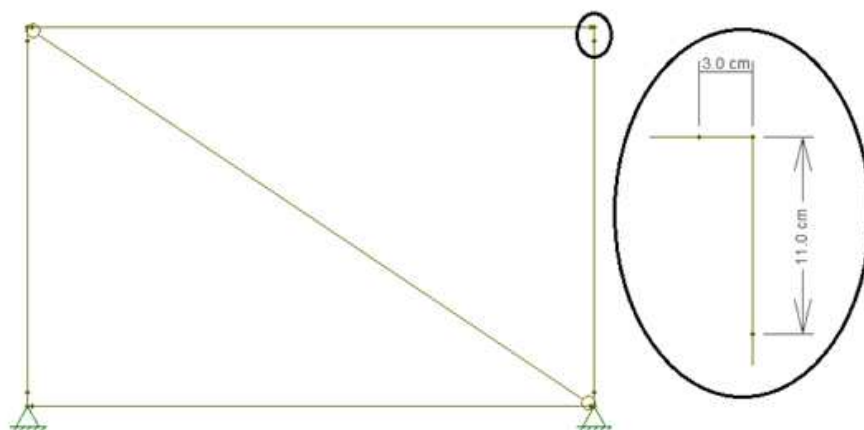
Figura 3.14 - Esquematização de consideração de trecho rígido



Fonte: ABNT NBR 6118 (2014)

Em todos os modelos MDE, foi considerada a presença de trechos rígidos. A Figura 3.15 contém uma demonstração da região de trechos rígidos em um dos modelos estudados.

Figura 3.15 - Exemplo de consideração de trecho rígido em pórtico preenchido



Fonte: Autor

A consideração dos trechos rígidos foi realizada da seguinte forma: a posição dos trechos rígidos foi definida de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, sendo o momento de inércia à flexão dos mesmos calibrados em função dos resultados obtidos com os modelos MEF. Essa calibração teve o seguinte critério: a igualdade entre o deslocamento horizontal relativo entre os modelos MDE e os modelos MEF sem parede.

Vale ressaltar que os trechos rígidos horizontais e verticais, quando presentes em um mesmo modelo, foram dimensionados com base na relação “k” entre os momentos de inércia das vigas e dos pilares de cada um dos modelos. Essa relação é descrita na Equação 3.11.

$$k = \frac{I_v}{I_p} = \frac{I_{TR,h}}{I_{TR,v}} \quad \text{Equação 3.11}$$

$I_{TR,h}$ – Momento de inércia do trecho rígido horizontal

$I_{TR,v}$ – Momento de inércia do trecho rígido vertical

3.6 Determinação da força horizontal aplicada nos modelos

Neste trabalho, foi seguido o procedimento de Alva et al. (2015) para a escolha dos valores das forças horizontais a serem aplicadas nos modelos. Inicialmente, foram aplicadas forças horizontais concentradas no eixo da viga superior dos pórticos que produzissem deslocamentos horizontais relativos iguais a $H/850$ nos modelos sem parede de preenchimento - limite recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 para a verificação dos Estados Limites de Serviço, conforme a Equação 3.12.

$$\delta_h \leq \frac{H}{850} \quad \text{Equação 3.12}$$

δ_h – Deslocamento horizontal relativo

H – Distância entre eixos de vigas (vide Figura 3.1 e Figura 3.13)

Essas forças foram reaplicadas nos modelos com paredes para a análise das solicitações nas alvenarias, a fim de verificar o nível de tensões das mesmas quando dois andares consecutivos são projetados com os limites de deslocamentos horizontais relativos da ABNT NBR 6118:2014 referentes do Estado Limite de Serviço.

Com auxílio do programa ANSYS, determinou-se a força horizontal necessária para causar o deslocamento horizontal relativo de $H/850$ nos modelos sem a presença da alvenaria de preenchimento: $3000/850 = 3,529\text{mm}$.

A Tabela 3.8 relaciona as dimensões da seção transversal (em cm) das vigas e pilares com as forças horizontais aplicadas nos modelos de pórticos com pilares de mesma seção transversal sem alvenaria. Essas forças foram posteriormente reaplicadas nos modelos de pórticos preenchidos (MEF e MDE).

Tabela 3.8 - Forças horizontais (em kN) aplicadas nos modelos de pórticos sem alvenaria, com pilares de contorno de mesma seção

Pilar (cm)	Viga (cm)		
	20 x 40	20 x 50	20 x 60
20 x 30	24,0	28,9	33,8
20 x 40	36,2	45,3	54,7
20 x 50	45,6	58,5	72,3
20 x 60	53,0	68,6	85,9
20 x 70	59,3	76,5	96,5
20 x 80	65,1	83,3	104,9
20 x 90	70,8	89,4	112,2
20 x 100	76,6	95,2	118,8

Fonte: Autor

Com os mesmos procedimentos realizados para os modelos com pilares de mesma seção transversal, determinou-se a força horizontal necessária para causar o deslocamento horizontal relativo de $H/850$ nos modelos com pilares de diferentes seções transversais sem a presença da alvenaria de preenchimento. Na Tabela 3.9 apresentam-se essas forças em função das dimensões dos pilares dos pórticos. Vale ressaltar que as dimensões da seção transversal do pilar interno é 20 cm x 100 cm e a das vigas é 20 cm x 40 cm para todos os modelos.

Tabela 3.9 - Forças horizontais (em kN) aplicadas nos modelos de pórticos sem alvenaria, com pilares de contorno de diferentes seções transversais.

Pilar externo (cm)	Força (kN)
20 x 30	41,7
20 x 40	51,7
20 x 50	58,6
20 x 60	63,4
20 x 70	67,3
20 x 80	70,6
20 x 90	73,6
20 x 100	76,6

Fonte: Autor

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

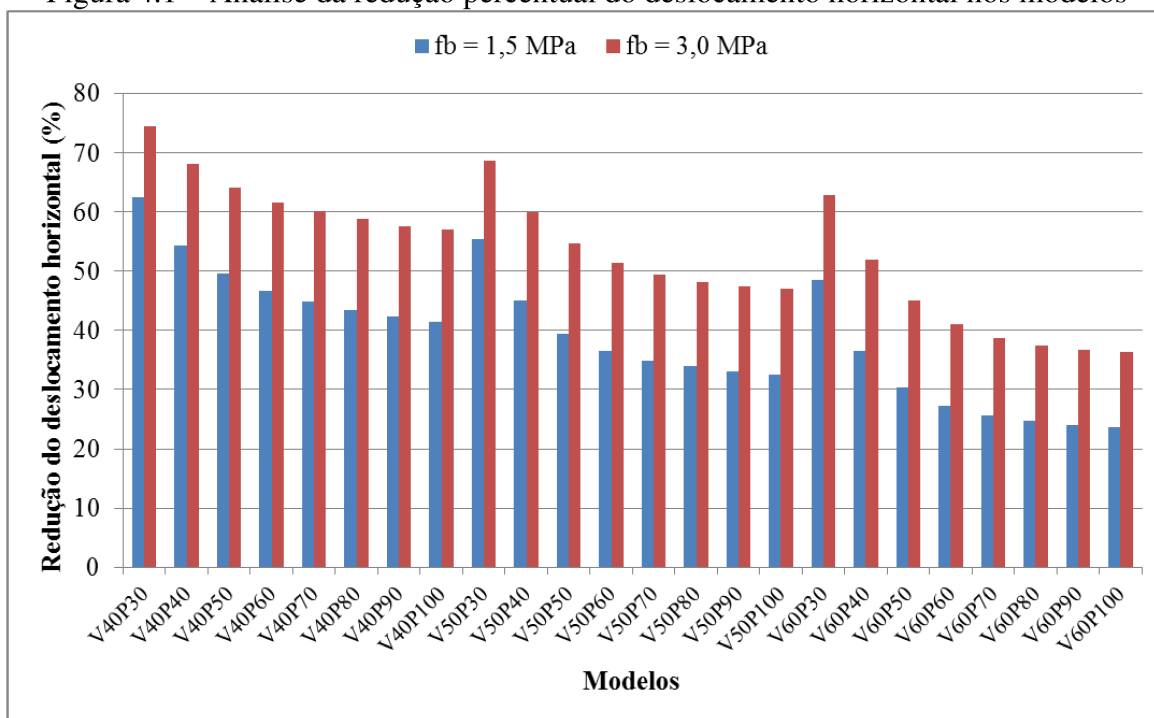
Neste capítulo são mostrados os resultados obtidos nas análises numéricas. Este é dividido em duas partes, sendo a primeira referente aos resultados dos pórticos preenchidos com pilares de mesma seção transversal e a segunda referente aos resultados dos pórticos preenchidos com pilares de diferentes seções transversais.

4.1 Modelos com pilares idênticos

4.1.1 RIGIDEZ LATERAL

A Figura 4.1 apresenta a redução percentual do deslocamento horizontal após a aplicação da alvenaria no pórtico. Foi possível perceber que o painel de preenchimento contribui, de fato, com o aumento da rigidez lateral da estrutura. Nos modelos com pilares menos rígidos a redução no deslocamento horizontal foi maior, sendo a diferença estabilizada a partir dos modelos com pilares de altura transversal igual a 60 cm.

Figura 4.1 – Análise da redução percentual do deslocamento horizontal nos modelos



Fonte: Autor

Para os modelos com resistência de bloco 1,5 MPa a redução média do deslocamento horizontal foi de 40%. Já para modelos com resistência de bloco 3,0 MPa, esse valor aumentou para 54%. Além disso, os modelos dos quais as paredes não contribuíram tanto com o aumento da rigidez lateral da estrutura foram os modelos B15V60, com uma diminuição média de 30% no deslocamento horizontal. Os modelos que obtiveram um maior aumento na rigidez global com a presença da parede foram os modelos B30V40, com uma redução média no deslocamento horizontal de 63%.

4.1.2 LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os valores da largura da diagonal equivalente calculados com as expressões da literatura (vide Tabela 3.7) e os valores da largura equivalente obtida via calibração dos resultados dos modelos MEF. A referida calibração consistiu em encontrar a largura de diagonal equivalente que conduzisse ao mesmo deslocamento horizontal relativo no correspondente modelo MEF. Nas Figuras 4.2 a 4.7 apresentam-se graficamente os resultados obtidos.

Para facilitar a identificação das expressões propostas para o cálculo da largura da diagonal equivalente nas Tabelas 4.1 e 4.2, enumeram-se os respectivos autores dessas expressões:

- 1) Mainstone (1974)
- 2) Hendry (1981)
- 3) Liaw e Kwan (1984)
- 4) Decanini e Fantin (1987): não fissurada
- 5) Decanini e Fantin (1987): fissurada
- 6) Paulay e Priestley (1992)
- 7) Durrani e Luo (1994)
- 8) Chrysostomou e Asteris (2012)

Tabela 4.1 - Valores (em cm) da largura da diagonal equivalente para resistência de bloco f_b igual a 1,5 MPa: expressões da literatura e calibração MEF

Modelos	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	Calibração MEF
B15V40P30	57,8	227,0	127,0	177,2	132,7	123,5	106,0	89,2	100,0
B15V40P40	61,9	231,1	140,4	205,7	160,3	121,4	109,0	95,5	107,5
B15V40P50	65,0	236,3	151,3	231,1	184,9	119,3	112,6	100,2	112,0
B15V40P60	67,3	234,4	160,6	254,0	207,1	117,2	116,5	103,9	115,5
B15V40P70	69,2	230,2	168,6	274,7	227,2	115,1	120,3	106,8	119,5
B15V40P80	70,7	226,1	175,5	293,5	245,6	113,1	123,9	109,1	124,5
B15V40P90	71,9	222,0	181,5	310,8	262,5	111,0	127,2	110,9	129,5
B15V40P100	72,7	218,0	186,8	326,6	278,0	109,0	130,2	112,2	134,0
B15V50P30	74,0	298,8	134,2	230,1	173,7	155,6	102,1	114,2	95,5
B15V50P40	79,4	301,2	148,8	268,1	210,3	153,3	104,8	122,5	99,0
B15V50P50	83,5	302,1	161,1	302,1	243,1	151,0	108,1	128,9	101,5
B15V50P60	86,8	297,5	171,7	332,9	272,8	148,8	111,9	133,9	105,5
B15V50P70	89,4	293,0	181,0	361,0	300,0	146,5	115,9	138,0	109,0
B15V50P80	91,5	288,5	189,3	386,7	324,9	144,2	119,9	141,2	114,0
B15V50P90	93,2	284,0	196,9	410,3	347,8	142,0	123,7	143,8	117,0
B15V50P100	94,6	279,5	203,7	431,9	369,0	139,8	127,5	145,9	121,5
B15V60P30	91,7	371,9	136,2	289,5	220,3	189,7	93,9	141,5	94,5
B15V60P40	98,6	373,3	151,3	338,7	267,4	187,4	95,9	152,2	93,0
B15V60P50	104,0	370,0	164,0	383,0	309,9	185,0	98,6	160,5	93,5
B15V60P60	108,3	365,3	175,1	423,3	348,7	182,6	101,8	167,2	95,5
B15V60P70	111,9	360,6	184,9	460,4	384,5	180,3	105,2	172,6	99,0
B15V60P80	114,8	355,8	193,8	494,7	417,5	177,9	108,7	177,1	102,0
B15V60P90	117,2	351,1	202,0	526,3	448,1	175,6	112,2	180,8	105,0
B15V60P100	119,2	346,4	209,4	555,7	476,5	173,2	115,7	183,9	109,0

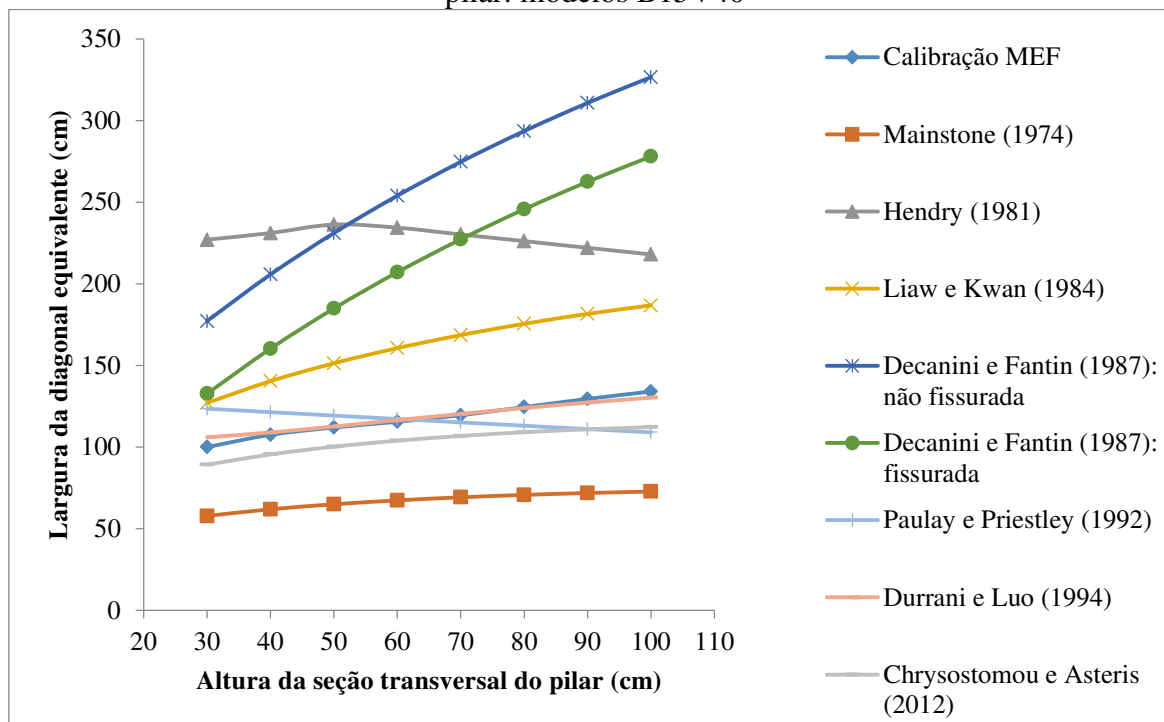
Fonte: Autor

Tabela 4.2 - Valores (em cm) da largura da diagonal equivalente para resistência de bloco f_b igual a 3,0 MPa: expressões da literatura e calibração MEF

Modelos	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	Calibração MEF
B30V40P30	53,9	215,4	116,5	155,7	112,4	123,5	98,9	83,2	88,0
B30V40P40	57,7	220,2	128,7	179,6	135,6	121,4	101,7	89,1	97,5
B30V40P50	60,6	225,7	138,8	200,8	156,2	119,3	105,1	93,5	102,5
B30V40P60	62,8	229,5	147,3	219,9	174,9	117,2	108,7	96,9	106,5
B30V40P70	64,6	230,2	154,6	237,2	191,8	115,1	112,3	99,6	111,5
B30V40P80	66,0	226,1	160,9	253,0	207,3	113,1	115,6	101,8	115,8
B30V40P90	67,0	222,0	166,5	267,3	221,4	111,0	118,7	103,4	120,0
B30V40P100	67,9	218,0	171,3	280,5	234,5	109,0	121,5	104,7	125,5
B30V50P30	69,1	282,1	123,0	201,9	147,0	155,6	95,3	106,5	84,5
B30V50P40	74,1	285,5	136,5	233,7	177,8	153,3	97,8	114,3	90,5
B30V50P50	77,9	289,5	147,7	262,2	205,4	151,0	100,9	120,3	94,0
B30V50P60	81,0	293,7	157,4	288,0	230,4	148,8	104,4	125,0	97,0
B30V50P70	83,4	291,9	166,0	311,5	253,2	146,5	108,1	128,7	99,5
B30V50P80	85,4	288,5	173,6	333,0	274,1	144,2	111,8	131,8	103,5
B30V50P90	87,0	284,0	180,5	352,7	293,4	142,0	115,4	134,2	107,5
B30V50P100	88,3	279,5	186,8	370,8	311,1	139,8	118,9	136,2	112,5
B30V60P30	85,6	356,4	124,9	253,7	186,4	189,7	87,6	132,0	85,0
B30V60P40	92,0	358,9	138,7	294,9	226,0	187,4	89,5	142,0	88,0
B30V60P50	97,1	361,9	150,4	332,0	261,8	185,0	92,0	149,7	88,5
B30V60P60	101,1	361,6	160,6	365,9	294,4	182,6	95,0	156,0	89,0
B30V60P70	104,4	359,5	169,6	396,9	324,4	180,3	98,1	161,0	90,5
B30V60P80	107,1	355,8	177,8	425,6	352,2	177,9	101,4	165,2	93,0
B30V60P90	109,4	351,1	185,2	452,1	377,9	175,6	104,7	168,7	96,5
B30V60P100	111,2	346,4	192,0	476,7	401,8	173,2	107,9	171,6	100,0

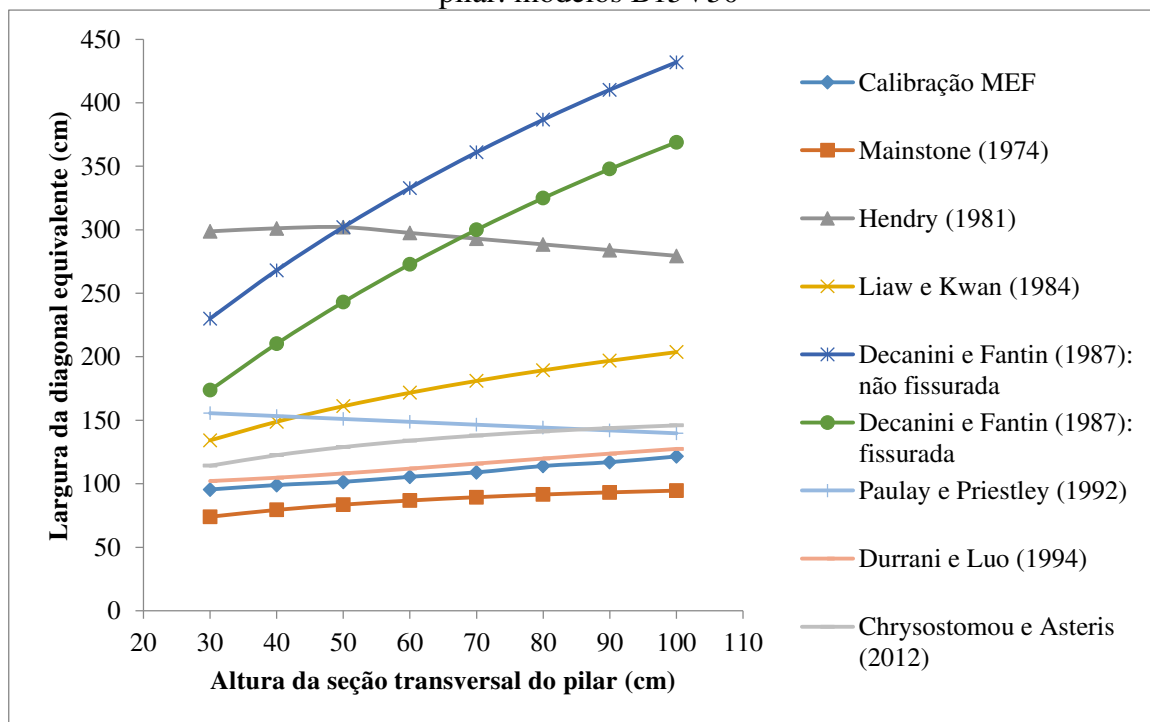
Fonte: Autor

Figura 4.2 - Largura da diagonal equivalente em função da altura da seção transversal do pilar: modelos B15V40



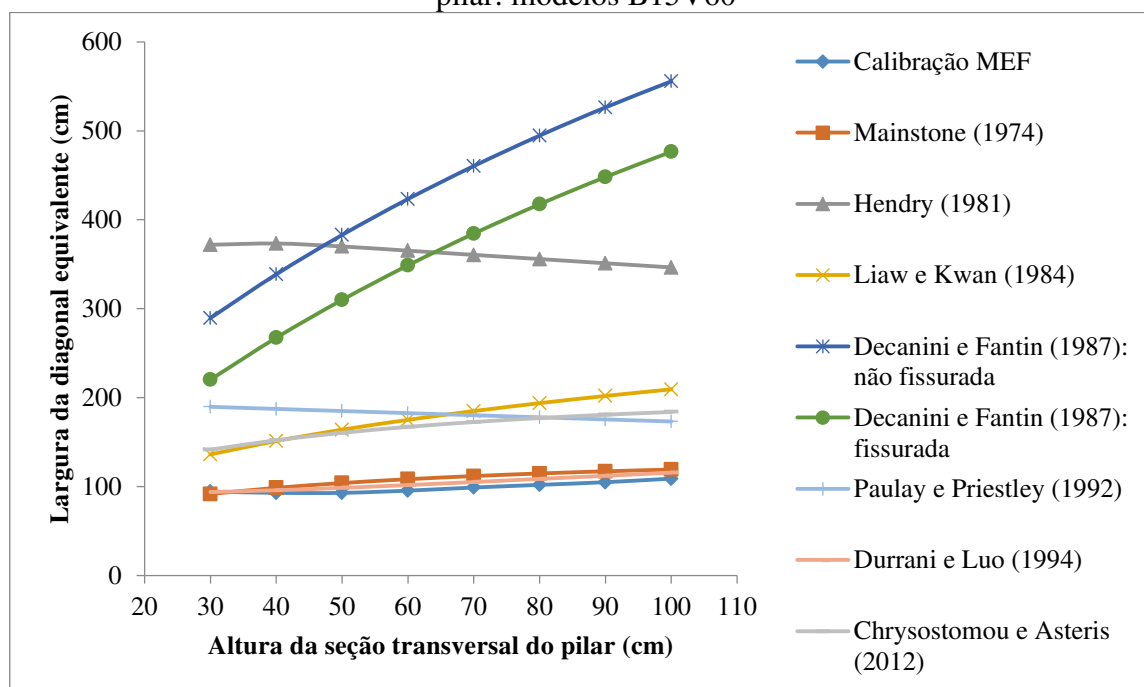
Fonte: Autor

Figura 4.3 - Largura da diagonal equivalente em função da altura da seção transversal do pilar: modelos B15V50



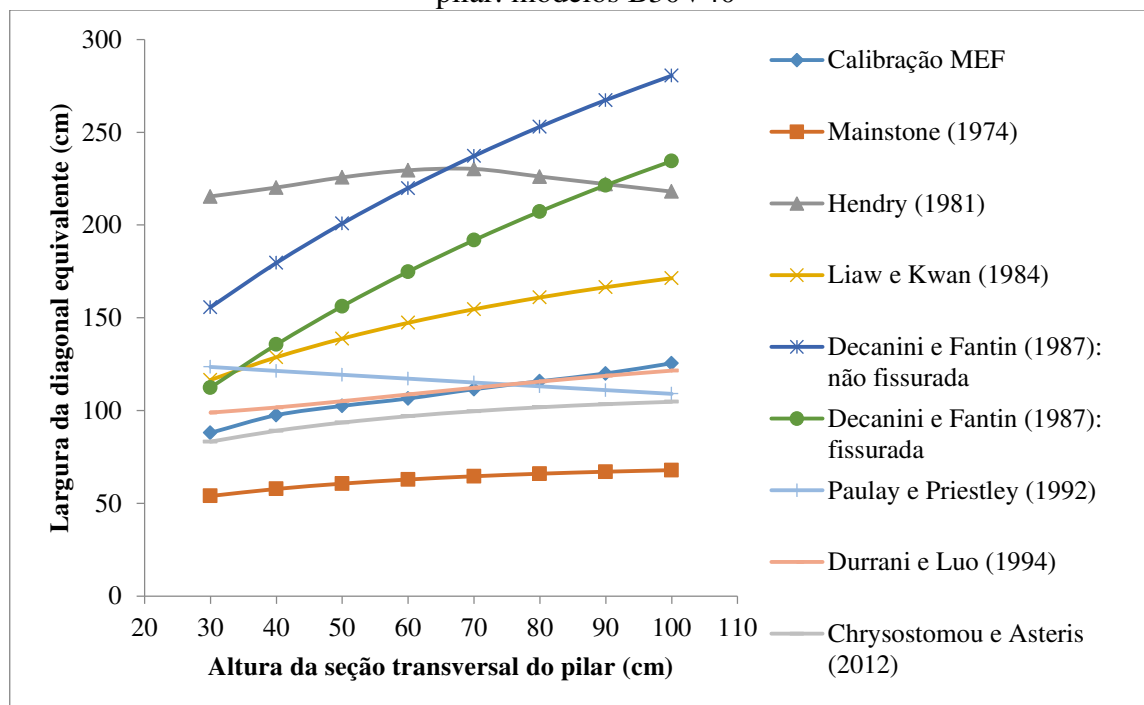
Fonte: Autor

Figura 4.4 - Largura da diagonal equivalente em função da altura da seção transversal do pilar: modelos B15V60



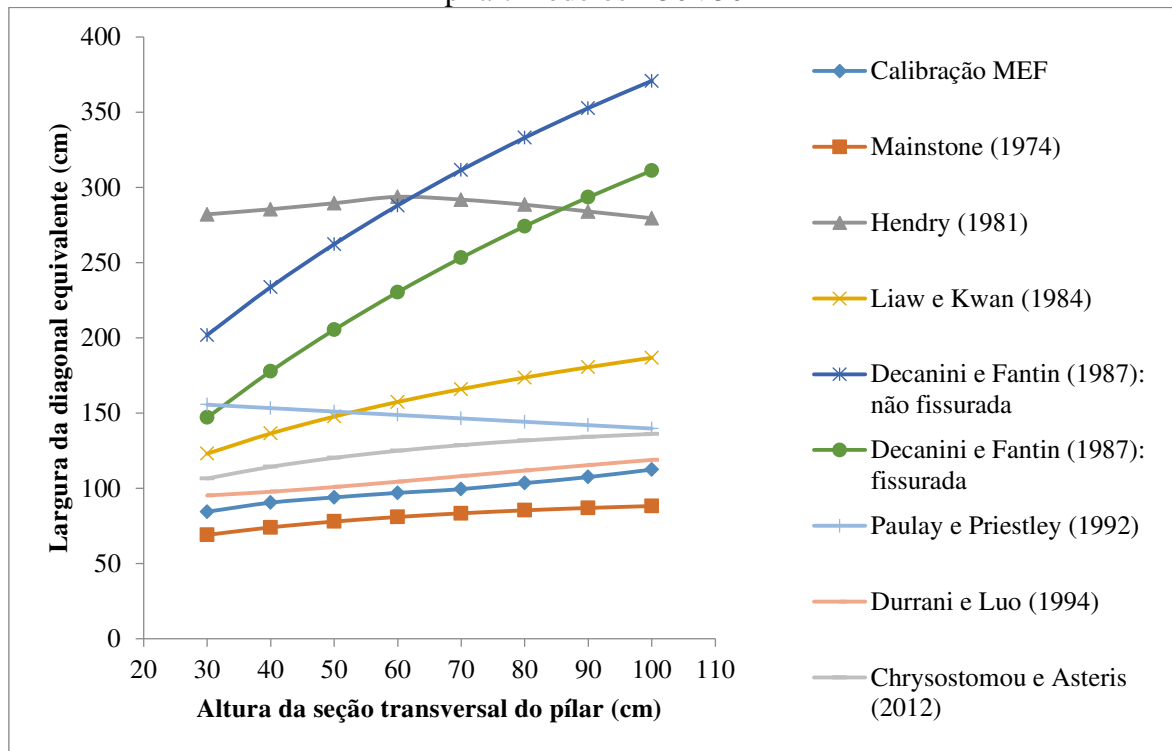
Fonte: Autor

Figura 4.5 - Largura da diagonal equivalente em função da altura da seção transversal do pilar: modelos B30V40



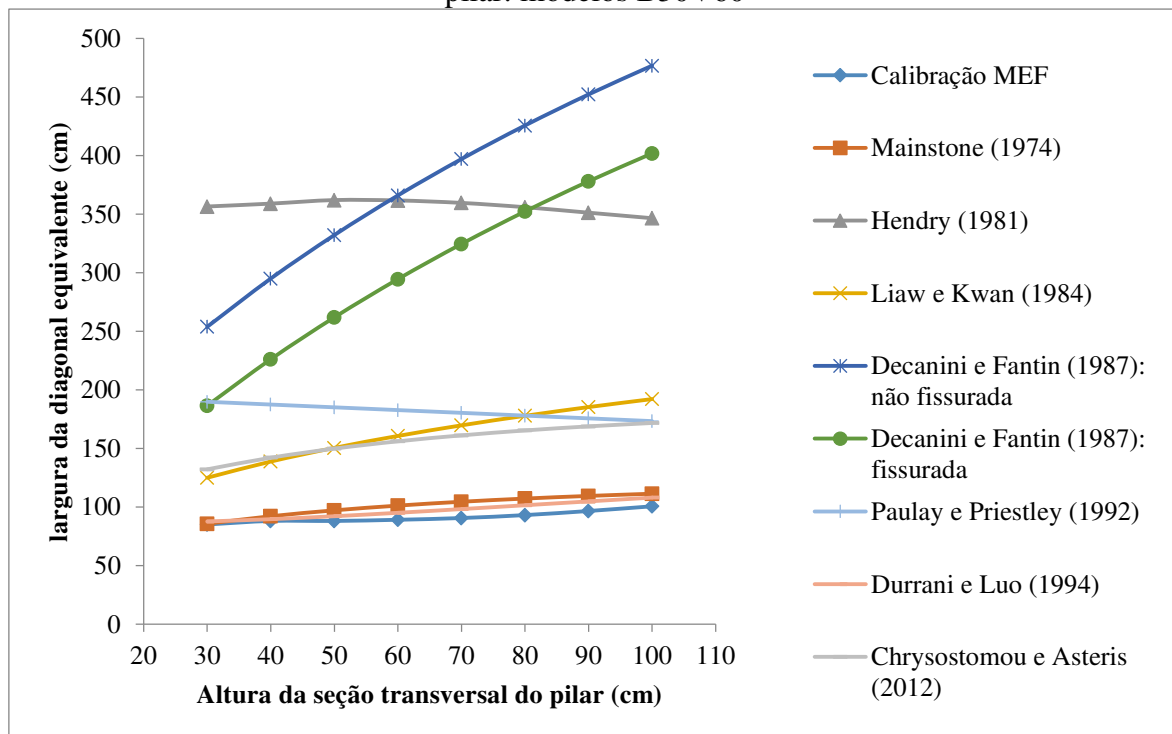
Fonte: Autor

Figura 4.6 - Largura da diagonal equivalente em função da altura da seção transversal do pilar: modelos B30V50



Fonte: Autor

Figura 4.7 - Largura da diagonal equivalente em função da altura da seção transversal do pilar: modelos B30V60



Fonte: Autor

Pelas Figuras 4.2 à 4.7, é possível notar o aumento da largura da barra diagonal à medida que se aumenta a altura da seção transversal do pilar. Com exceção da expressão de Paulay e Priestley (1992) e na de Hendry (1981), as demais expressões conseguem simular esse aumento de largura com o enrijecimento do pórtico propiciado com o aumento de rigidez do pilar. Na expressão de Hendry (1981), observa-se o aumento a largura da diagonal equivalente até pilares com altura de seção de 60 cm. Para seções maiores que 60 cm não houve mais aumento, uma vez que os comprimentos de contato do pilar-parede α_p e da viga-parede α_v (vide Tabela 3.7) estiveram limitados às dimensões da parede l e h .

O aumento da tensão resistente do bloco (de 1,5 MPa para 3,0 MPa) da alvenaria de preenchimento conduziu a uma redução média da largura da diagonal equivalente de cerca de 8%, referente aos resultados obtidos via calibração MEF. Empregando as expressões analíticas abordadas neste trabalho, tais reduções assumiram os seguintes valores: cerca de 7% para as expressões de Mainstone (1974), Durrani e Luo (1994) e Chrysostomou e Asteris (2012); cerca de 8% para a expressão de Liauw e Kwan (1984); cerca de 16% para a expressão de Decanini e Fantin (1987). Para a expressão de Hendry (1981), essa redução foi cerca de 4% para pilares com 30cm à 60cm de altura de seção transversal.

É possível notar que a expressão que mais se aproximou dos resultados da calibração MEF foi a de Durrani e Luo (1994), tendo resultados praticamente idênticos. É importante observar que isso pode ter ocorrido pelo fato de que essa expressão é a única entre as estudadas que considera as propriedades mecânicas da viga. Vale ressaltar também que essa expressão foi a única que, com o aumento da altura da viga e, conseqüentemente, do vão teórico, teve a diminuição da largura da diagonal equivalente, o que pôde ser observado nos resultados com a calibração MEF.

A expressão de Paulay e Priestley (1992) foi a única que não apresentou a tendência de aumento da largura da diagonal equivalente com o aumento da altura da seção do pilar. Isso significa que à medida que se aumentou a altura da seção transversal do pilar a largura da diagonal equivalente calculada diminuiu. Como em cada grupo de modelos foi mantido constante o vão teórico do pórtico e a distância entre eixos de vigas, ao aumentar a altura da seção do pilar o comprimento da parede diminuiu e, conseqüentemente, o comprimento da diagonal da parede.

Analisando os valores extremos fornecidos pelas expressões nas Figuras 4.2 à 4.7, percebe-se que a mais conservadora foi a de Mainstone (1974), confirmando o que consta na bibliografia internacional de que esta expressão, de fato, fornece os menores valores de largura de diagonal equivalente em relação às demais. Por sua vez, as expressões de Decanini e Fantin (1987) (parede não-fissurada) e a de Hendry (1981) foram as que forneceram os maiores valores.

4.1.3 EFEITOS DA AVALIAÇÃO DA LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE NOS ESFORÇOS SOLICITANTES

Conforme se nota nos gráficos das Figuras 4.2 à 4.7, as expressões apresentam diferenças significativas entre si para o valor da largura da diagonal equivalente. Entretanto, para a prática de projeto estrutural, as diferenças que importam são as relacionadas com os esforços solicitantes. Além disso, pelo fato de o pórtico preenchido ser constituído por dois materiais com propriedades mecânicas diferentes, não se espera que as variações percentuais na largura da diagonal equivalente sejam as mesmas ocorridas nos esforços solicitantes, quer seja na força normal da diagonal que simula a parede quer seja nos esforços solicitantes das vigas e pilares.

As Tabelas 4.3 a 4.6 contêm resultados de esforços normais na diagonal equivalente e de momentos fletores nas extremidades da viga superior para os modelos B15V40P100, B30V40P100, B15V60P30 e B30V60P100. Os resultados apresentados permitem analisar a variação ocorrida nos esforços solicitantes em função dos diferentes valores fornecidos por expressões da literatura citadas neste trabalho para a obtenção da largura da diagonal equivalente. Para facilitar a identificação das expressões utilizadas nas Tabelas 4.3 a 4.6, enumeram-se os respectivos autores das expressões:

- 1) Mainstone (1974)
- 2) Hendry (1981)
- 3) Liaw e Kwan (1984)
- 4) Decanini e Fantin (1987): não fissurada
- 7) Durrani e Luo (1994)

Tabela 4.3 – Comparações de valores obtidos no modelo B15V40P100 ($I_v/I_p = 0,064$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	(1)	(3)	(4)	(7)
Largura da diagonal equivalente (cm)	134,0	72,7	186,8	326,6	130,2
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	38,1	25,6	45,7	58,2	37,5
Momento na extremidade da viga (kN.m)	33,6	41,5	28,9	21,0	34,0

Fonte: Autor

Tabela 4.4 – Comparações de valores obtidos no modelo B30V40P100 ($I_v/I_p = 0,064$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	(1)	(3)	(4)	(7)
Largura da diagonal equivalente (cm)	125,5	67,9	171,3	280,5	121,5
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	52,4	38,4	59,2	68,7	51,7
Momento na extremidade da viga (kN.m)	24,7	33,4	20,4	14,5	25,1

Fonte: Autor

Tabela 4.5 – Comparações de valores obtidos no modelo B15V60P30 ($I_v/I_p = 8$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	(1)	(2)	(3)	(7)
Largura da diagonal equivalente (cm)	94,5	91,7	371,9	136,2	93,8
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	17,7	17,4	28,7	21,0	17,6
Momento na extremidade da viga (kN.m)	13,1	13,3	5,6	10,8	13,1

Fonte: Autor

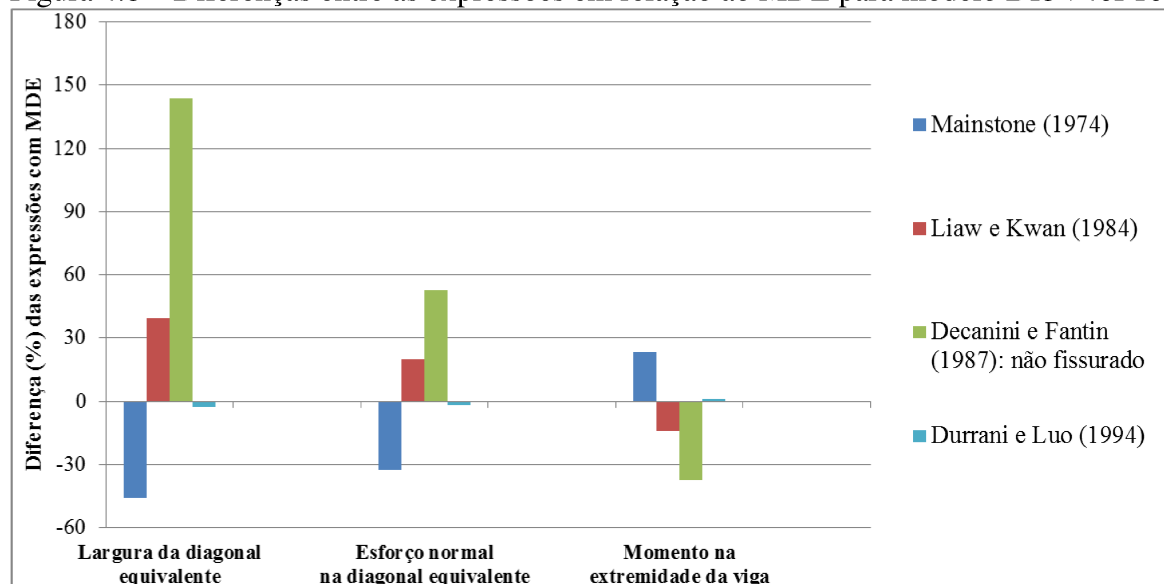
Tabela 4.6 – Comparações de valores obtidos no modelo B30V60P30 ($I_v/I_p = 8$)

Expressões analisadas	Calibração MEF	(1)	(2)	(3)	(7)
Largura da diagonal equivalente (cm)	85,0	85,6	356,4	129,4	87,6
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	22,9	23	31,9	26,2	23,2
Momento na extremidade da viga (kN.m)	9,4	9,4	3,1	7,1	9,2

Fonte: Autor

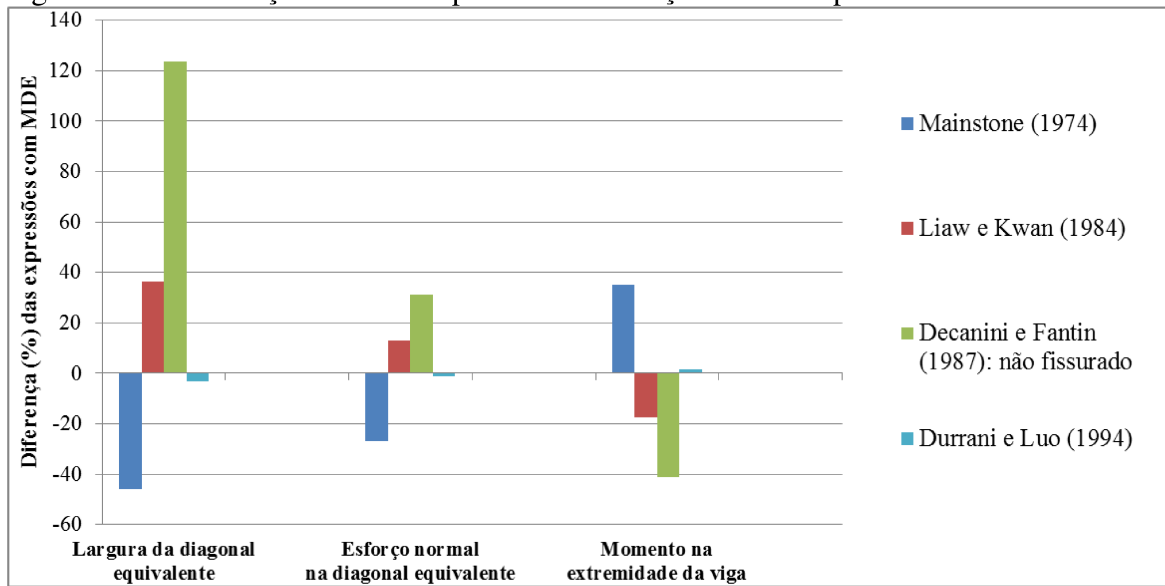
Com os resultados das Tabelas 4.3 a 4.6 foram calculadas as diferenças percentuais entre os valores de largura de diagonal equivalente, esforços normais na diagonal equivalente e momentos fletores nas extremidades das vigas para os modelos B15V40P100, B30V40P100, B15V60P30 e B30V60P100. Tais diferenças, indicadas por meio dos gráficos das Figuras 4.8 à 4.11, foram calculadas tendo como base os resultados da calibração MEF, os quais são considerados como referência (base da precisão).

Figura 4.8 – Diferenças entre as expressões em relação ao MDE para modelo B15V40P100



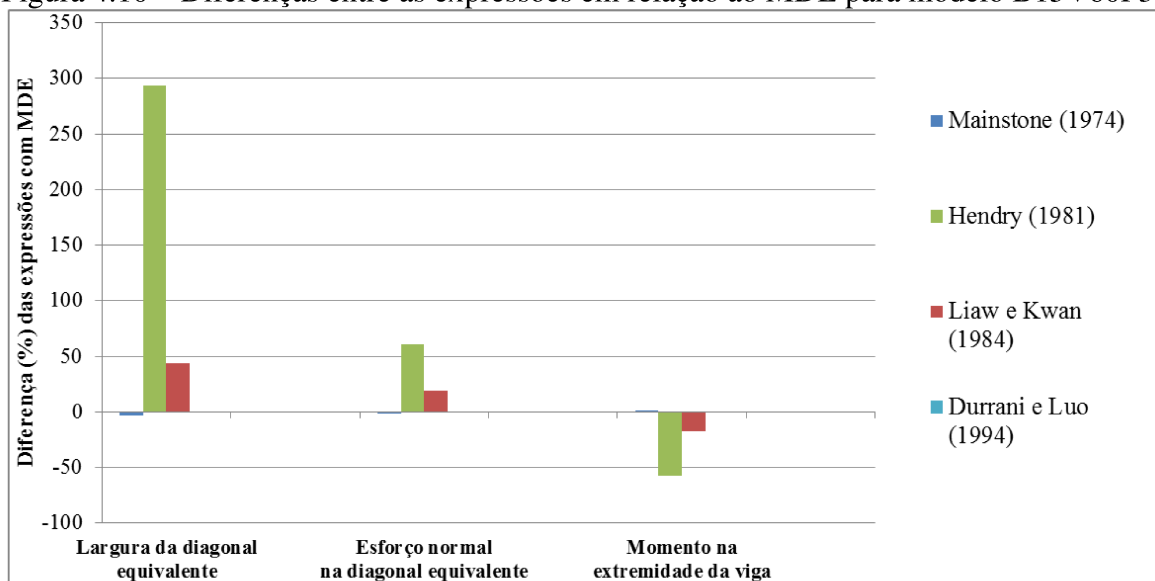
Fonte: Autor

Figura 4.9 – Diferenças entre as expressões em relação ao MDE para modelo B30V40P100



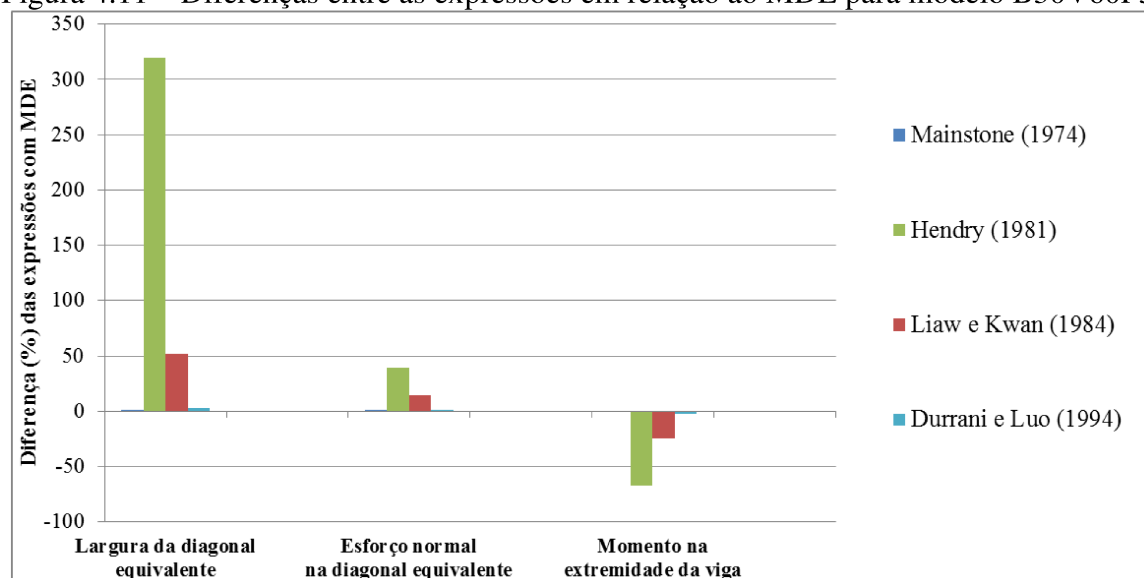
Fonte: Autor

Figura 4.10 – Diferenças entre as expressões em relação ao MDE para modelo B15V60P30



Fonte: Autor

Figura 4.11 – Diferenças entre as expressões em relação ao MDE para modelo B30V60P30



Fonte: Autor

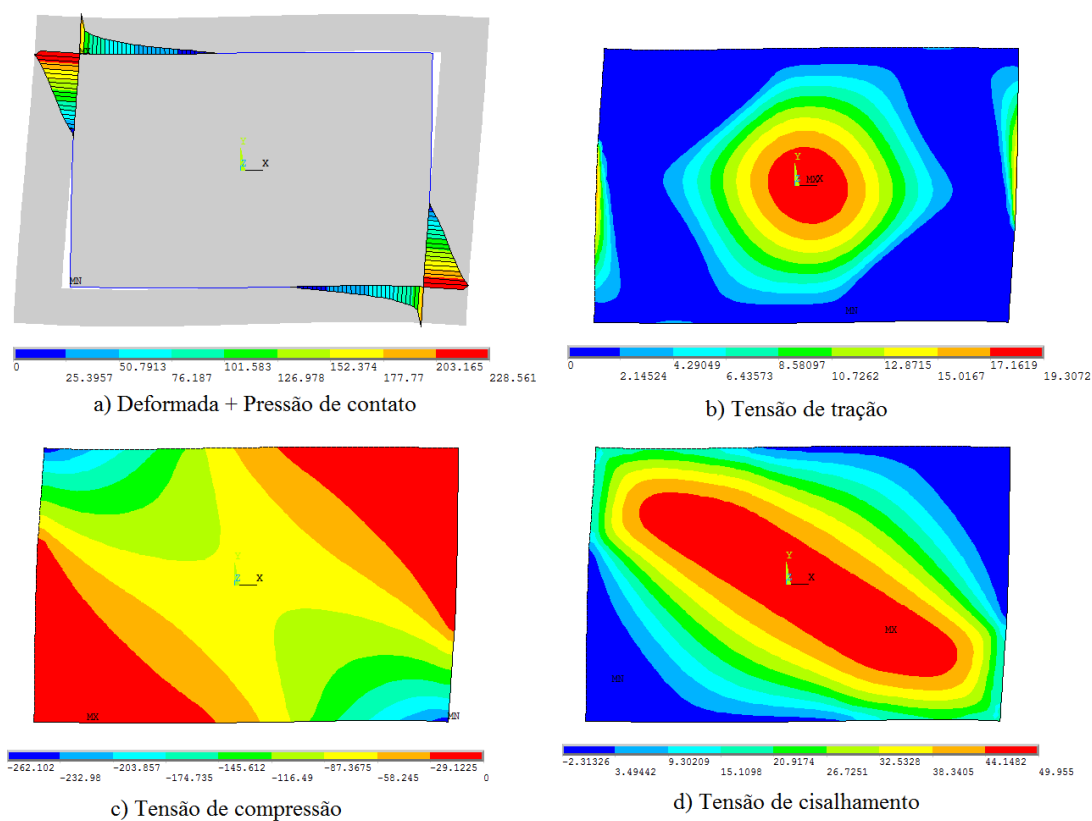
Os resultados das Figuras 4.7 a 4.11 indicam que a percentagem de perda de precisão na avaliação da largura da diagonal equivalente não se reflete igualmente na percentagem de perda de acurácia nos esforços solicitantes. Para exemplificar, pode-se analisar os resultados obtidos com o emprego da expressão de Liaw e Kwan (1984) nas Figuras 4.7 à 4.11: embora esta expressão conduza a diferenças de 40% na largura da diagonal equivalente, as diferenças em termos de esforços solicitantes foram de cerca de 16%. Esta amenização de diferenças observada nos esforços solicitantes pode auxiliar o projetista estrutural na escolha da expressão apropriada, mantendo o foco na segurança.

Por outro lado, diferença demasiadamente elevada na obtenção da largura da diagonal equivalente podem trazer prejuízos à segurança estrutural. Para exemplificar este caso, pode-se tomar como exemplo o emprego da expressão de Hendry (1981): a diferença de mais de 300% na largura da diagonal equivalente (Figura 4.11) conduziu a diferenças de momentos fletores nas extremidades da viga de até aproximadamente 60%. A expressão de Mainstone (1974), por sua vez, conduziu a diferenças entre 2% a 35% em termos de momentos nas extremidades das vigas, porém sempre a favor da segurança.

4.1.4 DEFORMADAS E TENSÕES SOLICITANTES NOS MODELOS MEF

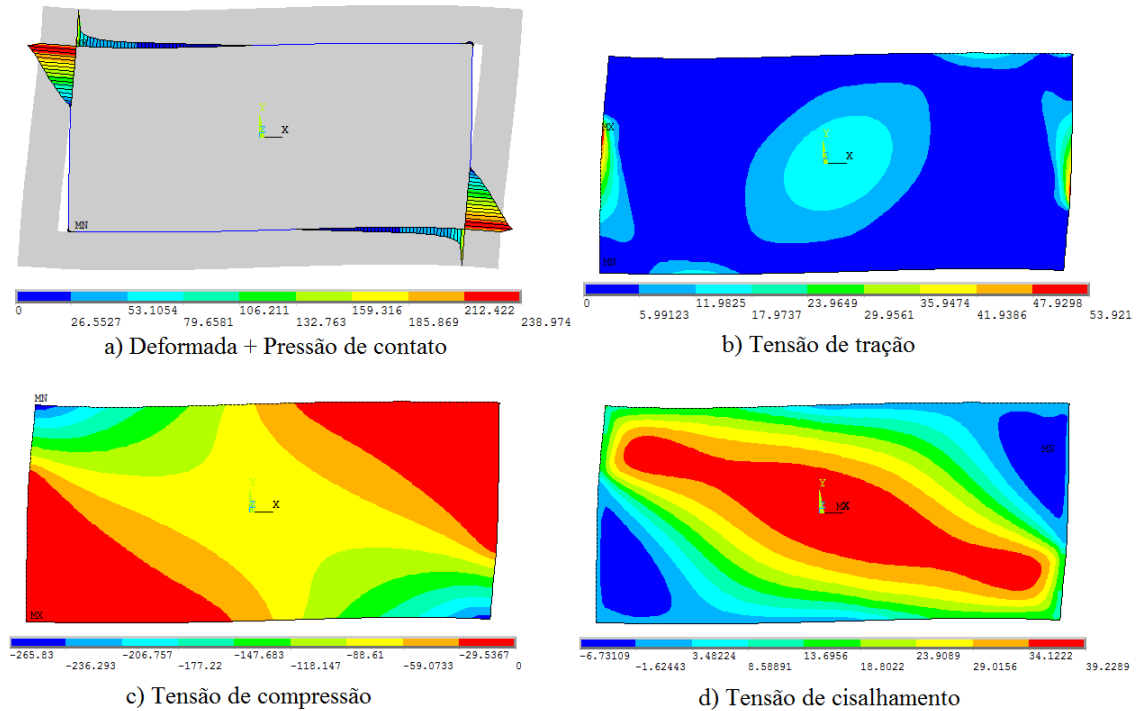
As Figuras 4.12 a 4.14 mostram as estruturas deformadas com a pressão de contato (a), as distribuições das tensões principais de tração (b), tensões principais de compressão (c) e tensões de cisalhamento (d) no painel de preenchimento de alguns dos modelos estudados. Percebe-se nessas figuras que a modelagem numérica via MEF conseguiu reproduzir o efeito esperado de separação dos cantos tracionados do painel com os pilares e as vigas de concreto armado, quando o pórtico preenchido é submetido a forças horizontais.

Figura 4.12 - Contato entre pórtico e painel e tensões solicitantes no modelo B15V40P50
(Valores de pressão e tensão em kN/m^2)



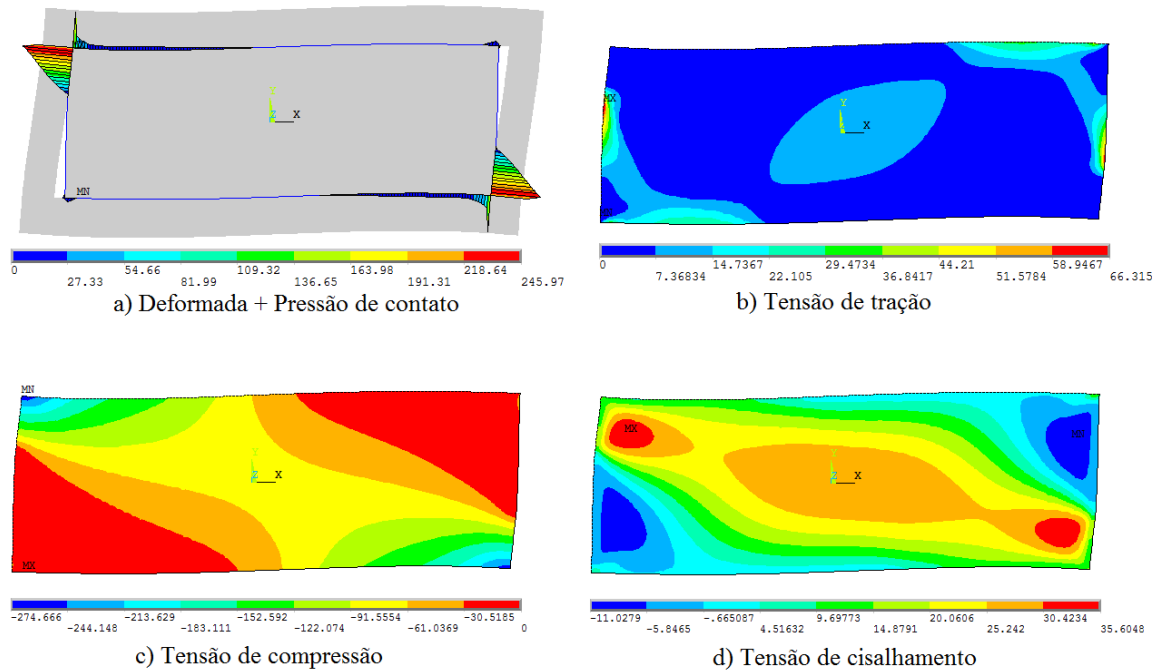
Fonte: Autor

Figura 4.13 - Contato entre pórtico e painel e tensões solicitantes no modelo B15V50P50
(Valores de pressão e tensão em kN/m^2)



Fonte: Autor

Figura 4.14 - Contato entre pórtico e painel e tensões solicitantes no modelo B15V60P50
(Valores de pressão e tensão em kN/m^2)



Fonte: Autor

As Figuras 4.12 a 4.14 demonstram que as tensões principais de compressão na parede ocorrem na região dos cantos comprimidos. As Figuras 4.13 e 4.14 indicam que há concentração de tensões de tração em regiões onde justamente se inicia a separação entre parede e pilar de concreto. Este fato exigiu-se análise cuidadosa para a extração das tensões máximas de tração apresentadas no item 4.1.4. Por sua vez, as tensões máximas de cisalhamento podem ocorrer tanto em uma região mais central da parede quanto em região mais próxima dos cantos comprimidos.

4.1.5 COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES SOLICITANTES E RESISTENTES NOS MODELOS MEF

As Tabelas 4.7 e 4.8 apresentam os valores máximos das tensões solicitantes nas paredes obtidas nos modelos MEF: tensão principal de compressão, tensão principal de tração e tensão de cisalhamento no plano da parede. Na leitura dos resultados das tensões máximas no painel, para a tensão principal de compressão foram pegos valores distantes a aproximadamente 10 cm dos cantos da parede a fim de desprezar valores decorrentes de concentrações de tensões. Para a tensão principal de tração, apesar de alguns modelos apresentarem valores máximos nas laterais da parede devido aos pontos de separação entre pórtico e painel, foram extraídos os valores de tensões no centro do painel. Para a tensão de cisalhamento, foi considerado o valor máximo fornecido pelo MEF na escala de cores.

Além disso, também são apresentados também nas Tabelas 4.7 e 4.8 os valores das tensões resistentes da parede calculadas com as recomendações de FEMA 306 (1998) e indicados os tipos de ruptura previstos por meio da comparação entre tensões solicitantes e tensões resistentes.

Tabela 4.7 - Tensões solicitantes e resistentes nas paredes com resistência de bloco 1,5 MPa: Valores em kN/m^2

$f_{c,0} = 375 \text{ kN/m}^2$ $f_{t,0} = 18,75 \text{ kN/m}^2$					
Modelo	Compressão	Tração	Cisalhamento	f_v	Tipo de fissuração
B15V40P30	158	12,3	32,4	52,6	Nenhuma
B15V40P40	205	16,9	42,6	53,6	Nenhuma
B15V40P50	233	19,3	50,0	54,7	Tração
B15V40P60	252	21,1	55,4	55,9	Tração
B15V40P70	264	22,7	59,8	57,3	Tração/Cisalhamento
B15V40P80	279	24,5	63,9	58,7	Tração/Cisalhamento
B15V40P90	292	26,4	68,0	60,3	Tração/Cisalhamento
B15V40P100	306	28,1	72,2	62,1	Tração/Cisalhamento
B15V50P30	173	7,5	26,7	43,0	Nenhuma
B15V50P40	217	12,2	36,0	43,3	Nenhuma
B15V50P50	237	15,7	39,2	43,7	Nenhuma
B15V50P60	254	16,9	42,4	44,0	Nenhuma
B15V50P70	265	17,7	45,0	44,4	Cisalhamento
B15V50P80	280	18,7	47,8	44,9	Cisalhamento
B15V50P90	285	19,6	50,2	45,3	Tração/Cisalhamento
B15V50P100	295	20,8	52,8	45,8	Tração/Cisalhamento
B15V60P30	191	4,5	20,4	38,7	Nenhuma
B15V60P40	227	6,4	25,7	38,9	Nenhuma
B15V60P50	244	7,4	30,4	39,1	Nenhuma
B15V60P60	260	8,0	36,7	39,3	Nenhuma
B15V60P70	267	8,3	37,2	39,4	Nenhuma
B15V60P80	274	8,6	38,0	39,6	Nenhuma
B15V60P90	280	8,8	38,7	39,8	Nenhuma
B15V60P100	288	8,9	39,6	40,1	Nenhuma

Fonte: Autor

Tabela 4.8 - Tensões solicitantes e resistentes nas paredes com resistência de bloco 3,0 MPa: Valores em kN/m^2

$f_{c,0} = 750 \text{ kN/m}^2$ $f_{t,0} = 37,5 \text{ kN/m}^2$					
Modelo	Compressão	Tração	Cisalhamento	f_v	Tipo de fissuração
B30V40P30	216	15,4	40,9	102,3	Nenhuma
B30V40P40	300	22,1	56,0	104,2	Nenhuma
B30V40P50	347	25,7	67,8	106,3	Nenhuma
B30V40P60	374	28,1	76,5	108,7	Nenhuma
B30V40P70	395	30,5	83,4	111,2	Nenhuma
B30V40P80	406	33,1	89,2	114,1	Nenhuma
B30V40P90	416	35,2	94,9	117,2	Nenhuma
B30V40P100	447	38,1	101,9	120,7	Tração
B30V50P30	243	11,0	35,0	83,5	Nenhuma
B30V50P40	330	17,6	44,7	84,2	Nenhuma
B30V50P50	377	22,3	57,4	84,9	Nenhuma
B30V50P60	414	23,4	63,4	85,6	Nenhuma
B30V50P70	427	24,4	67,2	86,4	Nenhuma
B30V50P80	444	25,5	71,2	87,3	Nenhuma
B30V50P90	458	26,7	75,1	88,1	Nenhuma
B30V50P100	480	28,1	79,7	89,1	Nenhuma
B30V60P30	276	10,6	27,2	75,4	Nenhuma
B30V60P40	369	15,9	39,4	75,7	Nenhuma
B30V60P50	429	17,9	50,8	76,1	Nenhuma
B30V60P60	459	19,5	53,0	76,4	Nenhuma
B30V60P70	462	20,2	53,0	76,8	Nenhuma
B30V60P80	476	20,9	54,3	77,2	Nenhuma
B30V60P90	488	21,5	55,8	77,6	Nenhuma
B30V60P100	500	21,8	57,6	78,0	Nenhuma

Fonte: Autor

Em todos os 48 modelos analisados, não houve a ruptura por compressão diagonal. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 1,5 MPa, a relação entre a tensão principal de compressão e a resistência à compressão diagonal situou-se entre 0,42 e 0,77, com um valor médio de 0,67. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 3,0 MPa, a relação entre a tensão principal de compressão e a resistência à compressão

diagonal situou-se entre 0,29 e 0,67, com um valor médio de 0,53. É importante destacar que a não ocorrência da ruptura por compressão diagonal tornam válidos os resultados obtidos neste trabalho, uma vez que o esgotamento da capacidade resistente de pórticos preenchidos em geral ocorre por este tipo de ruptura, conforme indicam Parsekian, Hamid e Drysdale (2013), Flanagan e Bennett (1999) e FEMA 306 (1998).

A ocorrência de fissuração foi prevista em 11 modelos. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 3,0 MPa, a relação entre a tensão principal de tração e a resistência à tração diagonal situou-se entre 0,28 e 1,02, com um valor médio de 0,62. Houve apenas um modelo com fissuração prevista, sendo esta associada à tração diagonal. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 1,5 MPa, houve 10 modelos com fissuração prevista. A relação entre a tensão principal de tração e a resistência à tração diagonal situou-se entre 0,24 e 1,50, com um valor médio de 0,80. A relação entre as tensões solicitantes e resistentes de cisalhamento situaram-se entre 0,62 e 1,16, com um valor médio de 0,92.

Entre os 10 modelos mencionados, em sete a fissuração inicia-se por tração diagonal e nos três restantes a fissuração inicia-se por cisalhamento. É importante destacar que a ocorrência da fissuração por tração diagonal não é um modo de ruína (esgotamento da capacidade resistente) do painel de alvenaria, mas está relacionada com um Estado Limite de Serviço, conforme indicam Saneinejad e Hobbs (1995).

4.2 Modelos com pilares de diferentes seções transversais

4.2.1 LARGURA DA DIAGONAL EQUIVALENTE

As Tabelas 4.9 e 4.10 apresentam os valores da largura da diagonal equivalente calculados com duas das expressões da literatura (vide Tabela 3.7) e os valores da largura equivalente obtida com a calibração com resultados dos modelos MEF. As duas expressões escolhidas foram as expressões de Durrani e Luo (1994) e Chrysostomou e Asteris (2012), as quais forneceram valores de largura da diagonal equivalentes mais próximos aos obtidos com o valor da largura calibrada com os resultados dos modelos MEF de viga 20 x 40 cm.

Como nas expressões analíticas para a obtenção da largura da diagonal equivalente não existe a diferenciação em casos de pórticos com pilares de diferentes alturas, foram testados quatro valores distintos para a altura da seção do pilar a serem utilizados nas expressões:

- Altura da seção do pilar externo (h_{ext} : pilar menos rígido);
- Altura da seção do pilar interno (h_{int} : pilar mais rígido);
- Valor médio entre as alturas dos dois pilares (h_{med});
- Valor médio entre os momentos de inércia à flexão dos dois pilares (I_{med}).

Tabela 4.9 - Valores (em cm) da largura da diagonal equivalente: expressão de Durrani e Luo (1994) e calibração MEF.

Modelo	h_{ext}	h_{int}	h_{med}	I_{med}	Calibração MEF
B15PE30	105,8	132,3	118,4	124,6	120,5
B15PE40	108,5	132,0	120,3	124,8	121,0
B15PE50	112,0	131,8	122,1	125,2	123,0
B15PE60	115,8	131,5	123,9	125,8	125,5
B15PE70	119,6	131,2	125,6	126,6	127,5
B15PE80	123,4	130,9	127,2	127,6	129,5
B15PE90	126,9	130,6	128,8	128,9	132,5
B30PE30	98,7	123,4	110,5	116,3	109,0
B30PE40	101,3	123,2	112,3	116,4	111,5
B30PE50	104,5	123,0	114,0	116,8	114,0
B30PE60	108,0	122,7	115,6	117,3	116,5
B30PE70	111,6	122,5	117,2	118,1	118,0
B30PE80	115,1	122,2	118,7	119,1	121,5
B30PE90	118,4	121,8	120,1	120,2	123,0

Fonte: Autor

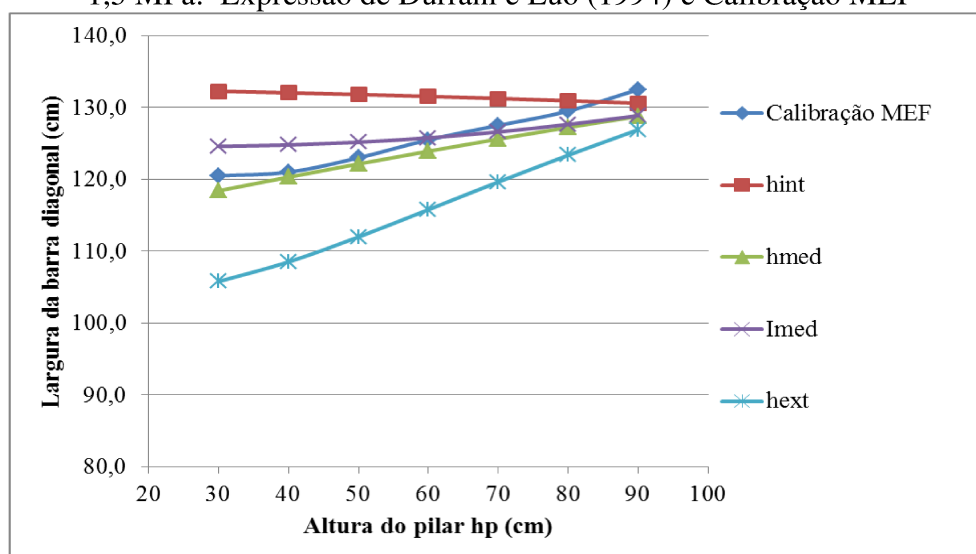
Tabela 4.10 - Valores (em cm) da largura da diagonal equivalente: expressão de Chrysostomou e Asteris (2012) e calibração MEF.

Modelo	h_{ext}	h_{int}	h_{med}	I_{med}	Calibração MEF
B15PE30	83,6	120,0	105,4	112,2	120,5
B15PE40	90,3	118,8	106,8	111,6	121,0
B15PE50	95,6	117,7	108,0	111,1	123,0
B15PE60	100,0	116,6	109,1	111,0	125,5
B15PE70	103,8	115,5	110,0	111,0	127,5
B15PE80	107,0	114,4	110,9	111,3	129,5
B15PE90	109,8	113,3	111,6	111,7	132,5
B30PE30	78,0	111,9	98,4	104,7	109,0
B30PE40	84,2	110,9	99,6	104,1	111,5
B30PE50	89,2	109,8	100,8	103,7	114,0
B30PE60	93,3	108,8	101,8	103,5	116,5
B30PE70	96,8	107,8	102,6	103,6	118,0
B30PE80	99,8	106,8	103,4	103,8	121,5
B30PE90	102,4	105,7	104,1	104,2	123,0

Fonte: Autor

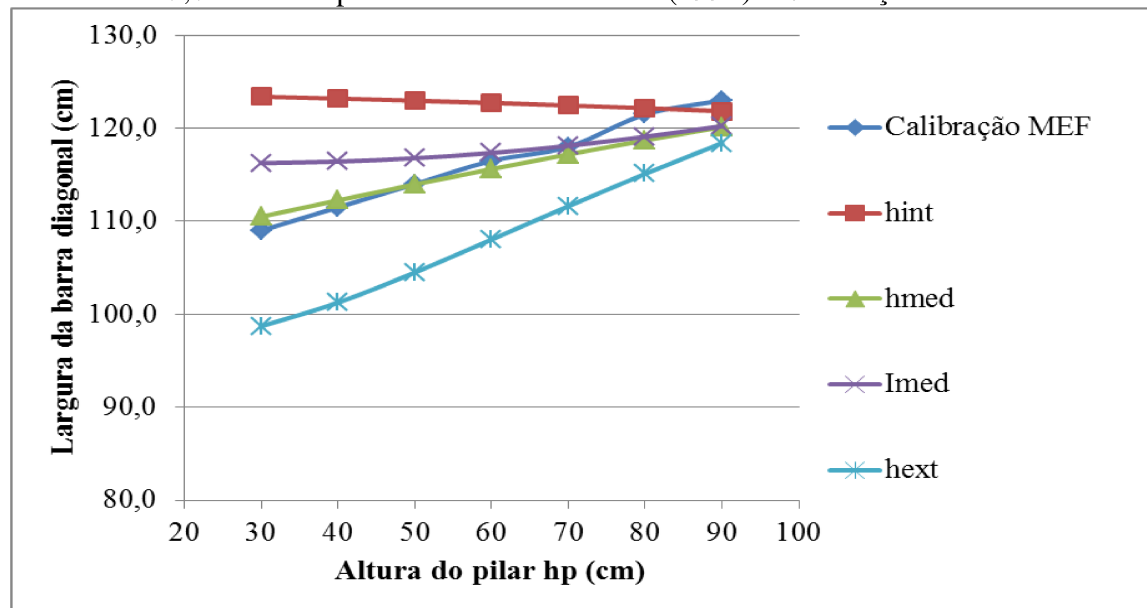
Os resultados das Tabelas 4.9 e 4.10 são apresentados graficamente por meio das Figuras 4.15 à 4.18.

Figura 4.15 - Largura da diagonal equivalente para modelos com resistência do bloco $f_b = 1,5$ MPa: Expressão de Durrani e Luo (1994) e Calibração MEF



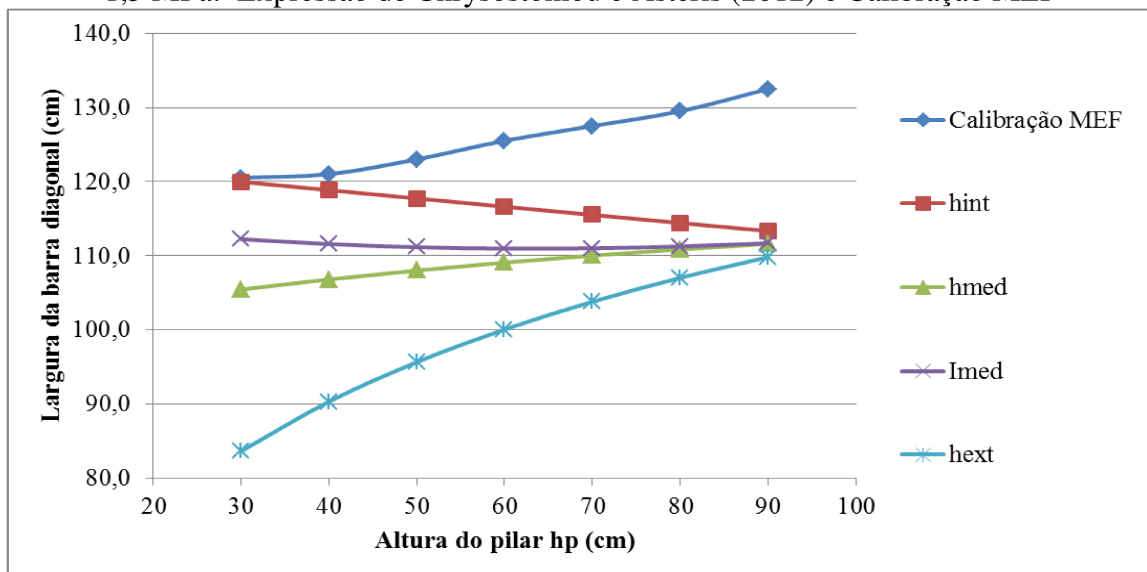
Fonte: Autor

Figura 4.16 - Largura da diagonal equivalente para modelos com resistência do bloco $f_b = 3,0$ MPa: Expressão de Durrani e Luo (1994) e Calibração MEF



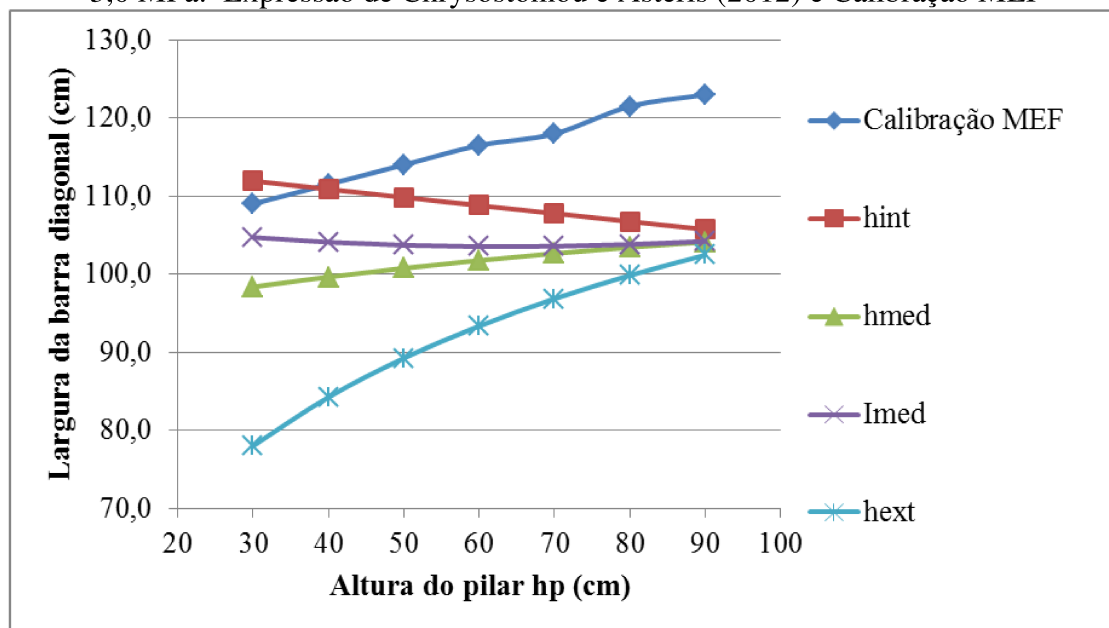
Fonte: Autor

Figura 4.17 - Largura da diagonal equivalente para modelos com resistência do bloco $f_b = 1,5$ MPa: Expressão de Chrysostomou e Asteris (2012) e Calibração MEF



Fonte: Autor

Figura 4.18 - Largura da diagonal equivalente para modelos com resistência do bloco $f_b = 3,0$ MPa: Expressão de Chrysostomou e Asteris (2012) e Calibração MEF



Fonte: Autor

Pode-se notar que para a determinação da largura da diagonal equivalente, na expressão de Durrani e Luo (1994) é confiável utilizar o valor de h_{med} para a altura do pilar em casos de pórticos com pilares de seções transversais distintas. A expressão de Chrysostomou e Asteris (2012), embora não conduza a valores de largura que se aproximem da calibração MEF como a de Durrani e Luo (1994), apresentou tendência de crescimento similar aos resultados oriundos da calibração MEF quando se utiliza a altura média das seções do pilar na expressão.

4.2.2 COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES SOLICITANTES E RESISTENTES NOS MODELOS MEF

Nas Tabelas 4.11 e 4.12 apresentam-se os valores máximos das tensões solicitantes nas paredes obtidas com modelos MEF, os valores das tensões resistentes da parede calculados com as recomendações de FEMA 306 (1998) e os tipos de ruptura previstos.

Tabela 4.11 - Tensões solicitantes e resistentes nas paredes com resistência de bloco 1,5 MPa: Valores em kN/m^2

$f_{c,0} = 375 \text{ kN/m}^2$ $f_{t,0} = 18,75 \text{ kN/m}^2$					
Modelo	Compressão	Tração	Cisalhamento	f_v	Tipo de fissuração
B15PE30	229	18,8	53,5	56,6	Tração
B15PE40	252	21,3	57,8	57,3	Tração/Cisalhamento
B15PE50	268	23,1	61,3	58,0	Tração/Cisalhamento
B15PE60	278	24,5	63,8	58,7	Tração/Cisalhamento
B15PE70	287	25,2	66,1	59,5	Tração/Cisalhamento
B15PE80	295	26,4	68,0	60,3	Tração/Cisalhamento
B15PE90	302	27,6	70,4	61,2	Tração/Cisalhamento
B15V40P100	306	28,1	72,2	62,1	Tração/Cisalhamento

Fonte: Autor

Tabela 4.12 - Tensões solicitantes e resistentes nas paredes com resistência de bloco 3,0 MPa: Valores em kN/m^2

$f_{c,0} = 750 \text{ kN/m}^2$ $f_{t,0} = 37,5 \text{ kN/m}^2$					
Modelo	Compressão	Tração	Cisalhamento	f_v	Tipo de fissuração
B30PE30	337	24,5	71,2	109,9	Nenhuma
B30PE40	376	28,2	79,5	111,2	Nenhuma
B30PE50	395	30,6	85,1	112,6	Nenhuma
B30PE60	409	32,5	89,1	114,1	Nenhuma
B30PE70	412	33,9	92,2	115,6	Nenhuma
B30PE80	428	35,6	95,7	117,2	Nenhuma
B30PE90	431	36,6	98,5	118,9	Nenhuma
B30V40P100	447	38,1	101,9	120,7	Tração

Fonte: Autor

De forma similar aos modelos com pilares de seções iguais (item 4.1), não houve a ruptura por compressão diagonal. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 1,5 MPa, a relação entre a tensão principal de compressão e a resistência à compressão diagonal situou-se entre 0,61 e 0,82, com um valor médio de 0,71. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 3,0 MPa, a relação entre a tensão principal de compressão e a resistência à compressão diagonal situou-se entre 0,45 e 0,60, com um valor médio de 0,53. Em nove dos 16 modelos analisados houve previsão de fissuração: em todos os modelos com parede de blocos com resistência de 1,5 MPa e apenas em um modelo com parede de blocos com resistência de 3,0MPa.

4.3 Comprimentos de contato da expressão de Hendry (1981) e obtidos via MEF

Embora a expressão de Hendry (1981) contenha o cálculo dos comprimentos de contato entre parede e pilar e parede e viga, a mesma não conduziu aos melhores resultados para a obtenção da largura da diagonal equivalente entre todas as expressões da Tabela 3.7. Dessa forma, realizou-se uma comparação entre as larguras das diagonais equivalentes calculadas utilizando os comprimentos de contato obtidos com a expressão de Hendry (1981) e os comprimentos de contato observados nos modelos MEF processados, estes obtidos pela análise dos comprimentos da pressão de contato entre pórtico e painel (vide Figura 3.7), na tentativa de estabelecer alguma correção entre os comprimentos de contato (parede-pilar e parede-viga). Essa comparação pode ser realizada por meio da Tabela 4.13.

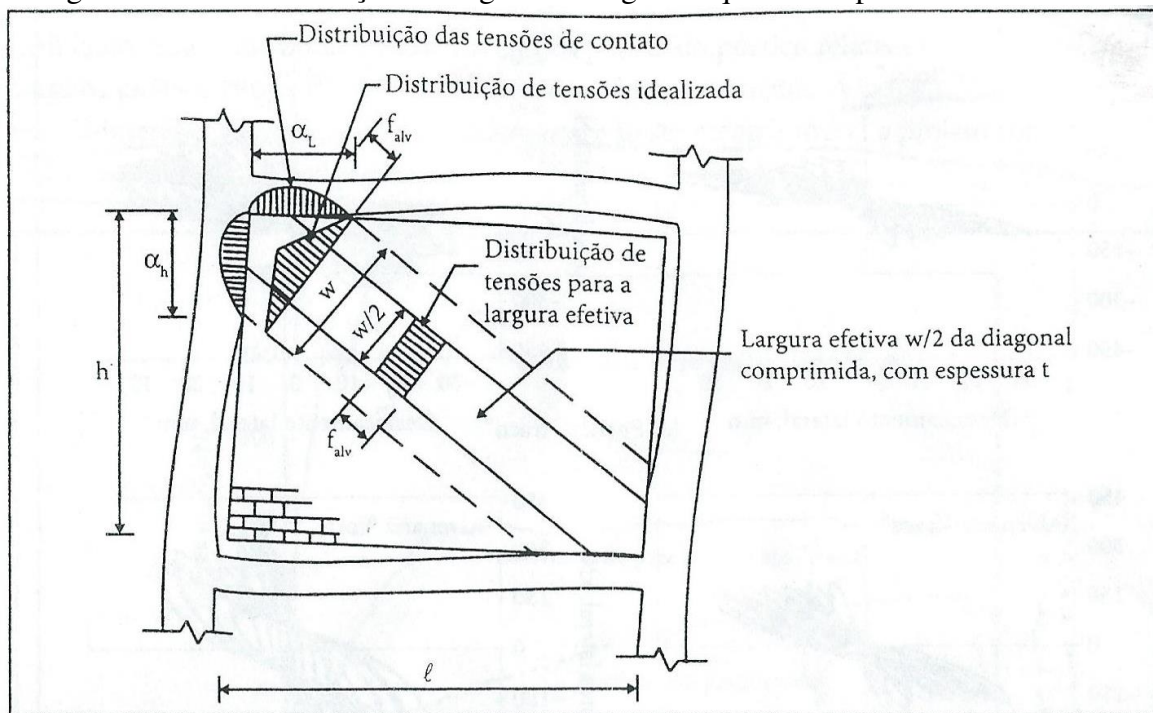
Tabela 4.13 – Comparação entre as larguras das diagonais equivalentes calculadas na expressão de Hendry (1981) e as obtidas com a calibração MEF (em cm)

f_b	Bloco de 1,5 MPa		Bloco de 3,0 MPa	
Modelo	MEF	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)
V40P30	114	227	108	215
V40P40	96	231	97	220
V40P50	93	236	85	226
V40P60	86	234	84	229
V40P70	84	230	80	230
V40P80	82	226	78	226
V40P90	80	222	78	222
V40P100	80	218	76	218
V50P30	199	299	211	282
V50P40	158	301	150	285
V50P50	125	302	124	289
V50P60	119	298	109	294
V50P70	114	293	102	292
V50P80	110	288	101	288
V50P90	110	284	98	284
V50P100	107	280	96	280
V60P30	295	372	312	356
V60P40	250	373	262	359
V60P50	158	370	145	362
V60P60	134	365	121	362
V60P70	126	361	115	360
V60P80	124	356	112	356
V60P90	122	351	112	351
V60P100	122	346	110	346

Fonte: Autor

A Figura 4.19 mostra a esquematização de como se chega na largura da diagonal equivalente a partir dos comprimentos de contato obtidos pela análise MEF.

Figura 4.19 – Determinação da largura da diagonal equivalente pela análise numérica



Fonte: Parsekian, Hamid e Drysdale (2013)

É possível notar que na expressão de Hendry (1981) a largura da barra diagonal aumenta com o aumento da seção do pilar, mas em certo ponto ela passa a diminuir. Isso ocorre devido ao limite presente no cálculo dos comprimentos de contato da expressão de Hendry (1981), uma vez que esses não devem ultrapassar as dimensões da parede. Além disso, à medida que se aumenta a altura da seção transversal do pilar, o comprimento da parede (ℓ) diminui para os modelos estudados. Isso acarreta no decréscimo da largura da diagonal equivalente.

Os comprimentos de contato entre pilar e parede calculados pela expressão de Hendry (1981) aumentam à medida que se aumenta a altura da seção transversal do pilar, o que não ocorre na análise MEF, onde os valores praticamente permanecem constantes. A Tabela 4.14 compara os comprimentos de contato entre pilar e parede obtidos nas análises MEF com os comprimentos calculados com a expressão de Hendry (1981) (vide Tabela 3.7)

Tabela 4.14 – Comprimentos de contato entre pilar e parede (cm)

Bloco de 1,5 MPa (E = 450 MPa)						
Viga	V40		V50		V60	
Pilar (cm)	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF
30	172	80	179	80	187	75
40	213	85	222	85	231	75
50	252	90	250	85	240	80
60	260	100	250	90	240	80
70	260	100	250	90	240	80
80	260	100	250	90	240	80
90	260	100	250	90	240	80
100	260	100	250	90	240	80
Bloco de 3,0 MPa (E = 900 MPa)						
Viga	V40		V50		V60	
Pilar (cm)	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF
30	145	90	151	80	157	70
40	179	90	187	80	194	70
50	212	95	220	80	229	75
60	242	100	250	85	240	75
70	260	100	250	85	240	80
80	260	100	250	90	240	80
90	260	100	250	90	240	80
100	260	105	250	90	240	80

Fonte: Autor

Apesar de apresentar valores mais próximos entre si, praticamente todos os comprimentos de contato entre viga e parede calculados pela expressão de Hendry (1981) ultrapassam os limites estabelecidos pela própria expressão (ou seja, ficam limitados ao comprimento da parede). Na análise dos modelos MEF, o aumento da altura da seção transversal do pilar gera menores comprimentos de contato entre a viga e a parede. A Tabela 4.15 compara os comprimentos de contato entre viga e parede obtidos nas análises MEF com os comprimentos de contato considerados na expressão de Hendry (1981) (vide Tabela 3.7)

Tabela 4.15 – Comprimentos de contato entre viga e parede (cm)

Bloco de 1,5 MPa (E = 450 MPa)						
Viga	V40		V50		V60	
Pilar (cm)	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF
30	420	210	570	390	720	585
40	410	170	560	305	710	495
50	400	160	550	235	700	305
60	390	140	540	220	690	255
70	380	135	530	210	680	240
80	370	130	520	200	670	235
90	360	125	510	200	660	230
100	350	120	500	195	650	230

Bloco de 3,0 MPa (E = 900 MPa)						
Viga	V40		V50		V60	
Pilar (cm)	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF	Hendry (1981)	MEF
30	406	200	544	415	695	620
40	402	175	540	290	691	520
50	399	145	536	235	687	280
60	390	135	532	200	682	230
70	380	125	528	185	678	215
80	370	120	520	180	670	210
90	360	120	510	175	660	210
100	350	115	500	170	650	205

Fonte: Autor

4.4 Proposta de nova expressão para a largura da diagonal equivalente

A expressão de Mainstone (1974), apesar de estar presente em algumas normas e ser a mais conhecida entre os pesquisadores, não conduziu a resultados satisfatórios, conforme mostraram as simulações numéricas com o auxílio do MEF. Dessa forma, com base nos resultados obtidos com os modelos MEF, foi realizada a proposta de uma nova expressão aplicável a edifícios com características similares aos modelos analisados neste trabalho, visando uma correção na expressão de Mainstone (1974). As características similares referem-se aos vãos teóricos de vigas (4,5, 6,0 e 7,5 m), à altura entre andares consecutivos (3,0 m) e à resistência da alvenaria (blocos com resistência à compressão de 1,5 e 3,0 MPa).

A partir dos resultados das análises numéricas e variando-se (por tentativas) os parâmetros da expressão de Mainstone (1974), obteve-se a nova expressão proposta, apresentada na Equação 4.1.

$$a = 0,51 \cdot (\lambda_H)^{-0,3} \cdot h \quad \text{Equação 4.1}$$

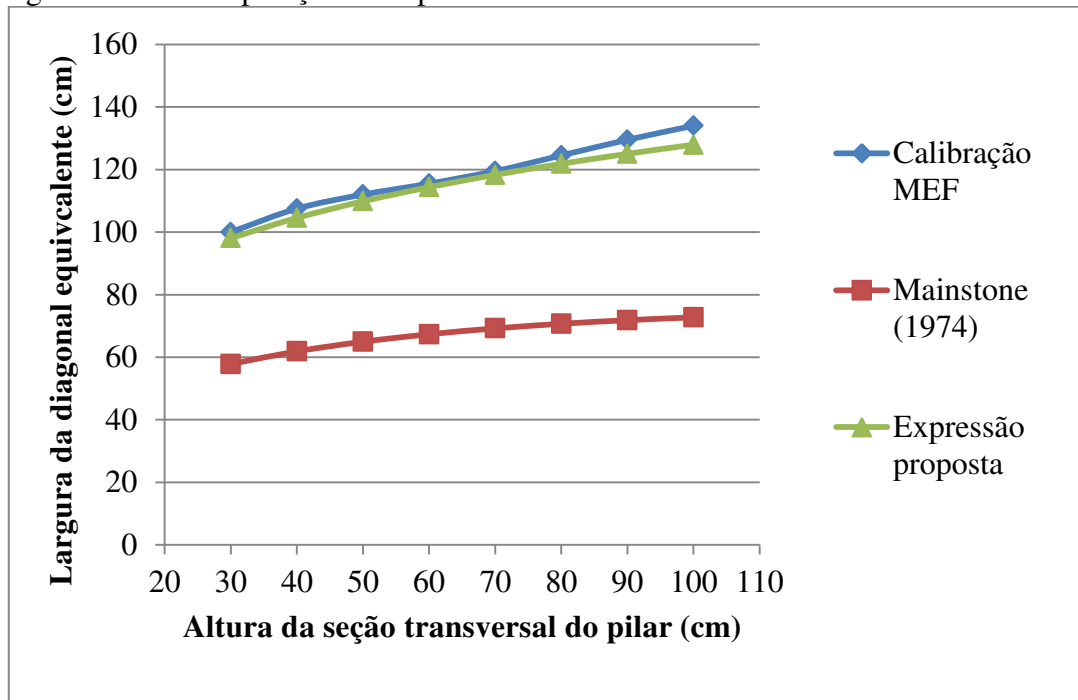
A Tabela 4.16 apresenta os valores das larguras da diagonal equivalente obtidas pela expressão de Mainstone (1974), via calibração MEF e pela expressão proposta. As Figuras 4.20 a 4.25 contêm os gráficos das larguras da diagonal equivalente em função da altura da seção transversal do pilar.

Tabela 4.16 – Valores de largura da diagonal equivalente (em cm) obtidas pela calibração via MEF, pela expressão de Mainstone (1974) e pela nova expressão proposta

Modelo	Blocos de 1,5 MPa			Blocos de 3,0MPa		
	Calibração MEF	Mainstone (1974)	Expressão Proposta	Calibração MEF	Mainstone (1974)	Expressão proposta
V40P30	100	57,8	98,1	88	53,9	93,1
V40P40	107,5	61,9	104,6	97,5	58,8	99,3
V40P50	112	65,0	109,9	102,5	62,8	104,3
V40P60	115,5	67,3	114,4	106,5	66,2	108,6
V40P70	119,5	69,2	118,3	111,5	69,3	112,3
V40P80	124,5	70,7	121,8	115,8	72,0	115,7
V40P90	129,5	71,9	125,0	120	74,6	118,7
V40P100	134	72,7	127,9	125,5	76,9	121,5
V50P30	95,5	74,0	95,4	84,5	69,1	90,6
V50P40	99	79,4	101,7	90,5	75,2	96,6
V50P50	101,5	83,5	106,9	94	80,3	101,4
V50P60	105,5	86,8	111,2	97	84,7	105,6
V50P70	109	89,4	115,0	99,5	88,6	109,2
V50P80	114	91,5	118,5	103,5	92,1	112,4
V50P90	117	93,2	121,5	107,5	95,3	115,4
V50P100	121,5	94,6	124,3	112,5	98,3	118,0
V60P30	94,5	91,7	92,7	85	85,6	88,0
V60P40	93	98,6	98,8	88	93,2	93,8
V60P50	93	104,0	103,9	88	99,5	98,6
V60P60	95,5	108,3	108,1	89	105,0	102,6
V60P70	99	111,9	111,8	90,5	109,9	106,2
V60P80	102	114,8	115,1	93	114,2	109,3
V60P90	105	117,2	118,1	96,5	118,2	112,1
V60P100	109	119,2	120,9	100,5	121,8	114,7

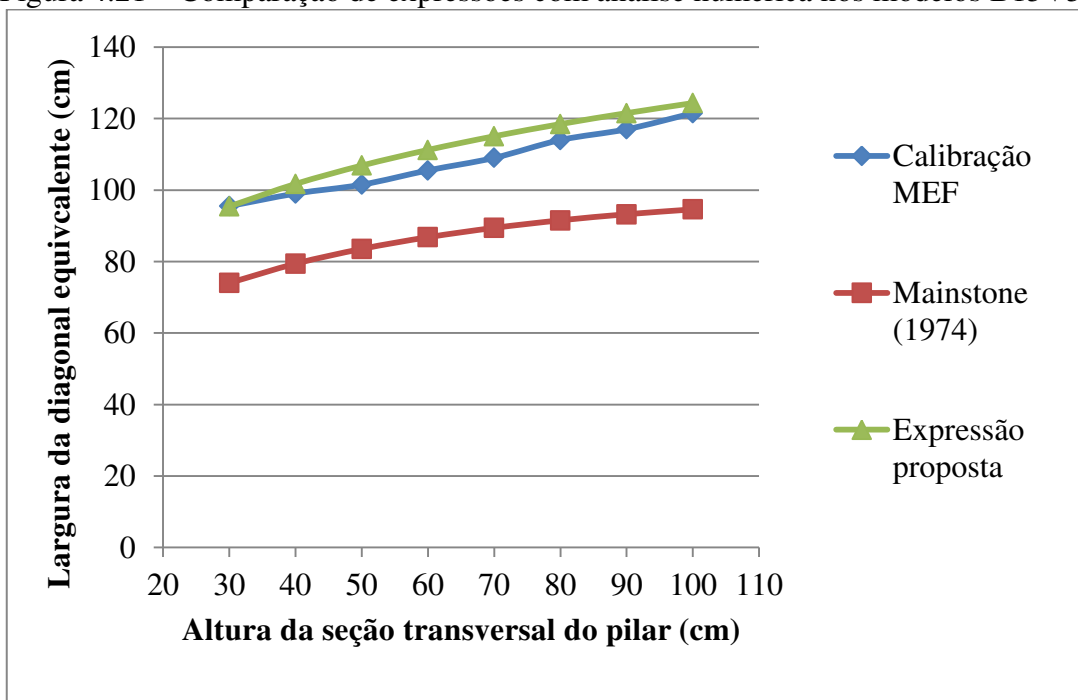
Fonte: Autor

Figura 4.20 – Comparação de expressões com análise numérica nos modelos B15V40



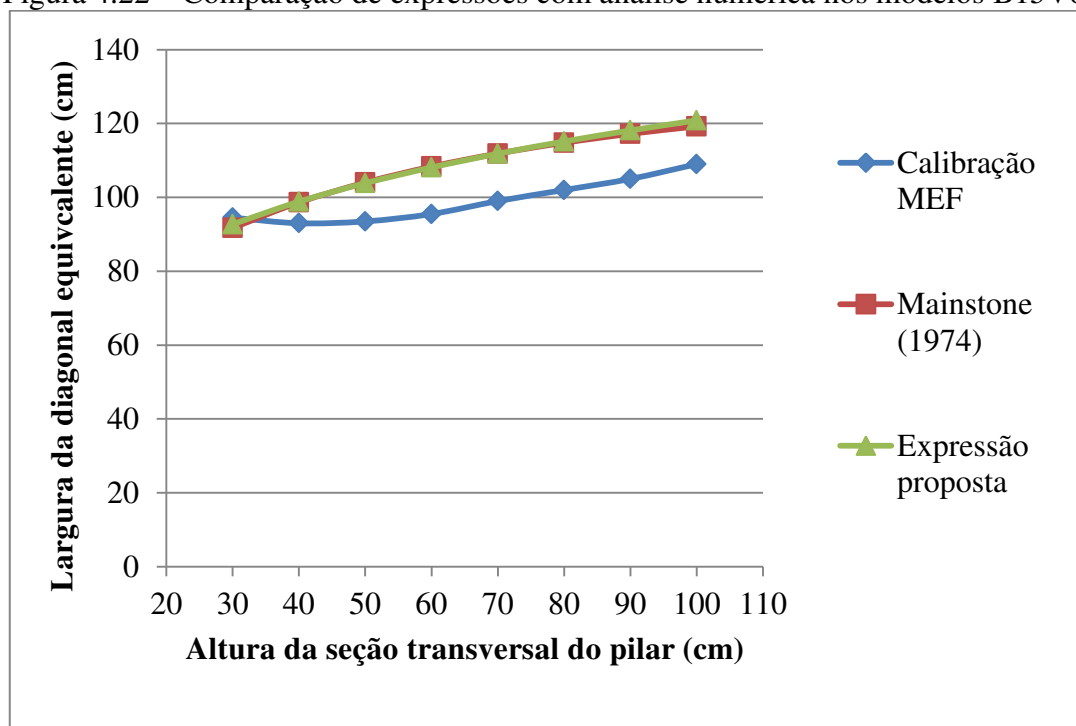
Fonte: Autor

Figura 4.21 – Comparação de expressões com análise numérica nos modelos B15V50



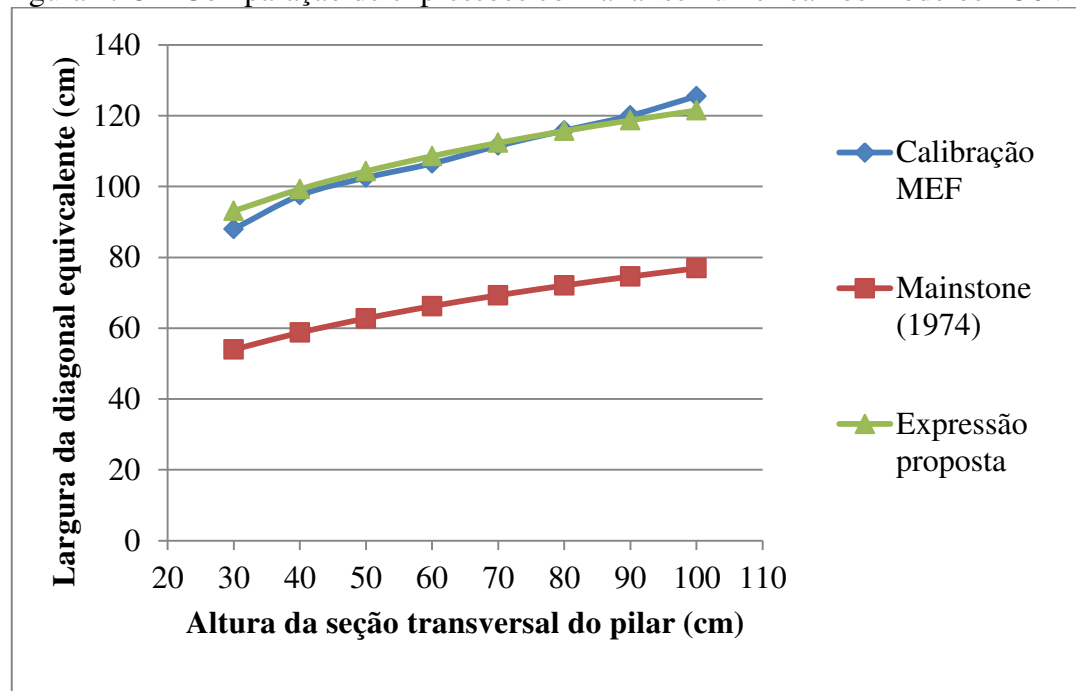
Fonte: Autor

Figura 4.22 – Comparação de expressões com análise numérica nos modelos B15V60



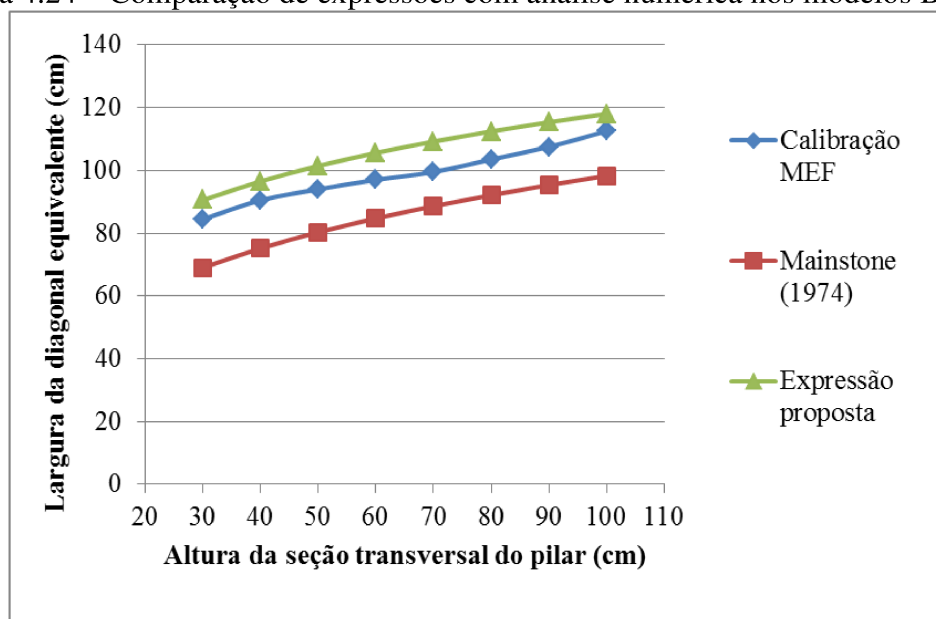
Fonte: Autor

Figura 4.23 – Comparação de expressões com análise numérica nos modelos B30V40



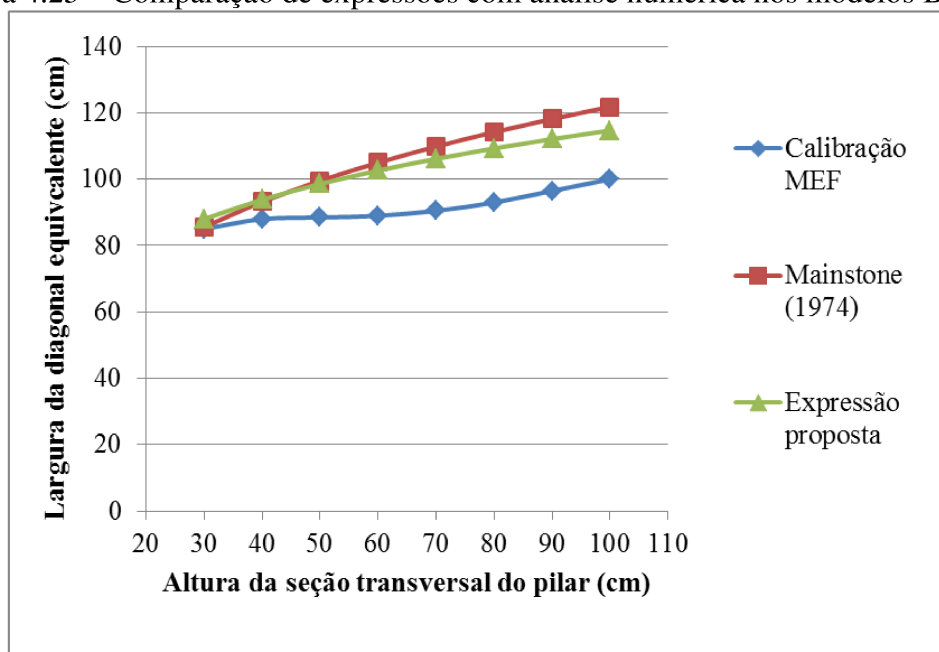
Fonte: Autor

Figura 4.24 – Comparação de expressões com análise numérica nos modelos B30V50



Fonte: Autor

Figura 4.25 – Comparação de expressões com análise numérica nos modelos B30V60



Fonte: Autor

Com os resultados obtidos, é possível afirmar que a expressão proposta apresenta valores mais consistentes e precisos no cálculo da largura da diagonal equivalente que a expressão original de Mainstone (1974). Alerta-se, entretanto, que tal expressão foi calibrada com base nos resultados das análises numéricas deste trabalho, sendo aplicada apenas aos pórticos preenchidos com características similares aos estudados neste trabalho.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Este trabalho foi dedicado à modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria, empregando-se dois tipos de modelos, a saber: i) modelos de diagonal equivalente e ii) modelos com elementos finitos bidimensionais de estado plano de tensões, com simulação do deslizamento e separação entre pórtico de concreto armado e alvenaria de preenchimento. Com o auxílio de programa de elementos finitos (ANSYS), foram simulados numericamente 62 modelos de pórticos preenchidos, com distância entre pilares e distância entre andares usuais em edifícios de concreto armado. As propriedades mecânicas da alvenaria de preenchimento foram estimadas a partir das mínimas resistências normalizadas para blocos cerâmicos. Foram variadas as dimensões de pilares, as dimensões de vigas (altura de seção e vão) e a resistência à compressão da alvenaria.

Em todos os modelos, foram aplicadas forças horizontais que induzissem o pórtico sem alvenaria a um deslocamento relativo entre andares igual a $H/850$ (onde H é a distância entre andares consecutivos), o qual consiste no limite de deslocamento máximo recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 para o Estado Limite de Serviço (modelagem convencional, sem consideração da alvenaria como elemento resistente). As forças foram reaplicadas aos respectivos pórticos, porém com a presença da alvenaria no modelo estrutural. A partir dessas considerações, foram obtidas as seguintes conclusões:

- A largura da diagonal equivalente cresce com o aumento as forças horizontais aplicadas (decorrentes do aumento das seções de viga e pilares do pórtico), mantendo-se a mesma distorção angular entre pavimentos (neste trabalho imposta à $1/850$ rad). Nesse sentido, foi possível perceber que o aumento da rigidez dos pórticos (aumento da rigidez dos pilares) produz aumento das tensões solicitantes nas paredes de preenchimento.
- Confirmou-se as relevantes diferenças (já esperadas) entre os valores da largura de diagonal equivalente fornecidas pelas expressões da literatura. Por outro lado, a expressão de Durrani e Luo (1994) foi a que forneceu resultados mais próximos aos resultados obtidos com os modelos MEF. Vale ressaltar que essa expressão é a única que considera as propriedades físicas e mecânicas da viga no cálculo da largura da barra diagonal equivalente.

- Com base na expressão de Durrani e Luo (1994), nos modelos de pórtico com pilares de seções diferentes, o emprego da média das dimensões da altura da seção transversal dos pilares forneceu melhores resultados para o cálculo da largura equivalente quando comparados com os resultados obtidos ao se empregar a menor dimensão, a maior dimensão ou o momento de inércia médio das seções.
- Foram comparados os esforços obtidos no pórtico preenchido para os valores de largura da barra diagonal equivalente calculados com as diferentes expressões. Foi possível notar que os esforços solicitantes no pórtico preenchido variam com menor intensidade que a variação da largura da diagonal equivalente.
- Os comprimentos de contato fornecidos pela expressão de Hendry (1981) foram significativamente maiores aos observados nos modelos MEF, tanto no contato pilar-parede quanto no contato viga-parede. Essa diferença se refletiu no cálculo da largura da diagonal equivalente. Os resultados da expressão de Hendry (1981), juntamente com os da expressão de Decanini e Fantin (1987), foram os que forneceram maior valor de largura e se distanciaram dos resultados obtidos via calibração MEF.
- Foi proposta nova expressão para o cálculo da largura da diagonal equivalente resultante de uma modificação na expressão de Mainstone (1974), obtendo-se desta maneira bons resultados em comparação aos modelos MEF. Recomenda-se, porém que a nova expressão proposta seja empregada apenas para edifícios com geometrias e propriedades mecânicas similares aos modelos de pórticos preenchidos analisados neste trabalho.
- A análise dos 62 modelos MEF investigados neste trabalho indicou a grande influência da resistência à compressão da alvenaria na verificação do Estado Limite de Serviço de Deslocamentos Horizontais Excessivos. Com base na comparação das tensões solicitantes com as tensões resistentes, em apenas um dos 31 modelos com blocos de 3,0 MPa foi prevista a fissuração da parede de alvenaria. Para paredes de alvenaria com blocos de 1,5 MPa de resistência à compressão, em 17 dos 31 modelos foram previstas fissurações. Tais resultados indicam também que a limitação da ABNT NBR 6118:2014 para os deslocamentos horizontais relativos entre andares consecutivos ($H/850$) não garante a não ocorrência de fissuração das paredes devido à deformabilidade horizontal da estrutura principal, devendo para isso ser acompanhada de uma resistência mínima da alvenaria.

São sugeridos como alvo de pesquisas futuras os seguintes pontos:

- Modificações na expressão de Mainstone (1974) para pórticos preenchidos formados por vigas, pilares e alvenarias mais resistentes que as analisadas (tais como as construídas por blocos de concreto).
- Mais investigações na expressão de Hendry (1981) referente aos comprimentos de contato entre pilar-parede e viga-parede fornecidas pela mesma, tais como a influência dos parâmetros e a correção do fator utilizado nos cálculos desses comprimentos, uma vez que os valores obtidos pela expressão apresentaram maiores valores e variações se comparados com a análise numérica.
- Neste trabalho, por ter sido mantido constante o comprimento do vão teórico (distância entre eixo dos pilares) em alguns modelos, ao se variar a altura da seção transversal dos pilares tanto o comprimento quanto o ângulo da diagonal da parede com a horizontal variavam, dificultando a possibilidade de relacionar a influência desses parâmetros nas análises numéricas. Dessa forma, sugere-se realizar modelos mantendo constantes as dimensões da parede e variando as dimensões dos elementos do pórtico.
- Mais investigações sobre a consideração de um pilar equivalente nos modelos de pórticos preenchidos com pilares de seções transversais diferentes, para a obtenção da largura da diagonal equivalente com as expressões analíticas da literatura. Neste trabalho, o emprego da altura média das seções dos pilares apresentou resultados razoavelmente satisfatórios. Entretanto, pelo fato dos deslocamentos horizontais relativos ocorrerem em geral nos primeiros pavimentos do edifício, ainda existe a possibilidade de se ter vigas e pilares com concretos de diferentes resistências à compressão, ou seja, com módulos de elasticidade diferentes. Recomenda-se, dessa forma, a realização de simulações numéricas para investigar os efeitos dessa diferença de características mecânica entre vigas e pilares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

_____. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.

_____. **NBR 6118:2014**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

AL-CHAAR, G.; ISSA, M.; SWEENEY, S.; Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v.128, p.1055-1063, 2002. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:8\(1055\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:8(1055))

ALVA, G. M. S.; KAMINSKI JR., J.; MOHAMAD, G.; SILVA, L. R. Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural. **Revista IBRACON de estruturas e materiais**. v.8, nº 3, p.390-426, 2015.

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

ARAÚJO, J. M. **Projeto estrutural de edifícios de concreto armado**. 3ª ed. Rio Grande, RS – Brasil: Editora DUNAS, 2014. 303 p. ISBN 9788586717185

ASCE. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. **ASCE/SEI 41**: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. Reston, Virginia, USA, 2013.

ASTERIS, P. G. Lateral stiffness of brick masonry infilled plane frames. **Journal of Structural Engineering**. v. 129, p. 1071-1079, 2003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:8\(1071\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:8(1071))

ASTERIS, P. G.; COTSOVOS, D. M.; CHRYSOSTOMOU, C. Z.; MOHEBKHAH, A.; AL-CHAAR, G. K.; Mathematical micromodeling of infilled frames: State of the art. **Engineering Structures**, nº 56, p. 1905-1921, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.08.010>

ASTERIS, P. G.; KAKALETSIS, D. J.; CHRYSOSTOMOU, C. Z.; SMYROU, E. E. Failure modes of infilled frames. **Electronic Journal of Structural Engineering**. nº 11, p. 11-20, 2011.

BALOEVIC, G.; RADNIC, J.; HARAPIN, A. Numerical dynamic tests of masonry-infilled RC frames. **Engineering Structures**, nº 50, p. 43-55, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.11.034>

BASHA, S. H.; KAUSHIK, H. B. Behavior and failure mechanisms of masonry-infilled RC frames (in low-rise buildings) subject to lateral loading. **Engineering Structures**, n° 111, p.233-245, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.12.034>

BIS. BUREAU OF INDIAN STANDARDS. **IS 13920: Indian standard ductile detailing of reinforced concrete structures subjected to seismic forces**—code of practice. New Delhi, India; 1993.

BRAGUIM, J. R. **Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de Estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos**. 1989. 130 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

CEN. EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION. **Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings**. EN 1998-1. Brussels; 2004.

CRISAFULLI, F. J.; CARR, A. J. Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. **Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering**. v.40. p.69-77, 2007

CHRYSTOMOU, C. Z.; ASTERIS, P. G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. **Engineering Structures**, v.41, Aug, p.385-402, 2012. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.03.057>

COMBESURE, D. Some contributions of physical and numerical modelling to the assessment of existing masonry infilled RC frames under extreme loading. **First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology**. Geneva, Suíça, 2006.

DAWE, J. L.; SEAH, C. K. Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. **Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium**. University of British Columbia, Vancouver, Canadá. p. 329-340, 1989.

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

DIAS, E. M. B.; OLIVEIRA, R. A. Comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares considerando as alvenarias de vedação. **Asociación Argentina de Mecánica Computacional**. v.29, p.9803-9819, Buenos Aires, Argentina, 2010.

DOUDOUNIS, I. N. **Finite element modelling and investigation of the behavior of elastic infilled frames under monotonic loading**. Aristotle University of Thessaloniki, Thessaloniki, Greece, 2007.

_____. Improving lateral stiffness estimation in the diagonal strut models of infilled frames. **The 14^a World Conference on Earthquake Engineering**. Beijing, China, 2008.

DURRANI, A. J.; HAIDER, S. Seismic response of R/C frames with unreinforced masonry infills. **Elsevier science**, n°165, 1996. Apresentado no 11th world conference on Earthquake Engineering, 1996.

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.

EL-DAKHAKHNI, W. W.; ELGAALY, M.; HAMID, A. A. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v.129, p.177-185, 2003. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2003\)129:2\(177\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:2(177))

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

_____. **FEMA 356: Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings**, Washington, DC, 2000.

FLANAGAN, R.D.; BENNETT, R.M. In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames. **Journal of Structural Engineering**, v.125, n.6, p.590-599, 1999. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1999\)125:6\(590\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1999)125:6(590))

FONSECA, G. M.; LOURENÇO, P. B.; SILVA, R. M. The behavior of two masonry infilled frames: a numerical study. **Proceedings of the 4th World Conference on Comp. Mech.** Buenos Aires, Argentina, 1998.

HALDAR, P.; SINGH, Y.; PAUL, D. K. Identification of seismic failure modes of URM infilled RC frame buildings. **Engineering Failure Analysis**. v. 33, p. 97-118, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2013.04.017>

HENDRY, A. W. **Structural Brickwork**. MacMillan, London, 1981. <https://doi.org/10.1007/978-1-349-81439-8>

IMRAN, I.; ARYANTO, A. Behavior of reinforced concrete frames in-filled with lightweight materials under seismic loads. **Civil Engineering Dimension**. v. 12, n° 2, p.69-77, 2009.

KOUTROMANOS, I.; STRAVIDIS, A.; SHING, P. B.; WILLAM, K. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. **Computers and Structures**, n° 89, p. 1026-1037, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2011.01.006>

LIAUW, T. C.; KWAN, K. H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. **Computers and Structures**, v.18, n.3, p.551-560, 1984. [https://doi.org/10.1016/0045-7949\(84\)90070-1](https://doi.org/10.1016/0045-7949(84)90070-1)

LORDSLEEM JR., A. C. **Execução e inspeção de alvenaria racionalizada**. São Paulo: Ed. O Nome da Rosa, 2000.

MADIA, F.C.A.R. **Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria**. 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.

MEDEIROS, W. A.; SORIANI, M.; PARSEKIAN, G. A. Comportamento das estruturas pré-moldadas de concreto preenchidas por alvenaria participante. **IBRACON – Congresso Brasileiro do Concreto**. 59ª ed., Bento Gonçalves, RS, 2017.

MEHRABI, A. B.; SHING, P. B. Finite Element Modeling of Masonry-Infilled RC Frames. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v.123, p.604-613, 1997. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:5\(604\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:5(604))

MEHRABI, A. B.; SHING, P. B.; SCHULLER, M.; NOLAND, J. Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v.122, p.228-237, 1996. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:3\(228\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:3(228))

MELHORES Práticas: Ligação alvenaria – estrutura. **Téchne**, São Paulo, ano 14, edição 117, p.18-19, Dez. 2006.

MOHYEDDIN, A.; GOLDSWORTHY, H. M.; GAD, E. F. FE modeling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. **Engineering Structures**, nº 51, p. 73-87, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.01.012>

MONDAL, G.; JAIN, S. K. Lateral stiffness masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. **Earthquake Spectra**. v.24, p.701-723, 2008. <https://doi.org/10.1193/1.2942376>

MOSALAM, K.M.; White, R. N.; Gergely, P. Static response of infilled frames using quasistatic experimentation. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, v.123, p.1462–1469, 1997. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:11\(1462\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:11(1462))

MOSTAFAEI, H.; KABEYASAWA, T. Effect of infill masonry walls on the seismic response of reinforced concrete buildings subjected to the 2003 Bam earthquake Strong motion: A caso study of Bam Telephone Center. **Bulletin Earthquake Research Institute**. The University of Tokyo, nº 79, p.133-156, 2004.

OLIVEIRA, D. P. C.; **Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria**. 185 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1995.

OZTURKOGLU, O.; UCAR, T.; YESILCE, Y. Effect of masonry infill walls with openings on nonlinear response of reinforced concrete frames. **Earthquakes and Structures**. v. 12, nº 3, p. 333-347, 2017. <https://doi.org/10.12989/eas.2017.12.3.333>

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. 2ª ed. EdUFSCar – Editora da Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 2013. 723 p.

PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. **Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings**. Wiley, New York, 1992. 768 p.

<https://doi.org/10.1002/9780470172841>

POLYAKOV, S. V. **Masonry in framed buildings** (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literatury Po Stroitel'stvo i Arhitektura. 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.

SAHB, C. A. S. **Contribuição ao estudo da interface estrutura – alvenaria externa em edifícios verticais**. 418p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2005.

SANEINEJAD, A.; HOBBS, B. Inelastic design of infilled frames. **ASCE Journal of Structural Engineering**, v.121, p.634-650, 1995.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:4\(634\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:4(634))

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

SANTOS JR. L. V. **Projeto e execução de alvenarias: fiscalização e critérios de aceitação**. Editora Pini. 1ª ed. São Paulo, SP, Brasil, 2014.

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

SILVA, L. R. **Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria**. 155 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.

SILVA, L. R.; ALVA, G. M. S.; KAMINSKI JR., J.; Avaliação e aprimoramento do modelo de diagonal equivalente na análise estrutural de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria. **55º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON)**, 2013.

SINGH, H.; PAUL, D. K.; SASTRY, V. V. Inelastic dynamic response of reinforced concrete infilled frames. **Computers & Structures**, nº 69, p.685-693, 1998.

[https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(98\)00124-2](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(98)00124-2)

SMITH, B. S.; CARTER, C. A method of analysis for infilled frames. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**, v.44, p.31-48, 1970.

SOUZA, R.; MEKBEKIAN, G. **Qualidade na aquisição de materiais e execução de obras**. São Paulo: Ed. Pini, 1996.

STAVRIDIS, A.; SHING, P. B. Finite-element modeling of nonlinear behavior of masonry-infilled RC frames. **Journal of Structural Engineering**. vol. 136, p. 285-296, 2010. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.116](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.116)

TANAKA, E. S. A. S. **Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício**. Campinas, Brasil: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2011. 90p. Dissertação (Mestrado) Universidade Estadual de Campinas, 2011.

TRAMONTIN, A. P. **Avaliação experimental dos métodos de prevenção de fissuras na interface alvenaria de vedação e pilar de concreto**. 178f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Campinas, SP, 2005.