

Structural models for analysis of reinforced concrete frame buildings with masonry infills

Modelos estruturais para a análise de pórticos preenchidos com alvenaria em edifícios de concreto armado



G. M. S. ALVA^a

alva_gerson@yahoo.com.br
<https://orcid.org/0000-0002-2528-5757>

G. A. MONTANDON^a

guimontandon@hotmail.com
<https://orcid.org/0000-0002-4010-0933>

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 (ESM) and ii) model with two-dimensional finite elements for state stress plane (MEF). In the first model, an equivalent diagonal strut replaces masonry. The axial stiffness of this element is defined by evaluation of the equivalent diagonal width. In the second model, the infilled frame is modeling 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 formulas found in the literature to determine 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. For this reason, several numerical analysis were carried out. The models simulated usual geometric and mechanical characteristics observed in reinforced concrete buildings. 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 comparison of results allowed the assessment of the analytical expressions for evaluation of the equivalent diagonal width. Based on this assessment, a new expression is proposed for buildings with similar characteristics as analyzed in this paper. The results of numerical simulations with MEF models also allowed for an evaluation of stresses and the probable cracking pattern in infill walls.

Keywords: infilled frames, reinforced concrete frames, diagonal strut model, element finite method, structural analysis.

Resumo

Este trabalho tem como objetivo o estudo do comportamento de pórticos de edifícios de concreto armado preenchidos com alvenaria 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 é substituída por uma barra diagonal equivalente articulada. A rigidez axial dessa barra é definida com o cálculo da largura da diagonal equivalente. No segundo modelo, a alvenaria é modelada 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 internacional para o cálculo da largura da diagonal fornecem valores muito diferentes entre si. Além disso, a maioria dessas expressões desconsidera alguns parâmetros que podem ser importantes, tais como a rigidez à flexão da viga. Por essa razão, foram realizadas diversas simulações numéricas de pórticos isolados de concreto armado preenchidos com blocos cerâmicos 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 comparação de resultados permitiu a aferição das expressões analíticas da bibliografia para o cálculo da largura diagonal equivalente e possibilitou a proposta de uma nova expressão aplicável a edifícios com geometrias similares aos modelos analisados. Os resultados das simulações numéricas com os modelos MEF também permitiram a avaliação das tensões solicitantes e do provável tipo de fissuração nas alvenarias.

Palavras-chave: pórticos preenchidos com alvenaria, pórticos de concreto armado, modelo de diagonal equivalente, método dos elementos finitos, análise estrutural.

^a Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil, Uberlândia, MG, Brasil.

1. Introdução

Paredes de alvenaria em estruturas reticuladas de edifícios de concreto são empregadas como elementos de vedação, devendo estes atender a requisitos fundamentais de estanqueidade, isolamento térmico e acústico. Entretanto, dependendo do tipo de fixação com a estrutura principal, as alvenarias podem promover o enrijecimento desta estrutura, funcionando como painéis de contraventamento; neste caso exercem também função estrutural.

Quando os painéis de alvenaria agem como elementos resistentes, tem-se o sistema estrutural de pórticos preenchidos. Estando as alvenarias fixadas na estrutura reticulada, quando o edifício é submetido a ações horizontais, os painéis interagem com as vigas e pilares, aumentando a resistência e a rigidez do conjunto (ou seja, do sistema de pórticos preenchidos).

Entretanto, ainda que fixados na estrutura principal, usualmente os painéis de alvenaria têm a sua rigidez 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). Neste caso, imagina-se que desprezará-los como elementos estruturais seja uma prática à favor da segurança. Entretanto, conforme Parsekian, Hamid e Drysdale [1], 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. A segunda justificativa é que nem sempre a desconsideração da rigidez das alvenarias leva a um dimensionamento mais conservador. Segundos os referidos autores, 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 a 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.

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. Modelos com mais de uma barra diagonal podem ser usados para simular com mais precisão a presença da parede no sistema estrutural. A largura da diagonal equivalente pode ser obtida por meio de expressões analíticas encontradas na literatura internacional. A maioria dessas expressões são apresentadas e comentadas por Asteris et al. [2] para paredes sem aberturas. Mais recentemente, Morandi, Hak e Magenes [3] fizeram uma compilação das expressões analíticas para a obtenção da largura da diagonal equivalente, tanto para painéis sem abertura quanto para painéis com aberturas.

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 (em particular em projetos estruturais). Segundo Araújo [4], a diferença entre os valores da largura da

diagonal equivalente obtidos com as diversas expressões pode chegar a ser maior que 100%, sendo necessário cuidado na escolha da expressão para que não se obtenha uma solução contrária à segurança. Cabe destacar que a maioria dessas expressões desconsidera alguns parâmetros que podem ser importantes, como por exemplo, a rigidez à flexão da viga, a razão entre a rigidez à flexão da viga e do pilar, conforme destacado em Doudoumis [5], ou o fato de se ter pilares de seções transversais diferentes no contorno da parede em edifícios reais. Além disso, percebe-se na extensa bibliografia internacional sobre o tema que não há indicações explícitas, de valor orientativo, sobre qual das expressões fornece resultados de maior acurácia. No Brasil, tampouco são encontrados atualmente pesquisas que contribuam nesse sentido. A modelagem de pórticos preenchidos com alvenaria também pode ser realizada por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) 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. Os resultados oriundos dessa modelagem podem servir de base para a calibração da largura da diagonal equivalente ou para a aferição das expressões analíticas destinadas ao cálculo da diagonal equivalente, conforme demonstrado em Doudoumis [5], Alva et al. [6] e Asteris et al. [7].

Inúmeras pesquisas são encontradas na bibliografia internacional sobre o comportamento de pórticos preenchidos com alvenaria, sendo a maioria dessas dedicadas ao comportamento frente às ações cíclicas de sismos. No Brasil, o número de pesquisas sobre o tema é reduzido e mais recente. Dentre as pesquisas mais recentes, podem ser citadas as de Alvarenga [8], Santos [9], Tanaka [10], Madia [11], Silva [12] e Sousa [13]. Em todas essas pesquisas, houve simulação numérica via MEF para a representação da rigidez das paredes frente às ações horizontais. A contribuição do trabalho de Alvarenga [8] merece ser destacada, devido aos resultados experimentais gerados e pela proposta de um novo modelo para determinar a capacidade resistente em modelos de biela e tirante. Nos trabalhos de Santos [9], Tanaka [10], Madia [11] e Sousa [13] foram modelados pórticos isolados de concreto armado de um andar preenchidos com alvenaria, onde o contato entre parede e pórtico é simulado por meio de molas. Nesses trabalhos também há exemplos de aplicação da modelagem de pórticos preenchidos em estruturas inteiras (reais). Por sua vez, no trabalho de Silva [12], os estudos estiveram concentrados nos efeitos das aberturas nas paredes no comportamento estrutural dos pórticos preenchidos para verificações no Estado Limite de Serviço. No entanto, em nenhuma das mencionadas pesquisas há investigações mais aprofundadas sobre as diferenças entre as diversas expressões da literatura para o cálculo da largura da diagonal equivalente nem sobre quais expressões podem fornecer resultados melhores em relação aos modelos mais precisos (modelos MEF ou modelos experimentais).

O objetivo central deste trabalho consiste na aferição das principais expressões analíticas encontradas na literatura especializada para o cálculo da largura diagonal equivalente (MDE). Para esse fim, simulações numéricas de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria de blocos cerâmicos foram realizadas com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões (MEF), com simulação do contato entre as interfaces alvenaria-pórtico. Os modelos numéricos procuraram representar vãos de vigas e distâncias entre pisos usuais em edifícios de concreto armado, para diferentes dimensões de vigas, pilares e resistências de blocos cerâmicos. Os resultados fornecidos pelos modelos

MEF serviram de referência para a verificação das expressões analíticas apresentadas na literatura. Por fim, propõe-se uma nova expressão aplicável a edifícios com geometrias e propriedades mecânicas (pórtico e alvenaria) similares aos modelos analisados.

2. Modelo de diagonal equivalente na análise de pórticos preenchidos

2.1 Modelo de diagonal equivalente (MDE)

O conceito de diagonal equivalente foi apresentado por Polyakov [14]. A partir desse conceito, a parede é substituída por uma barra (biela) articulada na direção da diagonal comprimida, conforme ilustrado na Figura 1.

Nas duas últimas décadas, importantes pesquisas [2, 3, 7, 15-26] são encontradas na bibliografia especializada internacional a respeito do desenvolvimento e da aplicação de modelos de diagonal equivalente para análise estrutural de pórticos preenchidos, tanto para os modelos com uma única diagonal quanto para os modelos com múltiplas diagonais. Percebe-se nessas pesquisas que fatores importantes no comportamento de pórticos preenchidos foram objeto de investigação, a saber: a não linearidade física dos materiais (especialmente da alvenaria), a capacidade resistente dos painéis de alvenaria frente aos tipos de ruptura possíveis, o efeito de ações cíclicas (em especial ações sísmicas) e os efeitos da presença de aberturas nas alvenarias.

2.2 Expressões para cálculo da largura da diagonal equivalente

Para a completa definição do modelo de diagonal equivalente, é necessário conhecer, além das propriedades mecânicas e da espessura da alvenaria, a largura da diagonal equivalente.

Tabela 1

Expressões para o cálculo da diagonal equivalente

Autores	Expressões
Hendry [28]	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$
Liaw e Kwan [29]	$a = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2}$ $\alpha_v = \frac{\pi}{\lambda_p} \leq l$
Decanini e Fantin [30]: não fissurado	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \cdot \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$
Decanini e Fantin [30]: fissurado	$a = \begin{cases} \lambda_H \leq 7,85 \\ \left(0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$ $a = \begin{cases} \lambda_H > 7,85 \\ \left(0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$
Paulay e Priestley [31]	$a = \begin{cases} \lambda_H \leq 7,85 \\ \left(0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$ $a = \begin{cases} \lambda_H > 7,85 \\ \left(0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H}\right) \cdot D \end{cases}$
Durrani e Luo [32]	$a = \frac{D}{4}$
Chrysostomou e Asteris [22]	$a = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D$ $m = 6 \cdot \left(\frac{1 + 6 \cdot E_V \cdot I_V \cdot H}{\pi \cdot E_P \cdot I_P \cdot L}\right)$
Chrysostomou e Asteris [22]	$a = 0,27 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$

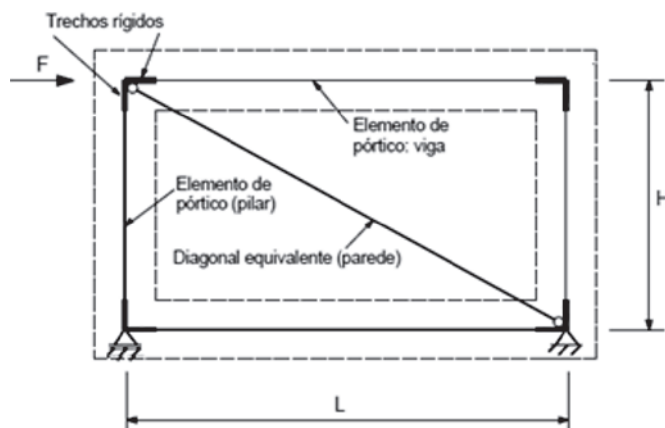


Figura 1 Esquema estático do pórtico estudado: modelo MDE

Fonte: Adaptado de SILVA [12]

Diversas expressões analíticas são encontradas na literatura para o cálculo da largura da barra diagonal equivalente. Porém os resultados obtidos em cada uma das expressões fornecidas podem apresentar diferenças entre si de mais de 100% [4,12]. Por essa razão, é necessária uma escolha criteriosa da expressão a ser utilizada, mantendo o foco na segurança estrutural. A Tabela 1 contém as expressões analisadas nesse trabalho. A Figura 2 ilustra os parâmetros geométricos empregados nessas expressões.

Na Tabela 1:

a – largura da diagonal equivalente;

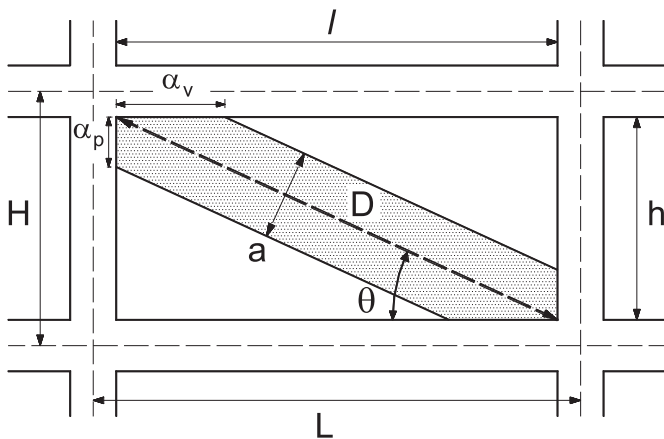


Figura 2
Dimensões empregadas no cálculo da largura da diagonal equivalente (α)

Fonte: SILVA [12]

- α_p – comprimento de contato entre parede e pilar;
 α_v – comprimento de contato entre parede e viga;
 D – comprimento da diagonal da parede;
 E – módulo de elasticidade do material do painel de preenchimento;
 E_p – módulo de elasticidade do pilar;
 E_v – módulo de elasticidade da viga;
 h – altura da parede;
 I_p – momento de inércia do pilar no plano do pórtico preenchido, em torno do eixo perpendicular ao plano da parede;
 I_v – momento de inércia da viga no plano do pórtico preenchido;
 H – distância entre eixos das vigas (distância entre pisos);
 l – comprimento da parede;
 L – distância entre eixo dos pilares (vão teórico da viga);
 t – espessura da parede;
 θ – ângulo da diagonal equivalente em relação à horizontal.

O fator λ_H (Equação 1) consiste na multiplicação do parâmetro de rigidez relativa entre a parede e o pilar (λ_p) com a distância entre os eixos de vigas (H). Este parâmetro consiste em uma grandeza dimensional (1/unidade de comprimento) e expressa uma relação de rigidez entre a alvenaria e o pilar. A maioria das expressões utiliza este fator para obter a largura da barra diagonal equivalente. No caso da expressão de Hendry [28], que utiliza o comprimento de contato entre os elementos do pórtico com a parede, também é utilizada a rigidez relativa entre a parede e a viga (λ_v). As Equações 2 e 3 contêm as expressões para o cálculo dos referidos parâmetros de rigidez relativa.

$$\lambda_H = \lambda_p \cdot H \quad (1)$$

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

$$\lambda_v = \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \text{sen}(2\theta)}{4 \cdot E_v \cdot I_v \cdot l}} \quad (3)$$

Cabe salientar que a expressão de Mainstone [27] é a mais conhecida entre os pesquisadores na análise de pórticos preenchidos, sendo empregada pela FEMA 306 [34].

3. Modelagem numérica

3.1 Modelos estudados

Neste trabalho foram estudados 48 modelos diferentes de pórticos isolados de concreto armado preenchidos com bloco cerâmicos. Para todos os modelos, a altura H (distância entre eixos das vigas) foi igual a 3,0 m. A largura de vigas e pilares foi de 20 cm e a espessura da parede t também foi igual a 20 cm. Os parâmetros variados foram a altura da seção transversal do pilar (dimensão paralela ao vão da viga), conforme Tabela 2, a altura da seção transversal da viga juntamente com o comprimento do vão (vide Tabela 3) e a tensão resistente do bloco (vide Tabela 2). Assumiu-se, para fins de cálculo das propriedades mecânicas da alvenaria, uma eficiência prisma-bloco igual a 0,5 (relação entre a resistência à compressão do prisma e a resistência à compressão do bloco). O código de cada parâmetro, para fins de nomenclatura dos modelos, é indicado na Tabela 2. O modelo é a combinação de um código de cada parâmetro (ex.: B30V40P100, sendo a resistência à compressão do bloco igual a 3,0 MPa, a altura da seção da viga igual a 40 cm e a altura da seção do pilar igual a 100cm).

De acordo com as simulações numéricas de Doudoumis [5], a razão entre os momentos de inércia à flexão da viga e do pilar (I_v/I_p) exerce influência relevante no comportamento estrutural de pórticos preenchidos. Nas simulações numéricas de [5] foram analisados modelos com relações (I_v/I_p) entre 0,25 e 8,0. Por sua vez, neste trabalho, o espectro de variação de (I_v/I_p) está compreendido entre 0,064 e 8,0.

3.2 Modelos de diagonal equivalente - MDE

As larguras das diagonais equivalentes foram obtidas de duas maneiras: i) por meio das expressões analíticas da literatura (Tabela 1); ii) obtida a partir de calibração dos modelos MDE em função dos re-

Tabela 2
Códigos dos parâmetros variados nos modelos estudados

Resistência à compressão do bloco (MPa)	Altura da viga (cm)	Altura do pilar (cm)
1,5 (B15)	40 (V40)	30 (P30)
		40 (P40)
		50 (P50)
30 (B30)	50 (V50)	60 (P60)
		70 (P70)
		80 (P80)
30 (B30)	60 (V60)	90 (P90)
		90 (P90)
		100 (P100)

Tabela 3
Altura da viga em função do comprimento do vão

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

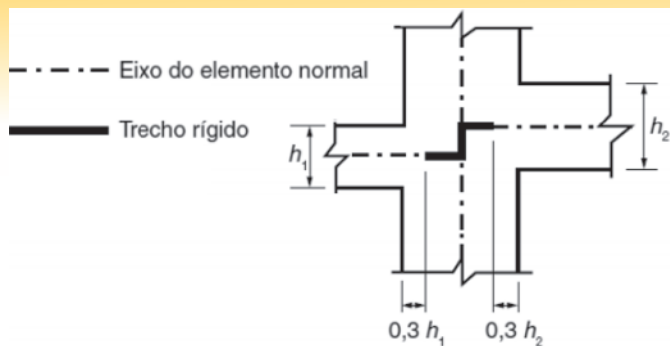


Figura 3
Esquematização de consideração dos trechos rígidos

Fonte: ABNT NBR 6118 [33]

sultados fornecidos pelos modelos MEF, sendo a igualdade de deslocamento horizontal entre os dois modelos o critério de calibração. Para aprimorar os resultados dos modelos MDE, nos quais vigas e pilares foram simulados como elementos de pórtico plano, as dimensões finitas dos nós foram consideradas por meio de trechos rígidos (offsets). A posição dos trechos rígidos foi definida segundo a ABNT NBR 6118 [33] (vide Figura 3). Os valores de momento de inércia à flexão dos trechos rígidos foram calibrados com os resultados dos modelos MEF, sendo o deslocamento horizontal o critério de calibração. Esta foi realizada para ambos os modelos sem a presença das paredes.

Os pórticos preenchidos, simulados com os modelos de diagonal equivalente, foram processados em programa de análise linear de pórticos planos.

3.3 Modelos MEF

As simulações numéricas pelo método dos elementos finitos dos pórticos preenchidos foram realizadas no programa computacional ANSYS. Foi utilizado o elemento PLANE182 da biblioteca do programa, para a modelagem tanto da estrutura de concreto quanto da parede de bloco cerâmico. Este elemento finito, aplicável para o caso de estados planos de tensões, possui quatro nós, onde cada

nó possui dois graus de liberdade, que são as translações nas direções X e Y. Essas direções formam o plano XY, onde se encontra o pórtico preenchido. Quanto à discretização, com base em estudo de refinamento de malha e na pesquisa de Silva [12], foram definidos elementos finitos de dimensões 5 cm x 5 cm, tanto para o pórtico de concreto armado quanto para o painel de alvenaria (vide Figura 4). 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. No programa ANSYS, o fator de rigidez normal de contato FKN foi calibrado a fim de se obter a menor penetração possível entre as superfícies, sem causar inconsistência numérica.

Outros parâmetros definidos no problema de contato são o coeficiente de atrito (μ) entre as superfícies pórtico-alvenaria, a máxima tensão resistente de cisalhamento entre as superfícies ($f_{v,max}$) e a coesão (τ_0). Esses parâmetros foram obtidos segundo as recomendações da FEMA 306 [34], presentes na Tabela 4. Nessa tabela, f_p é a resistência à compressão do prisma.

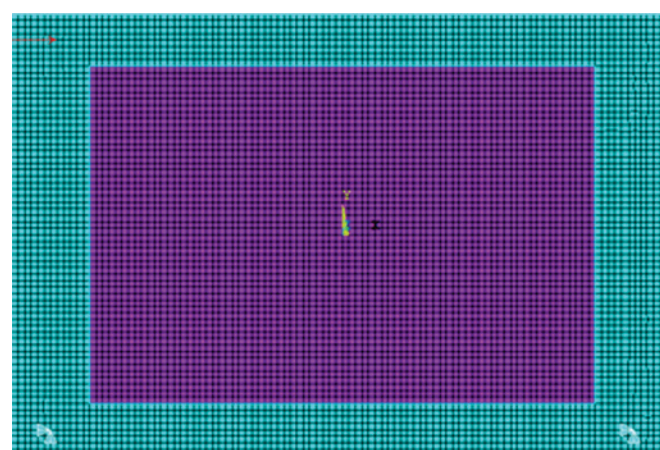
A análise por elementos finitos não fornece a tensão média solicitante em toda a parede e sim as tensões solicitantes nos pontos nodais da parede. Dessa forma, a fim de evitar tensões solicitantes de cisalhamento maiores que as resistentes, limitou-se a tensão ao cisalhamento mobilizada entre as superfícies pórtico-alvenaria a uma tensão máxima igual à $f_{v,max} = \alpha \cdot f_v$, onde $\alpha = 1,5$. A Equação 4 calcula a tensão resistente média ao cisalhamento da parede (f_v), recomendada pela FEMA 306 [34].

Tabela 4
Parâmetros associados ao problema de contato

Parâmetro	Nomenclatura 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)	Coefficiente de fricção	0,7



a



b

Figura 4
Modelo MEF de pórtico de concreto armado preenchido com alvenaria: a) condições de contorno; b) modelo discretizado

Tabela 5

Valores para tensão resistente à compressão do bloco (f_b). Fonte: Adaptado de ABNT NBR 15270-1 [35]

Direção dos furos	f_b (MPa)
Horizontal	$\geq 1,5$
Vertical	$\geq 3,0$

Tabela 6

Propriedades mecânicas dos materiais

Material	Concreto	Bloco cerâmico	
		$f_b = 1,5$ MPa	$f_b = 3,0$ MPa
E (MPa)	25.000	450	900
ν	0,2	0,15	0,15

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5\sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \text{tg}\theta} \quad (4)$$

f_v – tensão resistente média ao cisalhamento da parede;
 μ – coeficiente de atrito entre as superfícies;
 σ_g – tensão vertical devido ao peso próprio da parede (Equação 5);
 $\text{tg}\theta$ – relação entre altura e comprimento da parede;
 τ_0 – coesão.

$$\sigma_g = \frac{W_{alv}}{l \cdot t} \quad (5)$$

l – comprimento da parede;
 t – espessura da parede;
 W_{alv} – Peso total da parede.

3.4 Propriedades dos materiais

Tanto o pórtico de concreto armado quanto a parede de alvenaria foram assumidos como materiais elástico-lineares (na tração e na compressão) a fim de simplificar as análises. Em função dessa simplificação e pelo fato da modelagem assumir a homogeneização dos materiais não se mencionam as características mecânicas das armaduras nem das argamassas. Além disso, segundo a ABNT NBR 15270-1 [35], o bloco cerâmico possui limites mínimos para resistência à compressão em função da direção dos furos (horizontal ou vertical) com o qual ele é construído. Esses limites são expressos na Tabela 5. Logo, nas análises numéricas, foram escolhidos esses limites mínimos para estabelecer a resistência do bloco nos modelos numéricos.

As propriedades mecânicas adotadas para os materiais, tais como os valores de módulo de elasticidade (E) e coeficiente de Poisson (ν), estão indicadas na Tabela 6. As propriedades do concreto armado foram obtidas na ABNT NBR 6118 [33] supondo concreto de resistência C25 e as propriedades da alvenaria, conforme a ABNT NBR 15812 [36]. O módulo de elasticidade da alvenaria é obtido em função da tensão resistente à compressão do prisma (f_p), conforme a Equação 6.

$$E = 600 \cdot f_p \quad (6)$$

Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale [1], a relação entre a resistência à compressão do prisma e a resistência à compressão do bloco pode variar entre 0,30 e 0,60 (blocos cerâmicos). Para este

trabalho, foi considerado como resistência do prisma um valor intermediário, correspondente a 50% da tensão resistente do bloco.

3.5 Aplicação da força horizontal nos modelos

Para a escolha dos valores das forças horizontais a serem aplicadas nos modelos, seguiu-se o procedimento de Alva et al. [6]. 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 [33] para a verificação dos Estados Limites de Serviço, conforme a Equação 7. 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 [33] referentes do Estado Limite de Serviço.

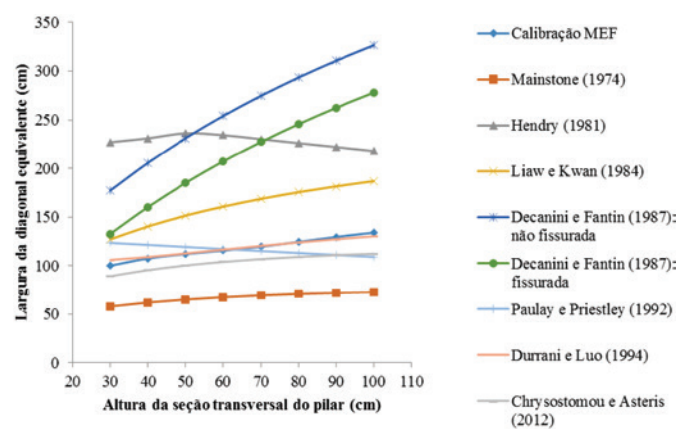
$$\delta_h \leq \frac{H}{850} \quad (7)$$

δ_h – Deslocamento horizontal relativo entre andares consecutivos;
 H – Distância entre viga ou entre pavimentos consecutivos (Figura 2)
 Definidas as forças, foram inseridas as paredes nos modelos MDE e MEF, a fim de realizar a aferição das expressões da literatura destinadas ao cálculo da largura da diagonal equivalente. Além disso, foi verificado se as tensões solicitantes no painel de preenchimento não ultrapassam as tensões resistentes. Juntamente com Equação 4, as Equações 8 e 9 da FEMA 306 [34] permitem, respectivamente, o cálculo das tensões resistentes ao cisalhamento, à tração e à compressão diagonal do painel de preenchimento.

$$f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} \quad (8)$$

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad (9)$$

$f_{c,\theta}$ – Tensão resistente à compressão diagonal do painel;
 $f_{t,\theta}$ – Tensão resistente à tração diagonal do painel.

**Figura 5**

Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B15V40

4. Análise de resultados

As larguras das diagonais equivalentes nos modelos MDE foram calibradas com o critério de deslocamentos, ou seja, de forma que os deslocamentos horizontais relativos nesses modelos fossem iguais aos obtidos nos modelos MEF. As Figuras de 5 a 10 contêm

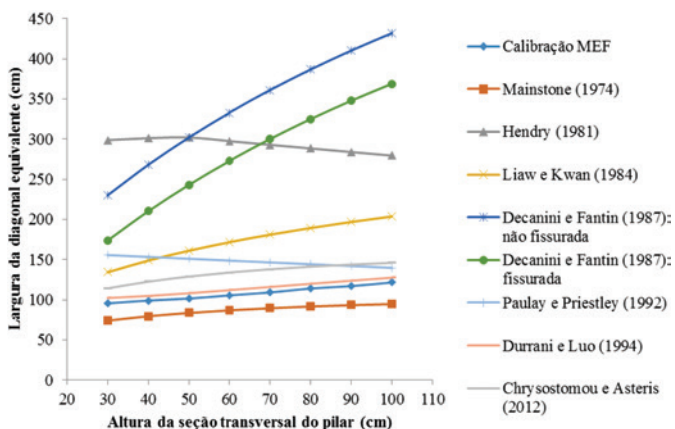


Figura 6
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B15V50

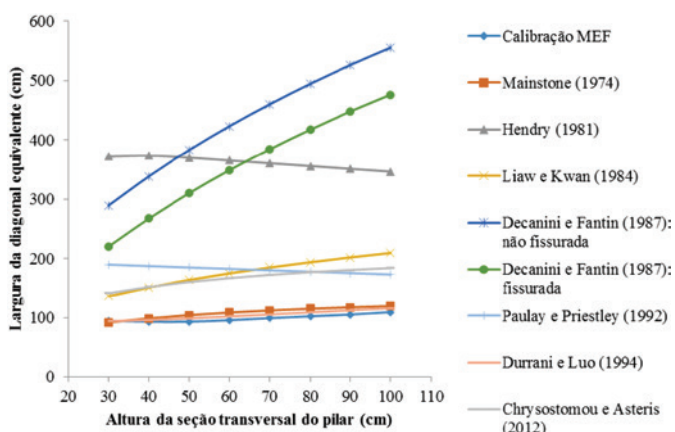


Figura 7
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B15V60

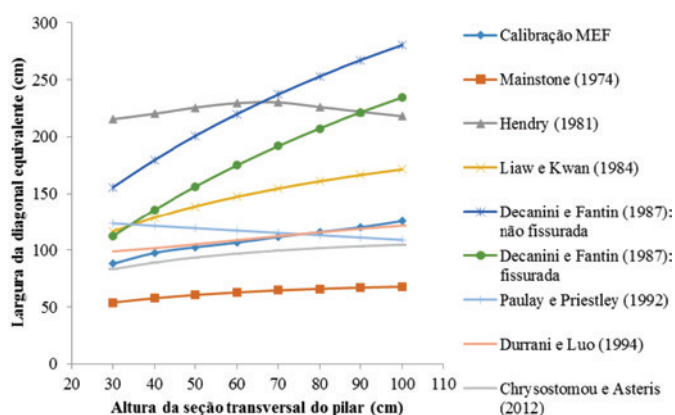


Figura 8
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B30V40

os gráficos comparativos dos valores da largura diagonal equivalente segundo as expressões da bibliografia abordadas neste trabalho e segundo os resultados obtidos via calibração MEF. Pela análise dos gráficos das Figuras 5 a 10, é possível notar o aumento da largura da diagonal equivalente à medida que se aumenta a altura da seção transversal do pilar. Todas expressões analisadas conseguem simular essa tendência de aumento, exceto a de Paulay e Priestley [31].

O aumento da tensão resistente do bloco (de 1,5 MPa para 3,0 MPa) 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 [27], Durrani e Luo [32] e Chryssostomou e Asteris [22]; cerca de 8% para a expressão de Liaw e Kwan [29]; cerca de 16% para as expressões de Hendry [28] e Decanini e Fantin [30].

É possível notar que a expressão que conduziu a resultados mais próximos aos resultados da calibração MEF foi a de Durrani e Luo [32]. Além disso, a expressão de Durrani e Luo [32] foi a única expressão que conseguiu capturar a diminuição do valor da largura da diagonal equivalente em função do aumento da altura da seção da viga (para uma mesma resistência do bloco), comportamento também observado nos resultados da calibração via MEF. É importante observar que a boa proximidade com resultados oriundos do MEF pode ter ocorrido pelo fato de que essa expressão é a

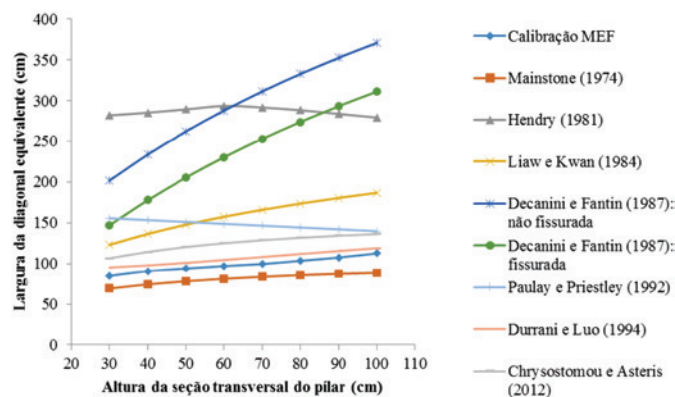


Figura 9
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B30V50

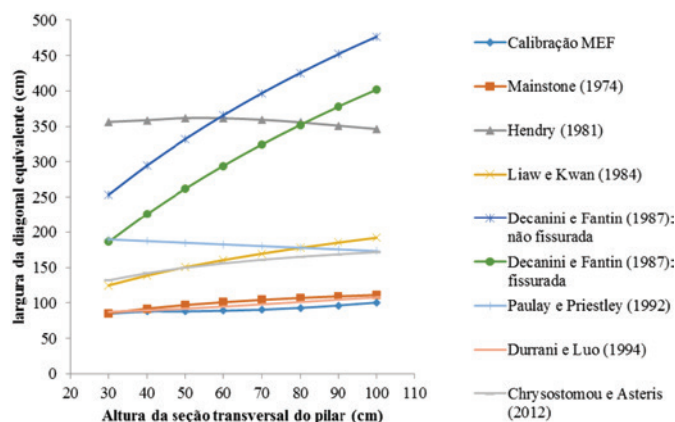


Figura 10
Valores das larguras da diagonal equivalente em função da altura do pilar nos modelos B30V60

única expressão entre as abordadas neste trabalho que considera as propriedades mecânicas da viga.

Analisando os valores extremos fornecidos pelas expressões nas Figuras 5 à 10, percebe-se que a mais conservadora foi a de Mainstone [27], 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 [30] (parede não-

-fissurada) e a de Hendry [28] foram as que forneceram os maiores valores.

Conforme se pode notar nos gráficos das Figuras 5 à 10, 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

Tabela 7

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

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
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

Tabela 8

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

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
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

Tabela 9

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

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
Largura da diagonal equivalente (cm)	94,5	91,7	136,2	371,9	93,8
Esforço na diagonal equivalente (kN)	17,7	17,4	21,0	28,7	17,6
Momento na extremidade da viga (kN.m)	13,1	13,3	10,8	5,6	13,1

Tabela 10

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

Expressões analisadas	Calibração MEF	Mainstone [27]	Liaw e Kwan [29]	Decanini e Fantin [30]: não fissurado	Durrani e Luo [32]
Largura da diagonal equivalente (cm)	85,0	85,6	129,4	356,4	87,6
Esforço normal na diagonal equivalente (kN)	22,9	23	26,2	31,9	23,2
Momento na extremidade da viga (kN.m)	9,4	9,4	7,1	3,1	9,2

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 7 a 10 contêm resultados de esforços normais na diagonal equivalente e de momentos fletores nas extremidades da viga superior para os modelos B15V40P100, B30V40P100, B15V60P30 e B30V60P30. Os resultados apresentados nessas tabelas permitem analisar a variação ocorrida nos esforços solicitantes em função dos diferentes valores fornecidos por expressões da literatura citadas neste trabalho para a obten-

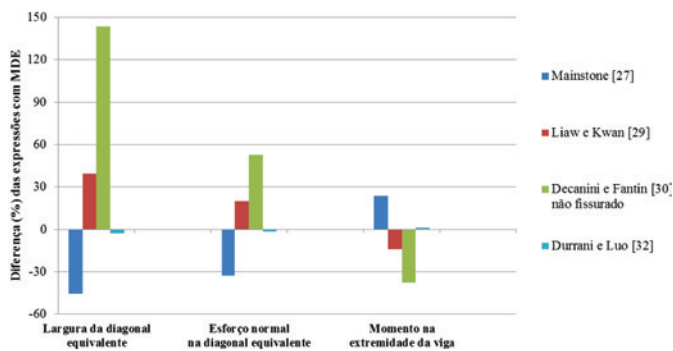


Figura 11 Diferenças percentuais para modelo B15V40P100

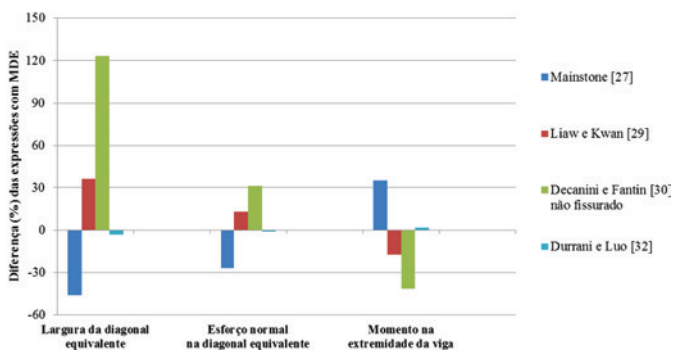


Figura 12 Diferenças percentuais para modelo B30V40P100

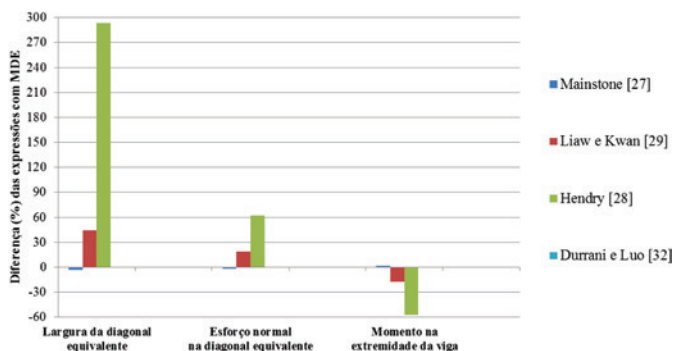


Figura 13 Diferenças percentuais para modelo B15V60P30

ção da largura da diagonal equivalente. Nas referidas tabelas, a coluna Calibração MEF refere-se aos resultados obtidos com os modelos de barra cuja a largura da diagonal equivalente (barra articulada que representa a parede) foi calibrada com os resultados dos modelos MEF. O critério de calibração foi a igualdade de deslocamentos horizontais relativos.

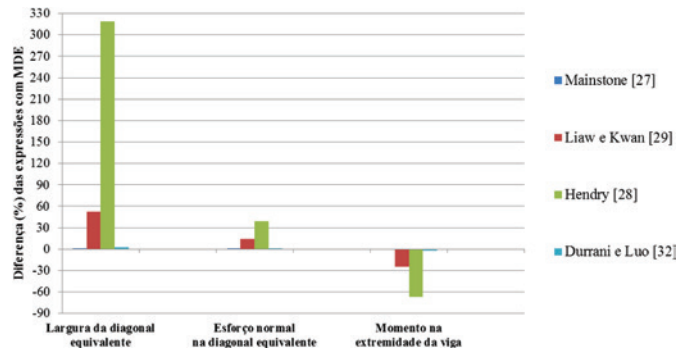


Figura 14 Diferenças percentuais para modelo B30V60P30

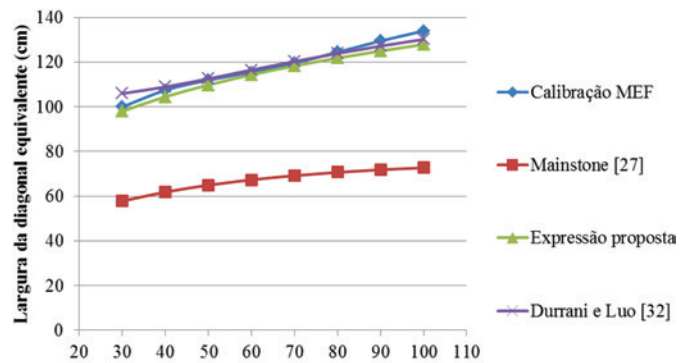


Figura 15 Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B15V40

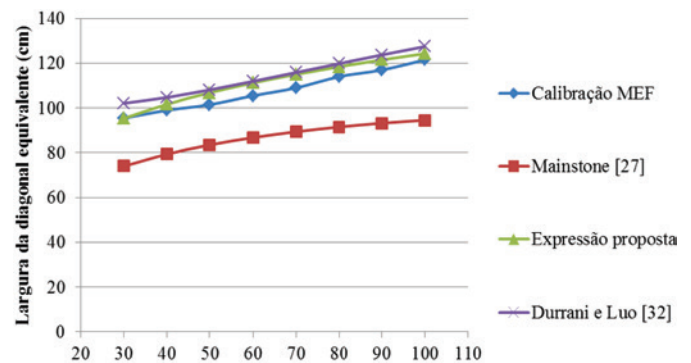


Figura 16 Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B15V50

Com os resultados das Tabelas 7 a 10, 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 B30V60P30. Tais diferenças, indicadas por meio dos gráficos das Figuras 11 a 14, foram calculadas tendo como base os resultados da calibração MEF, os quais são considerados como referência (base da acurácia).

Os resultados das Figuras 11 a 14 indicam que a percentagem de perda de acurácia 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 [29] nas Figuras 11 a 14: embora esta expressão conduza a diferenças de acurácia 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, diferenças demasiadamente elevadas de imprecisão na obtenção da largura da diagonal equivalente podem tra-

zer prejuízos à segurança estrutural. Para exemplificar este caso, pode-se tomar como exemplo o emprego da expressão de Hendry [28]: a diferença de acurácia de mais de 300% na largura da diagonal equivalente (Figura 14) conduziu a diferenças de momentos fletores nas extremidades da viga de até 60%. A expressão de Mainstone [27], por sua vez, conduziu a diferenças entre 2% a 35% em termos de momentos fletores nas extremidades das vigas, porém sempre a favor da segurança.

4.3 Proposta de expressão para obtenção da largura da diagonal equivalente

Embora seja uma das expressões mais conhecidas por pesquisadores e recomendada em alguns códigos normativos, a expressão de Mainstone [27] não conduziu a resultados satisfatórios, conforme mostraram as simulações numéricas com o auxílio do MEF. Dessa forma, foi realizada uma correção na expressão de Mainstone [27] visando a proposta de uma nova expressão aplicável a edifícios com características similares aos modelos analisados neste trabalho. As características similares referem-se aos vãos teóricos de vigas (4,50 m, 6,00 m e 7,50 m), à distância entre

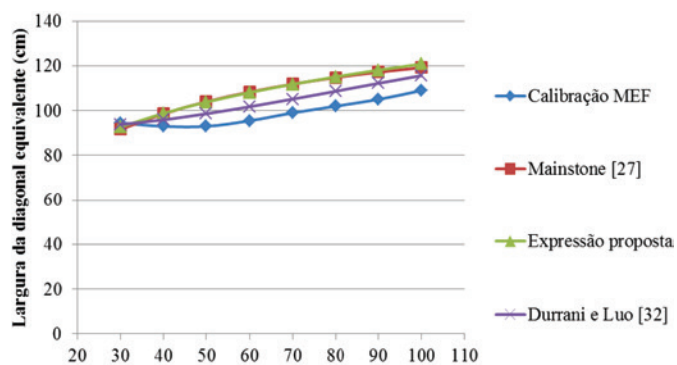


Figura 17
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B15V60

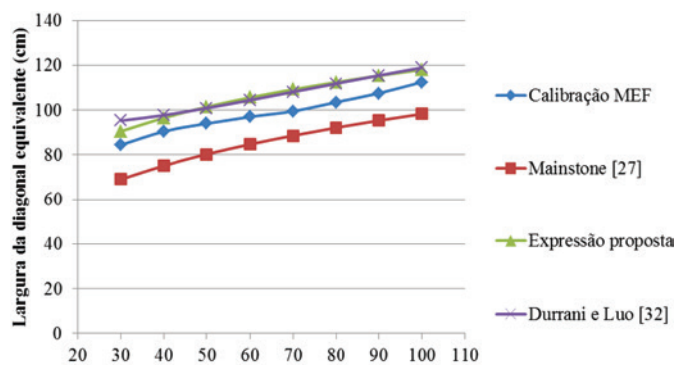


Figura 19
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B30V50

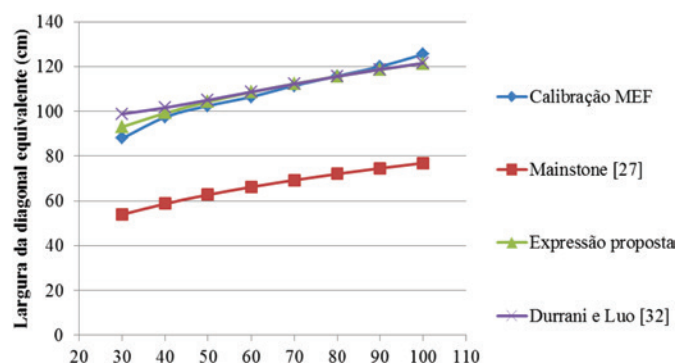


Figura 18
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B30V40

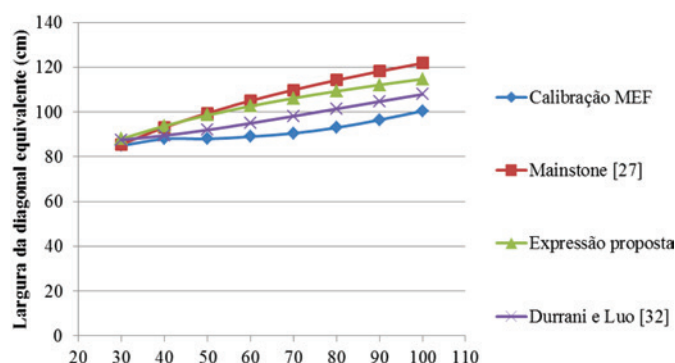
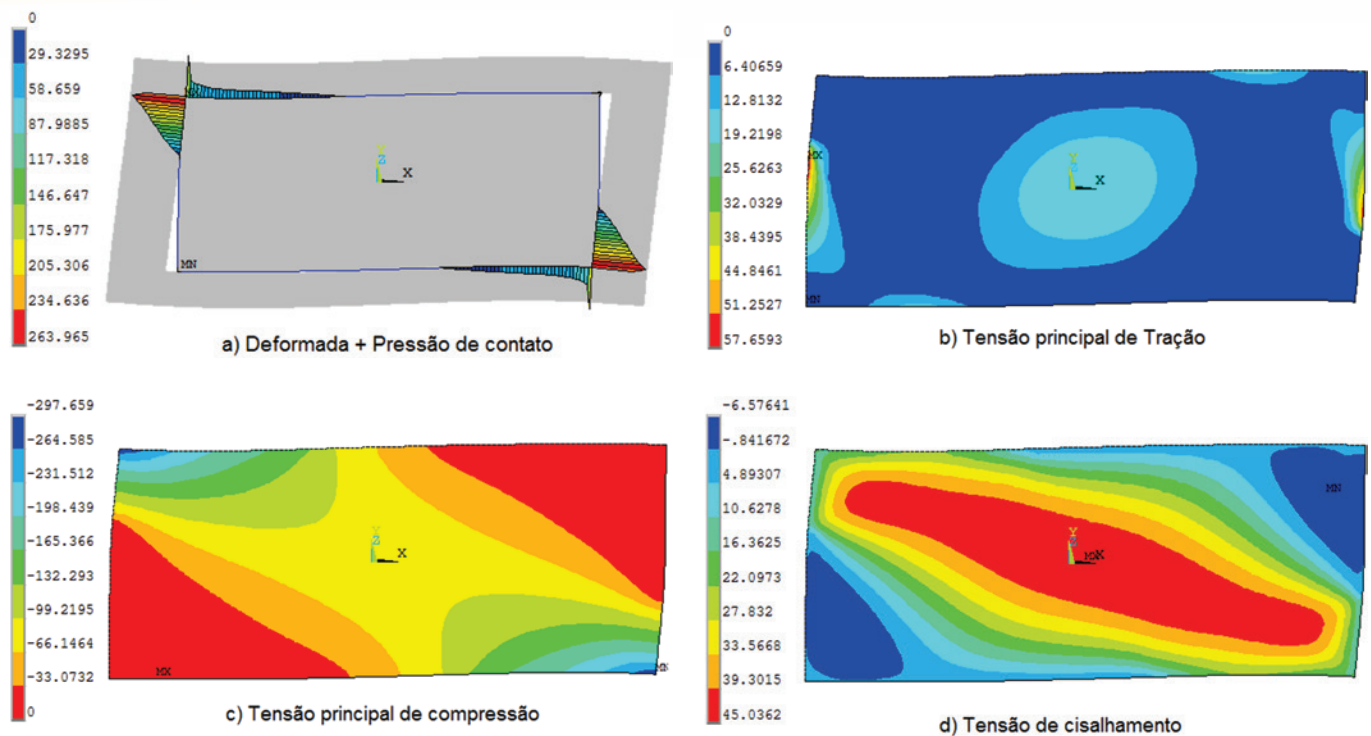


Figura 20
Comparação entre as expressões de Mainstone [27], Durrani e Luo [32] e a nova expressão proposta para modelos B30V60


Figura 21

Contato entre pórtico e parede e distribuição de tensões no modelo B15V50P50 (unidades de tensões em kN/m^2)

Tabela 11

Tensões solicitantes e resistentes nas paredes dos modelos B15. Valores em kN/m^2

Modelo	$f_b = 1,5 \text{ MPa (B15)} \rightarrow f_{c,0.8} = 375 \text{ kN/m}^2$			f_v	Fissuração prevista
	Compressão	Tração	Cisalhamento		
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	10,4	36,0	43,3	Nenhuma
B15V50P50	237	18,0	39,2	43,7	Nenhuma
B15V50P60	254	18,9	42,4	44,0	Tração
B15V50P70	265	19,2	45,0	44,4	Tração/Cisalhamento
B15V50P80	280	19,5	47,8	44,9	Tração/Cisalhamento
B15V50P90	285	19,6	50,2	45,3	Tração/Cisalhamento
B15V50P100	295	19,8	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

Tabela 12Tensões solicitantes e resistentes nas paredes dos modelos B30. Valores em kN/m²

Modelo	$f_b = 3,0 \text{ MPa (B30)} \rightarrow f_{c,0} = 750 \text{ kN/m}^2 \quad f_{t,0} = 37,5 \text{ kN/m}^2$			f_v	Tipo de fissuração
	Compressão	Tração	Cisalhamento		
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	15,7	44,7	84,2	Nenhuma
B30V50P50	377	17,8	57,4	84,9	Nenhuma
B30V50P60	414	18,7	63,4	85,6	Nenhuma
B30V50P70	427	27,8	67,2	86,4	Nenhuma
B30V50P80	444	27,0	71,2	87,3	Nenhuma
B30V50P90	458	26,5	75,1	88,1	Nenhuma
B30V50P100	480	30,1	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

andares consecutivos (3,0 m) e à resistência da alvenaria (blocos com resistência à compressão de 1,5 MPa e 3,0 MPa). A partir dos resultados das análises numéricas e variando-se (por tentativas) os parâmetros da expressão de Mainstone [27], obteve-se a expressão proposta, conforme a Equação 10.

$$a = 0,51 \cdot (\lambda_H)^{-0,3} \cdot \text{sen}\theta. D \quad (10)$$

Nas Figuras 15 a 20 é possível notar que a expressão proposta apresentou resultados mais próximos da calibração numérica via MEF se comparado com a expressão original de Mainstone [27].

4.4 Tensões solicitantes e resistentes no painel de alvenaria

As tensões solicitantes na parede de alvenaria de preenchimento foram obtidas nas modelagens via MEF, sendo objeto de análise as tensões principais de compressão, as tensões principais de tração e as tensões de cisalhamento. A distribuição de tais tensões no painel é apresentada na Figura 21 para um dos modelos analisados. A Figura 21 também ilustra a deformada do pórtico preenchido e a separação entre o pórtico e a parede. Os valores das tensões solicitantes foram comparados com os valores das tensões resistentes calculadas segundo a FEMA 306 [34], conforme as Equações 4, 8 e 9.

Nas Tabelas 11 e 12 são apresentados os valores das tensões solicitantes (tensão principal de tração, tensão principal de compressão e tensão de cisalhamento) e os das tensões resistentes dos modelos, para avaliação do tipo de fissuração prevista.

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 [1, 17, 34].

A ocorrência de fissuração foi prevista em 12 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 0,67. Houve apenas 1 modelo com fissuração prevista, sendo esta associada à tração diagonal. Para os modelos com blocos de resistência à compressão de 1,5 MPa, houve 11 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 0,81. A relação entre as tensões solicitantes de cisalhamento e as tensões resistentes de cisalhamento situaram-se entre 0,62 e 1,16, com um valor médio de 0,92. Entre os 11 modelos mencionados, em 8 desses a fissuração inicia-se por tração diagonal e nos restantes 3 modelos 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) da parede de alvenaria de preenchimento, mas está relacionada com um Estado Limite de Serviço [15].

5. Considerações finais e conclusões

Este trabalho foi dedicado à modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com alvenaria, empregando-se modelos de diagonal equivalente e modelos com elementos finitos bidimensionais para estado plano de tensões com a 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 48 modelos de pórticos preenchidos, com distância entre pilares e distância entre andares consecutivos 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 deslocamento máximo recomendado pela NBR 6118 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:

- Com o deslocamento horizontal relativo fixo em $H/850$, a largura da diagonal equivalente cresce com o aumento da rigidez dos pórticos (da seção transversal dos pilares). Esse aumento foi observado para todas as expressões abordadas neste trabalho, exceto para a expressão de Paulay e Priestley [31]. Foi possível perceber também que o aumento da rigidez dos pórticos produziu aumentos das tensões solicitantes nas paredes de preenchimento;
- Confirmaram-se as relevantes diferenças entre os valores da largura de diagonal equivalente fornecidas pelas principais expressões da literatura. Por outro lado, a expressão de Durrani e Luo [32] 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 mecânicas da viga no cálculo da largura da diagonal equivalente;
- Foram comparados os esforços solicitantes 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;
- Foi proposta nova expressão para o cálculo da largura da diagonal equivalente resultante de uma modificação na expressão de Mainstone [27], obtendo-se desta maneira bons resultados em comparação aos modelos MEF. Recomenda-se, porém, que a nova expressão proposta seja empregada para edifícios com características geométricas e propriedades mecânicas similares aos modelos de pórticos preenchidos analisados neste trabalho. Para vigas, pilares e paredes de alvenarias mais resistentes que as analisadas (tais como as constituídas por

blocos de concreto), os autores sugerem como tema para estudos futuros eventuais modificações da expressão de Mainstone [27] para melhorar a acurácia dos resultados;

- A análise dos 48 modelos MEF 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 1 modelo foi prevista a fissuração da parede de alvenaria com blocos de 3,0 MPa. Para paredes de alvenaria com blocos de 1,5 MPa de resistência à compressão, em 11 modelos foi prevista a fissuração. Tais resultados indicam também que a limitação da NBR 6118 para os deslocamentos horizontais relativos entre ($H/850$) 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.

6. Agradecimentos

À CAPES pelo suporte financeiro.

7. REFERÊNCIAS

- [1] PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural. 2ª ed. São Carlos: EdUFSCar, 2013. 723 p.
- [2] ASTERIS, P.G.; ANTONIOU, S.T.; SOPHIANOPOULOS, D.S.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art. *Journal of the Structural Engineering*, v.137, n.12, p.1508-1517, 2011.
- [3] MORANDI, P.; HAK, S.; MAGENES, G. Performance-based interpretation of in-plane cyclic tests on RC frames with strong masonry infills. *Engineering Structures*, v.156, p.503-521, 2018.
- [4] ARAÚJO, J. M. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado. 3ª ed. Rio Grande: Editora DUNAS, 2014. 306p.
- [5] DOUDOUMIS, I.N. Finite element modelling and investigation of the behaviour of elastic infilled frame under monotonic loading. *Engineering Structures*, v.29, p.1004-1024, 2007.
- [6] 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, n. 3, p.390-426, 2015.
- [7] ASTERIS, P.G.; CAVALERI, L.; DI TRAPANI, F.; SARTHOSIS, V. A macro-modeling approach for the analysis of infilled frame structures considering the effects of openings and vertical loads. *Structure and Infrastructure Engineering*, v.12, n.5, p.551-566, 2016.
- [8] ALVARENGA, R. C. S. S. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. 331 p. Tese (Doutorado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [9] SANTOS, E.M. Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. 132p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.

- [10] TANAKA, E.S. Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício. 90p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.
- [11] MADIA, F.C. Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria. 142p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.
- [12] SILVA, L. R. Modelagem de pórticos de concreto armado preenchidos com a consideração de aberturas nos painéis de alvenaria. 139p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.
- [13] SOUSA, P.V.A. Efeito dos painéis de vedação nas características dinâmicas de edificações de concreto armado. 106p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.
- [14] POLYAKOV, S. V. Masonry in framed buildings (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturoy Po Stroitel'noy Architekture. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston.
- [15] SANEINEJAD, A.; HOBBS, B. Inelastic design of infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, v.121, n.4, p.634-650, 1995.
- [16] MADAN, A.; REINHORN, A.M.; MANDER, J.B.; VALLES, R.E. Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering*, v.123, n.10, p.1295-1302, 1997.
- [17] 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.
- [18] EL-DAKHAKHNI, W.W.; ELGAALY, M.; HAMID, A.A. Three-Strut Model for Concrete Masonry-Infilled Steel Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.2, p.177-185, 2003.
- [19] 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, n.2, p.69-77, 2007.
- [20] DOLSEK, M.; FAJFAR, P. The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame – a deterministic assessment. *Engineering Structures*, v.30, p.1991-2001, 2008.
- [21] TASNIMI, A.A.; MOHEBKHAH, A. Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, v.33, p.968-980, 2011.
- [22] CHRYSOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, v.41, p.385-402, 2012.
- [23] ASTERIS, P.G.; GIANNOPOULOS, I.P.; CHRYSOSTOMOU, C.Z. Modeling of Infilled Frames with Openings. *The Open Construction and Building Technology Journal*, v.6, p.81-91, 2012.
- [24] UVA, G.; RAFFAELE, D.; PORCO, F.; FIORE, A. On the role of equivalent strut models in the seismic assessment of infilled RC buildings. *Engineering Structures*, v.42, p.83-94, 2012.
- [25] MARTINELLI, E.; LIMA, C.; DE STEFANO, G. A simplified procedure for Nonlinear Static analysis of masonry infilled RC frames. *Engineering Structures*, v.101, p.591-608, 2015.
- [26] 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, n.3, p.333-347, 2017.
- [27] MAINSTONE, R. J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- [28] HENDRY, A. *Structural Brickwork*. MacMillan, London, 1981.
- [29] LIAW, T. C.; KWAN, K. H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, v.18, n.3, p.551-560, 1984.
- [30] 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.
- [31] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. J. N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley, New York, 1992. 768 p.
- [32] 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.
- [33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.
- [34] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 306: Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings, Basic Procedures Manual, Washington, DC, 1998.
- [35] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270-1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação. Rio de Janeiro, ABNT, 2005.
- [36] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.