

# Serviceability limit state related to excessive lateral deformations to account for infill walls in the structural model

## *Estado limite de serviço de deformações horizontais excessivas com a consideração das alvenarias de preenchimento no modelo estrutural*



G. M. S. ALVA <sup>a</sup>  
alva\_gerson@yahoo.com.br

J. KAMINSKI JR <sup>a</sup>  
jkj@ufsm.br

G. MOHAMAD <sup>a</sup>  
gihad.civil@gmail.com

L. R. SILVA <sup>b</sup>  
liriane.reis@gmail.com

### Abstract

Brazilian Codes NBR 6118 and NBR 15575 provide practical values for interstory drift limits applied to conventional modeling in order to prevent negative effects in masonry infill walls caused by excessive lateral deformability, however these codes do not account for infill walls in the structural model. The inclusion of infill walls in the proposed model allows for a quantitative evaluation of structural stresses in these walls and an assessment of cracking in these elements (sliding shear diagonal tension and diagonal compression cracking).

This paper presents the results of simulations of single-story one-bay infilled R/C frames. The main objective is to show how to check the serviceability limit states under lateral loads when the infill walls are included in the modeling. The results of numerical simulations allowed for an evaluation of stresses and the probable cracking pattern in infill walls. The results also allowed an identification of some advantages and limitations of the NBR 6118 practical procedure based on interstory drift limits.

**Keywords:** infilled frames, masonry infill walls, diagonal strut model, finite element method, serviceability limit states.

### Resumo

Para evitar efeitos negativos em walls de vedação produzidos pela deformabilidade horizontal excessiva, a NBR 6118 e a NBR 15575 apresentam valores práticos de limites de deslocamentos horizontais aplicados à modelagem convencional (sem a consideração das walls de preenchimento no modelo estrutural). Entretanto, a inclusão das walls no modelo permite a avaliação quantitativa das tensões solicitantes nas alvenarias de preenchimento e a avaliação da ocorrência de fissuras nas mesmas (por cisalhamento, tração diagonal ou compressão diagonal).

Neste trabalho são apresentados resultados de simulações numéricas de quadros de concreto armado considerando a presença da alvenaria de preenchimento. O objetivo principal do trabalho é demonstrar como pode ser realizada a verificação do estado limite de serviço produzido por ações horizontais quando as walls são incluídas na modelagem. 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 NBR 6118 em termos de deslocamentos limites.

**Palavras-chave:** pórticos preenchidos, alvenarias de preenchimento, modelo de diagonal equivalente, método dos elementos finitos, estados limites de serviço.

<sup>a</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Departamento de Estruturas e Construção Civil, Santa Maria-RS, Brasil;

<sup>b</sup> Universidade Federal de Santa Maria, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria-RS, Brasil.

## 1. Introdução

Usualmente, as paredes de alvenaria com função de vedação nos sistemas estruturais reticulados de edifícios são encaradas apenas como cargas verticais aplicadas sobre a estrutura principal, ou seja, a rigidez dessas paredes é desprezada nos modelos de análise estrutural. Quando fixadas à estrutura reticulada de concreto, as paredes de alvenaria participam como elementos resistentes frente às ações horizontais no edifício. Entretanto, não é prática atual em projetos no Brasil a consideração dos painéis de alvenaria no modelo estrutural para a verificação dos Estados Limites da Estrutura.

Poucas pesquisas nacionais são encontradas sobre o comportamento estrutural de pórticos preenchidos com alvenaria submetidos a ações horizontais. Dentre as principais pesquisas nacionais, podem ser citados o trabalho de Alvarenga [1] – que consistiu num estudo teórico e experimental de pórticos de aço preenchidos com paredes de concreto – e os trabalhos de Santos [2], Tanaka [3] e Madia [4] mais voltados a simulações numéricas em edifícios de concreto.

Por outro lado, encontra-se extensa bibliografia internacional sobre o comportamento de estruturas aporticadas de concreto e aço preenchidas com paredes de alvenaria. As pesquisas sobre o tema começaram a ter mais destaque há mais de quatro décadas, sendo boa parte delas voltadas a análise frente às ações de sismos. De forma resumida, são encontrados três tipos de contribuições de pesquisa sobre o assunto, os quais são descritos a seguir.

O primeiro tipo de contribuição refere-se a pesquisas que envolvem a denominada macromodelagem, as quais abordam a utilização e o aprimoramento dos modelos de diagonal equivalente. São encontrados diversos trabalhos importantes desde a década de 70. Dentre as pesquisas mais recentes, consideraram-se relevantes os trabalhos de Asteris *et al.* [5], Chrysostomou e Asteris [6], El-Dakhkhni *et al.* [7], Amato *et al.* [8], Doudoumis [9], Crisafulli e Carr, [10] e Uva *et al.* [11]. O segundo tipo de contribuição refere-se à utilização e ao aprimoramento da denominada micromodelagem, na qual a estrutura e a alvenaria são modeladas com elementos planos ou espaciais via método dos elementos finitos, incluindo o caso de aberturas nas paredes. Dentre as pesquisas mais recentes e consideradas relevantes, podem ser citados os trabalhos de Doudoumis [12], Mondal e Jain [13], Asteris [14], Ghosh e Amde [15], Mohyeddin *et al.* [16], Stavidris e Shing [17], Baloevic *et al.* [18] e Koutromanos *et al.* [19]. O terceiro tipo de contribuição está relacionado com as investigações experimentais, havendo uma vasta publicação de pesquisas na bibliografia especializada. Merecem destaque os trabalhos de Mehrabi *et al.* [20], Durrani e Haider [21], Flanagan e Bennett [22], Al-Chaar *et al.* [23], Asteris *et al.* [24], Tanimi e Mohebkah [25] e Liu e Manesh [26].

Nas recomendações da FEMA 306 [27], FEMA 274 [28] e FEMA 356 [29] encontram-se detalhados procedimentos específicos para a análise de pórticos de concreto e de aço preenchidos com alvenaria. O capítulo 8 da FEMA 306 [27] resume as principais pesquisas sobre o tema e apresenta as expressões para a obtenção da largura equivalente para painéis sem aberturas e para a obtenção da capacidade resistente das diagonais equivalentes frente aos possíveis tipos de ruptura. Tais recomendações são amplamente citadas nas pesquisas internacionais dos últimos quinze anos que tratam do assunto.

As normas brasileiras NBR 6118 [30] e NBR 15575 [31] apresentam deslocamentos horizontais limites em regime de serviço para a prevenção de efeitos negativos em vedações produzidos pela distorção ho-

rizontal excessiva. Tais limites são valores práticos a serem aplicados na modelagem convencional (sem a contribuição das paredes como elementos resistentes), sendo uma forma simples de limitar a deformabilidade horizontal da estrutura, independente das características mecânicas da parede.

Evidentemente, a verificação mencionada anteriormente não permite uma avaliação quantitativa das solicitações nos painéis de alvenaria, nem tampouco considerar a influência da geometria (dimensões, aberturas) e das características mecânicas das paredes.

**Tabela 1 – Expressões analíticas para o cálculo da largura da diagonal equivalente**

Autores	Expressão								
Mainstone (32)	$a = 0,175 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$								
Hendry (34)	$a = \frac{\sqrt{\alpha_p^2 + \alpha_v^2}}{2} \cdot D$ $\alpha_p = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_H}$ $\alpha_v = \frac{\pi}{2 \cdot \lambda_v}$ <p><math>\alpha_p</math> = comprimento de contato entre pilar e alvenaria;  <math>\alpha_v</math> = comprimento de contato entre viga e alvenaria.</p>								
Liauw e Kwan (35)	$a = \frac{0,95 \cdot \text{sen}(2\theta)}{2 \sqrt{\lambda_H}} \cdot D$								
Decanini e Fantin (36)	<table border="0"> <tr> <td>Para painéis não fissurados: <math>\lambda_H \leq 7,85</math>:</td> <td>Para painéis fissurados: <math>\lambda_H \leq 7,85</math>:</td> </tr> <tr> <td><math>a = \left( 0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H} \right) \cdot D</math></td> <td><math>a = \left( 0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H} \right) \cdot D</math></td> </tr> <tr> <td><math>\lambda_H &gt; 7,85</math>:</td> <td><math>\lambda_H &gt; 7,85</math>:</td> </tr> <tr> <td><math>a = \left( 0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H} \right) \cdot D</math></td> <td><math>a = \left( 0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H} \right) \cdot D</math></td> </tr> </table>	Para painéis não fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$ :	Para painéis fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$ :	$a = \left( 0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H} \right) \cdot D$	$a = \left( 0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H} \right) \cdot D$	$\lambda_H > 7,85$ :	$\lambda_H > 7,85$ :	$a = \left( 0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H} \right) \cdot D$	$a = \left( 0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H} \right) \cdot D$
Para painéis não fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$ :	Para painéis fissurados: $\lambda_H \leq 7,85$ :								
$a = \left( 0,085 + \frac{0,748}{\lambda_H} \right) \cdot D$	$a = \left( 0,010 + \frac{0,707}{\lambda_H} \right) \cdot D$								
$\lambda_H > 7,85$ :	$\lambda_H > 7,85$ :								
$a = \left( 0,130 + \frac{0,393}{\lambda_H} \right) \cdot D$	$a = \left( 0,040 + \frac{0,470}{\lambda_H} \right) \cdot D$								
Paulay e Priestley (37)	$a = \frac{D}{4}$								
Durrani e Luo (38)	$a = \gamma \cdot \text{sen}(2\theta) \cdot D$ $\gamma = 0,32 \cdot \sqrt{\text{sen}(2\theta)} \cdot \left( \frac{H^4 \cdot E_t}{m \cdot E_p \cdot I_p \cdot h} \right)^{-0,1}$ $m = 6 \cdot \left( 1 + \frac{6 \cdot E_v \cdot I_v \cdot H}{\pi \cdot E_p \cdot I_p \cdot L} \right)$ <p><math>E_v</math> = módulo de elasticidade da viga;  <math>I_v</math> = momento de inércia à flexão da viga.</p>								
Chrysostomou e Asteris (6)	$a = 0,270 \cdot (\lambda_H)^{-0,4} \cdot D$								

Esta avaliação somente pode ser feita se a rigidez dos painéis de alvenaria for incluída no modelo estrutural. Com a avaliação das solicitações nas alvenarias, é possível fazer a verificação da ocorrência dos possíveis tipos de ruptura (fissuração) em paredes submetidas a ações horizontais: por cisalhamento, por tração diagonal e por compressão diagonal.

O principal objetivo deste trabalho é demonstrar como pode ser realizada a verificação do estado limite de serviço produzido por ações horizontais quando as paredes são incluídas no modelo estrutural. Foram realizados exemplos numéricos empregando-se o modelo de diagonal equivalente (MDE) e um modelo que emprega o método dos elementos finitos (MEF). A comparação entre solicitações e resistências das paredes permitiu inferir sobre a integridade das mesmas frente aos possíveis tipos de ruptura (fissuração) e avaliar a adequabilidade dos valores práticos de deslocamentos limites da NBR 6118 [30] para a modelagem convencional. Foram utilizadas neste trabalho as recomendações da FEMA 306 [27] para o cálculo da largura da diagonal equivalente e para o cálculo dos parâmetros resistentes da alvenaria.

## 2. Avaliação da rigidez e da resistência dos painéis de alvenaria

### 2.1 Modelo de diagonal equivalente

O modelo mais utilizado para simular a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez de estruturas aporticadas submetidas a ações horizontais é o modelo da diagonal equivalente. O modelo consiste em introduzir barras (escoras) diagonais articuladas com rigidez axial calculada a partir das propriedades mecânicas e geométricas das paredes e dos elementos que compõe o pórtico (vigas e pilares). O parâmetro chave para a obtenção dessa rigidez axial é a largura da diagonal equivalente, a qual pode ser obtida segundo expressões analíticas propostas por diversos autores na bibliografia especializada, apresentadas no item 2.2 e resumidas na Tabela 1. Em análises elásticas-lineares, conhecendo-se a espessura e o módulo de elasticidade da parede, o problema consiste em encontrar a largura da seção da barra que simula a presença da parede.

Em outras palavras, deve-se encontrar a rigidez axial da diagonal equivalente que produz efeitos similares ao da estrutura real.

A principal vantagem do modelo de diagonal equivalente é a simplicidade, tornando-o atrativo para a prática de projetos estruturais.

### 2.2 Expressões para o cálculo da largura da diagonal equivalente

Neste item apresenta-se a formulação para a obtenção da largura da diagonal equivalente (apenas uma biela de compressão) encontrada na bibliografia especializada para painéis submetidos a forças horizontais.

A Figura 1 ilustra as dimensões envolvidas no modelo de diagonal equivalente para pórticos preenchidos com alvenaria.

A maioria das formulações encontradas na bibliografia especializada emprega o parâmetro rigidez relativa entre painel de alvenaria e pórtico ( $\lambda$ ), calculada por:

$$\lambda = 4 \sqrt{\frac{E \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_p \cdot I_p \cdot h}} \quad (1)$$

onde

$E$  = módulo de elasticidade da parede;

$E_p$  = módulo de elasticidade do pilar;

$I_p$  = momento de inércia à flexão do pilar;

$t$  = espessura da parede;

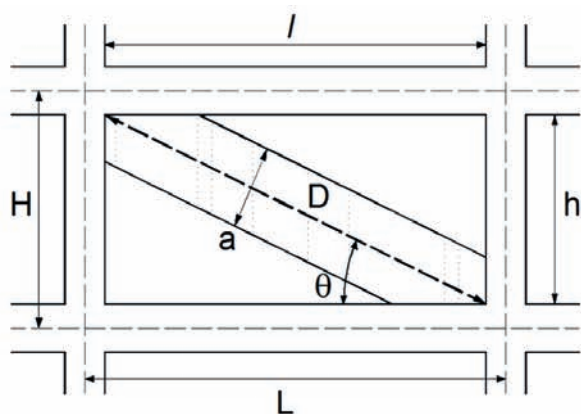
$h$  = altura da parede (vide Figura 1);

$\theta$  = ângulo de inclinação da diagonal equivalente (vide Figura 1).

Por questão de nomenclatura, convém expressar o produto entre a rigidez relativa ( $\lambda$ ) e a altura entre eixos de vigas ( $H$ ) por:

$$\lambda_H = \lambda \times H \quad (2)$$

Figura 1 - Modelo de diagonal equivalente em pórticos preenchidos com alvenaria



$a$  = largura da diagonal equivalente

$t$  = espessura da parede

$D$  = comprimento da diagonal da parede

$h$  = altura da parede

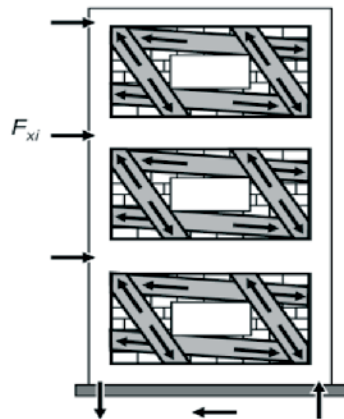
$l$  = comprimento da parede

$\theta$  = ângulo de inclinação da diagonal equivalente

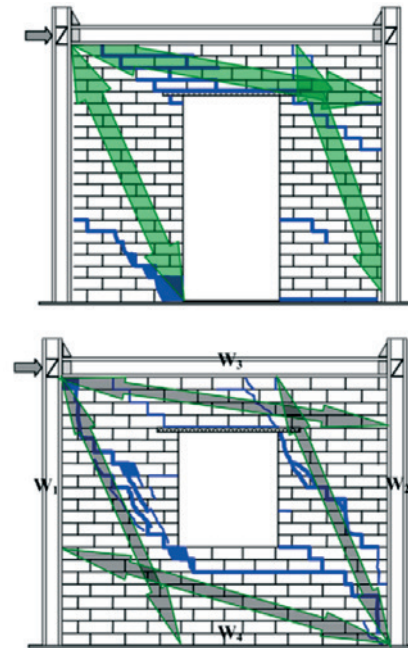
$H$  = distância entre eixos de vigas

$L$  = distância entre eixos de pilares

Figura 2 – Emprego do modelo de diagonais equivalentes para o caso de paredes com aberturas



FEMA 356 (29)



Tasnimi e Mohebkhah (25)

Na Tabela 1 são apresentadas as expressões para o caso de paredes sem aberturas. Tais expressões são encontradas e comentadas em Asteris *et al.* [5].

Usualmente são observadas diferenças consideráveis entre os valores fornecidos pelas expressões da Tabela 1. A expressão de Mainstone [32] é a mais conhecida entre os pesquisadores, sendo incluída nas recomendações normativas da FEMA 306 [27], FEMA 274 [28], FEMA 356 [29] e em Al-Chaar [33]. Entretanto, tal expressão, quando comparada com as demais, é a que fornece os menores valores para a largura da diagonal equivalente, conforme destacado em Asteris *et al.* [5] e Chrysostomou e Asteris [6].

Para o caso de paredes com aberturas, encontram-se duas expressões analíticas para fins de análise global. Em Al-Chaar [33] propõe-se um fator de redução sobre a largura obtida pela expressão de Mainstone [32], em função da relação entre a área da abertura e a área da parede sem abertura, independente da posição da abertura no painel de alvenaria:

$$R = 0,6 \cdot \left( \frac{A_{op}}{A_{inf\,ill}} \right)^2 - 1,6 \cdot \left( \frac{A_{op}}{A_{inf\,ill}} \right) + 1 \quad (3)$$

onde

R é o fator de redução da largura equivalente;

$A_{abertura}$  é a área da abertura;

$A_{painel}$  é a área bruta do painel de alvenaria (sem abertura).

Mondal e Jain [13] propuseram uma expressão simples para a obtenção de um fator de redução similar, porém aplicável apenas para aberturas centrais:

$$R = 1 - 2,6 \cdot \left( \frac{A_{op}}{A_{inf\,ill}} \right) \quad (4)$$

Entretanto, conforme destacado no trabalho de Asteris [14], a posição das aberturas nas paredes exerce bastante influência na rigidez lateral do conjunto pórtico-painel, o que reforça a necessidade de calibração com modelos que empreguem elementos finitos planos ou tridimensionais.

Pode-se ainda utilizar o modelo de diagonais equivalentes definindo as bielas comprimidas em função das aberturas existentes, conforme sugerido na FEMA 356 [29] e em Tasnimi e Mohebkhah [25] e ilustrado na Figura 2. Neste caso, as larguras equivalentes das diagonais podem ser avaliadas a partir das dimensões das porções da parede que ficam separadas pelas aberturas. Entretanto, para obter as larguras das diagonais equivalentes com maior realismo, o ideal seria uma avaliação com o emprego do MEF.

### 2.3 Expressões para o cálculo das tensões resistentes nos painéis

Neste item são apresentadas as expressões de cálculo das tensões resistentes das paredes, as quais foram utilizadas nas análises via MEF do item 4. Tais tensões resistentes foram retiradas das recomendações da FEMA 306 [27].

#### 2.3.1 Resistência (convencional) ao cisalhamento da parede – $f_v$

De acordo com a Equação 8-4 da FEMA 306 [27], a força horizontal na parede que produz a ruptura por cisalhamento das juntas ( $F_{RV}$ ) pode ser avaliada por:

$$F_{RV} = f_v \cdot l \cdot t = (\tau_0 + \mu \cdot \sigma) \cdot l \cdot t \quad (5)$$

onde

$l$  e  $t$  são, respectivamente, o comprimento e a espessura da parede.  $f_v$  é a resistência ou tensão resistente (convencional ou média) ao cisalhamento da parede, a qual segue o critério de Coulomb:

$$f_v = \tau_0 + \mu \cdot \sigma \quad (6)$$

sendo

$\tau_0$  = coesão;

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

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

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

A força normal de compressão na diagonal da parede é obtida por:

$$D_{RV} = \frac{F_{RV}}{\cos \theta} \quad (7)$$

A componente vertical da resultante de compressão diagonal é obtida por:

$$D_{RV} \cdot \sin \theta = \frac{F_{RV} \cdot \sin \theta}{\cos \theta} = F_{RV} \cdot \operatorname{tg} \theta$$

Logo, a tensão  $\sigma$  na altura média da parede pode ser calculada por:

$$\sigma = \frac{F_{RV} \cdot \operatorname{tg} \theta}{l \cdot t} + 0,5 \cdot \frac{W_{alv}}{l \cdot t}$$

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

Sabendo que  $f_v = \frac{F_{RV}}{l \cdot t}$ , pode-se reescrever a tensão vertical de compressão  $\sigma$  por:

$$\sigma = f_v \cdot \operatorname{tg} \theta + 0,5 \cdot \sigma_g \quad (8)$$

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

A partir das Equações 8 e 6:

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

Isolando  $f_v$ , chega-se à expressão da resistência ao cisalhamento da alvenaria:

$$f_v = \frac{\tau_0 + 0,5 \cdot \sigma_g \cdot \mu}{1 - \mu \cdot \operatorname{tg} \theta} \quad (9)$$

Na falta de resultados experimentais para a coesão, pode-se obtê-la por:

$$\tau_0 = \frac{f_{c,0}}{20} \quad (10)$$

onde  $f_{c,0}$  é a resistência à compressão da parede na direção horizontal, a qual, segundo a FEMA 306 [27], pode ser admitida como 50% da resistência à compressão do prisma ( $f_p$ ).

Dessa forma, a coesão pode ser obtida simplesmente por:

$$\tau_0 = \frac{f_p}{40} \quad (11)$$

#### 2.3.2 Resistência à tração diagonal da parede – $f_{t,\theta}$

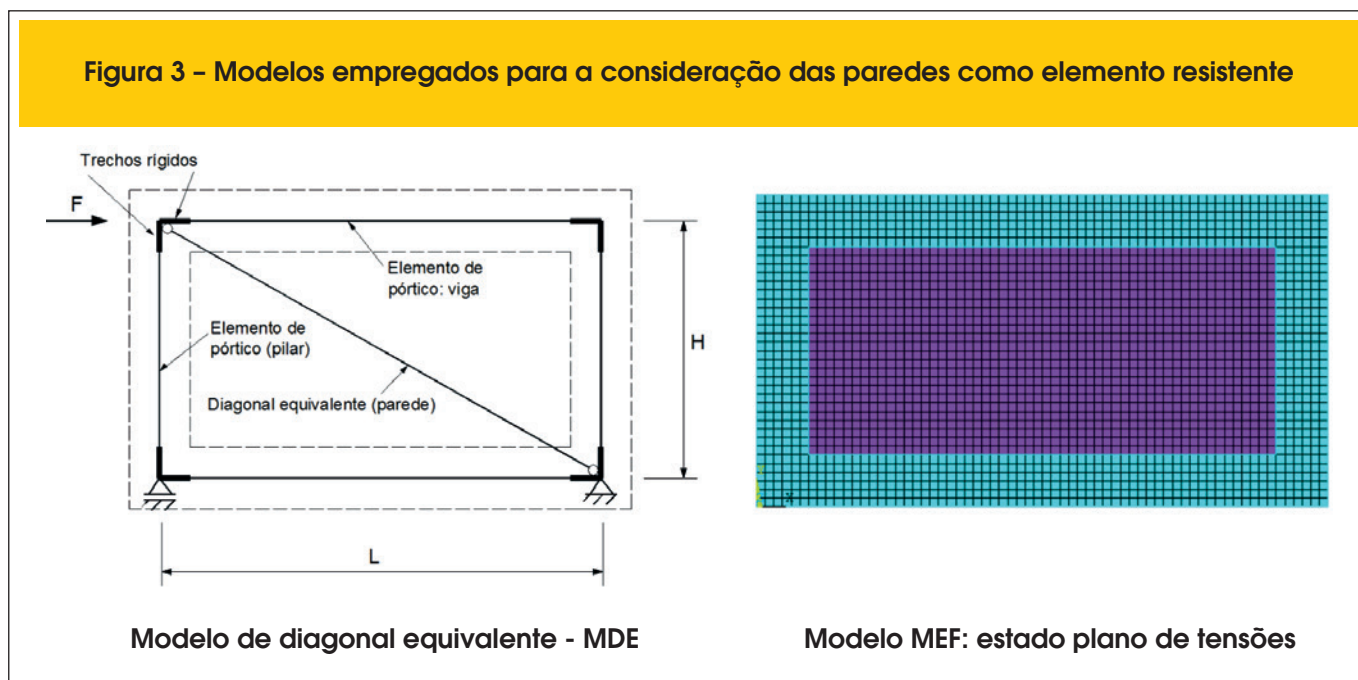
A FEMA 306 [27] reconhece, no seu item 8.3.1, que a resistência à tração da alvenaria depende do ângulo das tensões principais de tração em relação às juntas horizontais. Na falta de resultados experimentais, a resistência à tração da alvenaria pode ser obtida de acordo com a Equação 8-12 da FEMA 306 [27]:

$$f_{t,0} = \frac{f_{c,0}}{20} \quad (12)$$

Dessa forma, a resistência à tração diagonal pode ser obtida simplesmente por:

$$f_{t,\theta} = \frac{f_p}{40} \quad (13)$$

Figura 3 – Modelos empregados para a consideração das paredes como elemento resistente



### 2.3.2 Resistência à compressão diagonal da parede – $f_{c,\theta}$

Com base na Equação 8-10 da FEMA 306 [27], a resistência (ou tensão resistente) à compressão diagonal assumida para a parede é:

$$f_{c,\theta} = f_{c,0} \quad (14)$$

Logo:

$$f_{c,\theta} = \frac{f_p}{2} \quad (15)$$

## 2.4 Expressões para o cálculo das forças resistentes nos painéis

Neste item são apresentadas as expressões de cálculo dos esforços normais resistentes associados aos três tipos de ruptura das paredes, para análises com o modelo de diagonal equivalente (MDE). Tais expressões foram utilizadas nas simulações do item 4.1 e retiradas das recomendações da FEMA 306 [27].

### 2.4.1 Resistência ao cisalhamento da parede – $D_{Rv}$

A força normal resistente de compressão na diagonal equivalente associada à ruptura por cisalhamento das juntas é a mesma da apresentada na Equação 7:

$$D_{Rv} = \frac{F_{Rv}}{\cos \theta}$$

onde  $F_{Rv}$  é a força horizontal na parede que produz a ruptura por cisalhamento das juntas, a qual pode ser obtida com a formulação apresentada nas Equações 5 à 11.

### 2.4.2 Resistência à tração diagonal da parede – $D_{Rt}$

De acordo com a Equação 8-11 da FEMA 306 [27], a força horizontal na parede que produz a ruptura por tração diagonal ( $F_{Rt}$ ) pode ser avaliada por:

$$F_{Rt} = \frac{2\sqrt{2} \cdot f_{t,\theta} \cdot l \cdot t}{\frac{l}{h} + \frac{h}{l}} \quad (16)$$

onde

$f_{t,\theta}$  é a resistência à tração diagonal da parede, calculada conforme o item 2.3.2.

$l$ ,  $h$  e  $t$  são parâmetros geométricos da parede, conforme Figura 1. Logo, a força normal resistente na diagonal equivalente associada à ruptura por tração diagonal da parede é obtida por:

$$D_{Rt} = \frac{F_{Rt}}{\cos \theta} \quad (17)$$

### 2.4.3 Resistência à compressão diagonal da parede – $f_{c,\theta}$

De acordo com a Equação 8-10 da FEMA 306 [27], a força horizontal na parede que produz a ruptura por compressão diagonal ( $F_{Rc}$ ) pode ser avaliada por:

$$F_{Rc} = a \cdot t \cdot f_{c,\theta} \cdot \cos \theta \quad (18)$$

onde

$a$  é a largura da diagonal equivalente;

$t$  é a espessura da parede;

$f_{c,\theta}$  é a resistência à compressão diagonal da parede.

A FEMA 306 [27] admite que a resistência à compressão diagonal seja igual à resistência à compressão da parede na direção horizontal. Logo, a força normal resistente na diagonal equivalente associada à ruptura por compressão diagonal é obtida por:

$$D_{Rc} = \frac{F_{Rc}}{\cos \theta} \quad (19)$$

### 3. Metodologia e modelagem

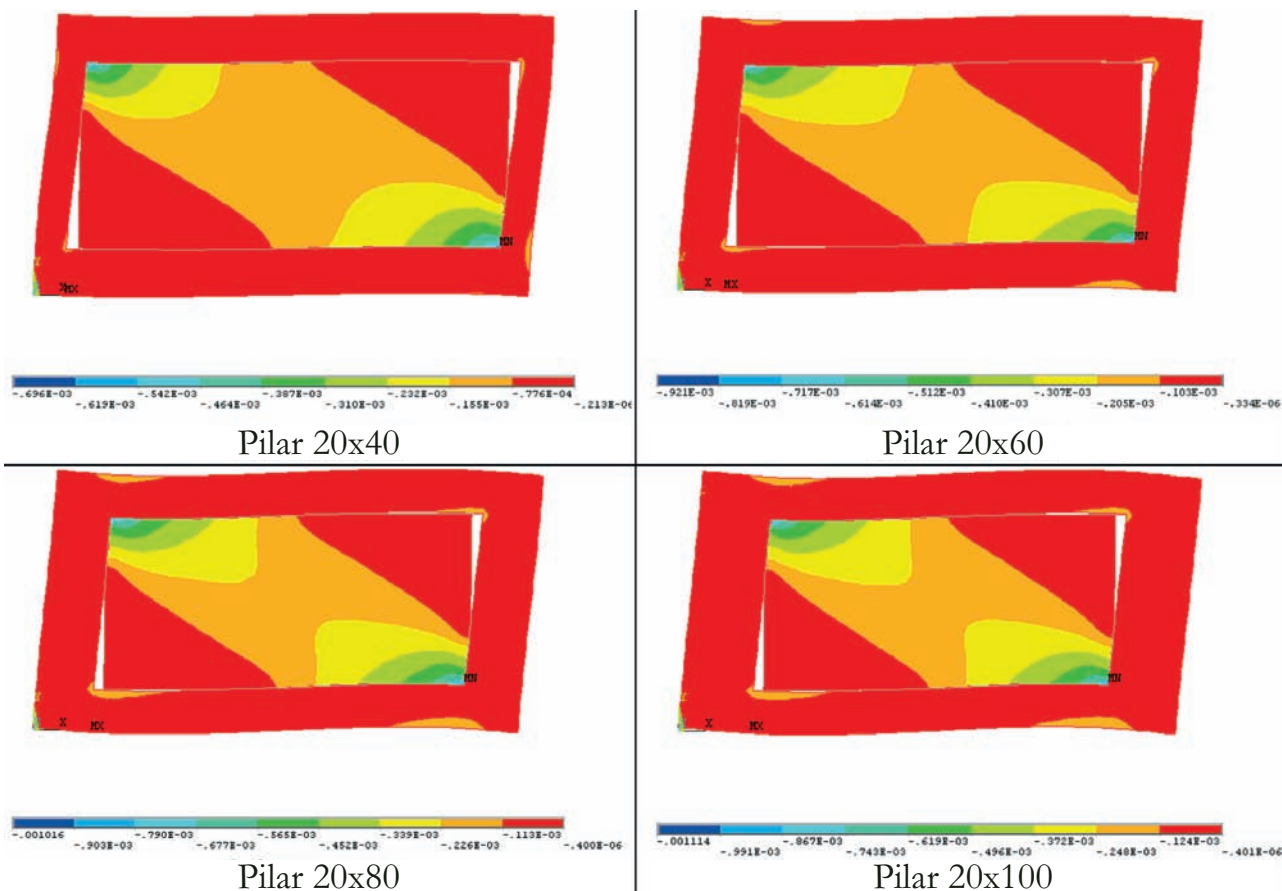
Nas simulações numéricas deste trabalho foram analisados pórticos (quadros) isolados preenchidos com alvenaria. Cada pórtico de concreto armado foi constituído por dois elementos de pilares e dois elementos de vigas.

Para a inclusão dos painéis de alvenaria como elementos resistentes, foram utilizados modelos que empregam diagonais equivalentes (MDE) e modelos que empregam o MEF com elementos finitos de estado plano de tensões (vide Figura 3).

Para a análise estrutural com o método da diagonal equivalente, utilizou-se um programa computacional de resolução de pórticos planos. A largura da diagonal equivalente foi calculada conforme a expressão de Mainstone [32] (vide Tabela 1). Para considerar as dimensões dos nós de pórtico, foram definidos trechos rígidos em vigas e pilares, conforme recomendações da NBR 6118.

A análise dos pórticos preenchidos via MEF foi realizada utilizando-se o programa ANSYS. Utilizou-se o elemento PLANE182 para a modelagem tanto da estrutura de concreto quanto da parede de alvenaria. O referido elemento finito possui quatro nós, cada um

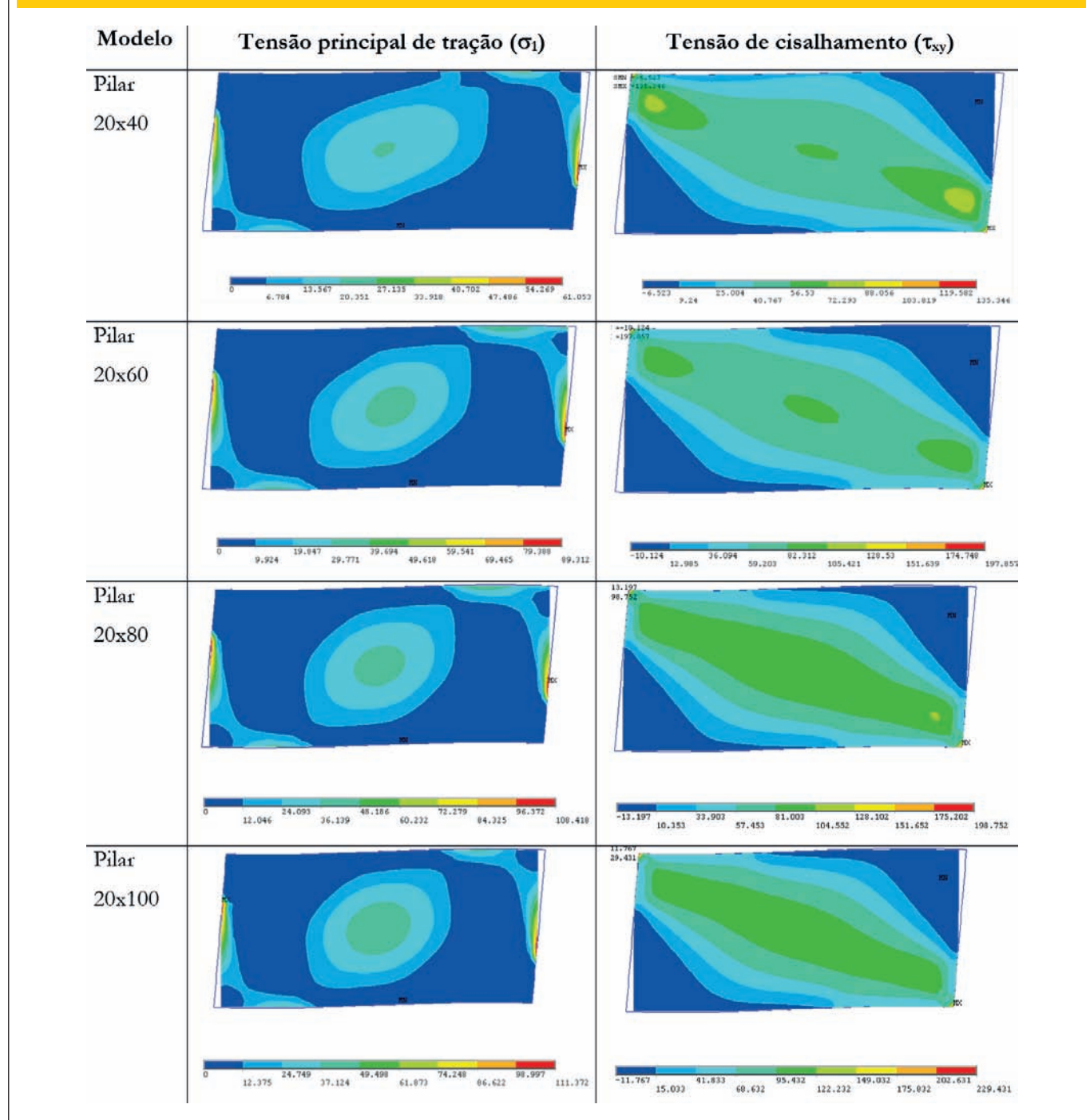
Figura 4 - Deformações principais elásticas de compressão do conjunto pórtico de concreto/parede de alvenaria - modelos MEF



com dois graus de liberdade: translações nas direções X e Y (sendo o plano XY, neste caso, o plano do pórtico preenchido). Com relação à discretização, foram definidos elementos finitos com dimensões de 10cm x 10cm e conforme a necessidade, elementos com dimensões 5cm x 5cm.

Para considerar a possibilidade de contato, separação e deslizamento entre pórtico de concreto e parede de alvenaria, foram utilizados os elementos CONTAT171/TARGE169 na simulação do contato superfície-a-superfície. Os valores de fator de rigidez normal de contato (FKN) foram encontrados para cada modelo,

**Figura 5 – Solicitações associadas à tração diagonal e ao cisalhamento nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m<sup>2</sup>)**





procurando-se não somente a convergência numérica, mas também a estabilização dos valores de pressão de contato e penetração entre as superfícies. Em todos os modelos, a penetração máxima entre o pórtico de concreto e a alvenaria foi inferior à 0,1mm. O atrito entre a estrutura de concreto e a parede foi considerado empregando-se o modelo de Coulomb, limitando-se a tensão máxima de cisalhamento entre superfícies à  $\alpha.f_v$ . Adotou-se  $\alpha = 1,5$  para converter a tensão de cisalhamento média ou convencional na parede em tensão de cisalhamento no elemento finito.

Inicialmente, foram aplicadas forças horizontais que produzissem deslocamentos horizontais relativos iguais a  $H/850$  nos modelos sem paredes. 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 estão submetidos ao deslocamento limite recomendado pela NBR 6118 [30].

Em todas as análises, os materiais foram admitidos como isotrópicos e de comportamento elástico-linear. A justificativa para o emprego de análise linear dos materiais é o nível de tensões aplicado nos pórticos preenchidos (correspondente ao regime de serviço da estrutura). A justificativa para admitir os materiais como iso-

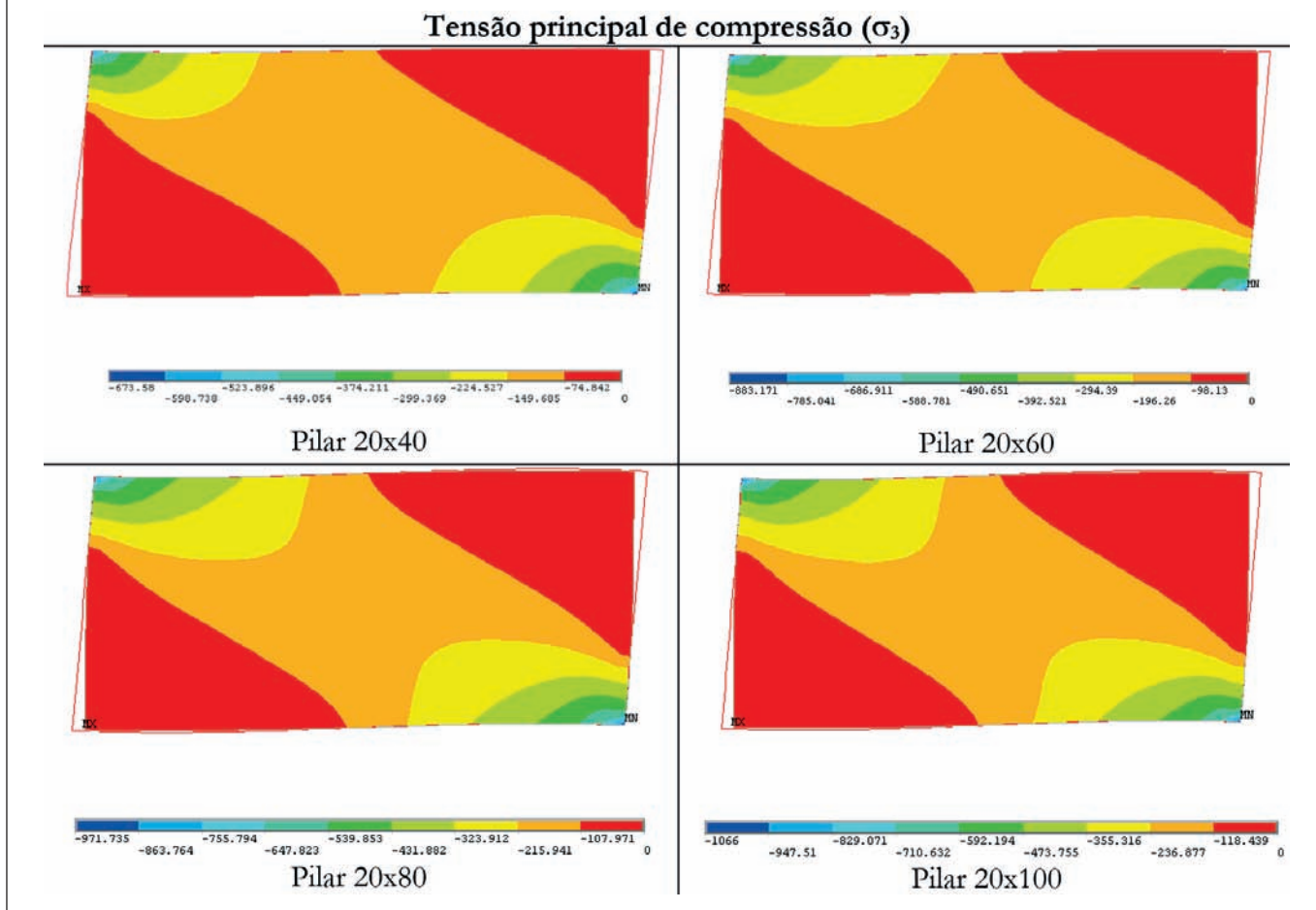
tropicos consiste nas simulações realizadas por Doudoumis [12], as quais revelaram os efeitos pouco relevantes da ortotropia da parede no comportamento de pórtico preenchidos com  $L/H > 1,5$ .

## 4. Simulações numéricas

### 4.1 Exemplo 1: Pórticos preenchidos sem aberturas nas paredes

Neste exemplo foram analisados quatro pórticos preenchidos com alvenaria. O vão teórico das vigas (L) foi fixado em 6,0m e a distância entre eixos de vigas (H) foi fixada em 3,0m. Os pilares apresentaram seções retangulares com as seguintes dimensões (cm): 20x40, 20x60, 20x80 e 20x100. As seções das vigas (retangulares) foram fixadas em 20x60. Para a estrutura de concreto assumiu-se um módulo de elasticidade de 28.000 MPa, correspondente a um concreto de resistência C25. Com relação às alvenarias, as paredes apresentaram espessura de 20cm, assumindo-se para a resistência à compressão do prisma ( $f_p$ ) o valor de 1,50 MPa. O módulo de elasticidade da alvenaria (E) foi obtido a partir da expressão da NBR 15812 [39] ( $E=600.f_p$ ). Admitiu-se

Figura 6 – Solicitações associadas à compressão diagonal nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m<sup>2</sup>)



**Tabela 2 – Resumo de resultados do Exemplo 1 – Solicitações máximas vs. Resistências (forças em kN e tensões em kN/m<sup>2</sup>)**

Modelo		Tração diagonal	Cisalhamento	Compressão diagonal	Possível ruptura
Pilar 20x40	MDE	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rt} = 46,80$	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rv} = 83,56$	$D_{sd} = 34,44$ $D_{Rc} = 111,51$	Não ocorre
	MEF	$\sigma_1 = 21,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 75,00$ $\alpha \cdot f_v = 102,86$	$\sigma_3 = 374,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Não ocorre
Pilar 20x60	MDE	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rt} = 46,52$	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rv} = 82,35$	$D_{sd} = 44,56$ $D_{Rc} = 121,85$	Não ocorre
	MEF	$\sigma_1 = 32,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 93,00$ $\alpha \cdot f_v = 104,52$	$\sigma_3 = 490,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Não ocorre
Pilar 20x80	MDE	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rt} = 46,23$	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rv} = 81,22$	$D_{sd} = 49,97$ $D_{Rc} = 128,41$	Tração diagonal
	MEF	$\sigma_1 = 40,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 128,10$ $\alpha \cdot f_v = 106,37$	$\sigma_3 = 540,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Tração diagonal/ Cisalhamento
Pilar 20x100	MDE	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rt} = 45,90$	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rv} = 80,19$	$D_{sd} = 53,07$ $D_{Rc} = 132,63$	Tração diagonal
	MEF	$\sigma_1 = 44,00$ $f_{t,0} = 37,50$	$\tau_{xy} = 120,00$ $\alpha \cdot f_v = 108,44$	$\sigma_3 = 592,00$ $f_{c,0} = 750,00$	Tração diagonal/ Cisalhamento

$\mu = 0,7$  para o coeficiente de atrito entre a estrutura de concreto e a parede de alvenaria.

#### Resultados e conclusões das simulações

A Figura 4 contém os diagramas de deformações elásticas principais de compressão dos quatro pórticos preenchidos. Nessa figura também é possível visualizar as deformadas dos pórticos e confirmar a ocorrência da separação entre a estrutura de concreto e a parede em certos trechos e a ocorrência de formação de bielas nas regiões de contato estrutura de concreto-parede.

As Figuras 5 e 6 contêm, respectivamente, os resultados de solicitações nas paredes referentes à tração diagonal, cisalhamento e compressão diagonal. Nos resultados via MEF,  $\sigma_1$  é a tensão

principal de tração,  $\tau_{xy}$  é a tensão de cisalhamento no plano da parede e  $\sigma_3$  é a tensão principal de compressão.

A Tabela 2 contém um resumo dos resultados apresentados nas Figuras 5 e 6 (modelos MEF) e os resultados obtidos com o modelo de diagonal equivalente (MDE).

Cabe ressaltar que, na Tabela 2, os valores de  $\sigma_3$  foram extraídos a partir de 10 cm de distância do contorno interno do pórtico de concreto, a fim de evitar a extração de valores decorrentes de concentração de tensões. De forma similar procedeu-se na leitura das tensões principais de tração  $\sigma_1$  e das tensões de cisalhamento  $\tau_{xy}$ . As principais constatações obtidas dos resultados deste exemplo são:

- Quanto maior a rigidez do pilar, maiores são as solicitações impostas às alvenarias, ainda que a distorção angular seja a mesma. Este fato requer a atenção do projetista, pois ainda

**Tabela 3 – Largura da diagonal equivalente - valores em cm**

Expressão	Pilar 20x40	Pilar 20x60	Pilar 20x80	Pilar 20x100
Mainstone (32)	74,34	81,23	85,61	88,42
Hendry (34)	186,61	203,72	222,21	241,27
Liau e Kwan (35)	133,52	154,07	169,99	182,95
Decanini e Fantin (36)	180,95	234,37	278,76	316,17
Paulay e Priestley (37)	152,32	147,73	143,18	138,65
Durrani e Luo (38)	97,55	102,67	108,93	115,34
Chrysostomou e Asteris (6)	114,70	125,33	132,08	136,42

**Tabela 4 – Tensões médias de compressão (MDE) e tensões principais de compressão próximas do centro das paredes (MEF) – valores em kN/m<sup>2</sup>**

Modelo	Pilar 20x40	Pilar 20x60	Pilar 20x80	Pilar 20x100
MDE: Mainstone (32)	231,63	274,28	291,85	300,09
MDE: Hendry (34)	139,54	181,23	197,68	204,23
MDE: Liauw e Kwan (35)	171,84	210,10	225,48	232,58
MDE: Decanini e Fantin (36)	142,38	167,04	174,38	176,58
MDE: Paulay e Priestley (37)	158,85	214,47	243,05	259,96
MDE: Durrani e Luo (38)	203,84	251,63	269,91	277,18
MDE: Chrysostomou e Asteris (6)	187,23	231,48	251,13	261,54
MEF: ANSYS	149,69	196,26	215,94	236,88

**Tabela 5 – Deslocamentos horizontais relativos – valores em mm**

Modelo	Pilar 20x40	Pilar 20x60	Pilar 20x80	Pilar 20x100
MDE: Mainstone (32)	1,910	2,233	2,356	2,407
MDE: Hendry (34)	1,159	1,484	1,603	1,645
MDE: Liauw e Kwan (35)	1,422	1,716	1,826	1,870
MDE: Decanini e Fantin (36)	1,182	1,370	1,417	1,425
MDE: Paulay e Priestley (37)	1,316	1,752	1,966	2,088
MDE: Durrani e Luo (38)	1,684	2,051	2,181	2,225
MDE: Chrysostomou e Asteris (6)	1,548	1,888	2,031	2,101
MEF: ANSYS	1,562	1,990	2,227	2,276

que se respeite o deslocamento horizontal relativo entre andares recomendados nas normas de projeto para a modelagem convencional, paredes que estão fixadas em quadro de pórticos com pilares muito robustos podem sofrer com tensões elevadas.

- Nos modelos com pilares de 20cmx80cm e 20cmx100cm, haveria fissuração (ruptura) nas paredes se o pórtico estivesse submetido à distorção angular limite da NBR 6118 (1/850 rad) para a modelagem convencional. Por essa razão, recomenda-se maior cautela em empregar o deslocamento limite de  $H/850$  em pilares com rigidez significativamente maior que as vigas. Nesses casos, a modelagem das paredes, ainda que em quadros isolados, pode fornecer informações aproximadas sobre o nível de tensões nas mesmas.
- Os modos de ruptura esperados para as paredes foram por tração diagonal e por cisalhamento, não ocorrendo ruptura por compressão diagonal. As forças normais solicitantes do MDE estiveram entre 31% e 40% das forças normais resistentes à compressão diagonal. Nos modelos MEF, as máximas tensões principais de compressão estiveram entre 50% e 79% da tensão resistente da parede à compressão diagonal.

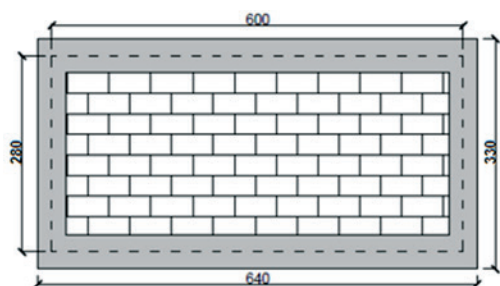
**Observações sobre a determinação da largura da diagonal equivalente**

Conforme comentado no item 2.2, usualmente são observadas diferenças consideráveis entre os valores fornecidos pelas expressões da Tabela 1 para a largura da diagonal equivalente. Para este exemplo, os valores dessa largura segundo as diferentes expressões foram calculados e resumidos na Tabela 3. Para fins de projeto estrutural é mais importante avaliar as diferenças em termos de deslocamentos relativos e de esforços solicitantes (especialmente estes últimos, para previsão de tipos de rupturas nos painéis).

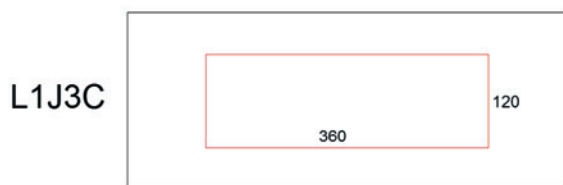
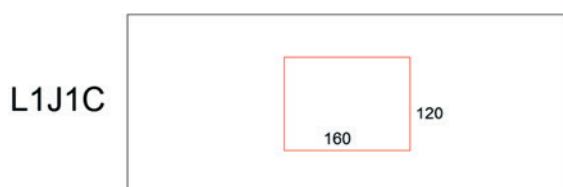
A Tabela 4 contém os valores das tensões médias de compressão nas diagonais equivalentes (obtidas pela razão entre força normal de compressão e área da seção transversal da diagonal equivalente). Na Tabela 4 também são informadas as tensões principais de compressão próximas ao centro da parede obtidas com o MEF (vide Figura 6), para fins de comparação com as tensões médias de compressão obtidas com o MDE.

A Tabela 5 contém os valores dos deslocamentos horizontais relativos entre eixos de vigas para ambos os modelos (MDE e MEF). Apesar das diferenças consideráveis entre os valores da largura da

**Figura 7 – Modelos analisados no Exemplo 2 (medidas em cm)**



**A Modelo L1 (sem abertura)**



**B Modelos L1 com aberturas**

diagonal equivalente observadas na Tabela 3, não foram encontradas as mesmas diferenças em termos de tensões, fato que pode ser notado pelos resultados da Tabela 4. Para o exemplo aqui desenvolvido, a expressão de Mainstone [32] foi a que forneceu maiores valores de tensões de compressão nas diagonais equivalentes, sendo portanto a mais conservadora. Por sua vez, a expressão de Liauw e Kwan [35] foi a que apresentou, em termos de tensões, resultados mais próximos aos fornecidos pelo MEF. Em termos de deslocamentos horizontais relativos, também não houve diferenças exageradas entre os resultados, sendo a expressão de Durrani e Luo [38] a que forneceu resultados mais próximos aos do MEF.

#### 4.2 Exemplo 2: Pórticos preenchidos com aberturas nas paredes

Neste exemplo foram analisados pórticos preenchidos com alvenaria similares aos analisados no item 4.1. Tais pórticos fizeram parte das investigações de Silva [40], escolhendo-se porém apenas modelos com a presença de aberturas centrais. O principal objetivo deste exemplo é mostrar a influência da presença de aberturas no comportamento conjunto pórtico-parede.

O vão teórico das vigas ( $L$ ) foi fixado em 6,0 m e a distância entre eixos de vigas ( $H$ ) foi fixada em 2,80m. Os pilares e as vigas apresentaram seções retangulares de 20x40 e 20x50, respectivamente. Para a estrutura de concreto assumiu-se um módulo de elasticidade de 25.000 MPa. As paredes de alvenaria apresentaram espessura de 19 cm, assumindo-se para a resistência à compressão do prisma ( $f_p$ ) o valor de 1,50 MPa. Os demais parâmetros da alvenaria foram definidos da mesma forma que a apresentada no exemplo do item 4.1.

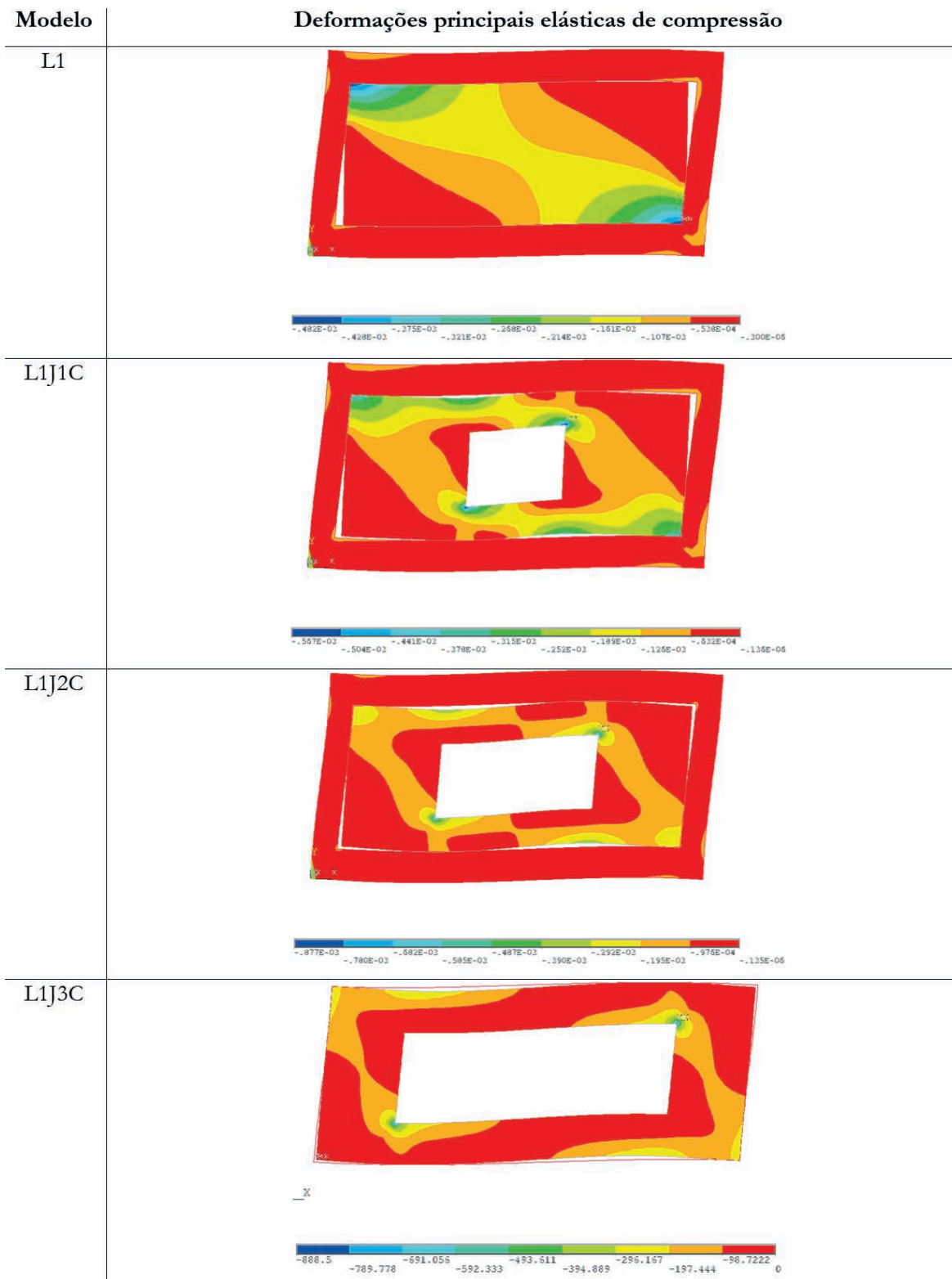
A Figura 7a) ilustra a geometria do modelo L1 (parede sem abertura). Os demais modelos - L1J1C, L1J2C e L1J3C - possuem as mesmas dimensões do modelo L1, porém com aberturas na parede conforme a Figura 7b).

A Tabela 6 contém os valores dos deslocamentos horizontais relativos entre eixos de vigas. Embora seja esperado que deslocamentos horizontais cresçam com o aumento da área da abertura na parede, a quantificação dos efeitos das aberturas sobre a rigidez lateral da estrutura pode ser importante em análises de vibrações excessivas (ELS) de estruturas inteiras com o emprego do MDE. Neste caso, pode-se realizar a calibração da rigidez axial das diagonais equivalentes em função do deslocamento horizontal relativo obtido com as análises via MEF, uma vez que as expressões apresentadas na Tabela 1 aplicam-se apenas à paredes sem

**Tabela 6 – Influência da área da abertura na rigidez lateral dos modelos**

Modelo	Área da abertura (m <sup>2</sup> )	Área da abertura/ Área do painel	Deslocamento horizontal relativo (mm)
L1	0	0	1,377
L1J1C	1,92	0,149	1,691
L1J2C	3,12	0,242	1,993
L1J3C	4,32	0,335	2,360
L1 sem parede	12,88	1	3,294

Figura 8 - Deformada do conjunto pórtico-alvenaria e deformações principais de compressão - modelos MEF



**Figura 9 – Solicitações associadas à tração diagonal nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m<sup>2</sup>)**

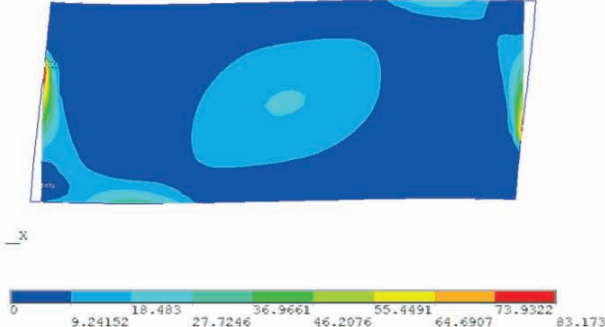
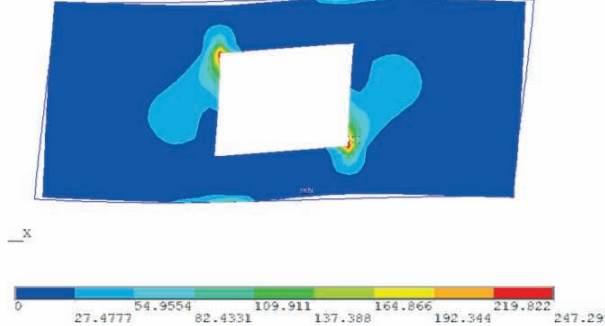
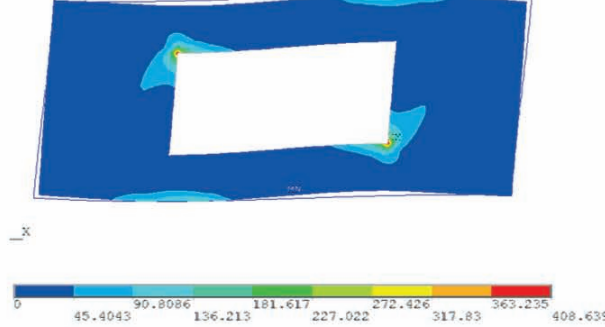
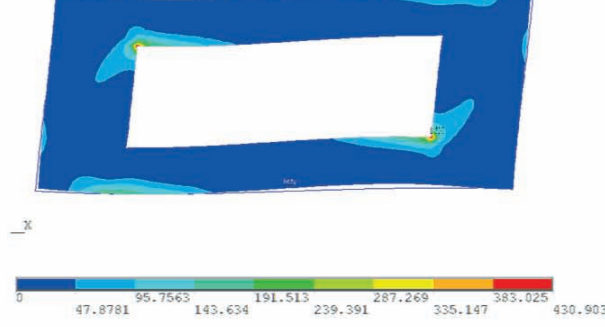
Modelo	Tensão principal de tração ( $\sigma_1$ )
L1	 <p>0 9.24152 18.483 27.7246 36.9661 46.2076 55.4491 64.6907 73.9322 83.1737</p>
L1J1C	 <p>0 27.4777 54.9554 82.4331 109.911 137.388 164.866 192.344 219.822 247.299</p>
L1J2C	 <p>0 45.4043 90.8086 136.213 181.617 227.022 272.426 317.83 363.235 408.639</p>
L1J3C	 <p>0 47.8781 95.7563 143.634 191.513 239.391 287.269 335.147 383.025 430.903</p>

Figura 10 – Solicitações associadas ao cisalhamento nas paredes – modelos MEF (valores em kN/m<sup>2</sup>)

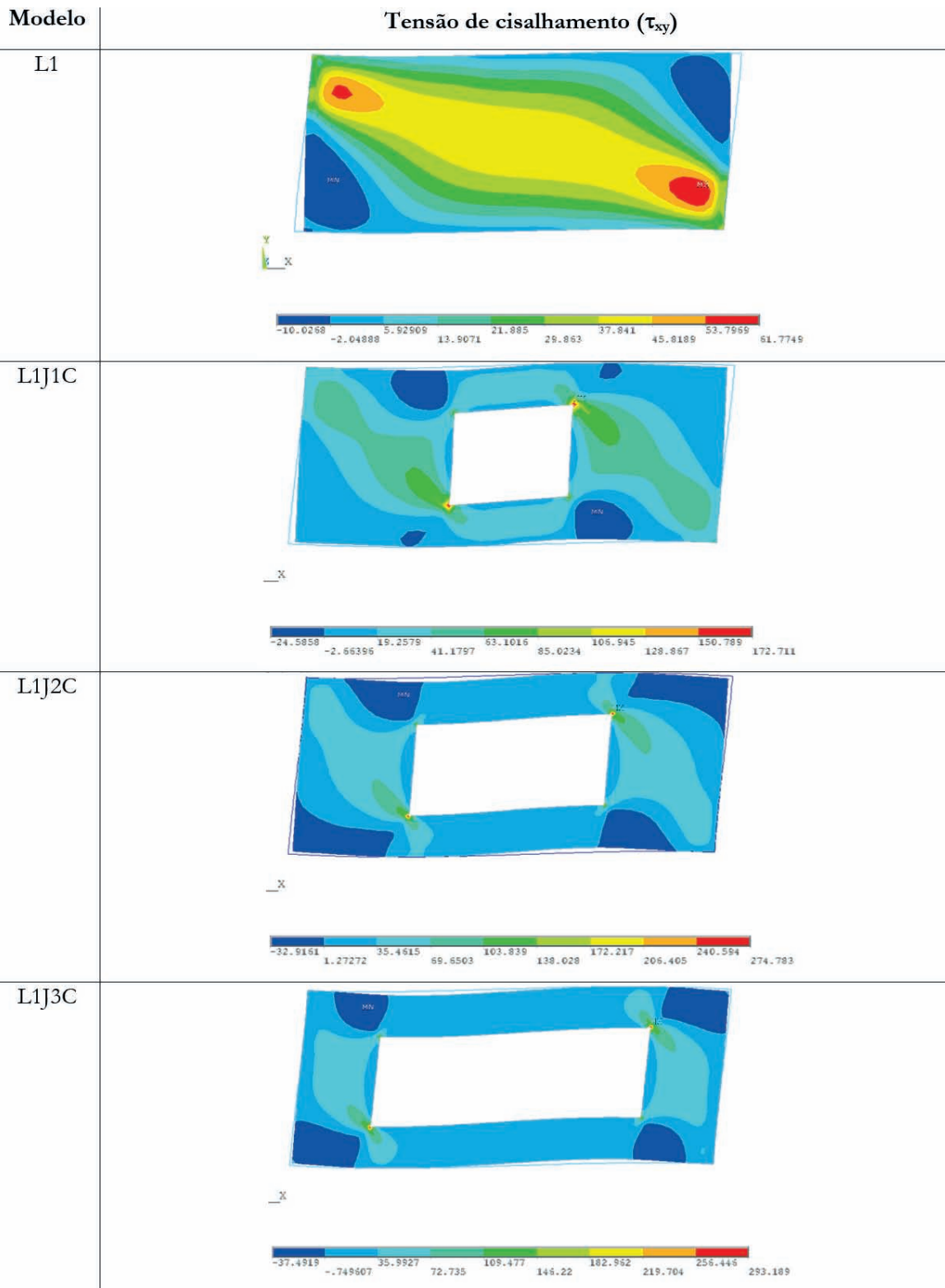


Figura 11 - Solicitações associadas à compressão diagonal nas paredes - modelos MEF (valores em kN/m<sup>2</sup>)

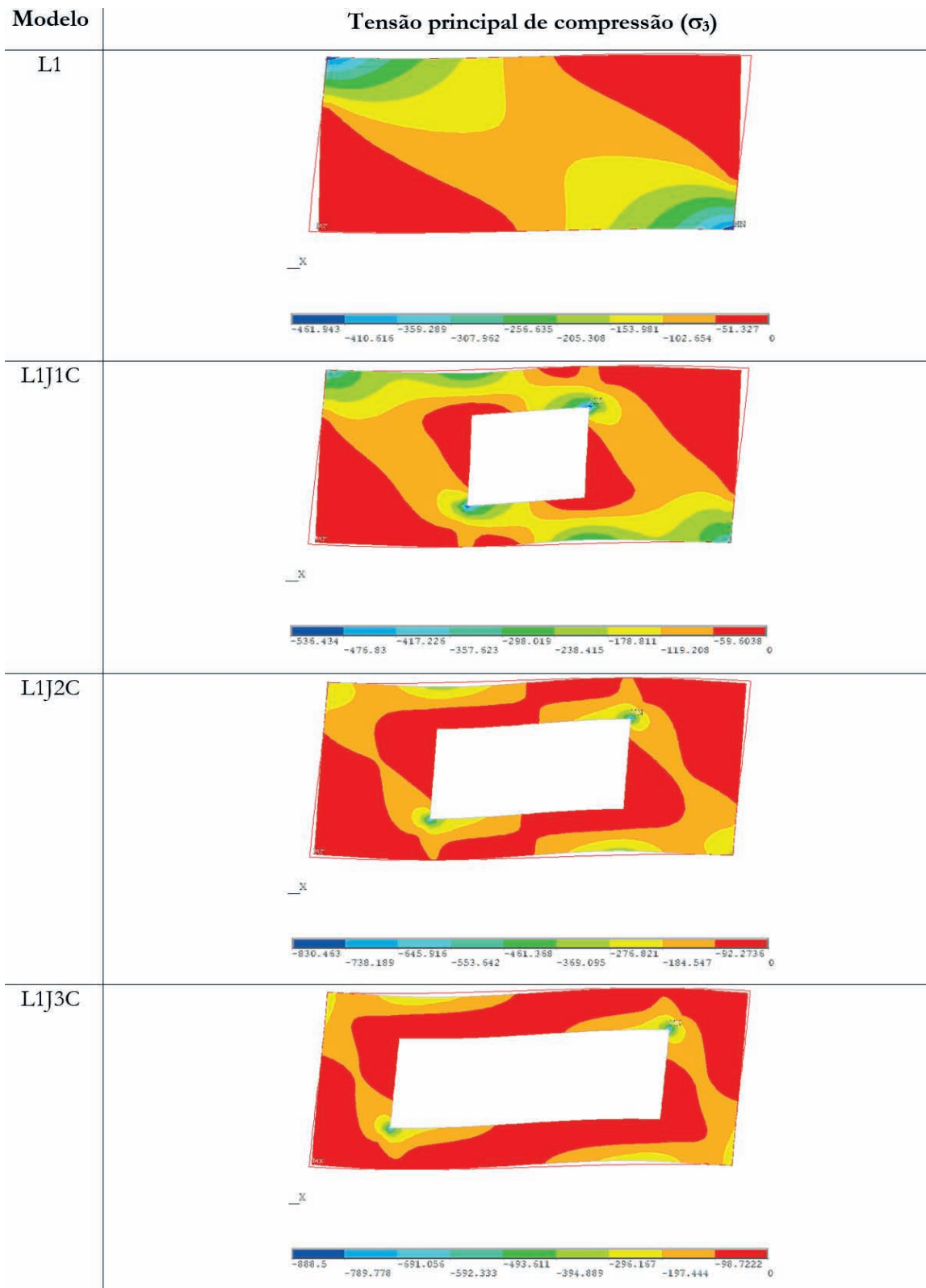




Tabela 7 – Resumo de resultados do Exemplo 2 – Solicitações máximas vs. Resistências (kN/m<sup>2</sup>)

Modelo	Tensões solicitantes máximas			Tensões resistentes			Possível ruptura
	$\sigma_1$	$\tau_{xy}$	$\sigma_3$	$f_{t,0}$	$\sigma_{fv}$	$f_{c,0}$	
L1	18,48	61,77	359,29	37,50	103,00	750,00	Não ocorre
L1J1C	82,43	63,10	298,02	37,50	103,00	750,00	Tração diagonal
L1J2C	90,81	103,84	184,55	37,50	103,00	750,00	Tração diagonal/ Cisalhamento
L1J3C	95,76	109,48	197,44	37,50	103,00	750,00	Tração diagonal/ Cisalhamento

aberturas. Exemplos desse tipo de calibração são apresentados no trabalho de Silva *et al.* [41].

A Figura 8 contém os diagramas de deformações elásticas principais de compressão bem como a visualização das deformadas dos pórticos. As Figuras 9 à 11 contêm, respectivamente, os resultados de solicitações nas paredes referentes à tração diagonal, cisalhamento e compressão diagonal.

A Tabela 7 contém um resumo dos resultados apresentados nas Figuras 9 à 11. Assim como procedido no item 4.1, os valores da Tabela 7 foram obtidos a partir de 10 cm de distância do contorno interno do pórtico de concreto, a fim de evitar a extração de valores decorrentes de concentração de tensões.

Os resultados das Figuras 9 à 11 e da Tabela 7 indicaram que a presença das aberturas produziu, além da formação de duas bielas principais diagonais, uma redução dos valores das tensões principais de compressão em relação ao modelo L1 sem abertura. Em contrapartida, a introdução de aberturas gerou um notável aumento nas tensões principais de tração e nas tensões de cisalhamento, quando comparadas com o modelo L1 sem abertura. Dessa forma, estariam previstas nas paredes com aberturas as rupturas por tração diagonal ou cisalhamento, caso a distorção horizontal entre andares consecutivos fosse igual ao limite da NBR 6118 (1/850 rad).

## 5. Conclusões e considerações finais

O objetivo principal deste trabalho consistiu em demonstrar como pode ser feita a verificação do Estado Limite de Serviço associado às Deformações Horizontais Excessivas quando se incluem os painéis de alvenaria no modelo estrutural, com a finalidade de avaliação de possíveis estados de fissuração em vedações.

Mesmo que a estrutura principal venha a ser dimensionada sem a consideração de qualquer contribuição das alvenarias como elementos resistentes, pode ser importante utilizar uma modelagem que inclua as alvenarias nas verificações dos Estados Limites de Serviço. Na realidade, tal modelagem tem a vantagem de permitir a identificação de painéis do edifício que tenham potencial de apresentar problemas decorrentes da interação alvenaria-estrutura.

Na modelagem convencional (modelo estrutural sem paredes), a verificação é feita de forma mais prática, controlando-se os deslocamentos horizontais da estrutura, não devendo estes ser superiores aos deslocamentos limites recomendados pelas normas (NBR 6118 e NBR 15575).

As paredes podem ser incluídas no modelo estrutural por meio de barras diagonais equivalentes ou utilizando-se elementos finitos planos ou tridimensionais (MEF). Em ambos os casos, para a verificação do ELS de Deformações Horizontais Excessivas, é necessário conhecer diversos parâmetros geométricos e mecânicos das paredes de alvenaria, tais como: espessura ( $t$ ); altura ( $h$ ); comprimento ( $l$ ); posição e dimensões das aberturas (quando houver); módulo de elasticidade ( $E$ ); resistência ao cisalhamento ( $D_{Rv}$  ou  $f_v$ ); resistência à tração diagonal ( $D_{Rt}$  ou  $f_{t,0}$ ) e resistência à compressão diagonal ( $D_{Rc}$  ou  $f_{c,0}$ ). Neste tipo de modelagem, as atenções devem estar mais concentradas na comparação entre esforços (tensões) solicitantes e esforços (tensões) resistentes, segundo os três tipos possíveis de ruptura (cisalhamento, tração diagonal e compressão diagonal).

Evidentemente, pela simplicidade e por não exigir o conhecimento dos parâmetros geométricos e mecânicos das alvenarias, a modelagem convencional torna-se mais atrativa. Entretanto, conforme acenam os resultados do Exemplo 1 deste trabalho, é possível que paredes fixadas a pórticos com pilares de grande rigidez estejam submetidas a tensões elevadas, mesmo que se respeite a distorção angular limite da NBR 6118 na modelagem convencional. Para minimizar as dúvidas, pode ser interessante complementar a verificação do Estado Limite de Serviço com uma modelagem em que os painéis estejam presentes. A análise de quadros isolados que representem andares consecutivos, segundo a metodologia apresentada no Exemplo 2, pode fornecer informações importantes sobre o nível de solicitações nas paredes. No caso de paredes com aberturas, tal análise pode ser realizada com o emprego do método dos elementos finitos, de forma similar à apresentada no Exemplo 2 e no trabalho de Silva [40].

## 6. Agradecimentos

Ao CNPq pelo auxílio à pesquisa (Edital Universal).

## 7. Referências bibliográficas

- [1] ALVARENGA, R.C. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. 331p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.
- [2] SANTOS, E.M. Influência da alvenaria no structural behavior de

- edifícios altos de concreto armado. 132p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife, 2007.
- [3] TANAKA, E.S. Influência da alvenaria dotada de aberturas na stiffness global de um edifício. 90p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.
- [4] MADIA, F.C. Estudo de pórticos preenchidos com alvenaria. 142p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2012.
- [5] 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.
- [6] CHRYSOSTOMOU, C.Z.; ASTERIS, P.G. On the in-plane properties and capacities of infilled frames. *Engineering Structures*, v.41, Aug, p.385-402, 2012.
- [7] 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.
- [8] AMATO, G.; FOSSETTI, M.; CAVALERI, L.; PAPIA, M. An Updated Model of Equivalent Diagonal Strut for Infill Panels, Proc. Final Conference of Progetto ReLuis-DPC, Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop, Naples, 1-3 April 2009, pp. 119-128.
- [9] DOUDOMIS, I.N. Improving Lateral Stiffness Estimation in the Diagonal Strut Model of Infilled Frames. *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*, 2008, Beijing.
- [10] 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.
- [11] 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.
- [12] DOUDOMIS, 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.
- [13] MONDAL, G.; JAIN, S.K. Lateral stiffness of masonry infilled reinforced concrete (RC) frames with central opening. *Earthquake Spectra*, v.24, n.3, p.701-723, 2008.
- [14] ASTERIS, P.G. Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.129, n.8, p.1071-1079, 2003.
- [15] GOSH, A.K.; ADSM, A.M. Finite Element Analysis of Infilled Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.128, n.7, p.881-889, 2002.
- [16] MOHYEDDIN, A.; GOLDSWORTHY, H.M.; GAD, E.F. FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. *Engineering Structures*, v.51, p.73-87, 2013.
- [17] STAVRIDIS, A.; SHING, P.B. Finite-Element Modeling of Nonlinear Behavior of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.136, n.3, p.285-296, 2010.
- [18] BALOEVIC, G.; RADNIC, J.; HARAPIN, A. Numerical dynamic tests of masonry-infilled RC frames. *Engineering Structures*, v.50, p.43-55, 2013.
- [19] KOUTROMANOS, I.; STAVIDRIS, A.; SHING, P.B.; WIL-LAM, K. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads. *Computers and Structures*, v.89, p.1026-1037, 2011.
- [20] MEHRABI, A.B.; SHING, P.B.; SCHULLER, M.P.; NOLAND, J.L. Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames. *Journal of the Structural Engineering*, v.122, n.3, p.228-237, 1996.
- [21] DURRANI, A.J.; HAIDER, S. Seismic Response of R/C Frames with Unreinforced Masonry Infills. *Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering*, 1996, Acapulco.
- [22] FLANAGAN, R.D.; BENETT, R.M. In-Plane Behavior of Structural Clay Tile Infilled Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.125, n.6, p.590-599, 1999.
- [23] AL-CHAAR, G.; ISSA, M.; SWEENEY, S. Behavior of Masonry-Infilled Nonductile Reinforced Concrete Frames. *Journal of Structural Engineering*, v.128, n.8, p.1055-1063, 2002.
- [24] ASTERIS, P.G.; KAKALETSI, D.J.; CHRYSOSTOMOU, C.Z.; SMYROU, E.E. Failure Modes of In-filled Frames. *Electronic Journal of Structural Engineering*, v.11, n.1, p.11-20, 2011.
- [25] 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.
- [26] LIU, H.; MANESH, P. Concrete masonry infilled steel frames subjected to combined in-plane lateral and axial loading – An experimental study. *Engineering Structures*, v.52, p.331-339, 2013.
- [27] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 306: Evaluation of earthquake damage concrete and masonry wall buildings, Basic Procedures Manual, Washington, DC, 1998.
- [28] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 274: NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, BSSC Seismic Rehabilitation Project, Washington, DC, 1997.
- [29] FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY. FEMA 356: Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Chapter 7: Masonry, Washington, DC, 2000.
- [30] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.
- [31] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15575-2: Edificações habitacionais - Desempenho – Parte 2: Sistemas Estruturais. Rio de Janeiro, 2013.
- [32] MAINSTONE, R.J. Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- [33] AL-CHAAR, G. Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures, ERDC/CERL TR-02-1, US Army Corps of Engineers, Construction Engineering Research Laboratory, 2002.
- [34] HENDRY, A. *Structural Brickwork*. MacMillan, London, 1981.
- [35] LIAUW, T.C.; KWAN, K.H. Nonlinear behavior of non-integral infilled frames. *Computers and Structures*, v.18, n.3, p.551-560, 1984.
- [36] DECANINI, L.D.; FANTIN, G.E. Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos. Características de stiff-nessy resistencia lateral en estado limite. *Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, v.2, Buenos Aires, Argentina, p.817-836, 1987.

- [37] PAULAY, T.; PRIESTLEY, M.J.N. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Wiley, New York, 744, 1992.
- [38] 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.
- [39] ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15812-1: Alvenaria Estrutural – Blocos Cerâmicos. Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, ABNT, 2010.
- [40] SILVA, L. R. Modelingde 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.
- [41] SILVA, L.R.; ALVA, G.M.S.; KAMINSKI JUNIOR, J.. Avaliação e aprimoramento do modelo de diagonal equivalent strutna structural analysis de pórticos de concreto preenchidos com alvenaria. In: 55° Congresso Brasileiro do Concreto, Gramado, 2013, Anais... IBRACON, 2013.