

ANÁLISE NUMÉRICA DE PAINÉIS DE CONTRAVENTAMENTO DE ALVENARIA ESTRUTURAL

Rodrigo Carvalho da Mata¹ & Márcio Antônio Ramalho²

Resumo

O presente trabalho tem como objetivo analisar numericamente o comportamento de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural submetido a esforços horizontais. Foi utilizado o programa comercial DIANA v.9 para realizar análises de um modelo bidimensional com o procedimento de micromodelagem simplificada com unidades expandidas. Uma única geometria do painel foi analisada, enquanto a força horizontal máxima foi avaliada considerando vários níveis de carga de pré-compressão. Inicialmente, este trabalho apresenta alguns conceitos sobre o comportamento de painéis de contraventamento, análise numérica de alvenaria estrutural e procedimentos de dimensionamento de painéis de contraventamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010). São apresentados detalhes dos modelos numéricos, incluindo os resultados obtidos da força horizontal máxima considerando 13 níveis de carga de pré-compressão. Em seguida, os resultados obtidos foram comparados com os resultados obtidos pelo critério de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Assim é possível concluir que os resultados obtidos pela NBR 15812-1 (ABNT, 2010) são mais conservadores do que os resultados obtidos pelo modelo numérico. Além disso, os resultados numéricos mostram que o modo de ruptura é fortemente dependente do nível de pré-compressão, o que é similar à conclusão de diversos pesquisadores.

Palavras-chave: Alvenaria estrutural. Painel de contraventamento. Ações horizontais. Elementos finitos. Elemento de junta.

NUMERICAL ANALYSIS OF MASONRY SHEAR WALL

Abstract

The purpose of this work is to present a numerical analysis of masonry shear walls under horizontal and pre-compression forces. The commercial program DIANA v.9 is used in order to perform the analysis based on a two-dimensional simplified micro-model with expanded units procedure. The panel geometry is unique while the maximum horizontal load was assessed considering several pre-compression load levels. Initially, the paper presents some concepts about shear wall behavior, numerical analysis for structural masonry and design procedures of the Brazilian Code NBR 15812-1 (ABNT, 2010) for shear walls. Details about the numerical models are also shown, including the obtained results for the maximum horizontal load considering 13 pre-compression load levels. Then, the results are compared with those ones obtained by mean of the Brazilian Code design criterion. It is possible to conclude that the results obtained by the Brazilian Code are more conservative than those ones obtained by the numerical model. Moreover, the numerical results show that the failure mode is heavily dependent on the pre-compression level, what is similar to the conclusion of several others researchers.

Keywords: Masonry structures. Shear wall. Horizontal forces. Finite elements. Joint element.

1 INTRODUÇÃO

A avaliação da capacidade de carga das estruturas de alvenaria submetidas a ações horizontais depende da confiabilidade dos modelos de dimensionamento utilizados. De fato, a alvenaria é um

¹ Doutorando em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, rcmata@sc.usp.br

² Professor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, ramalho@sc.usp.br

material heterogêneo com característica ortotrópicas. Além disso, por possuir juntas de argamassa que acarretam planos de fraqueza, geralmente a modelagem computacional desse tipo de estrutura apresenta grandes dificuldades. Um modelo robusto para alvenaria só pode ser desenvolvido por meio de uma descrição suficientemente precisa do comportamento mecânico individual de cada um dos seus componentes (unidades de alvenaria e a argamassa) e sobretudo nas juntas de argamassa, as quais são responsáveis pela maior parte dos fenômenos não-lineares que ocorrem na estrutura. Pina-Henriques e Lourenço (2006) ressaltam que os avanços na Mecânica Computacional conquistados ao longo das últimas décadas permitiram o crescimento da utilização de ferramentas numéricas, uma vez que vários modelos não lineares foram implementados em diversos programas baseados no método dos elementos finitos. No entanto, as modelagens numéricas são prejudicadas pela falta de dados experimentais relativos às propriedades não-lineares dos materiais. Mesmos com os dados experimentais disponíveis Lourenço (1996) destaca as seguintes limitações:

- Os ensaios de compressão em unidades de alvenaria fornecem apenas uma resistência aparente devido à restrição ocasionada pelas placas de ensaio;
- As diferentes formas das unidades não permitem o estabelecimento de uma correlação entre a resistência à tração e a resistência à compressão;
- São escassos os resultados experimentais que descrevem o comportamento pós-pico dos elementos;
- Os corpos-de-prova de argamassa são obtidos a partir de procedimentos padronizados de moldagem em fôrmas metálicas, sendo ignorada a absorção de água pelas unidades e o estado de tensões tridimensional a que está submetida a argamassa quando num elemento de alvenaria é desconsiderado.

As deformações inelásticas da alvenaria são resultantes de um processo dissipativo no qual a energia de fraturamento é liberada durante a ocorrência da fissuração. A argamassa tende a apresentar deformações plásticas muito antes das unidades e a maior parte das deformações não-lineares da alvenaria antes da ruptura ocorre apenas nas juntas. A ruptura de painéis de contraventamento em alvenaria estrutural submetidos a forças horizontais pode ocorrer de várias formas. O tipo e a distribuição das fissuras dependem de alguns fatores, como a relação altura/largura e nível de pré-compressão. Um fator que pode ser considerado como muito importante para qualquer tipo de situação é o nível de pré-compressão atuante. De fato, ele usualmente altera o modo de ruptura do elemento.

O presente trabalho tem como objetivo principal analisar numericamente o comportamento de painéis de contraventamento de alvenaria estrutural submetido a esforços horizontais sob diferentes níveis de pré-compressão.

2 METODOLOGIA

Para atingir o objetivo esperado, optou-se por utilizar modelos matemáticos que possam representar o comportamento da interface unidade-argamassa e utiliza-los para representação numérica dos modelos numéricos. Para isso, foi utilizado o programa comercial de Elementos Finitos DIANA[®] tendo sido empregadas rotinas implementadas para elemento de interface conforme a estratégia de modelagem definida neste trabalho. Dessa forma, os parâmetros experimentais propostos de entrada foram utilizados como dados para a análise numérica dos painéis de contraventamento pré-comprimidos submetidos a força horizontal. Assim, foi possível comparar os resultados numéricos com os resultados obtidos com o critério de dimensionamento recomendado pela norma brasileira de projeto de alvenaria estrutural (NBR 15812-1, 2010).

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Importância da aderência entre bloco e argamassa na alvenaria

A alvenaria é constituída por dois materiais diferentes, isto é, as unidades e a argamassa de ligação, o que resulta numa estrutura heterogênea e descontínua. Robinson (1996) identifica três fatores que controlam as propriedades da ligação entre materiais: superfície da unidade, zona de interface unidade-argamassa e a argamassa de assentamento. Para se conseguir prever o comportamento global da alvenaria é necessário conhecer o comportamento individual de cada uma destas zonas, salientando-se, em particular, a interface entre a unidade e a argamassa, que é responsável pela maior parte dos fenômenos não lineares observados. Segundo Lourenço (1996), a resposta não linear das juntas é uma característica muito importante no comportamento da alvenaria, principalmente na presença de ações horizontais.

A aderência da argamassa de assentamento é de grande importância, pois é responsável pela capacidade da junta de resistir aos esforços de tração perpendiculares ao seu plano e à tensão de cisalhamento devida às forças tangenciais, além de suportar acomodações de origem térmica. Essa aderência é necessária para que as paredes resistam ao cisalhamento produzido por forças laterais. Estas forças tornam-se particularmente importantes no caso da alvenaria estrutural não armada, na qual a combinação de fatores como a qualidade das argamassas de assentamento, a magnitude das forças verticais e horizontais e o tipo de bloco utilizado pode gerar diferentes modos de ruptura.

No caso das ações incidirem no plano da parede pode-se verificar três modos de ruptura diferentes (Figura 1).

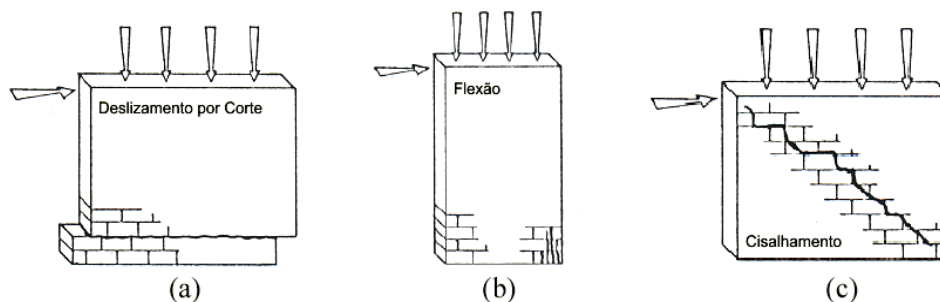


Figura 1 – Modos de ruptura de paredes submetidas a ações no plano. (a) Deslizamento por cisalhamento; (b) Ruptura por flexão; (c) Ruptura por cisalhamento. (Tomaževic, 1999).

O primeiro caso (Figura 1a) ocorre para paredes submetidas a cargas verticais relativamente baixas combinadas com a presença de uma argamassa de baixa aderência, ocorrendo o deslizamento por cisalhamento da parede em uma junta de argamassa. A Figura 1b mostra o mecanismo de ruptura de um painel quando atuam um momento fletor causado pela força lateral e uma baixa força vertical uniformemente distribuída ao longo do comprimento da parede. Esses carregamentos levam à abertura de fissuras horizontais por levantamento da parede, enquanto na extremidade direita, verifica-se o esmagamento das unidades de alvenaria por compressão. Por último, no caso de paredes submetidas a elevadas forças verticais e horizontais, aparecem fissuras diagonais (Figura 1c). Dependendo da qualidade da argamassa de assentamento e dos blocos utilizados, elas podem localizar-se unicamente nas juntas de argamassas (argamassa de baixa qualidade) ou também podem se manifestar nos blocos (blocos de resistência muito baixa).

Finalmente, a Figura 2 ilustra o modo de ruptura de paredes submetidas a ações perpendiculares ao seu próprio plano, também denominado de ações para fora do plano. Este tipo de solicitação provoca fissuras verticais no centro e nos cantos das paredes.

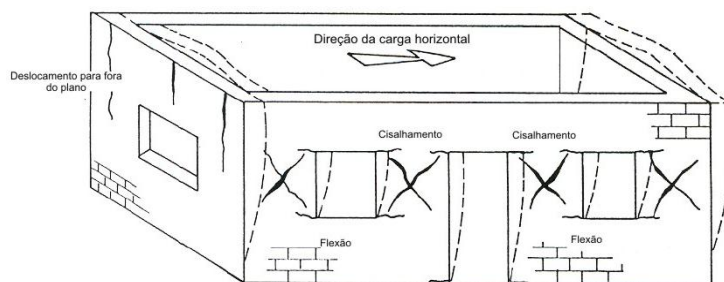


Figura 2 – Modos de ruptura de paredes sujeitas a ações horizontais (Tomaževic, 1999).

Os blocos, por sua vez, são os principais responsáveis pela resistência, durabilidade a agentes agressivos, estabilidade e precisão dimensional da alvenaria. As variações dimensionais dos blocos provocadas pela expansão térmica e pela retração por secagem levam à perda de aderência e ao surgimento de fissuras na interface bloco-argamassa.

Sabbatini (1986) define aderência como sendo a capacidade da interface unidade-argamassa de absorver esforços normais e tangenciais (tensões de tração e de cisalhamento) sem que haja ruptura. Da aderência depende a resistência da alvenaria quando submetida a esforços provocados por deformações volumétricas, carregamentos excêntricos e esforços perpendiculares à parede. Sabbatini também utiliza o termo resistência de aderência da argamassa para definir um parâmetro para que a interface bloco-argamassa não se rompa. Segundo o autor, uma possível avaliação dessa resistência só será possível realizando-se ensaios específicos que envolvem o conjunto bloco-argamassa.

3.2 Painéis de contraventamento

Os painéis de contraventamento em alvenaria constituem a estrutura que absorve os esforços provenientes das ações horizontais. Esses elementos estruturais conferem a rigidez aos esforços horizontais necessária ao edifício, além de resistirem, também, aos esforços relativos às ações verticais (peso próprio da estrutura, ações permanentes e acidentais). O comportamento desses painéis é dependente de inúmeros fatores, tais como: tipos de vinculações consideradas nas extremidades do painel; magnitude das cargas verticais aplicadas; tipos de unidades e argamassas utilizadas para construção do painel; tipo de alvenaria empregada (armada ou não-armada); utilização ou não de grauteamento no caso de unidades vazadas; dimensões do painel e existência ou não de aberturas, etc. Muitos desses parâmetros têm sido avaliados por inúmeros pesquisadores, sendo alguns dos referidos estudos descritos e comentados mais adiante.

3.2.1 Modos de ruptura

Os tipos mais comuns de ruptura de painéis de alvenaria submetidos a forças horizontais podem ser classificados como:

a) Ruptura por cisalhamento do painel

As fissuras se apresentam preponderantemente na direção diagonal do painel, ocorrendo por escorregamento das juntas horizontais e separação das juntas verticais, podendo ocorrer também fissuras diagonais no bloco, como ilustra a Figura 3a. Esse tipo de fissuração é proveniente das tensões de cisalhamento atuantes no painel. A combinação entre a intensidade desses esforços e as resistências de aderência ao cisalhamento e de tração das juntas determinam o início da fissuração. Além disso, dependendo dessa intensidade e da resistência à tração dos blocos, podem ocorrer fissuras diagonais. Esse tipo de ruptura foi observado por Abrams (1986), Elshafie et al. (1998), Ghanem et al. (1993), Schultz (1994), Zhuge (2000), Yamasaki et al. (1987).

b) Ruptura por flexão do painel

Neste caso ocorre flexão do painel, caracterizada por deslocamentos relativamente grandes no topo do mesmo e pela ausência de fissuração diagonal. Observa-se o surgimento de fissuras horizontais provenientes da tração na base e o surgimento de fissuras de esmagamento da unidade provenientes da compressão na base (ver Figura 3b). As fissuras de tração ocorrem ao longo das juntas horizontais, propagando-se ao longo do comprimento do painel, e dependem da resistência à tração da junta. As fissuras de esmagamento surgem nas unidades que estiverem dispostas próximo à extremidade comprimida da base, e dependem, obviamente, da resistência à compressão dessas unidades. Esse tipo de ruptura foi observado em Abrams (1986), Elshafie et al. (1998), Ghanem et al. (1993).

c) Ruptura mista por flexão-cisalhamento

Neste tipo de ruptura o painel apresenta comportamento misto, ocorrendo tanto fissuras na direção diagonal quanto fissuras horizontais na base do painel (ver Figura 3c). Esse tipo de ruptura foi observado por Abrams (1986), Elshafie et al. (1998), Epperson (1992), Ghanem et al. (1993), Yamasaki et al. (1987), Nascimento (2003), Haach (2009).



Figura 3 – Modos de ruptura de painéis.

Um dos fatores que influenciam o modo de ruptura é a relação largura/altura do painel. Considera-se que painéis com relação largura/altura inferior a cinco apresentam, a princípio, comportamento governado pelo cisalhamento, enquanto para valores superiores a esse limite o comportamento é governado pela flexão. Nascimento Neto (1999) comprova que, no caso de painéis com altura igual a cinco vezes a largura e com seção transversal retangular, os deslocamentos devidos aos esforços cortantes podem representar cerca de 3% daqueles devidos aos esforços de flexão.

Outro fator que influencia no modo de ruptura é o tipo de alvenaria utilizada, isto é, alvenaria armada ou não-armada. Para esses casos dispõe-se de sistemas construtivos distintos que, obviamente, apresentam comportamentos diferentes. No entanto, vale o comentário que a alvenaria armada apresenta comportamento dúctil, devido à presença da armadura, a qual permite a ocorrência de grandes deformações até a ruptura total do painel. Já a alvenaria não-armada apresenta comportamento frágil, o qual não permite grandes deformações e a ruptura ocorre repentinamente, sem aviso prévio. Além disso, com a alvenaria armada consegue-se um maior controle da abertura de fissuras.

O nível de pré-compressão a que o painel está submetido também é um dos fatores que influenciam seu comportamento mecânico. Em painéis de alvenaria não-armada, níveis baixos de pré-compressão podem garantir uma capacidade maior de deformação, sendo possível observar o surgimento de um patamar de “escoamento” na curva força horizontal x deslocamentos. Além disso, verifica-se que pode ocorrer um acréscimo da força de ruptura do painel com o aumento da pré-compressão e isso pode acarretar em modificação do tipo de ruptura (Ghanem, 1993).

3.3 Aspectos relativos à modelagem numérica

O método dos elementos finitos é um dos métodos numéricos mais utilizados para modelar o comportamento estrutural da alvenaria. A grande utilização desse método é justificada por sua flexibilidade em representar qualquer geometria, carregamentos ou condição de contorno aliada a uma implementação computacional relativamente fácil. No entanto, há exceções, com alguns autores utilizando outros métodos numéricos, como o método dos elementos de contorno e o método das diferenças finitas.

Devido à posição adotada neste trabalho de se investigar detalhadamente o comportamento dos painéis, optou-se por realizar análises numéricas utilizando-se a estratégia da micromodelagem simplificada com unidades expandidas, conforme apresentada por Lourenço (1996). Para que tal modelagem possa ser utilizada em toda sua capacidade de simulação do problema, faz-se necessária a contemplação de todos os tipos básicos de mecanismos de ruptura característicos da alvenaria. Tais mecanismos compreendem, de acordo com Lourenço (1996): fissuração da junta por tração direta; escorregamento ao longo das juntas horizontal ou vertical sob tensões normais de baixa intensidade; fissuração das unidades por tração direta; fissuração por tração diagonal nas unidades quando há intensidades de tensões normais suficientes para desenvolver atrito nas juntas e esmagamento da unidade. Este último caso é comumente identificado com separação das unidades sob tração, como resultado da dilatação da argamassa sob tensões normais elevadas. Na Figura 4 ilustra de forma esquemática esses mecanismos.

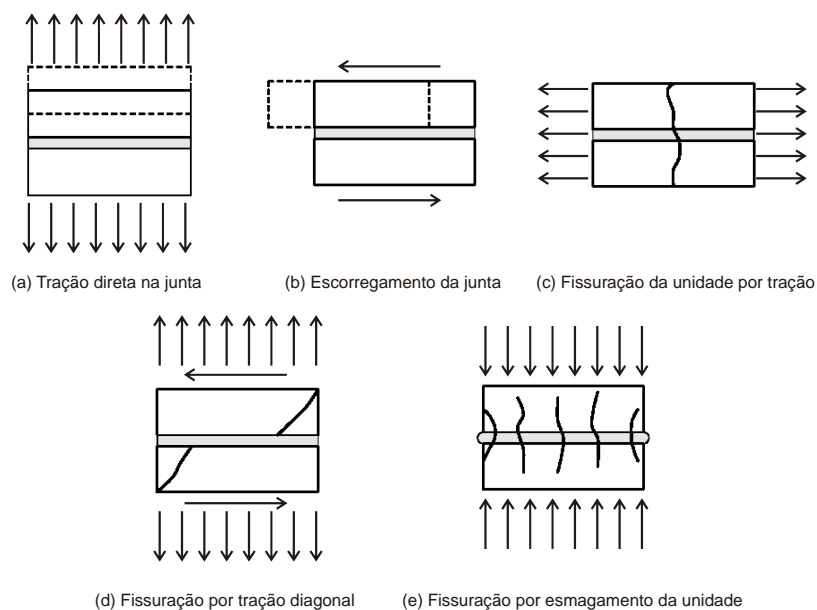


Figura 4 – Mecanismos de ruptura da alvenaria – Lourenço (1996).

Dentre os mecanismos apresentados anteriormente, torna-se necessário comentar mais detalhadamente aqueles que se relacionam com o comportamento da interface unidade/argamassa por ser esta a região mais frágil do material alvenaria. Os fenômenos associados à interface podem ser representados pelos seguintes mecanismos: tração direta na junta e escorregamento ao longo da junta sob tensões normais de baixa intensidade.

Sobre o mecanismo de tração direta podem ser citados alguns ensaios apresentados em Pluijm (1993) relativos a corpos-de-prova constituídos por unidades de tijolos maciços e sílico-calcário. Os resultados mostraram que aderência variou de 0,3 MPa a 0,9 MPa, de acordo com o tipo de combinação unidade-argamassa. Um fato bastante interessante relaciona-se aos corpos-de-prova ensaiados, nos quais se observou que a área de aderência era menor que a área da seção transversal

do corpo-de-prova. Verificou-se que a área de aderência concentrou-se na região interior do corpo-de-prova, o que pode ser resultado da atuação combinada da retração da argamassa e do processo de assentamento das unidades. Pluijm estima, no caso de paredes constituídas por tijolos maciços, uma superfície total de aderência em torno de 59% da área da seção transversal. Desse modo, como no caso de unidades vazadas, aos tijolos maciços poderia, a princípio, ser associada uma área líquida. Esses resultados demonstram algumas influências no comportamento estrutural da alvenaria provenientes do processo de execução.

Quanto ao mecanismo de escorregamento na junta, o qual está diretamente relacionado com a resistência ao cisalhamento, pode-se citar Pluijm (1993) que utilizou os mesmos tipos de unidades empregados dos ensaios de tração. Nesse caso foram aplicados três níveis de pré-compressão: 0,1 MPa, 0,5 MPa e 1,0 MPa. Os valores da coesão inicial (τ_0) variaram entre 0,1 MPa e 1,8 MPa. Para o ângulo de atrito interno φ_0 , associado ao modelo de atrito de Coulomb e considerado como $\tan(\varphi_0)$, obteve-se uma variação entre 0,7 e 1,2, para diferentes combinações unidade-argamassa. O ângulo de atrito interno residual φ_r , também considerado como $\tan(\varphi_r)$, resultou num valor aproximadamente constante e igual a 0,75.

Lourenço e Rots (1997) propuseram um modelo de interface com modernos conceitos de plasticidade, capaz de capturar diversos mecanismos de ruptura da alvenaria. O modelo considera ruptura à tração no Modo I de fraturamento segundo um critério de “cut-off”, critério de Mohr-Coulomb para ruptura do Modo II e o denominado “cap model” para ruptura por esmagamento, ver Figura 5.

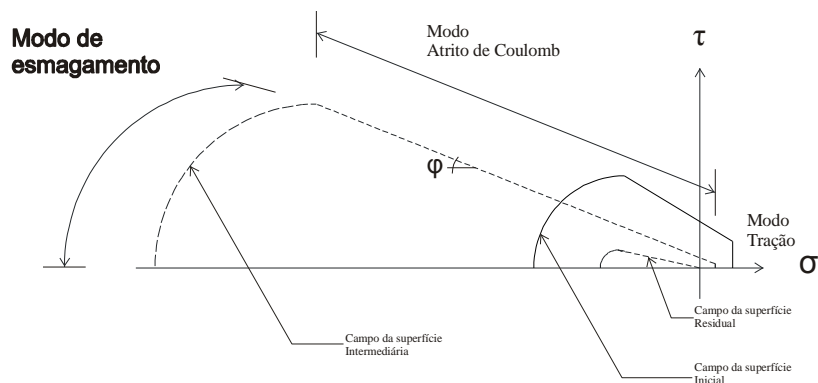


Figura 5 – Modelo de interface proposto. (Lourenço e Rots – 1997).

Este modelo concentra diversos tipos de danos relativos ao plano de fraturamento da juntas e, se necessário, a fissuração potencial sob tração pura nos planos de fissuras verticais no meio de cada unidade. De acordo com esses autores, o modelo é capaz de reproduzir o comportamento da estrutura por completo até a degradação total, sem instabilidades numéricas. Este modelo concentra diversos tipos de danos relativos ao plano de fraturamento da juntas e, se necessário, a fissuração potencial sob tração pura nos planos de fissuras verticais no meio de cada unidade. De acordo com esses autores, o modelo é capaz de reproduzir o comportamento da estrutura por completo até a degradação total, sem instabilidades numéricas.

3.4 Procedimentos de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

No dimensionamento de peças de alvenaria não armada submetidas a carregamento no plano devem ser verificados os comportamento ao cisalhamento e à flexo-compressão do painel. Assim, são apresentados nos itens a seguir os procedimentos de dimensionamento de alvenaria de bloco cerâmico da NBR 15812-1 (ABNT, 2010). Foi adotada a norma de dimensionamento de alvenaria de bloco cerâmico NBR 15812-1 (ABNT, 2010), pois a norma de dimensionamento de alvenaria bloco de concreto está em fase de revisão pela Associação Brasileira de Normas Técnicas e a norma adotada

descreve o mesmo procedimento de dimensionamento à flexo-compressão da alvenaria de bloco de concreto.

De acordo com a norma técnica NBR 15812-1 (ABNT, 2010) o dimensionamento de um elemento de alvenaria não armado em estado limite último, o esforço solicitante de cálculo deverá ser menor ou, no máximo, igual ao esforço resistente de cálculo, como mostra a Figura 6. Assim sendo, para o dimensionamento de painéis de contraventamento devem ser verificados os seguintes critérios:

- verificação à compressão simples;
- verificação ao cisalhamento;
- verificação à flexo-compressão.

Em paredes de alvenaria estrutural o valor de cálculo do esforço resistente à compressão é obtido através da equação (1).

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \tag{1}$$

e:

N_{rd} é a força normal resistente de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

R é o coeficiente redutor devido à esbelteza da parede.

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \tag{2}$$

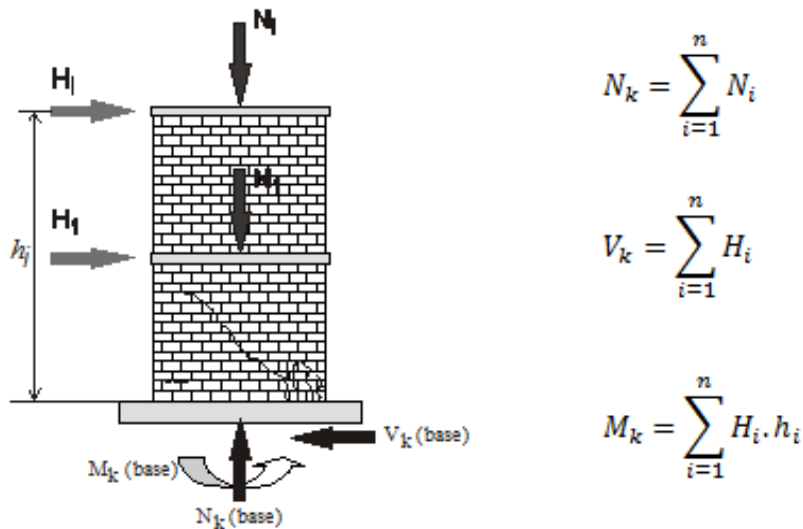


Figura 6 – Esforços nos painéis de contraventamento.

Quanto ao cisalhamento, a tensão convencional de cálculo, para peças de alvenaria não armada é dada por:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{A} \tag{3}$$

em que:

V_d é o esforço cortante solicitante no topo do painel;

$$\tau_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (4)$$

em que:

γ_m é o coeficiente de ponderação da resistência

f_{vk} é a resistência característica ao cisalhamento.

As resistências características ao cisalhamento não devem ser maiores que os valores apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento – f_{vk} (MPa) (NBR15812-1, 2010)

Local	Resistência Média e Compressão da Argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	acima de 7,0
Juntas Horizontais	0,10 +0,5 σ ≤ 1,0	0,15 +0,5 σ ≤ 1,4	0,35 +0,5 σ ≤ 1,7
Interfaces de paredes com amarração direta	0,35	0,35	0,35

Para a verificação dos esforços causados pelo momento fletor resultante na base (Figura 3) de peças de alvenaria não armada, as tensões normais da seção transversal devem ser obtidas mediante superposição das tensões normais devido à tensão normal proveniente de movimento de corpo rígido com a tensão normal uniforme devido à força axial de compressão. Assim sendo, as tensões normais devem satisfazer à seguinte inequação:

$$\frac{N_d}{A.R} + \frac{M_d}{W.K} \leq f_d \quad (5)$$

em que:

N_d é a força normal de cálculo;

M_d é o momento fletor de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A é a área da seção resistente;

W é o mínimo módulo de resistência à flexão da seção resistente;

R é o coeficiente redutor devido à esbeltez do elemento;

$K = 1,5$ é o fator que ajusta a resistência à compressão na flexão.

Caso exista tensão de tração, seu valor máximo deve ser menor ou igual à resistência à tração da alvenaria f_{td} .

$$-\frac{N_d}{A.R} + \frac{M_d}{W} \leq f_{td} \quad (6)$$

Os valores característicos de f_{tk} são definidos na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores característicos da resistência à tração na flexão – f_{tk} (MPa) (NBR15812-1, 2010)

Direção da tração	Resistência Média de Compressão da Argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4 ^a	3,5 a 7,0 ^b	Acima de 7,0 ^c
Normal à fiada	0,10	0,20	0,25
Paralela à fiada	0,20	0,40	0,50

4 MODELAGEM NUMÉRICA

Elementos de alvenaria sujeitos a forças no seu plano apresentam um complexo comportamento estrutural. A previsão desse comportamento em painéis de alvenaria por meio de métodos numéricos tem sido alvo de diversas pesquisas no âmbito da alvenaria estrutural (VASCONCELOS, 2005). Neste item são apresentadas comparações entre os resultados numéricos com os resultados obtidos pela norma brasileira de dimensionamento citado neste trabalho

4.1 Rede de elementos finitos

A rede foi composta por elementos finitos bidimensionais, que representam as unidades, e por elementos de interface com espessura nula, que representam as juntas de argamassa verticais e horizontais. Também existem planos de fratura verticais no meio das unidades, os quais foram definidos de acordo com as sugestões descritas em Lourenço e Rots (1997).

As unidades foram modeladas no plano bidimensional como blocos maciços. As propriedades dos materiais necessárias para descrever o comportamento mecânico em regime linear e não-linear foram calculadas em relação à área bruta, isto é, desconsiderando os furos existentes nos blocos. Cada unidade inteira foi discretizada por três elementos no comprimento e três elementos na altura. Entre as unidades foram colocados três elementos de interface, ver Figura 7. As dimensões do painel estudado foram de 0,14 m x 1,79 m x 2,80 m (espessura, largura e altura respectivamente). No topo e na base do painel de contraventamento foram modeladas lajes de concreto de 0,20 m de espessura e 1,00 m de largura para representar a ligação entre alvenaria e a laje entre pavimentos. O carregamento vertical aplicado variou de 0,2 MPa a 2,58 MPa.

É importante ressaltar que esse carregamento não leva em consideração o peso-próprio do painel, haja vista que o peso próprio do painel representa 33,6 % do carregamento vertical inicial e apenas 0,26 % do carregamento vertical final.

A tensão de pré-compressão máxima aplicada foi a própria resistência à compressão do painel, determinada conforme a NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

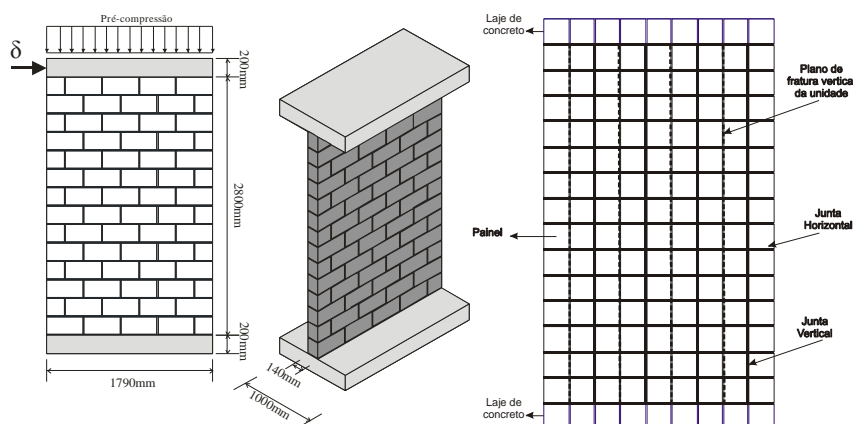


Figura 7– Dimensões do painel de contraventamento analisado e rede de elementos finitos.

4.2 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais foram obtidas a partir dos ensaios de caracterização apresentados por Mata (2011). Nos itens a seguir, apresentam-se os dados de entrada das partes componentes da alvenaria adotados para as análises numéricas.

4.2.1 Blocos

Para representar o comportamento não-linear do bloco foi empregado o modelo de fissuração ortogonal (*fixed crack*), com o comportamento do material em regime plástico definido pelo modelo combinado de Rankine e Drucker-Prager. Esse modelo é comumente empregado para materiais isotrópicos frágeis, pois possibilita a representação adequada da fissuração por tração e o esmagamento por compressão. O comportamento pós-pico do material à tração (*tension softening*) seguiu a lei exponencial apresentada na Figura 8a. Na compressão foi especificado o modelo parabólico para o trecho ascendente e descendente da curva tensão versus deformação, conforme a Figura 8b. Entende-se por amolecimento, a diminuição gradual da resistência com o aumento respectivo da deformação do material que acontece após a resistência do material ter sido atingida. Dessa forma, o comportamento pós-pico depende da natureza do material, da velocidade de propagação das fissuras e da presença de vazios na estrutura interna do material.

Devido à fissuração do material, observa-se uma redução na rigidez ao cisalhamento que geralmente é denominada de retenção de cisalhamento. Essa retenção é representada pelo parâmetro β que varia de 0 (sem retenção) a 1 (com retenção total). Neste trabalho definiu-se β constante e igual a 0,03. Tal valor foi obtido por calibrações dos modelos estudados.

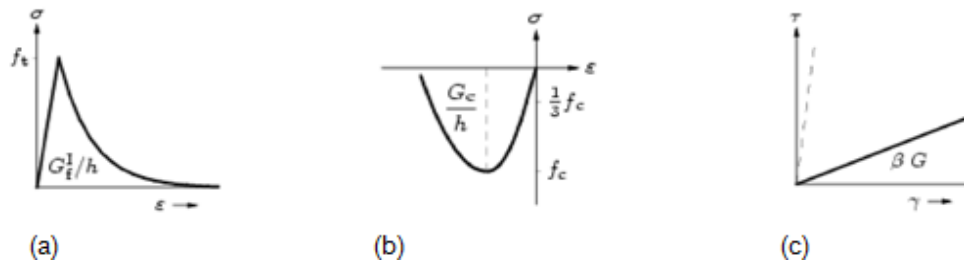


Figura 8 – Comportamento mecânico das unidades aplicadas nos modelos numéricos: (a) tração; (b) compressão e (c) cisalhamento (TNO, 2005)

Na Tabela 3 são apresentados os dados de entrada do modelo utilizado para as unidades.

Tabela 3 – Propriedades mecânicas do bloco utilizadas nos modelos numéricos.

f_c (MPa)	E (MPa)	ν	G_c (MPa.mm)	f_{bt} (MPa)	G_f^I (MPa.mm)	β	Largura da banda de fissura
12,86	7586	0,37	19,94	1,20*	0,05	0,03	1 mm

na qual, f_c é a resistência média à compressão axial, ν é o coeficiente de Poisson, G_c é a energia de fraturamento à compressão, f_{bt} é resistência média à tração calculada em relação a área bruta do bloco, G_f^I é a energia de fraturamento à tração, β é o fator de retenção do cisalhamento.

4.2.2 Junta

No caso da junta, três propriedades distintas foram utilizadas variando de acordo com as partes componentes da alvenaria. São eles: juntas horizontais, juntas verticais e o plano potencial de fratura nas unidades. Basicamente três conjuntos de propriedades definem o comportamento na interface: tração normal, cisalhamento e esmagamento.

As propriedades físicas dos elementos de interface foram obtidas por ensaios de caracterização apresentadas por Mata (2011), exceto a energia de fraturamento. No caso do plano de fraturamento vertical das unidades, foi adotado o valor obtido da energia de fraturamento no modo I (G_f^I), obtida a partir do modelo do CEB MC90 (CEB-FIP, 1993). O plano de fraturamento no meio do bloco foi modelado utilizando elementos de interface com modelo de fissuração discreta. A lei constitutiva da

fissuração discreta no programa DIANA® é baseada na teoria da deformação total, a qual expressa tensões de tração como função dos deslocamentos relativos totais. A lei de amolecimento exponencial foi adotada para representar o comportamento pós-pico à tração. Na Tabela 4 são apresentadas as propriedades mecânicas do plano de fratura vertical utilizado nos modelos computacionais.

Tabela 4 – Propriedades mecânicas do plano de fratura vertical

f_t (MPa)	k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)	G_f^I (MPa.mm)
1,20	10 ⁶	10 ⁶	0,047

Nas Tabelas 5 e 6 são apresentadas as propriedades mecânicas das juntas horizontais e verticais, respectivamente, utilizadas nos modelos numéricos. Os valores residuais da coesão e da tensão normal obtidos nos ensaios de cisalhamento não influenciaram consideravelmente os resultados das modelagens numéricas. Assim, esses valores não foram utilizados nas modelagens.

Tabela 5 – Propriedades mecânicas da junta vertical utilizadas nos modelos numéricos

f_t (MPa)	k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)	G_f^I (MPa.mm)	f_c (MPa)	G_c (MPa.mm)	ε_c (10 ⁻³)	C_{ss}	f_{vo} (MPa)	$\tan(\varphi)$	$\tan(\psi)$	G_f^{II} (MPa.mm)
0,085	34,38	161,82	0,005	8,68	14,41	3,7	2	0,235	0,624	0	0,02

Onde:

f_t é a resistência à tração da junta;

k_n e k_s são módulos de rigidez elástica normal e transversal, respectivamente;

G_f^I é a energia de fratura do modo I;

f_c é a resistência à compressão média de prisma de 3 blocos;

G_c é a energia de fratura à compressão de prisma de 3 blocos;

ε_c é a deformação correspondente ao pico da tensão de compressão do prisma;

C_{ss} é o controle de contribuição das tensões de cisalhamento na ruptura (Lourenço e Rots, 1997);

f_{vo} é a tensão de cisalhamento na ausência de compressão;

$\tan(\varphi)$ é o coeficiente de atrito;

G_f^{II} é a energia de fratura do modo II;

Tabela 6 – Propriedades mecânicas da junta horizontais utilizadas nos modelos numéricos

f_t (MPa)	k_n (N/mm ³)	k_s (N/mm ³)	G_f^I (MPa.mm)	f_c (MPa)	G_c (MPa.mm)	ε_c (10 ⁻³)	C_{ss}	f_{vo} (MPa)	$\tan(\varphi)$	$\tan(\psi)$	G_f^I (MPa.mm)
0,085	0	161,82	0,005	8,68	14,41	3,7	2	0,235	0,624	0	0,02

4.2.3 Lajes de concreto

Propriedades elásticas e isotrópicas foram adotadas para modelar as lajes de concreto do topo e na base do painel. Desse modo, não foi considerado na modelagem o comportamento não-linear das lajes do topo e da base dos painéis. De fato, essas peças estruturais serviram apenas como condição de contorno do painel analisado. A Tabela 7 apresenta as propriedades mecânicas adotadas para os elementos elásticos.

Tabela 7 – Propriedades mecânicas da viga metálica e da laje de concreto.

	E (GPa)	ν
Laje de concreto	20	0,20

4.3 Resultados obtidos

Os resultados da modelagem numérica foram comparados aos resultados obtidos pelos critérios de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010) sendo apresentados em forma de gráficos. Na Figura 9, apresentada a seguir, são mostrados os resultados obtidos para cada nível de pré-compressão dos painéis e os resultados obtidos pelos critérios de dimensionamento estudados.

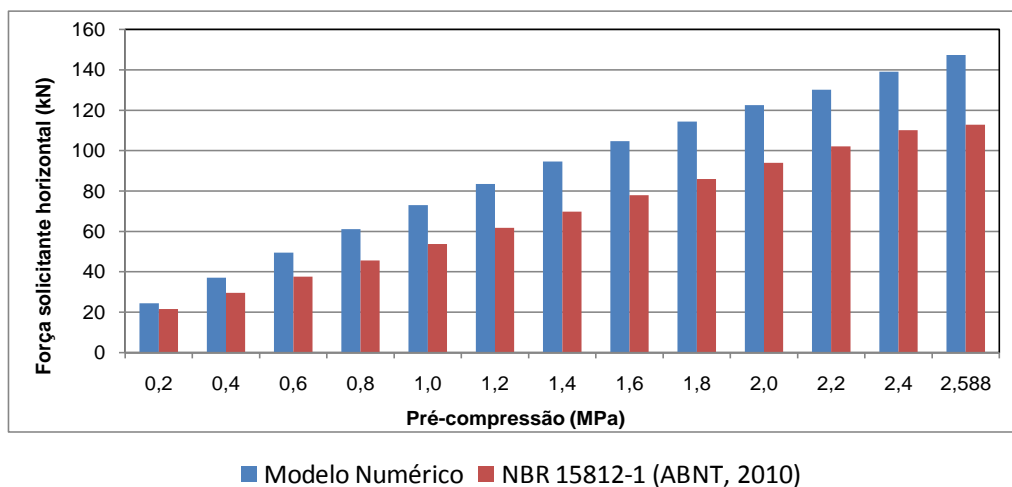


Figura 9 – Resultados numéricos e normativos do painel analisado.

Observa-se que há uma tendência de crescimento linear da força máxima horizontal com o aumento da pré-compressão. Esse resultado de certa forma era esperado, já que a tensão de cisalhamento pode ser considerada linearmente dependente da tensão normal, como mostrado pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb e também pelos resultados experimentais obtidos.

Os resultados obtidos com a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) apresentaram, em todos os casos, menores valores da força horizontal solicitante, sendo conservadores em relação aos resultados numéricos. Nota-se que para altos níveis de pré-compressão, o incremento da força horizontal solicitante é pequeno.

Os painéis analisados apresentaram fissuração típica de flexão nos casos de baixos valores de pré-compressão e fissuração diagonal para altos valores de pré-compressão. Na Figura 10 são apresentadas as deformações principais no passo de carga referente à força horizontal máxima. As deformações apresentadas são referentes à mínima e à máxima tensão de pré-compressão aplicada nos painéis. Para melhor visualização a escala da deformação do painel sob pré-compressão de 0,20 MPa é quatro vezes maior do que o painel sob pré-compressão de 2,58 MPa. Esse procedimento foi necessário para destacar a fissuração do painel sob baixas tensões de pré-compressão.

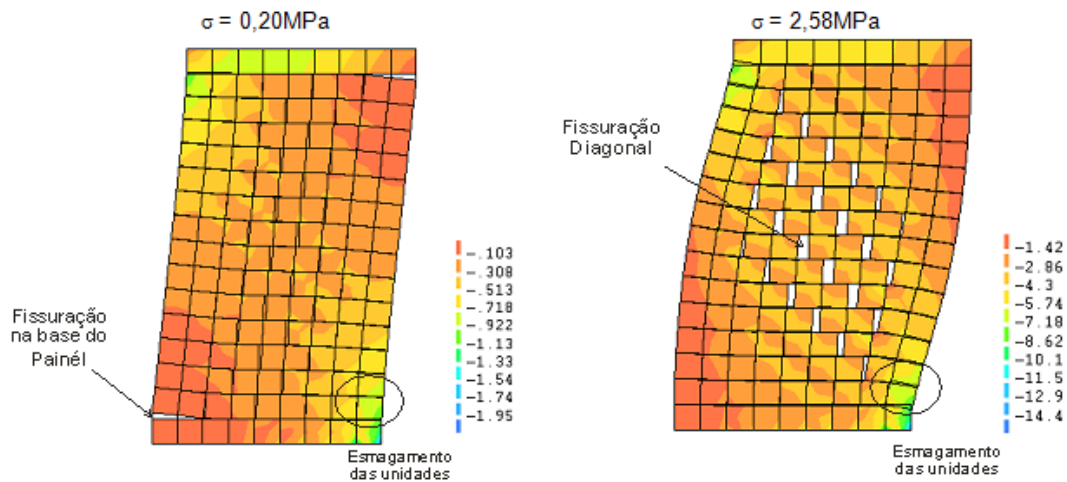


Figura 10 – Deformação e tensões principais do painel analisado.

Observa-se que as deformações obtidas nas modelagens computacionais indicaram que há uma transição do comportamento dos painéis na ruptura quando há variação das tensões de pré-compressão. Para pequenos valores de pré-compressão os modelos apresentaram ruptura típica de flexão, a qual foi caracterizada pela fissura horizontal na base e de fissuras de esmagamento nas unidades localizadas na região comprimida também na base do painel. Já para valores altos de pré-compressão os modelos apresentaram fissuração preponderante na direção diagonal do painel, ocorrendo escorregamento das juntas horizontais e separação das juntas verticais, que são características típicas de ruptura por cisalhamento.

5 CONCLUSÕES

Neste artigo foram apresentados procedimentos de dimensionamento e resultados das modelagens numéricas, com ênfase no comportamento e influência das juntas nos painéis de contraventamento. A partir das análises estudadas podem ser destacadas as seguintes conclusões:

- As comparações entre os resultados numéricos e os resultados obtidos pelo critério de dimensionamento da NBR 15812-1 (ABNT, 2010) pode-se concluir que os resultados obtidos pelo critério de dimensionamento da norma brasileira foram mais conservadores do que os resultados obtidos numericamente, como seria esperado.
- O modo de ruptura apresentado pelos modelos numéricos também foi analisado e os resultados mostraram que o modo de ruptura é fortemente dependente do nível de pré-compressão. Foram obtidos para baixos níveis de pré-compressão rupturas preponderante à flexão e para valores de pré-compressão maiores preponderou-se ruptura por cisalhamento. Isto está de acordo com o observado por Ghanen (1993) e muitos outros pesquisadores.

6 AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pela bolsa de estudo e financiamento deste trabalho. A CAPES pela bolsa PDEE (doutorado sanduíche na Universidade do Minho). À empresa JBA Engenharia e Consultoria pelo apoio financeiro.

7 REFERÊNCIAS

- ABRAMS, D. P. Lateral resistance of a two-story block building. In: ASCE STRUCTURES CONGRESS, New Orleans, USA, September 15-18. **Technical session: Advances in analysis of structural masonry**, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos. Rio de Janeiro, 2010.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, **CEB-FIP Model Code 1990 – Design Code** – Thomas Telford, 1993.
- ELSHAFIE, H.; HAMID, A.; OKBA, S.; NASH, E. - Lateral response of reinforced masonry shear walls with door openings: an experimental study. In: CANADIAN MASONRY SYMPOSIUM, 8th, May 31 – June 3, Jasper, Alberta, 1998.
- EPPERSON, G. S.; ABRAMS, D. P. - Evaluating lateral strength of existing unreinforced brick piers in the laboratory. **The Masonry Society Journal (TMS)**, February, 1992.
- GHANEM, G. M.; SALAMA, A. E.; ELMAGD, S. A.; HAMID, A. A. - Effect of axial compression on the behavior of partially reinforced masonry shear walls. In: NORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, 6th, June 6-9, Philadelphia, Pennsylvania, USA, 1993.
- HAACH, V.G. **Development of a design method for reinforced masonry subject to in-plane loading based on experimental and numerical analysis**. PhD Thesis. 349p. Universidade do Minho, Guimarães, Portugal. 2009.
- LOURENÇO, P. B. **Computational Strategies for Masonry Structures**. PhD Thesis, Delft University of Technology, Netherlands, 1996.
- LOURENÇO, P.B. **Dimensionamento de Alvenarias Estruturais**. Relatório 99-DEC/E-7. Dezembro 1999.
- LOURENÇO, P.B.; ROTS, J.G. Multisurface interface model for analysis of masonry structures, **Journal of engineering mechanics**, 123(7), 1997, 660-668.
- MATA, R.C. **Análise experimental e numérica do comportamento de junta em painéis de contraventamento de alvenaria estrutural**. São Carlos, 2011. 196p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- NASCIMENTO NETO, J. A. **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais**. São Carlos, 199. 127p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- NASCIMENTO NETO, J. A. **Estudo de painéis com abertura constituídos por alvenaria estrutural de blocos**. São Carlos, 2003. 320p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PINA-HENRIQUES, J.L., LOURENÇO, P.B. (2006). Masonry compression: a numerical investigation at the meso-level. **Engineering Computations: International Journal for Computer-Aided Engineering and Software**, v. 23, n.4, pp. 382-407.
- PLUIJM, R. VAN DER - Shear behaviour of bed joints. **Proceedings of the 6th North American Masonry Conference**, Philadelphia, pp. 125-136, 1993.
- ROBINSON, G. - Adhesion mechanisms in masonry. **American Ceramic Society Bulletin**, 75(2), 1996.

SABBATINI, F. H. **Argamassas de assentamento para paredes de alvenaria resistente**. Boletim Técnico – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 26 p. 1986.

SCHULTZ, A. E. - Performance of masonry structures during extreme lateral loading events. In: ABRAMS, D. P. (Ed.). *Masonry in the Americas*. Detroit: ACI. p.85-125. (ACI-SP147), 1994.

TOMAŽEVIC, M. - **Earthquake-resistant design of masonry buildings**, Imperial College Press, London, 1999.

VASCONCELOS, G. **Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls**. PhD Tesis. 276p. University of Minho, Guimarães, Portugal, 2005.

YAMASAKI, Y.; SEIBLE, F.; MIZUNO, H.; KAMINOSONO, T.; TESHIGAWARA, M. - The Japanese 5 - Story full-scale reinforced concrete masonry test – Forced vibration and cyclic load test results. *The Masonry Society Journal (TMS)*, July-December, 1987.

ZHUGE Y.; MILLS, J. - On behavior of partially reinforced masonry under simulated earthquake load. In: INTERNATIONAL BRICK/BLOCK MASONRY CONFERENCE, 12th, Madrid, Spain, 25-28 June, 2000.