

Comparação de deslocamentos e tensões normais de um grupo de paredes de um edifício em alvenaria estrutural: método dos elementos finitos *versus* elementos de pórtico espacial

Comparison of displacements and normal stresses of a group of walls of a building in structural masonry: finite element method *versus* space frame elements

¹João Vitor Silva, ²Cláudio Cruz Nunes

¹Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Mato Grosso (joaovs13@hotmail.com)

²Doutor em Engenharia Civil, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Mato Grosso (ccnunes@ufmt.br)

RESUMO: A alvenaria estrutural tem como vantagens a economia de fôrmas, a redução significativa de revestimentos, a redução nos desperdícios de material e mão-de-obra, a redução do número de especialidades e a flexibilidade na execução da obra. O painel de contraventamento é o elemento resistente aos esforços de flexão, sendo definido pela área do grupo estrutural na direção do plano de atuação do momento fletor e abas perpendiculares, sem avaliar se estão na direção dos eixos principais de inércia. Foram comparados os modelos espaciais de Grupos Isolados de Paredes, em que os grupos de paredes são tomados independentes entre si, o de Grupos de Paredes com Interação, em que os lintéis que ligam as paredes são modelados como vigas, e a modelagem em elementos finitos (MEF) de casca. Utilizou-se da dependência generalizada entre deslocamentos para simular o comportamento de diafragma rígido da laje e excentricidades dos lintéis. Após a obtenção dos resultados, observou-se que o deslocamento da estrutura no modelo de MEF e no de Grupos Isolados na direção X diferiu de 10,85%, e na direção Z, 7,94%. Isso se deve a modelagem em elementos finitos apenas do grupo G1, semelhante ao que ocorre no modelo de Grupos Isolados. Quanto às tensões, como as diferenças chegaram a 17,28%, entre os modelos de MEF e Grupos Isolados, recomenda-se calcular um grupo com geometria complexa, como abordado neste trabalho, pelo método dos elementos finitos.

Palavras Chaves: Cálculo com Grupos de Paredes Isoladas e com Interação. Método numérico. Painel de contraventamento. Eixos centrais de inércia.

ABSTRACT: The structural masonry has as advantages the saving in mold, a significant reduction of coatings, a reduction in the wastes of material and labor, a reduction of the number of specialties and flexibility in execution of the work. The bracing panel is the element resistant to bending stresses, is defined by the area of the structural group in the direction of the plane of action of the bending moment and the area of perpendicular flaps, without evaluating if they are in the direction of the main axes of inertia. It compared the spatial models of Isolated Groups of Walls, in which the walls are taken independently of each other, of Groups of Walls with Interaction, in which the lintels that connect the walls are modeling as beams, and the modeling in finite elements (FEM) of shell. For this, it was used the generalized dependence between displacements to simulate the rigid diaphragm behavior of the slab and eccentricities of the lintels. After obtaining the results, it was observed that the displacement of the structure in the model FEM and in an Isolated Group in the X direction differed from 10,85%, and in the Z direction, 7,94%. This is due to the finite elements modeling of group G1 alone, like what occurs in the isolated group model. As for the tensions, as the differences reached 17.28% between FEM and Isolated Groups, it is recommended to calculate a group with complex geometry, as approached in this work, by the finite element method.

Keywords: Calculations with Isolated Groups of Wall and with Groups of Wall with Interaction. Numerical method. Spatial frames. Bracing panel. Central axes of inertia.

1. INTRODUÇÃO

A alvenaria estrutural é um método construtivo bastante tradicional, utilizado desde a antiguidade, como no Coliseu de Roma (82 a.C.), no Farol de Alexandria (aproximadamente 280 a.C.) e nas Pirâmides de Gizé (2600 a.C.). Contudo, a alvenaria utilizada como estrutura só foi aprimorada a partir de 1920, quando se intensificou os estudos a respeito. Desde então,

tem-se crescente entendimento a respeito de seu comportamento resistente, já que é conhecido sua facilidade de execução. Assim, é projetada e executada de maneira racional, objetivando ainda diminuir os custos finais, como ensinado nos livros de Ramalho e Corrêa (2003) e Tauil e Nese (2010). Nas últimas décadas muitos estudos teóricos e práticos têm sido feitos para entender os mecanismos de estabilidade e ruptura da alvenaria estrutural dando a mesma uma abordagem científica, como nos estudos de Nunes e Carvalho (2010), Andreghetto e Nunes (2013) e Castro *et al.* (2016).

Dentre as vantagens dessa tecnologia, tem-se a economia de fôrmas, a redução significativa de revestimentos, a redução nos desperdícios de material e mão-de-obra, a redução do número de especialidades e a flexibilidade no ritmo de execução da obra.

Nunes e Junges (2008), em um estudo comparativo de um edifício de quatro pavimentos, projetado tanto em alvenaria estrutural em blocos de concreto quanto em estrutura convencional em concreto armado, afirmam que aquela em relação a esta gera uma economia no valor final da obra de 13,24%, ainda que se considerem os gastos extras com fundação.

Pizzatto (2009) complementou o estudo de Nunes e Junges (2008), acrescentando a alvenaria estrutural em blocos cerâmicos. Os resultados atestam uma economia de 17,24% no valor do investimento se comparado a alvenaria estrutural em blocos cerâmicos à estrutura convencional em concreto armado.

Como desvantagens, por outro lado, pode-se citar a dificuldade em se adaptar a arquitetura para um novo uso, as interferências mútuas entre os projetos de arquitetura, estrutural e de instalações além da necessidade de uma mão-de-obra mais bem qualificada. (RAMALHO e CORRÊA, 2003)

Todavia, esse sistema construtivo enfrenta preconceito devido ao maior domínio das técnicas empregadas no concreto armado, além da quantidade reduzida de trabalhos escritos a respeito, que se deve à escassa disseminação do tema em centros universitários e de pesquisas. Contudo, o que se constata é que ele propicia a otimização e a racionalização da tecnologia, dos materiais e da mão de obra desde o projeto até a finalização da obra.

Ramalho e Correa (2003) relatam, de maneira geral, quatro métodos para se considerar a distribuições das cargas verticais no sistema de alvenaria estrutural. Pode ser feita por meio dos modelos de pórticos espaciais como o de Paredes isoladas, o de Grupos Isolados de Paredes ou o de Grupos de Paredes com Interação, nos quais é necessário determinar a rigidez de cada elemento. Ou por meio de elementos finitos.

Para os modelos que adotam pórtico espacial, a tensão normal de cada elemento é determinada a partir da Equação 1, segundo a teoria clássica da Resistência dos Materiais:

$$\sigma = \frac{N}{A} - \frac{M_z \cdot x}{I_z} + \frac{M_x \cdot z}{I_x} \quad (1)$$

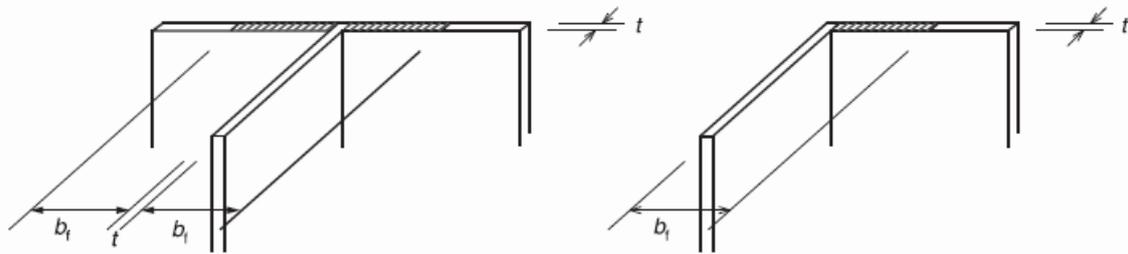
em que: N é a força normal; A é a área de todo o grupo estrutural; M_z e M_x são os momentos em torno dos eixos de referência Z e X , respectivamente; x e z são as componentes da distância entre o centroide do grupo e o ponto em que a tensão está sendo calculada na direção dos eixos X e Z , respectivamente; e I_z e I_x são as inércias do grupo em torno no eixo Z e X , respectivamente, determinadas a partir dos painéis de contraventamento.

Nesse contexto, este trabalho se propõe a identificar possíveis divergências de resultados obtidos por diferentes métodos de cálculo, de maneira a verificar a abrangência e a propagação de erros em virtude de certas considerações de cálculo, que são adotadas com intuito de simplificá-lo.

Os painéis de contraventamento são os elementos estruturais que visam tornar a edificação resistente às cargas horizontais. São compostos por paredes longitudinais acrescidas pelas abas ou flanges, que são trechos de paredes transversais unidos àquela por

meio de amarração direta, limitados a um comprimento efetivo de $b_f \leq 6t$ conforme recomenda a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e a NBR 15812-1 (ABNT, 2010) (Figura 1).

Figura 1 - Comprimento efetivo de flanges



Fonte: NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e NBR 15812-1 (ABNT, 2010).

Segundo a normativa de projeto de alvenaria estrutural, os elementos que resistem aos esforços de momento fletor são definidos em função das direções longitudinais da edificação, conforme os painéis de contraventamento mencionados, não se adotando necessariamente a direção dos eixos principais de inércia de cada elemento de barra. Nesse sentido, busca-se observar possíveis implicações dessa hipótese simplificadora nos valores de tensão normal e deslocamento quando comparados à modelagem em elementos finitos de casca de um grupo de paredes com geometria sem simetria.

O problema abordado nesse trabalho é de que os eixos utilizados para a determinação da tensão nos painéis de contraventamento em alvenaria estrutural não são os eixos principais de inércia da seção transversal do elemento de barra, e apesar disso, de forma simplificada, utiliza-se da formulação da teoria clássica da Resistência dos Materiais para a avaliação de tais tensões. Observa-se, contudo, que apesar dessa incompatibilidade do ponto de vista da flexão, a mesma não ocorre quanto à força normal, já que a região resistente à força normal é a área de todo o grupo, sem as considerações de painéis de contraventamento.

Nunes e Carvalho (2010) analisaram tensões normais e deslocamentos para o grupo G5 da edificação pesquisada na sequência deste trabalho (Figura 2). Todavia, neste grupo, além de eixo de simetria, os eixos principais de inércia do elemento eram paralelos aos eixos globais da estrutura, que determinaram os painéis de contraventamento.

Diante deste cenário, objetiva-se nesse trabalho identificar possíveis diferenças entre tensões solicitantes e deslocamentos em um grupo de paredes com geometria complexa de um edifício em alvenaria estrutural quando comparados diferentes métodos de cálculo. A análise se deu na comparação dos valores de tensões solicitantes e de deslocamentos, obtidos por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF) de casca, e como pórticos espaciais, com o Método dos Grupos de Paredes com Interação e o Método dos Grupos Isolados de Paredes.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

Os materiais utilizados no desenvolvimento deste trabalho foram os softwares SALT/UFRJ, AutoCAD (AUTODESK, 2018) e MS Excel. Após a modelagem da estrutura em ambiente de CAD, foi feita a importação da mesma por meio de arquivo no formato “DXF” para o software de análise estrutural, SALT. Neste, então, foram implementadas as condições de contorno atuantes (apoios), definição das ações atuantes e análise estrutural numérica da edificação objeto de estudo.

No que tange à planta baixa da edificação em questão, ela já foi utilizada por Nunes e Carvalho (2010) e se trata de um edifício residencial em alvenaria estrutural de blocos de concreto idealizado como se fosse construído na cidade de Cuiabá/MT.

O pé-direito adotado é de 2,92m entre pisos, que em dez pavimentos tipo e acrescentados à 2,95m da casa de máquinas e à 2,3m do reservatório de água, resulta em 34,45m de altura total. A laje foi pré-dimensionada com uma espessura de 12 cm com base no maior vão do pavimento tipo. Os grupos de paredes estruturais foram determinados conforme a Figura 2.

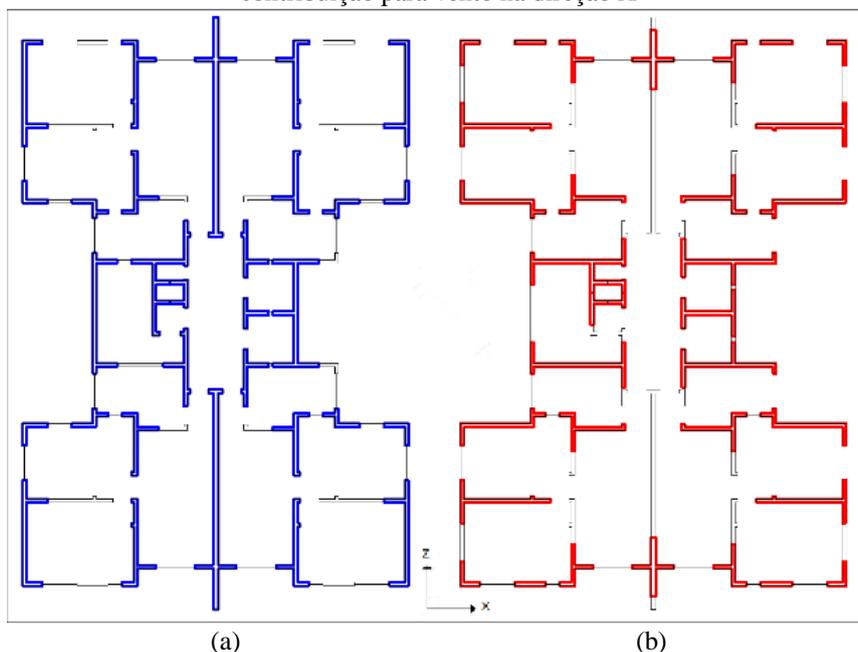
Figura 2 - Planta baixa: (a) do edifício (cotas em m); (b) dos grupos estruturais



*G1, G2...G7 – Referem-se a grupo de paredes com função de contraventamento.
Fonte: Adaptado de Nunes e Carvalho (2010).

As plantas das abas de contraventamento, a partir das quais foram calculadas as rigidezes à flexão de cada grupo são apresentadas na Figura 3.

Figura 3 - Abas de contraventamento: (a) Abas de contribuição para vento na direção Z; (b) Abas de contribuição para vento na direção X



Foram conduzidos três tipos de análise estrutural para a determinação tanto das tensões atuantes quanto os deslocamentos no painel de contraventamento: no primeiro, trabalhou-se com a hipótese de Grupos Isolados de Paredes; na segunda com Grupos de Paredes com Interação, e no terceiro, com o Método dos Elementos Finitos, restringindo-se as análises apenas ao grupo G1 indicado na Figura 2.

2.2 Objeto de estudo

Adotou-se o Grupo G1 por ter uma complexidade menor que dos grupos G6 e G7, demasiadamente complexos, e maior que o G5, que tem um eixo de simetria paralelo aos eixos globais da estrutura. Sua geometria sem eixo de simetria torna os eixos principais de inércia oblíquos em relação aos eixos globais da estrutura, o que o diferencia também dos demais grupos, especialmente por apresentar significativa diferença nas áreas a partir das quais a rigidez à flexão é determinada. Assim, o grupo G1 é o objeto de estudo por atender às exigências que motivaram o desenvolvimento deste trabalho.

Ressalta-se ainda que a tensão normal atuante tem uma parcela advinda da força normal e outras dos momentos fletores em duas direções. Aquela provinda da força normal é resistida pela área de todo o grupo estrutural, enquanto os momentos são suportados pela inércia dos respectivos painéis de contraventamento.

A definição dos painéis de contraventamento se deu em conformidade à literatura pertinente, sem considerar a possibilidade de os eixos principais de inércia do elemento não serem paralelos aos globais. Dessa forma, as inércias não são principais, mas aquelas correspondentes a eixos locais paralelos aos globais. Isso contraria a formulação para cálculo da tensão normal em flexão composta oblíqua da teoria clássica da Resistência dos Materiais.

2.3 Ações consideradas

As ações horizontais consideradas em projeto foram a de vento e a de desaprumo. Quanto ao desaprumo, seguiu-se a recomendação dada por Ramalho e Corrêa (2003), que utiliza o peso total do pavimento, que é aquele correspondente à soma dos valores das cargas que irão atuar, com seus valores característicos.

O vento, por outro lado, varia em cada pavimento em função da diferença de cota. A velocidade básica do vento (V_0) foi tomada como 35 m/s, seguindo o mapa de isopletas, apresentado na NBR 6123 (ABNT, 2013). E os fatores S_1 e S_3 iguais a 1,0, conforme indicação dada pela normativa para edificações residenciais localizadas em terrenos planos ou fracamente acidentados.

Arbitrou-se o terreno como de categoria IV, que abrange terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona industrial ou urbanizada. Quanto à edificação, a classe B melhor a enquadra. Já o coeficiente de arrasto (C_a) varia conforme as direções consideradas $C_a = 1,25$ para a direção Z e $C_a = 1,05$ para a direção X.

Em virtude de a laje atuar como um diafragma rígido, adotou-se uma relação linear entre a rigidez determinada a partir dos painéis de contraventamento e carga atuante, conforme Equação 2, na qual a inércia de cada grupo foi calculada considerando as abas de contraventamento:

$$F_1 = \frac{I_1}{\Sigma I_n} \cdot F_a \quad (2)$$

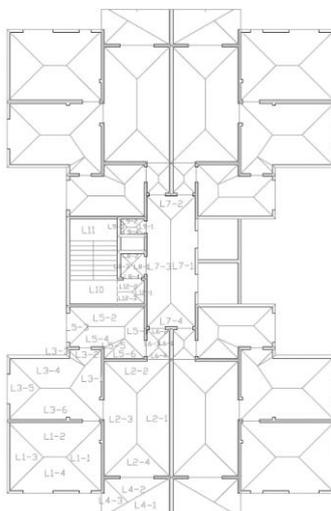
em que: F_1 é a força atuante no grupo 1 na direção em questão, I_1 é a inércia desse grupo na direção considerada, ΣI_n é a somatória das inércias de todos os grupos nessa direção e F_a é a força equivalente ao vento nessa direção e nesse nível.

Já quanto às ações verticais, estas foram distribuídas em conformidade ao método das charneiras plásticas, constante na NBR 6118 (ABNT, 2014). As linhas de ruptura da

edificação em questão podem ser visualizadas na Figura 4, enquanto o valor das cargas são os que seguem:

- Peso próprio da alvenaria estrutural de blocos de concreto vazados, como 14 kN/m³, conforme orientação da NBR 15961 (ABNT, 2011). O peso do graute não foi considerado uma vez que não serão determinados os locais em que ele será necessário;
- Peso próprio da alvenaria de vedação, nas paredes não estruturais, como sendo de 13 kN/m³, indicado pela NBR 6120 (ABNT, 2000);
- Peso próprio da laje, estimado em 1,44 kN/m²;
- Peso do revestimento e contrapiso, a ser instalados sobre as lajes, de 1 kN/m²;
- Sobrecarga de utilização, com valor de 1,5 kN/m², que é o valor mínimo informado pela NBR 6120 (ABNT, 2000);
- Cobertura em estrutura metálica de peso 0,2 kN/m², acrescido de instalações 0,3 kN/m². Reservatório de água de 283,8 kN, e casa de máquinas de 146,7 KN (cargas pontuais aplicadas nos pilares que sustentam o reservatório).

Figura 4 – Linhas de ruptura pelo método das charneiras plásticas



Fonte: Nunes e Carvalho (2010).

As cargas resultantes das combinações últimas normais de Estado Limite Último foram determinadas pela Equação 3:

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_q (F_{Q1,k} + \sum_{i=2} \Psi_{0i} F_{Qi,k}) \quad (3)$$

em que: F_d é o valor de cálculo para a combinação última normal; γ_g é o coeficiente ponderador das ações permanentes; $F_{G,k}$ é o valor característico das ações permanentes; γ_q é o coeficiente ponderador das ações variáveis; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal da combinação em questão; Ψ_{0i} é o coeficiente redutor que considera a simultaneidade das ações variáveis secundárias, considerando que a principal ocorre; e $F_{Qi,k}$ é o valor característico das ações variáveis secundárias.

Os valores adotados de cada coeficiente são os indicados a seguir:

- $\gamma_g = 1,4$ para cargas permanentes, devido à sua natureza desfavorável, para edificações tipo 2, ou seja, quando as cargas acidentais não superam 5 kN/m², conforme as NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e NBR 15812-1 (ABNT, 2010);
- $\gamma_q = 1,4$ para as cargas variáveis, para edificações tipo 2;
- $\Psi_0 = 0,5$ para as ações variáveis secundárias em edifícios residenciais e $\Psi_0 = 0,6$ para a pressão de vento em edificações.

Já no que se refere ao Estado Limite de Serviço, foi adotado as combinações frequentes. São as mais indicadas em vista das ações consideradas e dos resultados a serem discutidos, os deslocamentos finais. A carga correspondente foi calculada conforme a Equação 4:

$$F_{d,uti} = F_{G,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{i=2} \Psi_{2i} F_{Qi,k} \quad (4)$$

em que: $\Psi_1 = 0,4$ para as ações variáveis em edificações residenciais e $\Psi_1 = 0,3$ para a pressão de vento em estruturas; e, $\Psi_2 = 0,3$ para as ações variáveis secundárias em edificações residenciais e $\Psi_2 = 0$ para a pressão de vento em estruturas, se variável secundária.

2.4 Modelos numéricos adotados

Nessa pesquisa, o sistema estrutural do edifício em alvenaria estrutural foi idealizado por meio dos seguintes métodos:

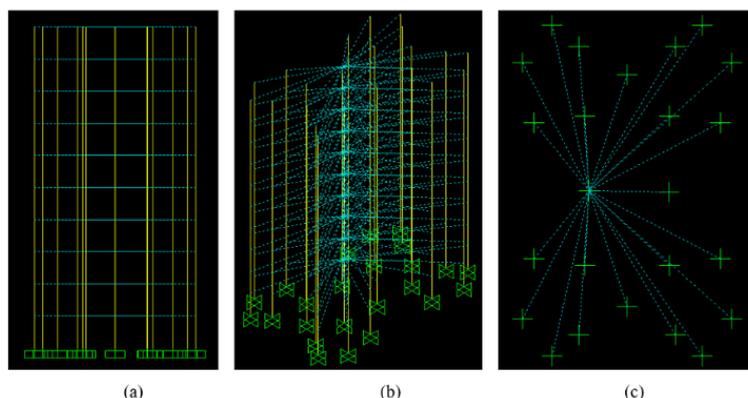
a) Modelagem por meio de Grupos Isolados de Paredes: Neste método o grupo é discretizado por meio de elementos de pórtico espacial, podendo-se adotar dependência generalizada entre deslocamentos para considerar o feito de diafragma rígido das lajes. Neste caso, adota-se a uniformidade das cargas em cada grupo de paredes, no que diz respeito àquelas paredes que estão unidas entre si por amarração direta e são delimitados pelas aberturas, tais como portas e janelas. É um procedimento racional, que considera parcialmente a uniformização de cargas. Em locais de amarração direta, como em cantos, o espalhamento das cargas é total, enquanto em aberturas, é desconsiderado. (RAMALHO e CORRÊA, 2003)

No método dos Grupos Isolados de paredes, considerou-se cada andar de um grupo como uma barra vertical localizada no centroide dele, com um nó em cada extremidade. Foi implementado ainda a dependência generalizada entre deslocamentos, em nível da laje, considerando o nó mestre como aquele do grupo G7 (Figura 2), onde as cargas horizontais foram aplicadas, juntamente ao momento de redução da força. Esse grupo foi escolhido em virtude de sua posição, que é a mais próxima do centro geométrico da edificação.

Nunes e Carvalho (2010), apresentam o método de dependência generalizada entre deslocamentos formulado e implementado por Nunes (1994) no sistema SALT. Esse modelo condiciona adequadamente os elementos na matriz de rigidez, sendo baseado na compatibilidade de deslocamentos. Desta maneira, tanto as paredes quanto os lintéis serão solicitados adequadamente conforme sua rigidez.

O modelo de Grupos Isolados pode ser visualizado na Figura 5, na qual são apresentados os elementos de barra que representam os grupos, em amarelo, e a dependência generalizada de deslocamentos, em azul.

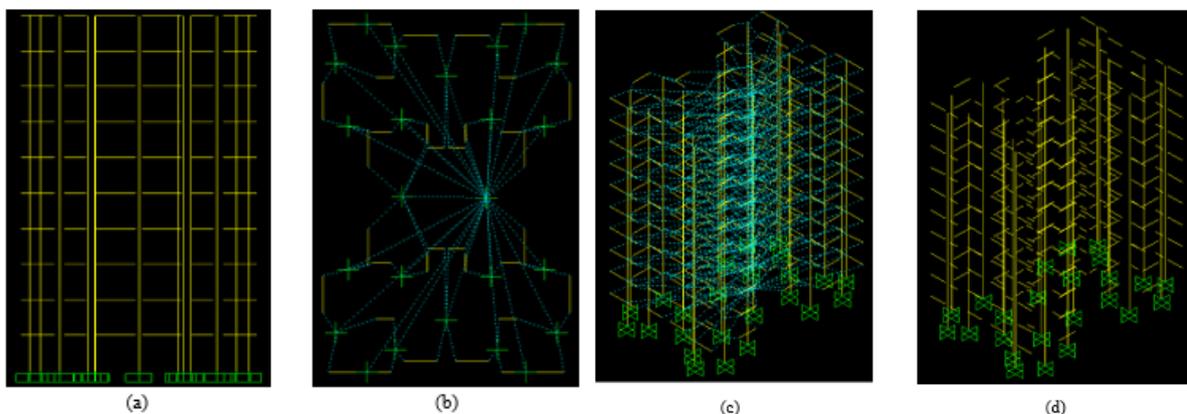
Figura 5 - Modelagem dos Grupos Isolados de paredes: (a) Vista frontal; (b) Isométrica com dependência generalizada entre deslocamentos; (c) Vista superior



b) Modelagem por meio de Grupos de Paredes com Interação: Neste método os grupos e os lintéis são discretizados por meio de elementos de pórtico espacial. As excentricidades dos apoios dos lintéis em relação aos centroides dos grupos, bem como os efeitos de diafragma rígido das lajes, são simuladas por dependência generalizada entre deslocamentos. Além da interação nos cantos e bordas, a interação existente sob e sobre aberturas também é considerado nesse método. Pode-se ainda, de maneira complementar, estimar uma interação de cargas verticais por meio de uma taxa de interação entre grupos adjacentes, no entanto este estudo não foi conduzido neste trabalho.

O modelo de Grupos de Paredes com Interação tem considerações de cálculo semelhantes à do Grupo Isolado, diferindo apenas pela existência de barras horizontais que representam os lintéis, que também tem nós apenas nas extremidades. A Figura 6 ilustra o modelo adotado na análise estrutural.

Figura 6 - Modelagem dos Grupos de Paredes com Interação: (a) Vista frontal; (b) Vista superior; (c) Isométrica com dependência generalizada entre deslocamentos; (d) Isométrica



Os lintéis têm comprimento igual ao vão, entre faces de apoios, acrescido da metade da altura da viga em cada extremidade, em conformidade ao definido pela NBR 15961-1 (ABNT, 2011). Quanto à rigidez deste, foi adotada a seção retangular de base igual à espessura da parede e altura semelhante à distância vertical entre a porta e a laje adjacente.

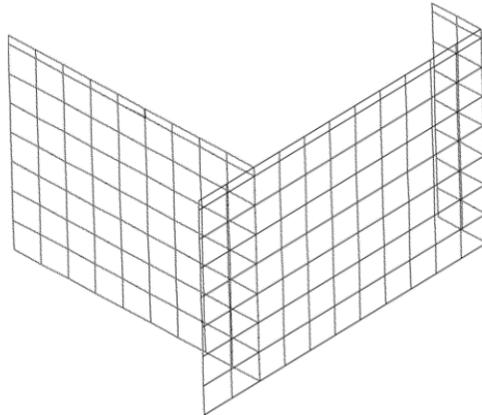
Já quanto à dependência generalizada ente deslocamentos, no modelo de Grupos de Paredes com Interação a mesma é utilizada tanto na forma de dependência total, entre as extremidades dos apoios de cada lintel e os centroides dos grupos aos quais se apoiam, quanto na forma de dependência parcial, entre o centroide de cada grupo e o nó mestre do pavimento que receberá as cargas horizontais, de modo a simular o comportamento de diafragma rígido (ver detalhe dos traços azuis na Figura 6).

c) Modelagem Tridimensional pelo Método dos Elementos Finitos (MEF): Em geral, pode-se modelar toda a estrutura em elementos finitos e implementar os carregamentos nos locais em que ocorrem, preferencialmente em nível de cada pavimento. A uniformização de cargas se dará por meio da compatibilidade de deslocamentos em cada nó da malha formada. Apesar do requinte de cálculo desse método, costuma ser mais moroso que os demais.

Nesse trabalho, optou-se por fazer a discretização apenas do grupo de paredes G1 em elementos de casca bidimensionais quadrangulares de 40 cm de altura e comprimento variável da mesma ordem de grandeza, com quatro nós nas extremidades, no eixo das paredes. Isso se deu de forma que o menor comprimento do elemento equivalesse a 1/10 do menor comprimento do conjunto.

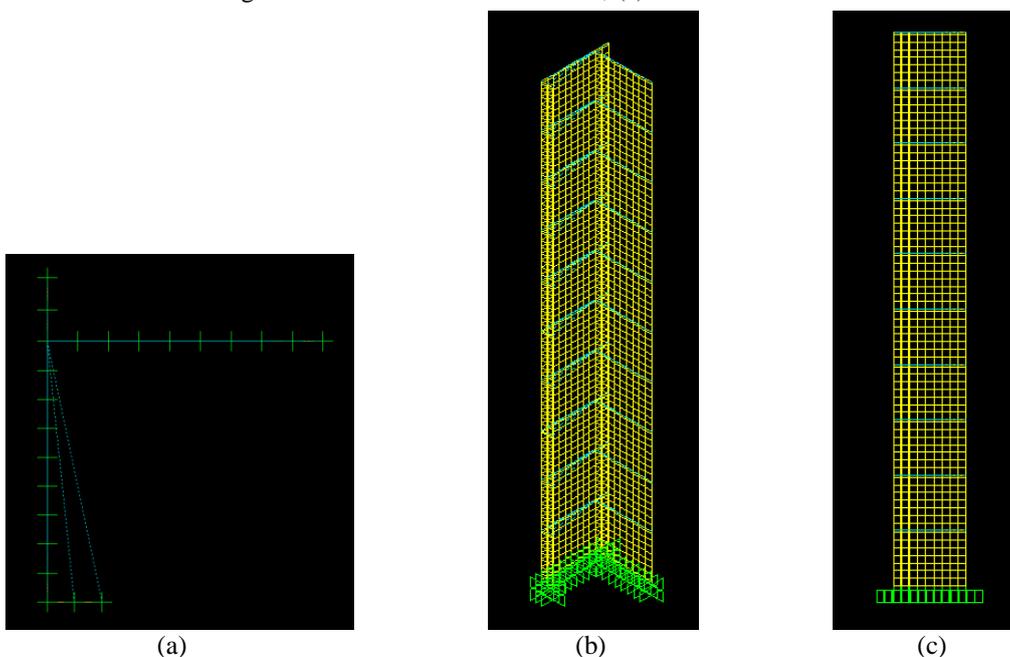
Apenas o grupo estrutural foi modelado, sendo que os lintéis não foram considerados. Ademais, os elementos em nível da laje tiveram comprimentos iguais aos adjacentes, mas altura de 12 cm, equivalente à espessura da laje adotada, possibilitando visualizar as diferenças entre os pavimentos. Essa dimensão singular não traz implicações extras já que Soriano (2009) afirma que para uma boa representação é aconselhável utilizar esse elemento com ângulo interno maior que 45° e menor que 135° , e com a razão entre dois lados quaisquer menores que quatro, o que é atendido. A modelagem de um único pavimento do grupo G1 pode ser observada na Figura 7.

Figura 7 – Perspectiva isométrica da modelagem em elementos finitos de um pavimento do grupo G1



Quanto à consideração da dependência generalizada entre deslocamentos em nível do grupo, foi tomado o nó de intersecção das maiores paredes como sendo o mestre. Neste ponto, as cargas horizontais foram aplicadas proporcionalmente à rigidez do grupo em relação à da edificação em cada direção, acrescidas do momento de redução da força. Na Figura 8 é possível observar o modelo idealizado para os dez pavimentos da edificação.

Figura 8 - Modelagem do grupo G1 em elementos finitos: (a) Vista superior; (b) Isométrica com dependência generalizada entre deslocamentos; (c) Vista frontal



De maneira geral, implementou-se os elementos finitos de casca do tipo “eqp”, ou seja, com seis deslocamentos por nó, sendo considerado também a deformação por esforço

cortante. Segundo Soriano apud Silva (2018), os sólidos chamados de casca são aqueles submetidos aos efeitos de flexão e de membrana. Desta forma conclui-se que esse tipo de elemento finito representa adequadamente o comportamento da alvenaria estrutural discretizada tridimensionalmente.

Implementou-se as propriedades dos materiais, as vinculações dos apoios, as dependências generalizadas entre deslocamentos em relação ao ponto de intersecção das maiores paredes e as cargas nodais. O peso próprio da alvenaria estrutural foi considerado de maneira automatizada pelo software, sendo necessário apenas indicar a espessura dos elementos, de 15 cm, e o peso específico conforme já mencionado.

2.5 Propriedades elásticas adotadas

O material do modelo numérico foi considerado como isotrópico e trabalhando no regime elástico linear. A resistência dos blocos, necessária para estimar a elasticidade do material, foi definida em 7 MPa, em virtude da quantidade de pavimentos da edificação.

Utilizou-se da hipótese de comportamento elástico-linear para os materiais envolvidos uma vez que as tensões de compressão solicitantes foram inferiores a 50% das resistentes. Quanto às propriedades elásticas da alvenaria, a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) indica a adoção de coeficiente de Poisson igual a 0,2 e módulo de Young como 800 vezes o valor da resistência à compressão característica do material (f_k). Contudo, para verificação de Estado Limite de Serviço, ela também recomenda a redução de 40% do módulo de Young.

A resistência característica à compressão simples da alvenaria (f_k) é tomada como 70% da resistência de compressão simples do prisma (f_{pk}), que foi estimado em 70% da resistência característica do bloco. O módulo de Young adotado foi de $2,744 \times 10^9$ N/m² para Estado Limite Último e de $1,646 \times 10^9$ N/m² para Estado Limite de Serviço.

2.6 Comparação dos resultados

Foi adotado a razão entre o comprimento euclidiano da diferença entre dois vetores e o comprimento euclidiano do vetor de referência para se comparar os resultados. A Equação 5 indica como se obteve esse quociente, de maneira percentual.

$$DF(\%) = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^p (x_i - y_i)^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^p (x_i)^2}} \cdot 100 \quad (5)$$

onde: x_i e y_i são as i -ésimas características dos vetores X e Y, respectivamente.

Neste trabalho, ora foram avaliados os deslocamentos, ora as tensões normais solicitantes, organizados em vetores conforme os modelos. Assim, para um determinado modelo de cálculo, foram montados dois tipos de vetores, um para deslocamento e outro para tensão normal, que continham os dados da característica avaliada, dispostos por andar.

2.7 Avaliação da estabilidade global

Estruturas que são solicitadas por ações horizontais e verticais tendem a ter acréscimo do momento fletor inicial, em virtude de fenômenos de segunda ordem global. Para sua avaliação nesse trabalho, utilizou-se dos coeficientes de instabilidade α e γ_z . O primeiro considera essencialmente o peso da edificação e sua rigidez à flexão. Conforme o sistema estrutural definido, há um valor limite, a partir do qual os efeitos de segunda ordem global devem ser avaliados com maior rigor. Já o parâmetro γ_z , leva em consideração o percentual de incremento de momento fletor àquele existente no estágio anterior ao deslocamento, foi definido conforme Equação 6.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}} \quad (6)$$

onde: ΔM é o acréscimo de momento em função dos deslocamentos horizontais e M_1 é o momento de tombamento inicial, de primeira ordem.

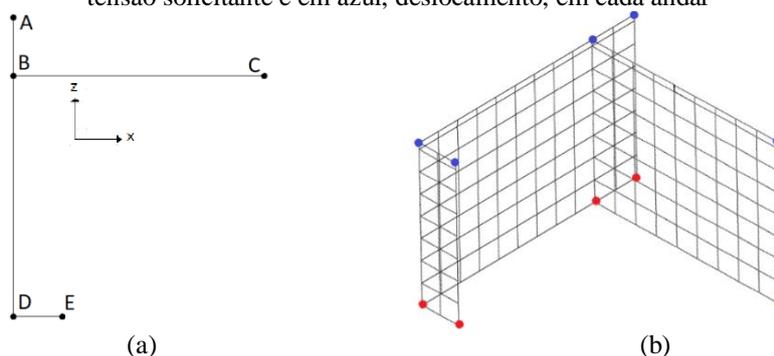
Adota-se como estrutura de nós fixos, aquela cuja análise de efeitos de segunda ordem é desprezável, se este parâmetro for menor ou igual a 1,1. Todavia, se este estiver entre 1,1 e 1,3, a análise de segunda ordem pode ser feita de forma simplificada, conforme critérios específicos definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Porém, caso seja maior que 1,3, uma análise rigorosa da estrutura deve ser realizada considerando a não linearidade geométrica.

Quanto à definição desses valores máximos, Lemes e Nunes (2017) elaboraram um estudo na situação limite de aplicação do parâmetro γ_z , próximo a 1,3 e perceberam que a determinação pelo processo simplificado dos deslocamentos globais e dos esforços cortantes em análise de segunda ordem global apresentaram boa precisão.

2.8 Pontos para análise de deslocamentos e tensões normais

Esse trabalho observa os valores de tensões normais solicitantes e deslocamentos obtidos por meio de três metodologias de cálculo em alguns pontos de interesse. Os pontos definidos foram A, B, C, D e E, que podem ser identificados na Figura 9, sendo aqueles em vermelho os pontos de análise de tensão normal e em azul, de deslocamento. Também foi representado o centroide do grupo como o centro dos eixos de referência.

Figura 9 - Pontos de interesse para a análise: (a) Pontos de interesse; (b) Locais de comparação, em vermelho, tensão solicitante e em azul, deslocamento, em cada andar



3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Análise do parâmetro γ_z

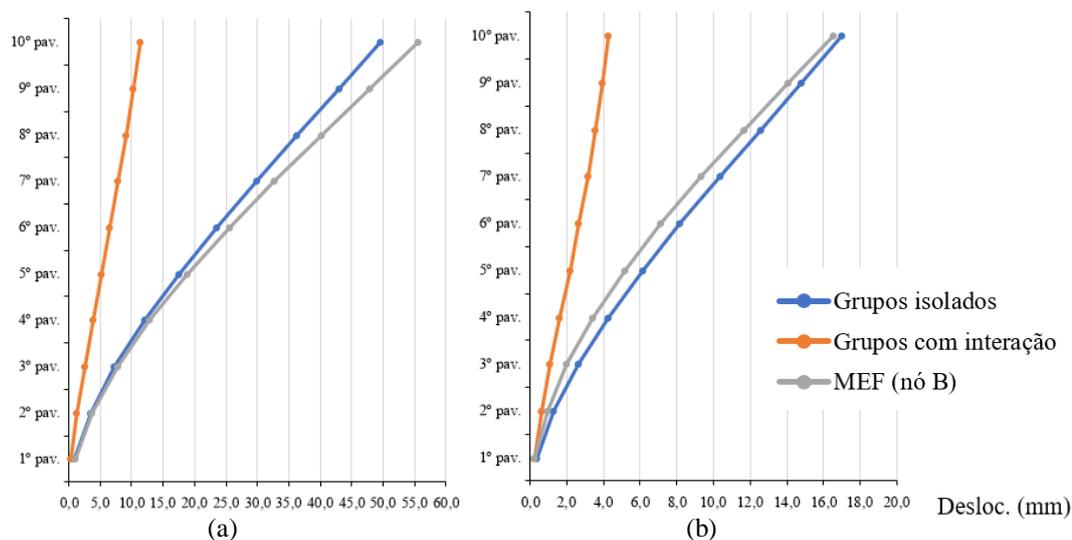
O parâmetro γ_z da estrutura é de 1,07 para a direção X e 1,04 para a direção Z, indicando que os efeitos de segunda ordem global não são significativos. Pelo parâmetro α também pode-se desprezar a necessidade de cálculo não linear geométrico rigoroso, pois obteve-se 0,59 e 0,33 nas direções X e Z, respectivamente.

3.2 Deslocamentos finais

Observando a Figura 10, ao se comparar o modelo de MEF e o de Grupos Isolados na direção X, obtêm-se, pela Equação 5, uma diferença de 10,85%, no comprimento euclidiano dos vetores de deslocamento, e para a direção Z a diferença é de apenas 7,94%. Isso se deve ao fato de que a modelagem em elementos finitos se deu em nível do grupo de paredes G1, de maneira análoga ao que ocorre no modelo de Grupos Isolados. Já quanto à diferença entre o modelo de Grupos Isolados e o de Grupos com Interação, a diferença na direção X é de

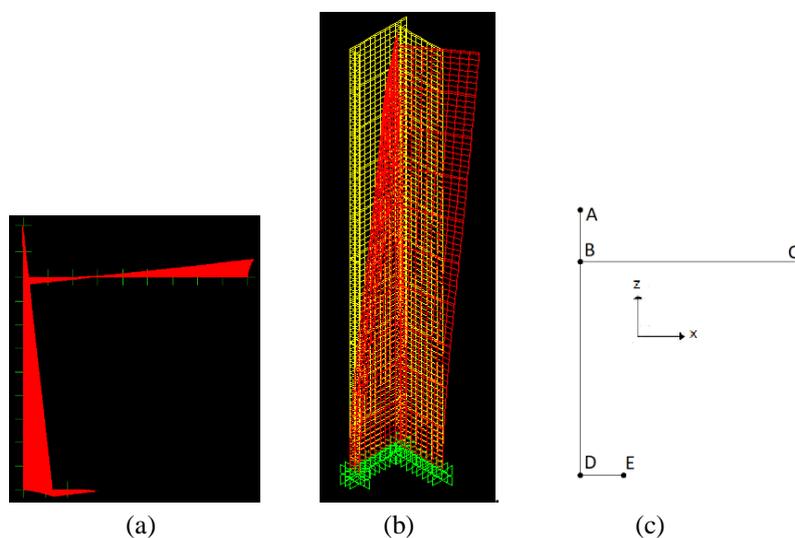
75,02% e na direção Z de 71,83%, e se deve à contribuição dos lintéis na rigidez do edifício. A elevada diferença observada provocada pela introdução dos lintéis também foi constatada por Nunes e Carvalho (2010), ao analisar o grupo simples G5.

Figura 10 – Deslocamentos nodais em cada pavimento: (a) na direção X (mm); (b) na direção Z (mm)



Quanto à deformação do grupo, a Figura 11 permite a visualização desse comportamento de maneira a se observar um fenômeno de torção do grupo estrutural.

Figura 11 – Estrutura deformada calculada pelo modelo de MEF: (a) Vista superior; (b) Isométrica; (c) Pontos de interesse na análise



Também se observa o comportamento idêntico dos pontos A, B e D na direção Z, e dos pares de pontos B e C e D e E na direção X, o que corrobora a idealização de painéis de contraventamento dos modelos de pórticos tridimensionais a partir dos quais as inércias foram determinadas.

3.3 Tensões normais de compressão

As combinações que levaram às situações mais críticas foram as seguintes: ponto A - vento na direção de Z positivo como variável principal, desaprumo na mesma direção e sobrecarga; ponto B - sobrecarga como variável principal, e vento e desaprumo da direção de

X negativo; ponto C - vento na direção de X positivo como variável principal, desaprumo na mesma direção e sobrecarga; e pontos D e E - vento na direção de Z negativo como variável principal, desaprumo na mesma direção e sobrecarga.

A Tabela 1 apresenta os percentuais entre o comprimento do vetor euclidiano da diferença entre dois modelos de cálculo tomado a cada andar e o vetor euclidiano de referência, em cada ponto de análise.

Tabela 1 – Diferenças de tensões normais entre os modelos, definido conforme a Equação 5, em percentuais

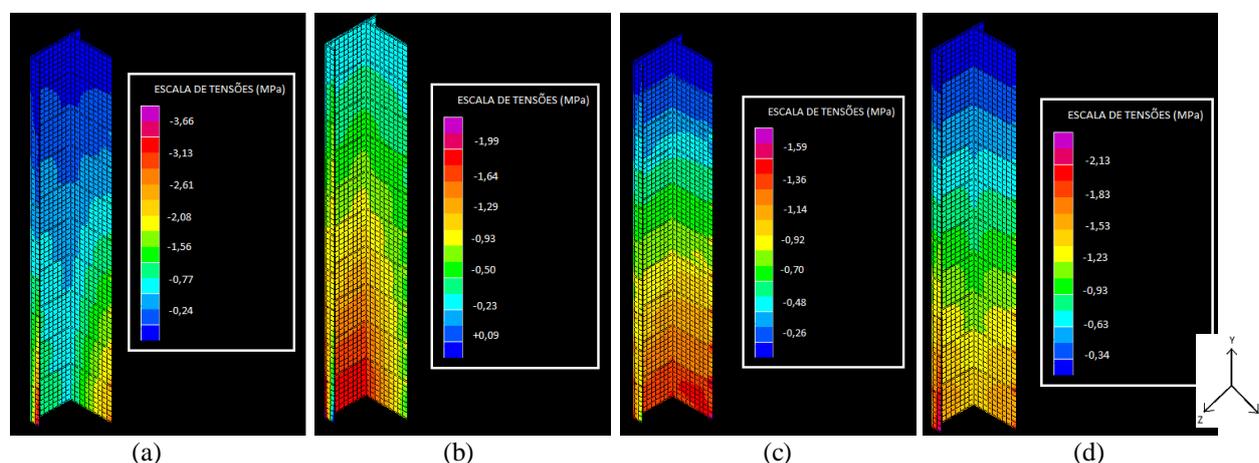
Nó / Modelos comparados	Grupos Isolados versus MEF	Grupos Isolados versus Grupos com Interação	Grupos com Interação versus MEF
A	12,27%	19,28%	10,39%
B	4,15%	17,00%	18,98%
C	7,39%	38,70%	53,90%
D	17,28%	17,44%	10,28%
E	8,21%	13,71%	23,96%

Observa-se na Tabela 1, que a menor diferença ocorreu entre os modelos de Grupos Isolados versus MEF, no ponto B, que é aquele mais próximo ao centroide; enquanto a maior ocorreu no ponto C, no qual os modelos de Grupos com Interação versus MEF diferiram de 53,90%. A elevada diferença observada é provocada pela introdução dos lintéis nos Grupos com Interação. Isso também foi constatada por Nunes e Carvalho (2010), ao analisar o grupo simples G5. Ao observar as diferenças entre Grupos Isolados versus MEF, sendo que ambos não possuem lintéis, o que torna a comparação coerente, a maior diferença é de 17,28%, no ponto D.

O ponto C está além do limite de “6t”, referente ao comprimento efetivo de flange, conforme Figura 1, do painel de contraventamento da direção Z e na extremidade do painel da direção X. Essa localização é um tanto quanto singular, o que provoca perturbações na análise numérica de deslocamentos, e por consequência, nas tensões, conforme pode se observar na Figura 12.

O ponto D também está além do limite de “6t”, referente ao comprimento efetivo de flange, conforme Figura 1, do painel de contraventamento da direção X e próximo da extremidade do painel para a direção Z. Essa posição gera perturbações maiores na análise numérica no tocante aos deslocamentos e consequentemente para as tensões, como pode ser visto nas Figuras 11 e 12.

Figura 12 – Diagramas de tensões normais no eixo vertical Y: (a) Combinação com vento na direção de X positivo como variável principal; (b) Combinação com vento na direção de X negativo como variável principal; (c) Combinação com vento na direção de Z positivo como variável principal; (d) Combinação com vento na direção de Z negativo como variável principal



Observa-se, de modo geral, que a maneira como a tensão se distribui, apesar da geometria singular do grupo estrutural, é muito semelhante àquela prevista pela teoria clássica da Resistência dos Materiais, ou seja, varia linearmente com a distância perpendicular em relação ao centroide. O questionamento fica em relação aos eixos em que essa distância se dá, uma vez que a Resistência dos Materiais define como os principais de inércia.

Ademais, há indícios, observado no modelo de MEF, de que a seções não permanecem planas. Se isso ocorrer de fato, uma premissa da Resistência dos Materiais não é atendida, o que impossibilita a utilização de sua formulação nos modelos de pórticos espaciais. Contudo, um estudo mais aprofundado deve ser feito de modo a ratificar esse comportamento.

4. CONCLUSÕES

Por ter sido modelado em elementos finitos um único grupo de paredes isoladamente, o método dos elementos finitos representou um Grupo Isolado discretizado por um processo mais elaborado, no qual toda a parede do grupo é considerada no cálculo, o que permitiu comparar esse modelo com o de Grupos Isolados, em elementos de pórtico espacial, considerando o cálculo das inércias com o comprimento efetivo dos flanges, como recomendado por norma.

Ao se comparar os deslocamentos do modelo de MEF e o de Grupos Isolados, na direção X obtêm-se uma diferença de 10,85%, no comprimento euclidiano dos vetores, e na direção Z a diferença é de apenas 7,94%. Isso mostra que o critério de definição dos momentos de inércia dos contraventamentos com os comprimentos efetivos de flange de “6t”, definido em norma, é um critério que dá aproximações adequadas para cálculo dos deslocamentos, para esse nível de complexidade do grupo, mesmo ignorando a direção dos eixos principais de inércia que são sempre mantidos paralelos aos eixos globais, nesse tipo de análise para alvenaria estrutural. A comparação com o método de Grupos com Interação não possibilita uma conclusão, visto que este leva em consideração a rigidez dos lintéis, enquanto aqueles dois primeiros não. Para se fazer a comparação adequada entre o MEF e o Método do Grupo com Interação, a estrutura teria que ser inteiramente discretizada com elementos finitos.

No que se refere aos deslocamentos de rotação, o modelo de MEF possibilitou visualizar certa torção do grupo G1, especialmente nos pontos mais distantes do centroide. Sabe-se, porém, que o mecanismo de diafragma rígido nesse modelo ficou um tanto quanto limitado, sendo restrito ao grupo estrutural e não considerando a existência dos demais grupos. Quanto à possibilidade de a torção ter ocorrido apenas em função do momento de redução da força horizontal proporcional ao grupo no ponto de cruzamento das duas principais paredes, há de se atentar para o fato de que a torção ocorre independentemente de cargas horizontais, já que o elemento não tem eixo de simetria.

Quanto às tensões, pode-se afirmar que as diferenças entre o MEF e o modelo de Grupos Isolados, com elementos de pórtico espacial, sendo que ambos não possuem lintéis, são em virtude da consideração do procedimento para se computar os momentos de inércias em cada direção nos painéis de contraventamento, considerando os comprimentos efetivos dos flanges, como determina a norma, e a não consideração das direções principais, conforme as premissas da teoria clássica da Resistência dos Materiais, no cálculo da flexão composta oblíqua. Como as diferenças de tensões chegam a 17,28% entre os modelos de MEF e Grupos Isolados, recomenda-se calcular um grupo com essa complexidade pelo método dos elementos finitos.

5. REFERÊNCIAS

ABNT (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS). **NBR 6118** – Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120** – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **NBR 6123** – Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **NBR 15961-1** – Alvenaria estrutural – Blocos de concreto - Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2011.

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

ANDREGHETTO, D. H.; NUNES, C. C. Análise de colapso progressivo em alvenaria estrutural. In: 5º. Seminário Mato-grossense de Habitação de Interesse Social, Universidade Federal de Mato Grosso, **Anais...**, Cuiabá, 2013.

AUTODESK. **Disponível no site:** <https://www.autodesk.com.br/>. Acesso em 20 dez. 2018.

CASTRO, L. O.; ALVARENGA, R. C. S. S.; SILVA, R. M.; RIBEIRO, J. C. L. Experimental evaluation of the interaction between strength concrete block walls under vertical loads. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 9, n° 5, p.643–681, 2016. <http://dx.doi.org/10.1590/S1983-41952016000500002>

LEMES, H. R. S. L.; NUNES, C. C. Avaliação do coeficiente γ_z em situação estrutural próxima do seu limite de aplicação. **E&S – Engineering and Science**, v. 2, p.33-45, 2017. <http://dx.doi.org/10.18607/ES201765451>

NUNES, C. C. **Dependência linear generalizada entre deslocamentos de modelos reticulados, placas e cascas**. Dissertação (Mestrado). 131f. Pós-Graduação em Ciências em Engenharia Civil, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1994.

NUNES, C. C.; JUNGES, E.; Comparação de custo entre estrutura convencional em concreto armado e alvenaria estrutural de blocos de concreto para edifício residencial em Cuiabá-MT. In: XII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, **Anais...**, Fortaleza, 2008.

NUNES, C. C.; CARVALHO, H. P. Experimentos numéricos com um edifício de alvenaria estrutural calculado com dependência generalizada entre deslocamentos. In: 52.º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais...**, Fortaleza, 2010.

PIZZATTO, G. S. **Comparação de custos entre estrutura convencional em concreto armado, alvenaria estrutural de bloco de concreto e alvenaria estrutural de bloco cerâmico para edifício residencial em Cuiabá**. Trabalho de Graduação (Bacharelado em Engenharia Civil) – Faculdade de Arquitetura, Engenharia e Tecnologias, Universidade Federal de Mato Grosso, 75 pg., Cuiabá, 2009.

RAMALHO, M.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: PINI, 2003.

SILVA, V. M. A. Análise estática e dinâmica de cascas cilíndricas axissimétricas pelo Método dos Elementos Finitos. Monografia (Graduação em Engenharia Civil). 53f. Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

SORIANO, H. L. Elementos Finitos – Formulação e Aplicação na Estática e Dinâmica das Estruturas. 1ª. edição, Rio de Janeiro: Moderna, 2009.

TAUIL, C. A.; NESE, F. J. M. Alvenaria estrutural. São Paulo: PINI, 2010.



O conteúdo deste trabalho pode ser usado sob os termos da licença Creative Commons Attribution 4.0. Qualquer outra distribuição deste trabalho deve manter a atribuição ao(s) autor(es) e o título do trabalho, citação da revista e DOI.