



## **Influência de elementos não estruturais sobre o comportamento em serviço de edifício de 36 pavimentos submetido às ações dinâmicas do vento**

**Gerson Moacyr Sisniegas Alva<sup>1</sup>, Marco Antônio Silva Pinheiro<sup>2</sup>, João Kaminski Junior<sup>3</sup>, Alessandro Onofre Rigão<sup>4</sup>**

<sup>1</sup> Universidade Federal de Uberlândia / Faculdade de Engenharia Civil / gmsalva@ufu.br

<sup>2</sup> Universidade Federal de Santa Maria / Centro de Tecnologia / marco.pinheiro@ufsm.br

<sup>3</sup> Universidade Federal de Santa Maria / Centro de Tecnologia / jkj@ufsm.br

<sup>4</sup> Universidade Federal de Santa Maria / Centro de Tecnologia / rigaoa@gmail.com

### **Resumo**

Apresentam-se neste trabalho os resultados de simulações numéricas em um edifício de concreto de 36 pavimentos, submetido às ações dinâmicas do vento. O objetivo central foi o de avaliar a influência da participação de elementos não estruturais no comportamento em regime de serviço frente às ações do vento. Os elementos não estruturais considerados foram as paredes de alvenaria que preenchem os quadros formados por vigas e pilares. Foram empregados para o cálculo das forças do vento o modelo contínuo simplificado da NBR 6123 e um modelo de vento não determinístico para análise dinâmica no domínio do tempo. Dois modelos estruturais foram utilizados para a obtenção das frequências naturais e das acelerações e deslocamentos horizontais máximos: um sem a consideração das paredes de alvenaria (procedimento usual em projeto) e outro com a consideração desses elementos, simulados por meio de barras diagonais equivalentes. As diferenças observadas entre os resultados dos dois modelos estruturais indicaram uma influência pouco relevante das paredes de alvenaria no comportamento em serviço frente às ações do vento no edifício investigado.

### **Palavras-chave**

Ações do vento; Análise dinâmica; Edifícios Altos; Pórticos Preenchidos.

### **Introdução**

Encontram-se na literatura especializada inúmeros trabalhos sobre a influência da interação entre a estrutura principal de pórtico e as paredes de preenchimento não-estruturais em edifícios submetidos a ações horizontais, motivados principalmente pelos efeitos das ações sísmicas. Entretanto, pouco trabalhos são encontrados sobre a influência desses elementos frente às ações dinâmicas do vento em edifícios altos em verificações do Estado Limite de Serviço (ELS).

Entre os trabalhos internacionais que abordam a participação de elementos não-estruturais (paredes) em edifícios altos, podem ser destacados os trabalhos de Su *et al.* (2005) e Kim *et al.* (2009).

Su *et al.* (2005) investigaram, por meio de análises numéricas e experimentais, três edifícios de múltiplos andares, com 14 e 15 pavimentos (51,25 m e 52,00 m) e com 41 pavimentos (112,70 m), com o objetivo de avaliar a contribuição de paredes não-estruturais na rigidez lateral da estrutura. Para os edifícios de 14 e 15 pavimentos, as paredes de bloco de concreto conduziram a aumentos da ordem de 2 a 3 vezes na frequência fundamental (modos de flexão) em relação ao procedimento usual, no qual as paredes não interferem na rigidez da estrutura. Para o edifício de 41 pavimentos, esse aumento promovido pelas paredes pré-moldadas de concreto na frequência fundamental (modos de flexão) foi cerca de 48%.

Nas investigações de Kim *et al.* (2009) sobre o comportamento dinâmico em serviço de três edifícios altos (de 39, 41 e 43 pavimentos – entre 131 m e 134 m de altura), houve aumento da frequência

fundamental nos dois eixos ortogonais (modo de flexão) entre 1% e 11% quando a rigidez de paredes não-estruturais foi incluída no modelo estrutural dos edifícios. Tais paredes eram de blocos de concreto e tinham resistência à compressão de 12,55 MPa e módulo de elasticidade longitudinal de 9,52 GPa.

Entre as pesquisas nacionais, pode-se citar a de Silva (2018), o qual investigou os efeitos da rigidez das alvenarias de vedação e da interação solo-estrutura no comportamento estrutural de um edifício de concreto armado de 48 m de altura (16 pavimentos), com foco na resposta dinâmica para análise de conforto humano em regime de serviço. A alvenaria tinha módulo de elasticidade longitudinal igual a 5,82 GPa e era composta por blocos cerâmicos de resistência média à compressão em torno de 14 MPa. O efeito da rigidez das alvenarias conduziu a aumentos de cerca de 2,5 vezes nas frequências fundamentais (modos de flexão) e reduções de cerca de 70% nas acelerações horizontais máximas, quando comparados ao caso de não consideração da rigidez desses elementos não-estruturais. Cabe destacar que, no edifício em que a rigidez das alvenarias foi considerada, a frequência fundamental foi superior a 1,0 Hz, sendo pequenos os efeitos dinâmicos produzidos pela resposta flutuante do vento.

Dessa forma, o objetivo principal do trabalho foi o de avaliar a influência da consideração da rigidez das paredes não-estruturais de alvenaria no comportamento de um edifício de 36 pavimentos frente às ações dinâmicas do vento, com foco no ELS. Os resultados analisados foram, além das frequências naturais, os máximos deslocamentos e acelerações horizontais. Comparações foram realizadas com o procedimento usual em projeto, que consiste na desconsideração desses elementos não-estruturais nas análises em serviço.

## **Edifício investigado**

O edifício investigado possui base quadrada de 18 m x 18 m e altura total de 108 m (36 pavimentos, sendo a distância entre os mesmos igual a 3 m). Trata-se de um edifício esbelto, com relação altura / base H/B igual a 6. Embora seja um edifício hipotético, contém magnitude de carregamentos, vãos e pés-direitos que podem ser considerados usuais. O edifício foi considerado como residencial.

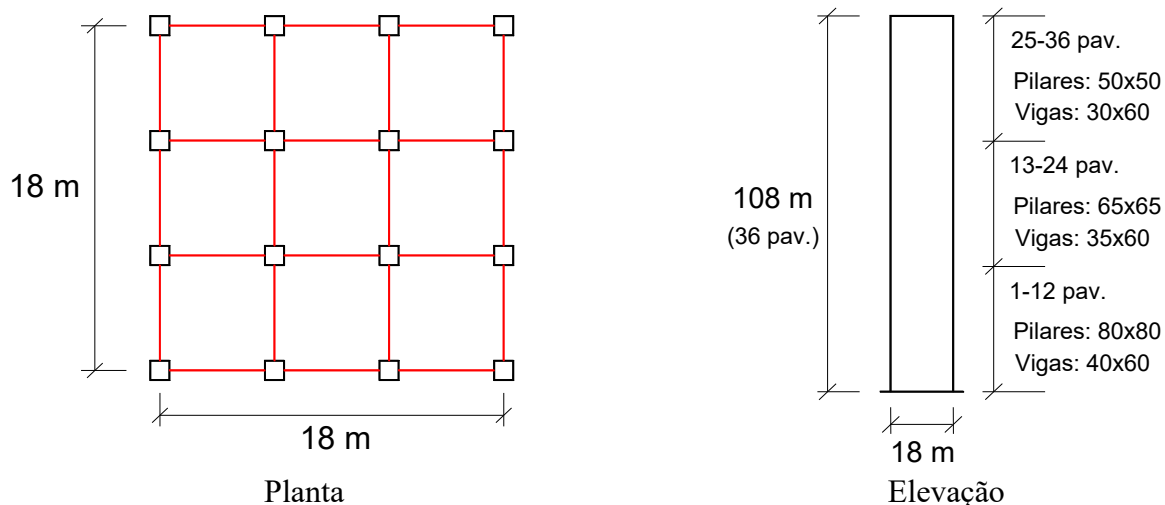
### *Características geométricas e mecânicas do edifício*

A Figura 1 ilustra, de forma simplificada, o posicionamento de vigas e pilares em planta, bem como a variação de seções ao longo da altura para esses elementos, as quais foram definidas após o dimensionamento no Estado Limite Último (ELU). Em todos os contornos das vigas, foram lançadas lajes maciças com 13 cm de espessura.

Admitiu-se concreto de classe de resistência C35, com módulo de elasticidade longitudinal igual a 33 GPa (em toda a altura do edifício), e aço CA-50 para as armaduras longitudinais dos elementos estruturais.

### *Cargas verticais*

Além do peso próprio dos elementos, considerou-se uma carga permanente adicional de 1,0 kN/m<sup>2</sup> para pisos e revestimentos, e paredes de alvenaria sobre todas as vigas de 2,50 kN/m<sup>2</sup>. Para a carga variável, empregou-se o valor de 2,0 kN/m<sup>2</sup>.



**Figura 1 – Esquema da geometria do edifício e das seções empregadas para vigas e pilares.**

#### *Ações horizontais do vento*

Admitiu-se velocidade básica do vento igual a 40 m/s e edificação localizada em terreno aproximadamente plano (fator topográfico  $S_1=1,0$ ), com categoria de rugosidade IV. Assumiu-se fator de vizinhança igual a 1. Como se trata de edificação residencial, empregou-se para o fator estatístico o valor de  $S_3=1,0$  (vide ABNT NBR 6123).

#### **Modelos estruturais e técnicas de modelagem**

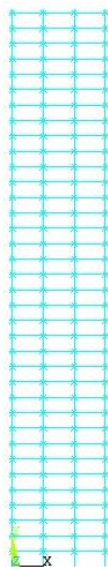
Foram utilizados dois modelos de pórtico, conforme ilustrado na Figura 2:

- Modelo de pórtico sem a consideração da rigidez das alvenarias: este modelo foi utilizado a fim de simular a situação usual de não consideração das alvenarias nas verificações do ELU e do ELS e para a escolha das seções de vigas e pilares.
- Modelo de pórtico com diagonais equivalentes: a rigidez de cada parede de alvenaria frente às ações do vento no ELS foi simulada por meio de duas barras diagonais articuladas em “X”, conforme indicado na Figura 2.

As simulações numéricas foram realizadas com o auxílio do programa ANSYS. Para vigas e pilares empregou-se o elemento finito BEAM3. Para as diagonais equivalentes, empregou-se o elemento finito LINK10, o qual permite a ativação apenas da compressão axial ou da tração axial (neste trabalho desativou-se a tração axial).

A fissuração dos elementos foi considerada apenas nas verificações do ELU do modelo de pórtico sem alvenarias, via reduções de rigidez à flexão dos elementos (conforme recomendações da NBR 6118), para fins de estimativa dos efeitos globais de segunda ordem. Nas verificações do ELS, não se considerou a fissuração dos elementos, ou seja, não houve penalização de rigidez para vigas, pilares e diagonais equivalentes.

Para considerar as dimensões da região de interseção entre vigas e pilares, foram admitidos trechos rígidos (*rigid-end offsets*) nos eixos das vigas, com comprimentos definidos a partir da recomendação da ABNT NBR 6118 (2023).



Pórtico sem rigidez das alvenarias  
(para definição de seções de vigas e pilares)



Pórtico com diagonais equivalentes  
(para avaliação dos efeitos das alvenarias)

**Figura 2 – Modelos estruturais empregados.**

A contribuição da rigidez da laje foi considerada nas propriedades geométricas da seção da viga, obtendo-se a largura colaborante da laje a partir da recomendação da ABNT NBR 6118 (2023). No cálculo do momento de inércia à flexão da viga, considerou-se a excentricidade do eixo da mesma em relação ao centro de gravidade do pavimento, conforme recomendado por Araújo (2008).

### **Modelos para o cálculo das forças dinâmicas do vento**

Foram utilizados dois modelos para cálculo das ações dinâmicas do vento em estruturas com período fundamental superior a 1 s: i) o modelo contínuo simplificado, apresentado no item 9.3 da ABNT NBR 6123 (2023); ii) o modelo de vento sintético de Franco (2003).

O modelo contínuo simplificado é aplicável a edificações com seção constante e distribuição de massa aproximadamente uniforme sendo, portanto, aplicável ao edifício investigado neste trabalho. Considera-se na resposta dinâmica apenas a contribuição do modo fundamental de vibração. A vantagem deste modelo é a simplicidade, devendo-se basicamente determinar a frequência fundamental da estrutura para obter as pressões (ou forças) estáticas equivalentes do vento. Neste trabalho, este modelo de cálculo foi empregado tanto para ELU quanto para ELS.

O modelo de vento sintético de Franco (2003) é uma revisão do modelo original proposto por Franco (1993), o qual tem sido empregado em pesquisas nacionais envolvendo edifícios e torres de transmissão de energia e de telecomunicações e em programas de cálculo estrutural.

Toda a formulação para a geração das pressões e as forças flutuantes do modelo de vento sintético de Franco (2003) foram implementadas em programa MATHCAD. As forças flutuantes foram aplicadas nos modelos estruturais em análise de vibração forçada do programa ANSYS. O vento foi simulado com 81 harmônicos. O incremento de tempo utilizado foi de 0,02 s, sendo o tempo total de análise de 600 s. A razão de amortecimento crítico utilizada foi de 0,02. Neste trabalho, o modelo de vento sintético foi empregado apenas no ELS.

## Metodologia empregada para a definição das seções de vigas e pilares

Para a definição das dimensões das seções de vigas e pilares, procedeu-se ao dimensionamento das armaduras longitudinais no ELU, a verificações relacionadas à estabilidade global no ELU e a verificações no ELS, desconsiderando-se a rigidez das paredes de alvenaria no modelo estrutural (procedimento usual de cálculo).

### *Verificações do ELU: modelo sem rigidez das alvenarias*

Os critérios para a escolha das seções no ELU foram:

- Frequência fundamental  $f_1 \geq 0,20$  Hz: a razão para este critério relaciona-se com o campo de aplicação do modelo contínuo simplificado do item 9 da ABNT NBR 6123 (2023) para a determinação das forças do vento;
- Coeficiente  $\gamma_z \leq 1,30$ : consiste em prática usual recomendada e relaciona-se inclusive com o campo de aplicação deste coeficiente para a estimativa dos efeitos globais de segunda ordem;
- Taxa de armadura longitudinal dos pilares  $\rho \leq 0,08$ : consiste na taxa máxima permitida pela ABNT NBR 6118 (2023);
- Taxa de armadura longitudinal das vigas (tração e compressão)  $\rho_s + \rho_s' \leq 0,04$ : consiste na taxa máxima permitida pela ABNT NBR 6118 (2023).

A frequência fundamental do edifício foi de 0,2420 Hz, sendo esta obtida via análise modal com a rigidez à flexão reduzida dos elementos conforme os valores recomendados pela ABNT NBR 6118 (2023) e utilizada no modelo contínuo simplificado para o cálculo das forças do vento no ELU.

O coeficiente  $\gamma_z$  nas duas direções ortogonais assumiu o valor de 1,14. Dessa forma, os efeitos globais de segunda foram estimados multiplicando-se as forças do vento pelo coeficiente  $\gamma_z$ .

Após o dimensionamento, chegou-se a taxas de armaduras longitudinais nos pilares entre 3,14 % a 3,99 %, sendo este último valor referente ao trecho entre a base e o primeiro pavimento. Por sua vez, as taxas de armaduras longitudinais totais das vigas (tração e compressão) resultaram em valores entre 1,40 % a 1,80 %.

### *Verificações do ELS: modelo sem rigidez das alvenarias*

Os critérios para a escolha das seções no ELS foram:

- Deslocamento total no topo do edifício  $\leq H/1700$ : onde H é a altura total do edifício. Este limite de deslocamento é recomendado pela ABNT NBR 6118 (2023) e refere-se às forças frequentes do vento.
- Deslocamento relativo máximo entre pavimentos consecutivos  $\leq h/850$ : onde h é a distância entre pavimentos. Este limite também é recomendado pela ABNT NBR 6118 (2023) e refere-se às forças frequentes do vento.
- Aceleração horizontal máxima entre andares  $\leq a_{lim}$ : este critério refere-se à avaliação de conforto humano, cuja aceleração limite é calculada conforme o item 9.6.2 da ABNT NBR 6123 (2023) e depende da frequência fundamental de vibração.

Obteve-se para a frequência fundamental do edifício o valor de 0,3229 Hz (via análise modal), sem quaisquer reduções de rigidez à flexão (elementos não fissurados). Essa frequência foi utilizada no modelo contínuo simplificado para o cálculo das forças estáticas equivalentes do vento no ELS.

A partir de tais forças, obteve-se para o coeficiente  $\gamma_z$  o valor de 1,04, o qual indicou, de forma simplificada, que os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados neste caso.

Para o ELS, os valores das forças do vento dinâmico no domínio do tempo foram obtidos com o modelo do vento sintético de Franco (2003).

A Tabela 1 resume os resultados de acelerações e deslocamentos máximos para o ELS sem a consideração da rigidez das alvenarias no modelo estrutural, tanto para a análise com o modelo contínuo simplificado na ABNT NBR 6123 (2023) quanto para as análises dinâmicas de vibração forçada com o modelo do vento sintético de Franco (2003).

**Tabela 1 – Resumo de resultados no ELS: modelo sem rigidez das alvenarias**

| Modelo                                     | Desl. Médio<br>(mm) | Desl. Flut.<br>(mm) | Desl. Total<br>(mm) | Acel. Máxima<br>(m/s <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------------------------|
| Contínuo Simplificado<br>– NBR 6123 (2023) | 14,99               | 27,72               | 42,71               | 0,11410                             |
| Sintético de Franco<br>(2003) – 20 séries  |                     | 9,01                | 24,00               | 0,01798                             |

Pela Tabela 1, os deslocamentos horizontais máximos no topo do edifício não superam o limite da ABNT NBR 6118 (2023), que é de  $H/1700 = 63,52$  mm. Quanto às acelerações, o limite para conforto humano, calculado com a ABNT NBR 6123 (2023), é de  $0,06748$  m/s<sup>2</sup>. A aceleração máxima de  $0,1141$  m/s<sup>2</sup> foi calculada com a expressão aproximada do item 9.6.1 da ABNT NBR 6123 (2023), a partir do deslocamento no topo do edifício referente à parcela flutuante do vento, com o uso do modelo contínuo simplificado. A aceleração máxima de  $0,01798$  m/s<sup>2</sup> foi obtida a partir da maior amplitude de aceleração nas 20 séries de vento aleatório do modelo de Franco (2003). Tomando-se este modelo como referência, o edifício atenderia ao ELS de acelerações para conforto.

### Consideração da rigidez das paredes de alvenaria

Para as alvenarias, empregou-se blocos cerâmicos sem função estrutural VED40 de 19 cm de largura com furos na vertical, com valor de resistência à compressão segundo o mínimo requerido pela ABNT NBR 15270-1 (2023) (igual a 4,0 MPa). Supondo-se fator de eficiência prisma-bloco igual a 0,5, estimou-se a resistência à compressão característica do prisma  $f_{pk}$  em 2,0 MPa e o módulo de elasticidade da alvenaria em 1200 MPa ( $600 f_{pk}$ ). Admitiram-se neste trabalho paredes sem aberturas. Para a obtenção da rigidez axial das barras diagonais equivalentes que simulam as alvenarias sob ações horizontais, empregou-se a expressão de Mainstone (1974).

As paredes de alvenarias foram verificadas à ruptura por compressão diagonal e ao cisalhamento por escorregamento da junta horizontal, para as forças de vento em serviço. Foram empregadas as expressões de resistência deduzidas em Rigão *et al.* (2024) para a aplicação direta nas barras diagonais equivalentes, conforme as recomendações da ABNT NBR 16868-1 (2020). Todas as barras diagonais equivalentes apresentaram forças normais de compressão solicitantes inferiores às que causariam os dois tipos de ruptura mencionados.

### Análise de resultados: influência da rigidez das paredes de alvenaria

#### *Verificações do ELS: modelo com rigidez das alvenarias*

Considerando-se a rigidez das alvenarias, obteve-se para a frequência fundamental do edifício o valor de 0,3617 Hz (elementos não fissurados), via análise modal. Dessa forma, a participação da rigidez

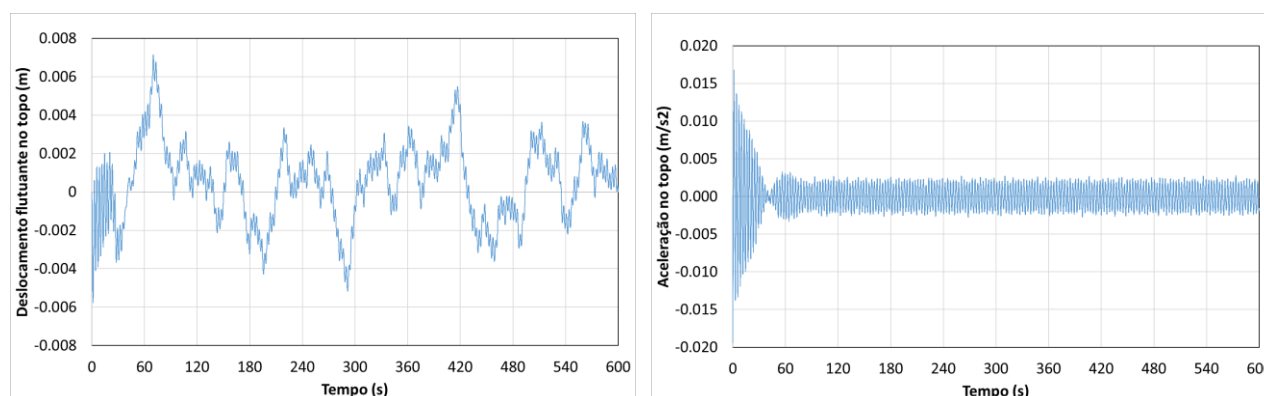
das alvenarias no modelo estrutural promoveu um aumento de 12% na frequência fundamental de vibração.

A Tabela 2 contém os resultados de acelerações e deslocamentos máximos para as 20 séries de vento aleatório do modelo de Franco (2003), com a consideração da rigidez das alvenarias no modelo de pórtico. Os valores característicos de aceleração e deslocamento flutuante foram obtidos a partir do quantil de 5% (lado mais desfavorável), assumindo-se uma distribuição de Gauss.

**Tabela 2 – Resultados das 20 séries aleatórias de vento**

| Série                       | Desl. Flut. (mm) | Acel. (m/s <sup>2</sup> ) |
|-----------------------------|------------------|---------------------------|
| 1                           | 5,7990           | 0,0035368                 |
| 2                           | 5,5780           | 0,0105370                 |
| 3                           | 6,3200           | 0,0092875                 |
| 4                           | 6,1200           | 0,0048476                 |
| 5                           | 5,5310           | 0,0104525                 |
| 6                           | 6,4440           | 0,0152908                 |
| 7                           | 6,3840           | 0,0119005                 |
| 8                           | 5,3360           | 0,0033750                 |
| 9                           | 5,5930           | 0,0029500                 |
| 10                          | 5,8360           | 0,0049025                 |
| 11                          | 5,6950           | 0,0081000                 |
| 12                          | 5,9950           | 0,0127725                 |
| 13                          | 5,9490           | 0,0142322                 |
| 14                          | 6,2500           | 0,0091080                 |
| 15                          | 7,1650           | 0,0163977                 |
| 16                          | 6,7020           | 0,0162278                 |
| 17                          | 5,8320           | 0,0039850                 |
| 18                          | 5,6310           | 0,0119588                 |
| 19                          | 5,6150           | 0,0197158                 |
| 20                          | 7,1280           | 0,0193752                 |
| <b>Valor característico</b> | <b>6,90</b>      | <b>0,01929</b>            |

A título de demonstração, apresentam-se na Figura 3 as respostas no tempo de deslocamentos flutuantes e acelerações (no topo do edifício) durante o intervalo de 600 s, referente a série que forneceu o maior deslocamento (Série 20).



**Figura 3 – Deslocamentos e acelerações no domínio do tempo da série 20.**

A Tabela 3 resume os resultados de acelerações e deslocamentos máximos para o ELS com a consideração da rigidez das alvenarias para os dois modelos de cálculo do vento - modelo contínuo simplificado na ABNT NBR 6123 (2023) e o modelo do vento sintético de Franco (2003).

**Tabela 3 – Resumo de resultados no ELS: modelo com rigidez das alvenarias**

| Modelo                                     | Desl. Médio<br>(mm) | Desl. Flut.<br>(mm) | Desl. Total<br>(mm) | Acel. Máxima<br>(m/s <sup>2</sup> ) |
|--------------------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------------------------------------|
| Contínuo Simplificado<br>– NBR 6123 (2023) | 13,07               | 23,68               | 36,75               | 0,12230                             |
| Sintético de Franco<br>(2003) – 20 séries  |                     | 6,90                | 19,97               | 0,01929                             |

A consideração da rigidez das alvenarias promoveu a redução dos deslocamentos horizontais. A redução dos deslocamentos referente à parcela média/estática foi de quase 13%. Para a parcela flutuante do vento, a redução foi de cerca de 15% com o modelo contínuo simplificado e cerca de 23% com o vento sintético de Franco. Com relação à redução no deslocamento horizontal total no topo do edifício, essa redução foi de 14% para o modelo contínuo simplificado e de 17% para o modelo de vento sintético de Franco.

Por sua vez, a consideração da rigidez das alvenarias aumentou os valores das acelerações máximas do edifício, porém de forma pouco significativa (em torno de 7%).

Cabe salientar que as paredes foram admitidas sem aberturas. No caso de existência de aberturas, a contribuição das paredes na rigidez lateral do edifício seria menor e, portanto, menores seriam as diferenças entre os dois modelos estruturais (sem e com rigidez das alvenarias).

## Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo avaliar a influência de elementos não estruturais – especificamente as paredes de alvenarias – sobre o comportamento estrutural de um edifício de 36 pavimentos para as forças de vento em regime de serviço. Em especial, foram comparados as frequências fundamentais, as acelerações e os deslocamentos máximos obtidos com o procedimento usual em projeto (desconsideração de elementos não-estruturais) e os valores obtidos com a consideração da rigidez das paredes de alvenaria, simuladas por meio de barras diagonais equivalentes.

Pode-se afirmar que no edifício analisado, a inclusão da rigidez das alvenarias no modelo estrutural conduziu a reduções pouco relevantes nos deslocamentos (médios, flutuantes e totais). Para as acelerações máximas, a rigidez das alvenarias praticamente não trouxe alterações. Desta forma, o procedimento usual em projeto de não consideração da rigidez desses elementos estaria adequado.

No trabalho de Silva (2018), as diferenças ao se considerar as alvenarias no modelo estrutural foram significativamente maiores que as obtidas neste trabalho. Entretanto, deve-se destacar que a altura do edifício investigado pelo referido autor foi menor (menos da metade) e a rigidez das alvenarias simuladas foi maior (módulo de elasticidade longitudinal cerca de 5 vezes maior) quando comparadas às simuladas neste trabalho.

Ainda assim, cabe ressaltar que as conclusões extraídas neste trabalho se limitam apenas ao edifício (hipotético) investigado. Para conclusões mais amplas sobre o tema, são necessárias maiores investigações, com edifícios que apresentem geometrias e sistemas para contraventamento das ações horizontais diferentes dos empregados no edifício analisado.



## Agradecimentos

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, pelo apoio financeiro em projeto de pesquisa referente ao processo 403378/2023-0.

## Referências

- ARAÚJO, J.M. Avaliação dos métodos simplificados para cálculo de lajes maciças apoiadas em vigas flexíveis. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.12, p.1-11, outubro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 15270-1: Componentes cerâmicos — Blocos e tijolos para alvenaria. Parte 1 - Requisitos, Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16868-1. Alvenaria estrutural – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto, Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro, 2023.
- FRANCO, M. O “vento sintético” e a análise dinâmica das estruturas de grande altura no domínio do tempo. São Paulo: EPUSP, 2003. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, BT/PEF/0302.
- KIM, JY; YU, E.; KIM, DY.; KIM, SD. Calibration of analytical models to assess wind-induced acceleration responses of tall buildings in serviceability level. Engineering Structures, v.31, p. 2086-2096, 2009.
- MAINSTONE, R. J., Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames, Building Research Station, Garston, UK, 1974.
- RIGÃO, A.O.; KAMINSKI JR.; J.; ALVA, G.M.S. Alvenarias participantes. In: MOHAMAD, G. (Org.). Construções em Alvenaria Estrutural. São Paulo: Blucher, 2024. p. 491-508.
- SILVA, J.C.M. Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito dos painéis das alvenarias de vedação e a influência da interação solo-estrutura. 185p. Dissertação (Mestrado), Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.
- SU, R.K.L.; CHANDERL, A.M.; SHEIKH, M.N.; LAM, N.T.K. Influence of non-structural components on lateral stiffness of tall buildings. The Structural Design of Tall and Special Buildings, v.14, p. 143-164, 2005.