

Effect of wind in the design of reinforced concrete buildings

Efeito do vento no dimensionamento de edifícios de concreto armado



L.S. TAPAJÓS^a
luamintapajos@hotmail.com

J. A. T. FERREIRA^b
ferreira.augusto@hotmail.com

A. F. LIMA NETO^b
aaraol@yahoo.com.br

M. R. TEIXEIRA^b
marcelorassyteixeira@gmail.com

M. P. FERREIRA^c
mpina@ufpa.br

Abstract

This paper presents the results from a parametric study carried in order to quantify how far errors in the design stage related to the consideration of the wind action may put at risk the response and safety of reinforced concrete buildings. Using an architectural model as reference and varying the number of floors of the building, the structural safety was evaluated as a function of the wind action intensity. Results showed that even for low-rise buildings, with 10 floors, ignoring the wind action can significantly jeopardize their behaviour and safety. Yet, for slenderer buildings, up to 30 floors, it can lead to catastrophic results, as the ruin of the structure by progressive collapse.

Keywords: wind, columns, reinforced concrete, buildings.

Resumo

Este artigo apresenta os resultados de um estudo paramétrico realizado com o objetivo de quantificar o tanto que erros na etapa de projeto relacionados com a consideração da ação do vento podem comprometer a resposta em serviço e a segurança de edifícios de concreto armado. Usando-se um modelo arquitetônico como referência e variando-se o número de pavimentos do edifício, a segurança estrutural foi avaliada como uma função da intensidade da ação do vento. Os resultados mostraram que mesmo para edifícios baixos, com 10 pavimentos, a desconsideração da ação do vento pode comprometer significativamente o comportamento e a segurança e que no caso de edifícios mais esbeltos, com até 30 pavimentos, pode levar a resultados catastróficos, como a ruína da estrutura através de colapso progressivo.

Palavras-chave: vento, pilares, concreto armado, edifícios.

^a Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil;

^b Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil e Ambiental, Tucuruí, PA, Brasil;

^c Universidade Federal do Pará, Faculdade de Engenharia Civil, Belém, PA, Brasil.

1. Introdução

O colapso progressivo é um mecanismo de ruína parcial ou total de uma estrutura provocado pela falha localizada de um elemento estrutural primário (Li *et al* [1]). Isto leva à redistribuição das cargas para os elementos do entorno, os quais também podem vir a ruir. Existem na literatura nacional e internacional diversos casos de acidentes estruturais sérios em edificações com estrutura de concreto (Kamari *et al* [2], Schellhammer *et al* [3], King e Delatte [4], Gardner *et al* [5]). Souza e Araújo [6] destacam que no Brasil a quantidade de acidentes estruturais é crescente e que eles têm como origem, fundamentalmente, falhas nas etapas de projeto e construção. Isto é recorrente também em outros países, e como exemplo pode-se citar o trabalho de Kaltakci *et al* [7], que analisando as causas de acidentes em edificações em fase de construção na Turquia, chegaram às mesmas conclusões.

No dia 29 de janeiro de 2011 ocorreu na cidade de Belém, Pará, um dos maiores acidentes estruturais em edifícios de concreto armado registrados no Brasil. Neste dia, o edifício residencial *Real Class*, que se encontrava em fase de construção, ruiu vitimando fatalmente três pessoas. A Figura 1 mostra o edifício em construção e a paisagem após o seu colapso. Este edifício tinha área construída

de aproximadamente 13.400 m² e era composto por 01 pavimento Subsolo, 01 nível Térreo e 35 pavimentos elevados, tendo cerca de 105 m de altura. A torre do edifício teve seu peso estimado em 9 mil toneladas, as quais eram suportadas em 25 pilares.

A ruína do edifício ocorreu durante uma forte chuva, onde foram registrados ventos intensos na cidade. Em estruturas esbeltas, o vento é uma das principais ações a ser considerada (ver Dyrbye e Hansen [8]) e existem registros de vários acidentes estruturais tendo esta ação como origem (ver Sha e Malinov [9], Klinger *et al* [10] e Rao *et al* [11]). Na época deste acidente, três equipes diferentes realizaram estudos sobre o caso e as análises desenvolvidas por uma equipe de professores da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará indicaram que ocorreram falhas de projeto quanto à consideração da ação horizontal do vento.

Este artigo apresenta resultados de um estudo paramétrico feito com o objetivo de evidenciar como erros na consideração da ação do vento na fase de projeto podem comprometer a resposta em serviço e a segurança no Estado Limite Último de edifícios de concreto armado. Para isso, uma planta arquitetônica típica foi utilizada como referência e para ela foram desenvolvidos os projetos estrutural e de fundações, tendo-se como uma das variáveis o número de pavimentos, que foi de 10, 20 e 30 pavimentos. A outra variável do estudo foi a ação do vento. Ela foi inicialmente desconsiderada, de forma a se gerar as dimensões e armaduras dos elementos estruturais, os quais foram dimensionados segundo recomendações da ABNT NBR 6118 [12]. Posteriormente, a ação do vento foi considerada conforme recomendado pela ABNT NBR 6123 [13] e os esforços solicitantes foram utilizados para verificar a resposta em serviço e a segurança da estrutura e das fundações que inicialmente foram dimensionadas sem a consideração do vento. A resposta em serviço e a segurança dos pilares e das fundações é discutida.

2. Revisão bibliográfica

2.1 Vento

No projeto estrutural de edifícios, o vento é fisicamente representado por um perfil de velocidade incidindo em uma edificação. Suas características e os efeitos por ele gerados em um edifício dependem da geometria da edificação, da região, do tipo de terreno e dos obstáculos entrecostos. Rosa *et al* [14] advertem que o entorno exerce grande influência nas cargas de vento em um determinado edifício e que sua consideração com precisão só é possível se houverem dados experimentais de ensaios em túnel de vento. Já Elsharawy *et al* [15] ressaltam que mesmo edificações baixas podem sofrer influência significativa da ação do vento, uma vez que em função da sua geometria em planta e do posicionamento dos pilares, a ação do vento pode induzir esforços de torção no pórtico espacial.

Embora a ABNT NBR 6123 [13] não oriente quanto à utilização de dados de estações meteorológicas automatizadas, a norma ABNT NBR 5422 [16] faz alusão a este procedimento nas recomendações para projetos de linhas de transmissão. Neste caso, os valores utilizados atualmente para a confecção das isopletas podem ser verificados através de dados fornecidos por estações automáticas, disponibilizados por instituições responsáveis pela monitoração de dados meteorológicos. A Figura 2 mostra dados



da velocidade do vento fornecidos para a cidade de Belém-PA pelo ICEA [17], no período de 1951 a 2010. É possível perceber que a velocidade básica do vento (V_0) para Belém, que é de 30 m/s, foi superada três vezes neste período e que a média dos resultados parece apresentar tendência crescente em função do tempo.

Sabe-se que as pressões exercidas pelo vento não são estáticas. Elas sofrem flutuações (rajadas) e são dependentes das características de incidência do mesmo sobre as estruturas (Elsharawy *et al* [18]). Estas flutuações de pressão dependem não apenas do tempo de rajada, mas também do regime de escoamento (turbulência) e podem fazer com que a estrutura sofra oscilações dinâmicas, podendo provocar a fadiga. Nas situações de projeto, as normas recomendam a adoção das velocidades das rajadas no dimensionamento estrutural, uma vez que as estruturas em geral têm frequência fundamental de vibração maior do que a frequência do vento natural.

A intensidade dos esforços exercidos pelo vento sobre uma estrutura varia espacialmente e temporalmente e, em projeto, a maioria das normas adota uma metodologia simplificada em que a ação dinâmica do vento é substituída por um carregamento estático equivalente. Através deste procedimento, tenta-se representar o pico máximo de pressão provocada pelo vento sobre a estrutura, sendo esta pressão uma função da velocidade básica do vento (V_0), e dos parâmetros S1, S2 e S3, conforme indicado na Equação 1. Esta velocidade (V_0) foi estabelecida para todo o país através de abordagem probabilística e é definida como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano. Outra consideração importante na determinação dos efeitos do vento é a força de arrasto, que em edifícios de múltiplos andares descreve os esforços induzidos pelo vento, devendo ser calculada segundo a ABNT NBR 6123 [13] usando a Equação 2.

$$q = 0.613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \quad (1)$$

$$F_a = C_a q A \quad (2)$$

Onde:

F_a é a força de arrasto,

C_a é o coeficiente de arrasto, obtido em função da altura e das dimensões em planta do edifício,

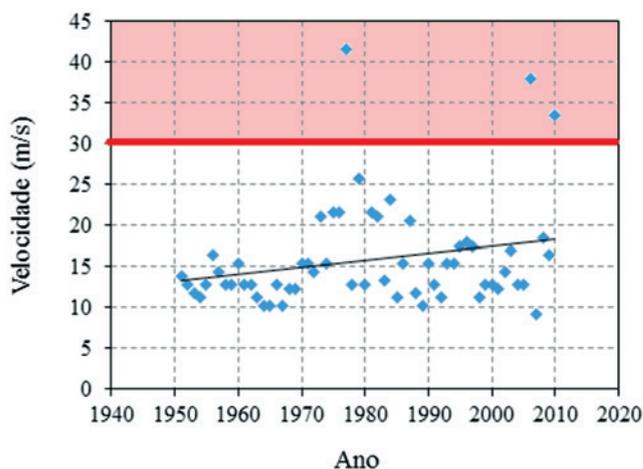
q é a pressão de obstrução,

A é a área da superfície de referência.

S1, S2 e S3 são parâmetros definidos na ABNT NBR 6123 [13]

A determinação do coeficiente de arrasto é feita em função das condições de turbulência do vento. A ABNT NBR 6123 [13] define que uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distância mínima de: 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura; 1.000 m, para uma edificação de até 55 m de altura; 2.000 m, para uma edificação de até 70m de altura; e 3.000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

Figura 2 - Histórico da velocidade do vento em Belém-PA (ICEA)



2.2 Estabilidade global

A verificação de pilares de concreto armado em edifícios altos é influenciada pela estabilidade global do edifício, podendo ser negativamente afetada pelos efeitos de segunda ordem obtidos com o cálculo considerando a estrutura deformada. A ABNT NBR 6118 [12] apresenta dois processos aproximados para a verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem: parâmetro de instabilidade α ; e coeficiente γ_z . Eles são usados para classificar uma estrutura como sendo de nós fixos ou móveis e, no caso do coeficiente γ_z , considera-se que uma estrutura é de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$. Feitosa e Alves [19] consideram que o uso destes parâmetros em projeto é conveniente, uma vez que a consideração precisa dos efeitos de 2ª ordem pode aumentar significativamente a complexidade da análise. O coeficiente γ_z pode ser determinado usando a Equação 3, e no caso de estruturas de nós móveis, desde que $\gamma_z \leq 1,3$, os esforços de 1ª ordem podem ser usados para calcular os de 2ª ordem, sendo majorados por $0,95\gamma_z$. No caso de a estrutura apresentar $\gamma_z > 1,3$, o cálculo dos efeitos de 2ª ordem deve ser feito utilizando o método de análise P-Delta.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de primeira ordem, encontrado pela Equação 4,

$\Delta M_{tot,d}$ é o acréscimo de momentos após a análise de primeira ordem, determinado pela Equação 5.

$$M_{1,tot,d} = \sum (F_{hid} h_i) \quad (4)$$

Onde:

F_{hid} é a força horizontal aplicada no pavimento i ,
 h_i é a altura do pavimento h .

$$\Delta M_{tot,d} = \sum (P_{id} u_i) \tag{5}$$

Onde:

P_{id} é a força vertical atuante no pavimento i ,
 u_i é o deslocamento horizontal do pavimento i .

2.3 Dimensionamento de pilares de concreto armado

Os pilares em edifícios estarão sempre submetidos a momentos fletores além das forças normais de compressão, como resultado da assimetria dos vãos, dos carregamentos, da necessidade de absorver o momento desbalanceado das vigas ou ainda provenientes de ações horizontais como o vento. Nestes casos, é comum tanto para o dimensionamento quanto para a verificação da capacidade resistente usar diagramas de interação força normal-momento fletor. Estes diagramas são construídos assumindo-se pontos com diferentes estados de deformação na seção transversal e computando-se para

cada um destes pontos a força normal e o momento resultante na seção, conforme ilustrado na Figura 3a para flexo-compressão normal. Nesta figura, um ponto A qualquer representa uma combinação de força normal e momento fletor que levaria o pilar a ruína. Nela, qualquer combinação de esforços que resulte em um ponto dentro da curva representa um estado de carregamento seguro e qualquer ponto fora mostra uma combinação de esforços superior à capacidade resistente do elemento. Linhas radiais como a linha OA representam a excentricidade do carregamento e o ponto B mostra a combinação de esforços para uma ruptura balanceada. Acima deste ponto a ruptura é controlada pela compressão e abaixo ela é controlada por tração. Combinações de esforços acima na linha OC indicam situações críticas onde a ruína pode ocorrer sem que haja deformações de tração no elemento (sem fissuração). No caso de pilares sob flexo-compressão oblíqua, é possível traçar uma superfície de interação tridimensional a partir dos diagramas de interação para os dois eixos principais, como ilustrado na Figura 3b, para os casos a e b. Para o caso c, que combina momentos nas direções x e y, a orientação da excentricidade resultante é definida pelo ângulo λ , calculado pela Equação 6. A flexão neste caso ocorre em um eixo definido pelo ângulo θ . Na prática a construção desta superfície tridimensional de interação pode ser bastante complicada mesmo usando-se métodos computacionais. Neste artigo, ela foi construída de forma simplificada, conforme descrito por Nilson *et al* [20] e apresentado na Equação 7.

Figura 3 – Diagramas de interação para pilares de concreto armado

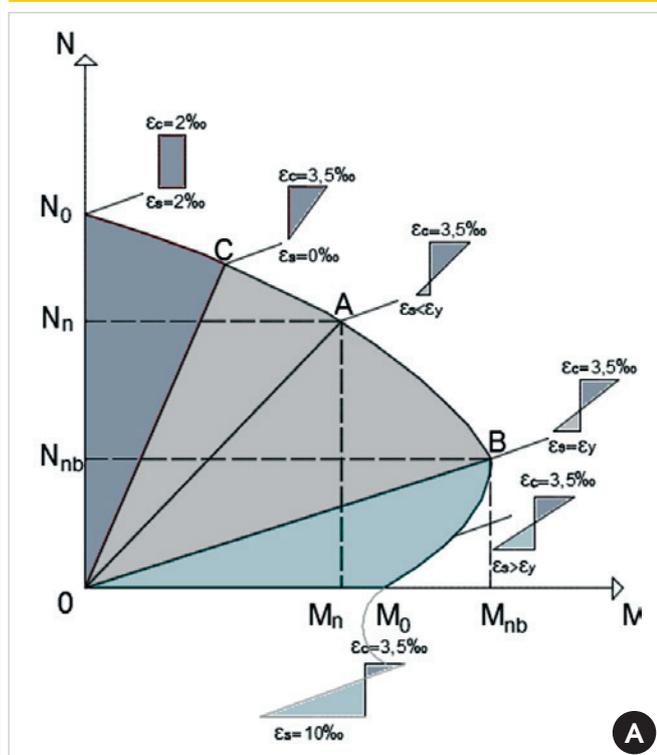


Diagrama de interação para pilares sob flexo-compressão normal

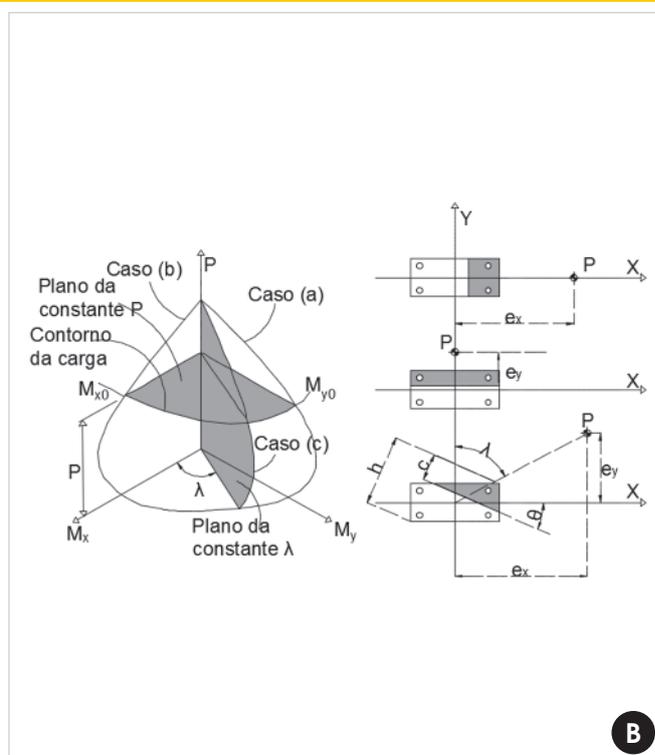
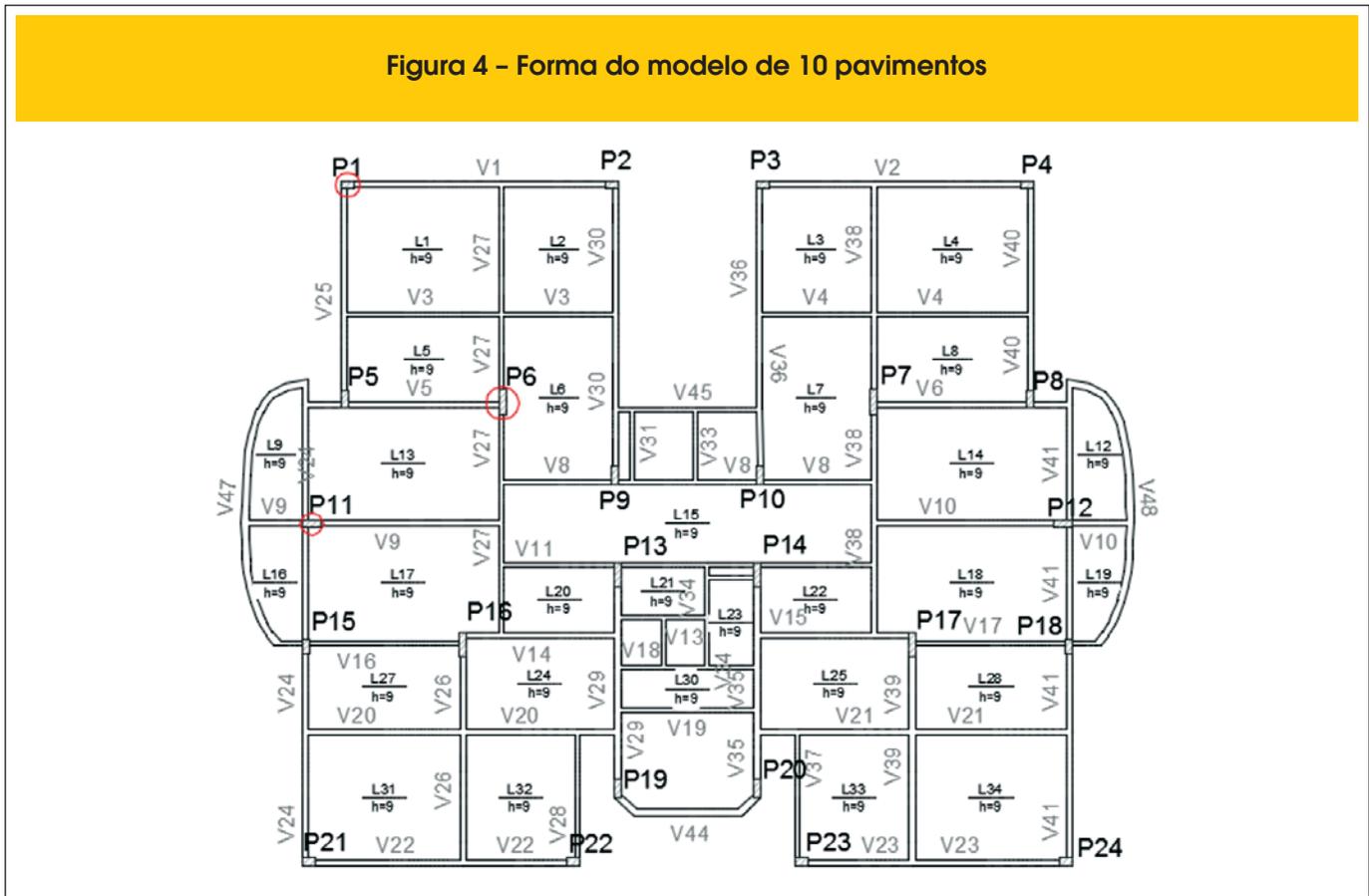


Diagrama de interação para pilares sob flexo-compressão oblíqua

Figura 4 - Forma do modelo de 10 pavimentos



$$\lambda = \arctan \frac{e_x}{e_y} = \arctan \frac{M_{nx}}{M_{ny}} \quad (6)$$

$$\left(\frac{M_{nx}}{M_{nx0}} \right)^2 + \left(\frac{M_{ny}}{M_{ny0}} \right)^2 = 1 \quad (7)$$

Onde:

- $M_{nx} = P_n \cdot e_y$
- $M_{nx0} = M_{nx}$ quando $M_{ny} = 0$
- $M_{ny} = P_n \cdot e_x$
- $M_{ny0} = M_{ny}$ quando $M_{nx} = 0$

3. Estudo paramétrico

3.1 Modelagem computacional

A metodologia consistiu em, tomando como base uma planta arquitetônica do pavimento tipo de um edifício, dimensionar a estrutura de concreto armado e as fundações desconsiderando completamente a ação do vento. Isto foi feito tendo-se como variável o número de pavimentos, gerando-se pórticos espaciais com 10,

20 e 30 andares, a fim de evidenciar o impacto da ação do vento em edifícios de concreto armado. Posteriormente, a ação do vento foi introduzida nestes modelos, seguindo as recomendações da ABNT NBR 6123 [13], a fim de evidenciar o impacto desta ação na resposta em serviço e no nível de segurança tanto da estrutura quanto das fundações. Estas análises foram feitas usando o software comercial AltoQi, Eberick V9.

Nos modelos iniciais sem vento, a seção geométrica dos pilares foi pré-dimensionada através do método das áreas de influência e, após esta etapa, a estrutura foi processada para a determinação definitiva das dimensões e taxas de armadura dos elementos estruturais necessárias para suportar com segurança os esforços verticais. Posteriormente, foram gerados os diagramas de resistência característica e de projeto de todos os pilares, tendo como base as seções e armaduras encontradas nas análises sem vento. As estruturas foram então analisadas novamente, porém considerando a ação do vento conforme estabelecido pela ABNT NBR 6123 [13]. Destas análises foram extraídas as combinações de ações em cada um dos pilares, para a avaliação da segurança estrutural. Foram analisados ainda os deslocamentos horizontais da estrutura, a fim de avaliar seu desempenho em serviço, o coeficiente gama-z, como um parâmetro indicativo de instabilidade, além do aumento dos momentos de segunda ordem.

As Figuras 4, 5 e 6 apresentam as plantas de forma das estruturas que foram geradas para os modelos com 10, 20 e 30 pavimentos, respectivamente, nas análises sem a consideração do vento. Nestas figuras, estão destacados com um círculo vermelho os pilares

Figura 5 - Forma do modelo de 20 pavimentos

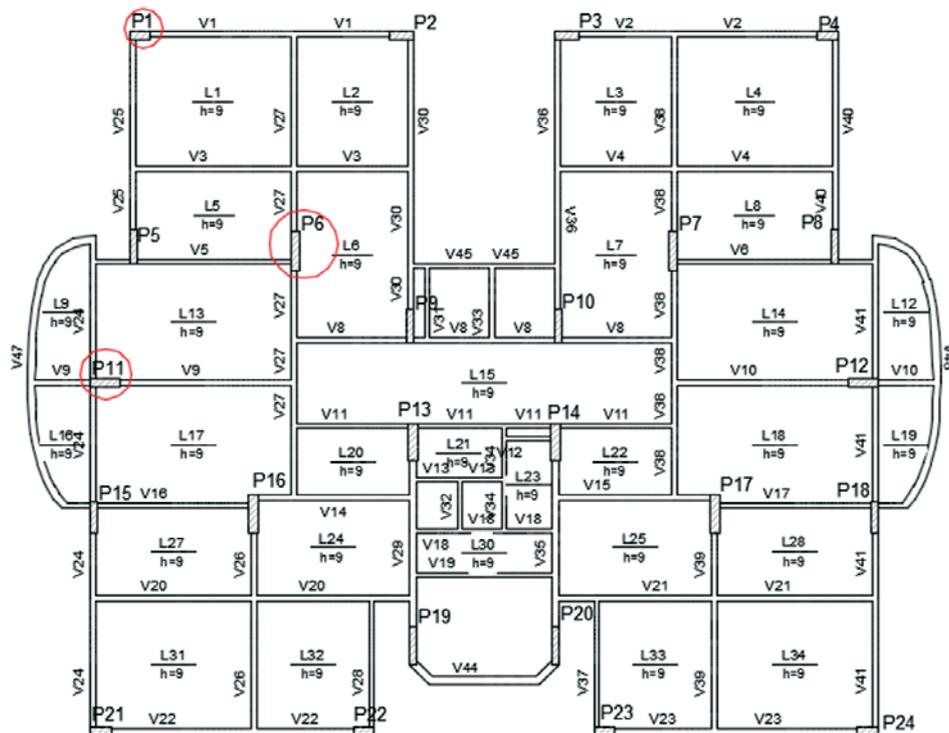


Figura 6 - Forma do modelo de 30 pavimentos

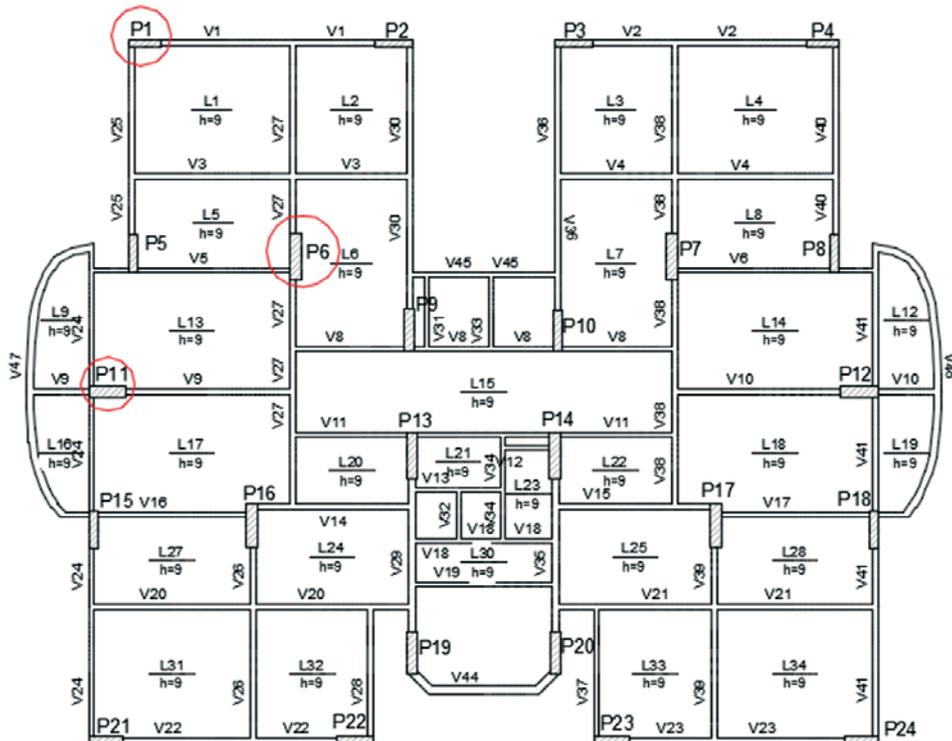


Tabela 1 - Dimensões e armaduras dos pilares estudados para o modelo de 10 pavimentos

Pilares	Barras	As (cm ²)	Seção (cm)	ρ (%)
P1	14 Ø 12,5	17,18	20 x 30	2,86
P6	16 Ø 20,0	50,27	20 x 70	3,59
P11	10 Ø 20,0	31,42	20 x 50	3,14

Tabela 2 - Dimensões e armaduras dos pilares estudados para o modelo de 20 pavimentos

Pilares	Barras	As (cm ²)	Seção (cm)	ρ (%)
P1	18 Ø 16,0	36,19	20 x 50	3,62
P6	18 Ø 25,0	88,36	25 x 100	3,53
P11	36 Ø 16,0	72,38	25 x 80	3,62

Tabela 3 - Dimensões e armaduras dos pilares estudados para o modelo de 30 pavimentos

Pilares	Barras	As (cm ²)	Seção (cm)	ρ (%)
P1	30 Ø 16,0	60,32	20 x 80	3,77
P6	26 Ø 25,0	127,36	30 x 120	3,54
P11	38 Ø 20,0	119,38	30 x 100	3,98

que foram selecionados para a apresentação e discussão dos resultados neste artigo. Foram escolhidos um pilar de canto (P1), um pilar próximo ao bordo do pavimento (P11) e um pilar interno (P6). As Tabelas 1, 2 e 3 apresentam as dimensões da seção transversal destes pilares e as armaduras que foram dimensionadas, para os modelos com 10, 20 e 30 pavimentos, respectivamente.

3.2 Critérios da ABNT NBR 6123 (1988)

A velocidade básica do vento definida na ABNT NBR 6123 [13] é de $v_0 = 30\text{m/s}$ para a cidade de Belém, Pará. Para o cálculo do coeficiente de arrasto, o regime de escoamento foi assumido como sendo de baixa turbulência e foi calculado segundo os ábacos da norma brasileira sabendo-se que as dimensões em planta do pavimento são de 20,80 m x 19,20 m. Os coeficientes de correção para a velocidade característica foram:

- $S_1 = 1,00$, relativo aos terrenos planos ou fracamente acidentados que caracterizam a região metropolitana de Belém;
- S_2 pode ser calculado através da Equação 8. É definido pela norma brasileira como uma função da categoria de rugosidade do terreno e das dimensões da edificação. Para a definição dos parâmetros b , p , e Fr foi admitido que o terreno é de categoria IV, caracterizado por ser coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados com cota média igual a 10 m. Para o modelo de 10 pavimentos, foi adotada a classe B, e para os demais foram usados os valores correspondentes a classe C;
- $S_3 = 1,00$, valor recomendando pela norma para edificações residenciais com vida útil de 50 anos.

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (8)$$

Onde:

b , p e F_r são constantes definidas na norma brasileira de vento; z é a cota acima do terreno.

3.3 Critérios da ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo a ABNT NBR 6118 [12], para a determinação dos esforços globais de segunda ordem, a não-linearidade física dos materiais pode ser considerada de forma simplificada para estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares, admitindo-se para o cálculo da rigidez dos elementos estruturais os valores apresentados nas Equações 9, 10 e 11.

$$(EI)_{sec} = 0.3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (9)$$

$$(EI)_{sec} = 0.4 \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{for } A_s' \neq A_s \quad (10)$$

$$(EI)_{sec} = 0.8 \cdot E_c \cdot I_c \quad (11)$$

Onde:

$(EI)_{sec}$ é a rigidez do elemento;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

Para a determinação das solicitações, a combinação das ações

segue a formulação recomendada pela ABNT NBR 8681 [21], apresentada na Equação 12.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (12)$$

Onde:

F_d é o valor de cálculo da ação,

γ_{gi} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes,

$F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes,

γ_q é o coeficiente de ponderação das ações variáveis,

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação,

$\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

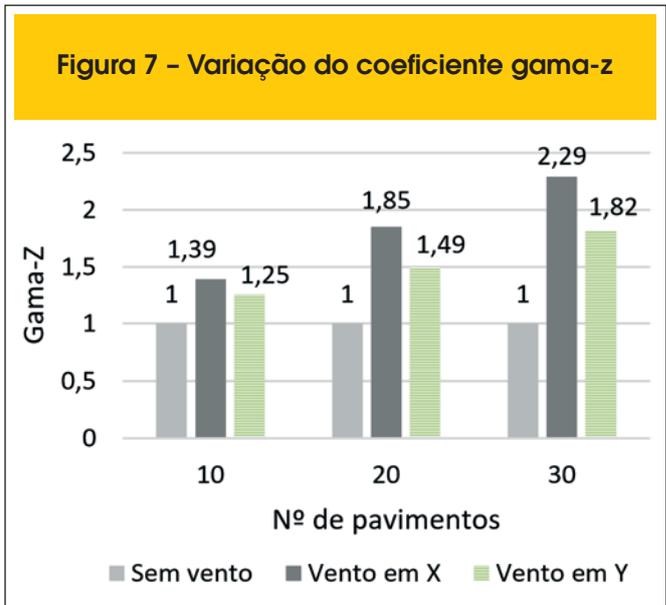
Para a avaliação da segurança dos pilares, foi considerado que a resistência de projeto (R_d) deveria ser superior a solicitação de projeto (S_d), conforme indicado na Equação 13.

$$R_d \geq S_d \quad \therefore \quad \frac{R_k}{\gamma_m} \geq \gamma_f \cdot S_k \quad (13)$$

4. Resultados

4.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

Os estados limites de serviço estão relacionados com o conforto



das pessoas e com a durabilidade e boas condições de uso da estrutura, considerando-se tanto usuários quanto os equipamentos e máquinas instalados na edificação. A ABNT NBR 6118 [12] recomenda para estruturas de concreto que os seguintes estados limites de serviço sejam verificados: estado limite de formação de fissuras; estado limite de abertura de fissuras; estado limite de deformações excessivas; estado limite de descompressão; estado limite de compressão excessiva; e estado limite de vibrações excessivas. Para este artigo, foi admitido que o estado limite de deformações excessivas seria dominante em relação aos demais e ele foi

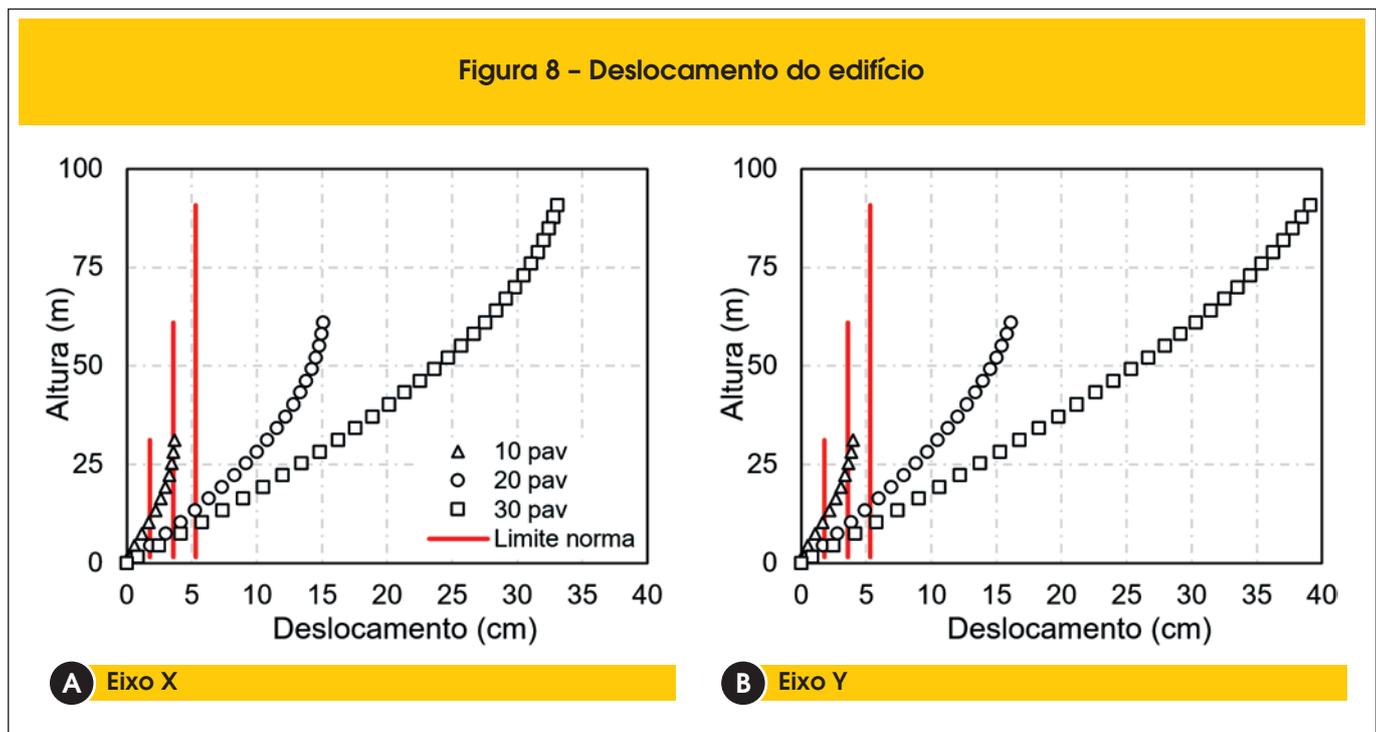
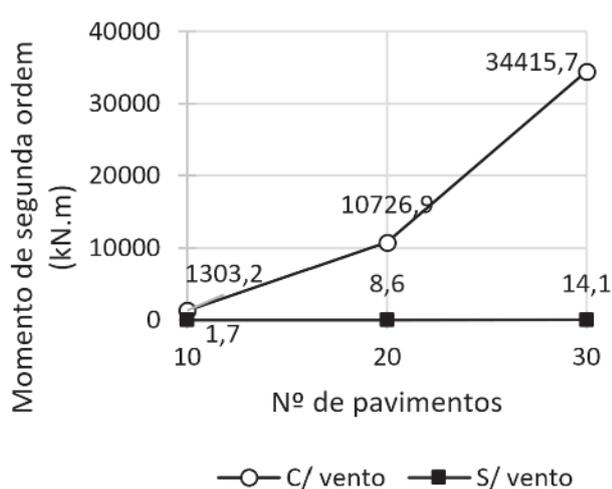
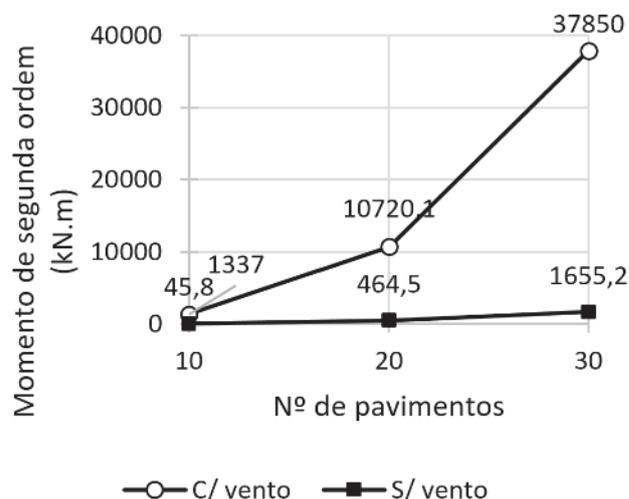


Figura 9 - Acréscimo do momento de segunda ordem no pórtico



A Eixo X



B Eixo Y

avaliado usando-se como parâmetros de análise o deslocamento global da estrutura e o coeficiente gama-z. O coeficiente gama-z é usado como parâmetro de estabilidade e avalia a importância dos efeitos de segunda ordem globais. AABNT NBR 6118 [12] admite que em estruturas de nós móveis com $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ ele pode ser usado para determinação aproximada dos esforços globais de 2ª ordem.

A Figura 7 apresenta a variação do gama-z nas direções x e y em função do número de pavimentos. É possível perceber que a desconsideração da ação do vento faria com que mesmo o menor pórtico, com apenas 10 pavimentos, tivesse coeficiente γ_z de 1,39, o que requer que os efeitos de 2ª ordem sejam determinados pelo método de análise P-Delta. Já no caso mais extremo, do modelo com 30 pavimentos, foram encontrados valores para o γ_z de 2,29, indicando que os efeitos de 2ª ordem seriam extremamente elevados.

Já a Figura 8 apresenta a variação dos deslocamentos totais por pavimento considerando a ação do vento nas direções x e y. A ABNT NBR 6118 [12] recomenda que os deslocamentos sejam mantidos abaixo de valores limites a fim de evitar danos em elementos não estruturais, como paredes de alvenaria. Ela recomenda que no caso dos deslocamentos horizontais de edifícios, eles sejam mantidos em valores em centímetros abaixo de H/1700, o que resultaria em deslocamentos máximos de 1,8 cm, 3,6 cm e 5,3 cm para os pórticos com 10, 20 e 30 pavimentos, respectivamente. É possível perceber que considerando a ação do vento, os deslocamentos horizontais seriam significativamente superiores aos valores máximos recomendados pela norma brasileira.

4.2 Estado Limite Último (ELU)

O Estado Limite Último está relacionado com o colapso ou qualquer outra forma de ruína da estrutura que leve a paralisação no seu uso de forma parcial ou total. AABNT NBR 6118 [12] recomenda que para estruturas de concreto sejam verificados os seguintes

estados limites últimos: perda do equilíbrio da estrutura; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de 2ª ordem; estado limite último provocado por solicitações dinâmicas; estado limite último de colapso progressivo; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo; esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas;

Figura 10 - Acréscimo de carga na fundação do pilar P1

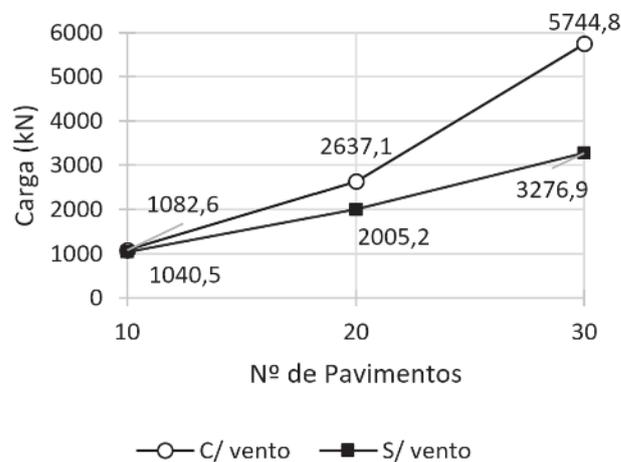


Figura 11 - Acréscimo de carga na fundação do pilar P6

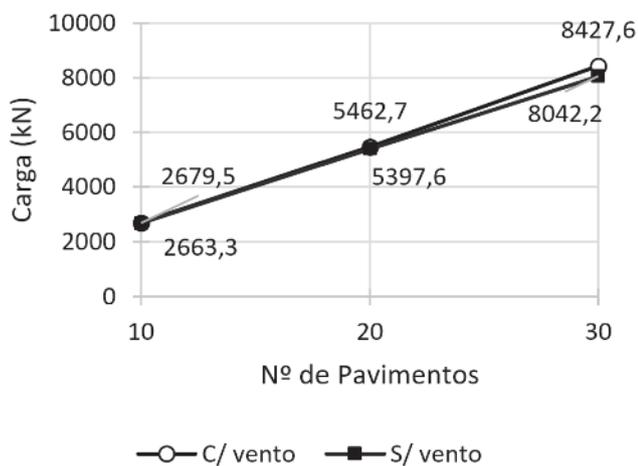
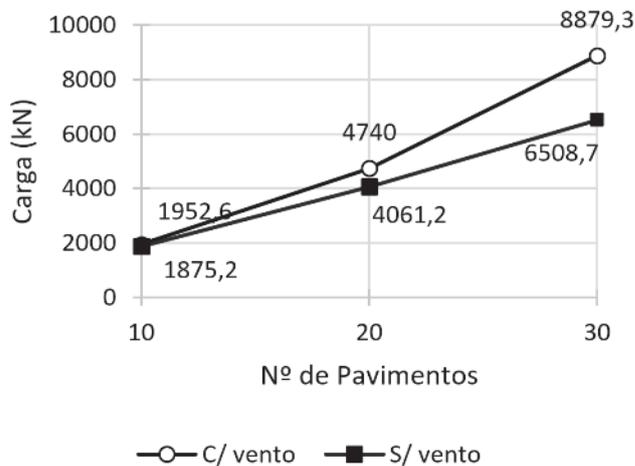


Figura 12 - Acréscimo de carga na fundação do pilar P11



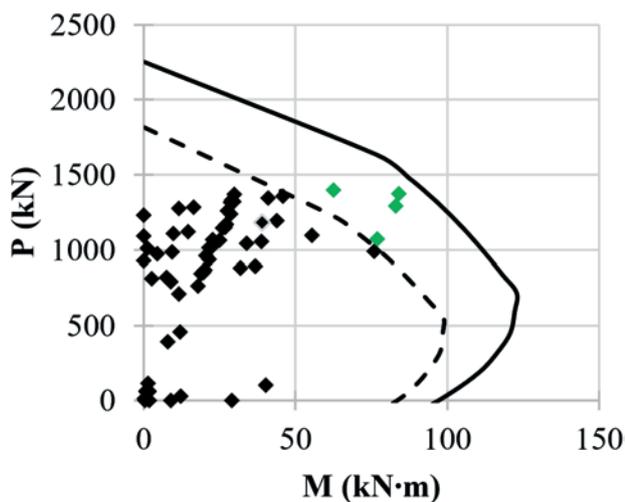
outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Para as análises deste artigo, considerou-se que o vento provocaria efeitos mais relevantes no estado limite último dos pilares. Assim, foram avaliados tanto o acréscimo nos momentos de 2ª ordem quanto a possibilidade de esgotamento da capacidade resistente dos pilares sob flexo-compressão oblíqua. A Figura 9 mostra os acréscimos nos momentos de 2ª ordem provocados pela ação do vento nas direções x e y do pórtico, conforme apresentado na Seção 2.2, evidenciando a importância de considerar corretamente em projeto as ações provocadas pelo vento. Foram observados

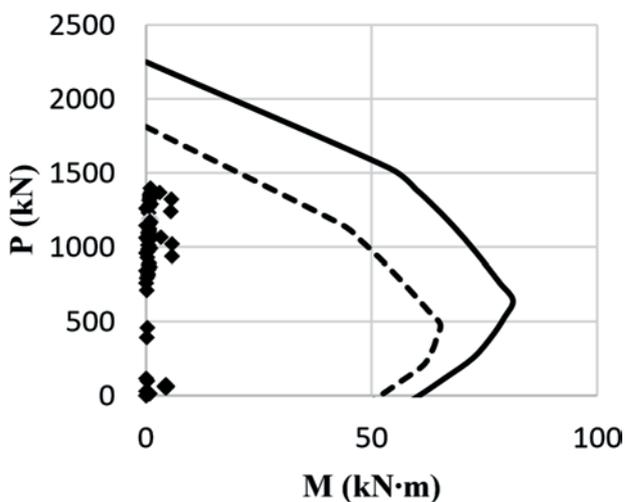
aumentos expressivos nos momentos de 2ª ordem, o que pode comprometer significativamente a segurança da estrutura.

Já as Figuras 10, 11 e 12 mostram os acréscimos de cargas nas fundações dos pilares P1, P6 e P11, respectivamente, provocados pela ação do vento. Para o pilar P6, observa-se nos 3 modelos que não houve mudanças significativas, possivelmente por se tratar de um pilar interno, sofrendo assim menor influência do vento. Porém para os pilares P1 e P11, na estrutura com 20 pavimentos, por exemplo, foram observados acréscimos na carga vertical de 31,5% e 16,7%, respectivamente, quando comparadas às situações com e sem a ação do vento. E para a mesma situação, no

Figura 13 - Envoltória do pilar P1 de 10 pavimentos

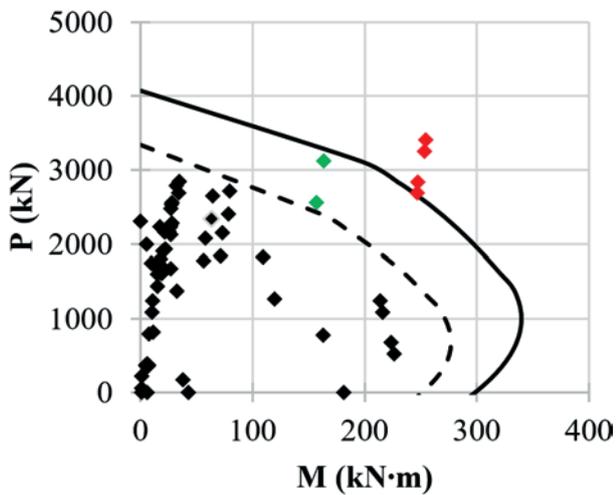


A Eixo X

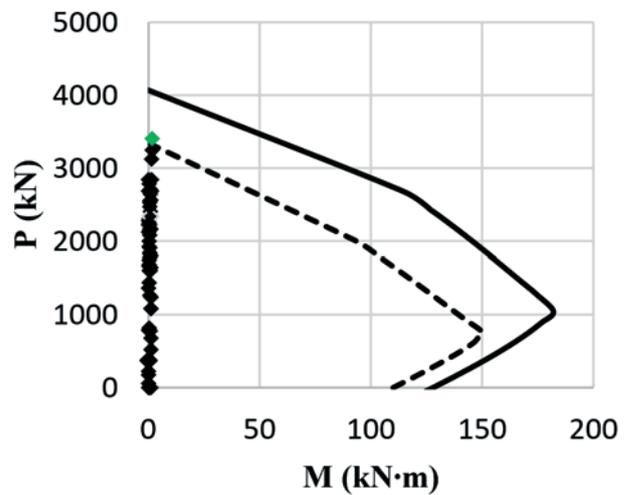


B Eixo Y

Figura 14 – Envoltória do pilar P1 de 20 pavimentos



A Eixo X

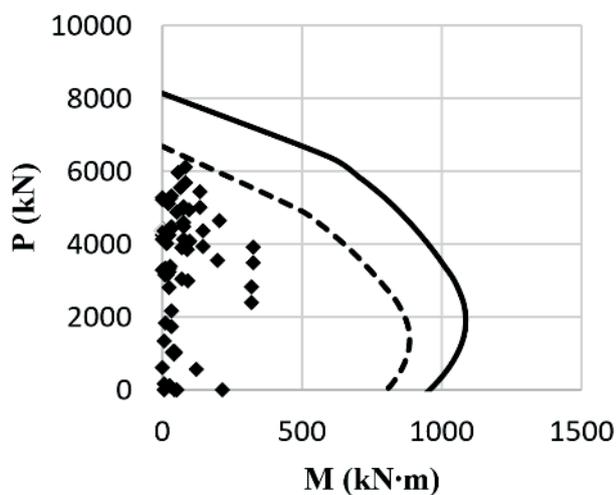


B Eixo Y

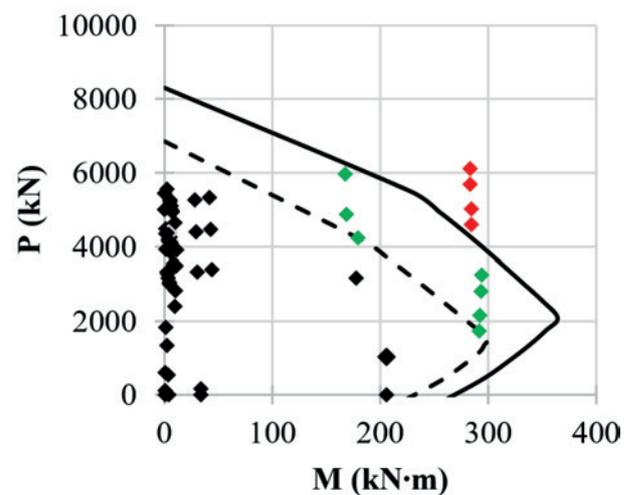
edifício com 30 pavimentos, observaram-se acréscimos de 75,3% no pilar P1 e 36,4% para o pilar P11, o que na prática poderia comprometer significativamente o nível de segurança das fundações. O nível de segurança estrutural foi avaliado de forma simplificada através da verificação da capacidade resistente dos pilares sob flexo-compressão oblíqua. Foram selecionados os pilares P1, P6

e P11 para ilustrar a resposta global e para estes elementos foram gerados os diagramas de iteração, conforme ilustrado na Figura 3. A Figura 13 mostra a envoltória de resistência para o P1 para o caso do pórtico com 10 pavimentos. Nesta e nas demais figuras, a linha tracejada indica a envoltória de cálculo, considerando os coeficientes de segurança de projeto e a linha contínua mostra a

Figura 15 – Envoltória do pilar P11 de 20 pavimentos

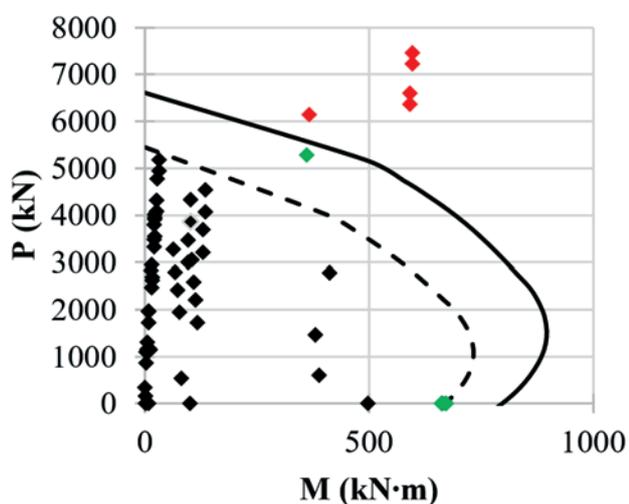


A Eixo X

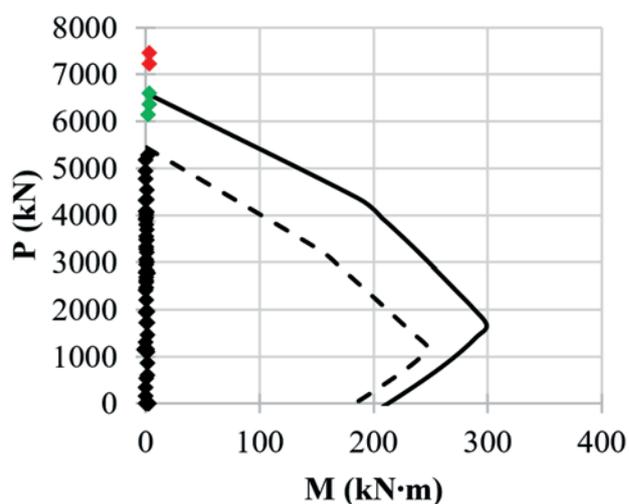


B Eixo Y

Figura 16 – Envoltória do pilar P1 de 30 pavimentos



A Eixo X



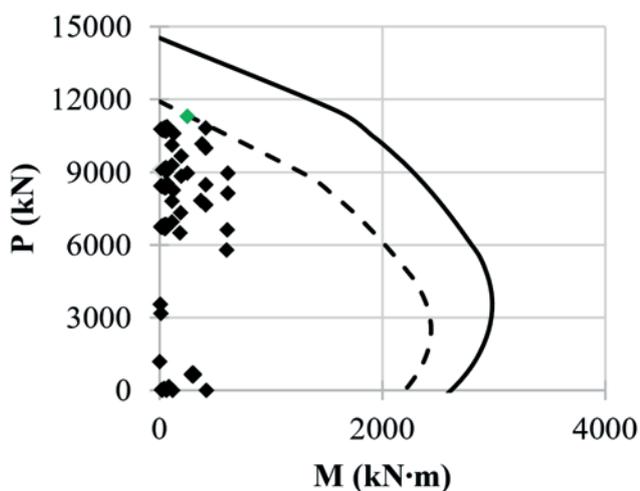
B Eixo Y

resistência considerando os valores característicos do aço e do concreto. É possível perceber que para 4 combinações das ações a solicitação de cálculo foi maior do que a resistência de cálculo. Isto indica que para estes casos de carregamento, o nível de segurança de projeto não seria satisfeito.

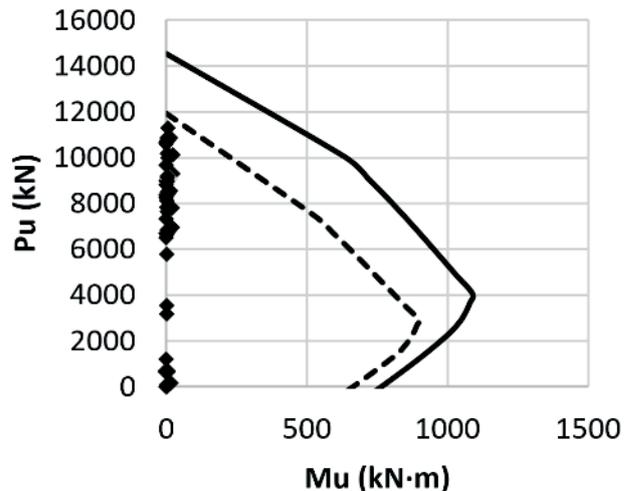
No caso do pórtico com 20 pavimentos, merecem destaque os

diagramas dos pilares P1 e P11, que apresentaram combinações de ações críticas, conforme mostrado nas Figuras 14 e 15. Na direção X do pilar P1, 4 combinações extrapolaram a resistência característica do pilar e outras 2 a de cálculo, enquanto que para a direção Y apenas 1 combinação foi maior que a resistência de projeto. Já para o pilar P11, apenas a direção Y apresentou situação

Figura 17 – Envoltória do pilar P6 de 30 pavimentos

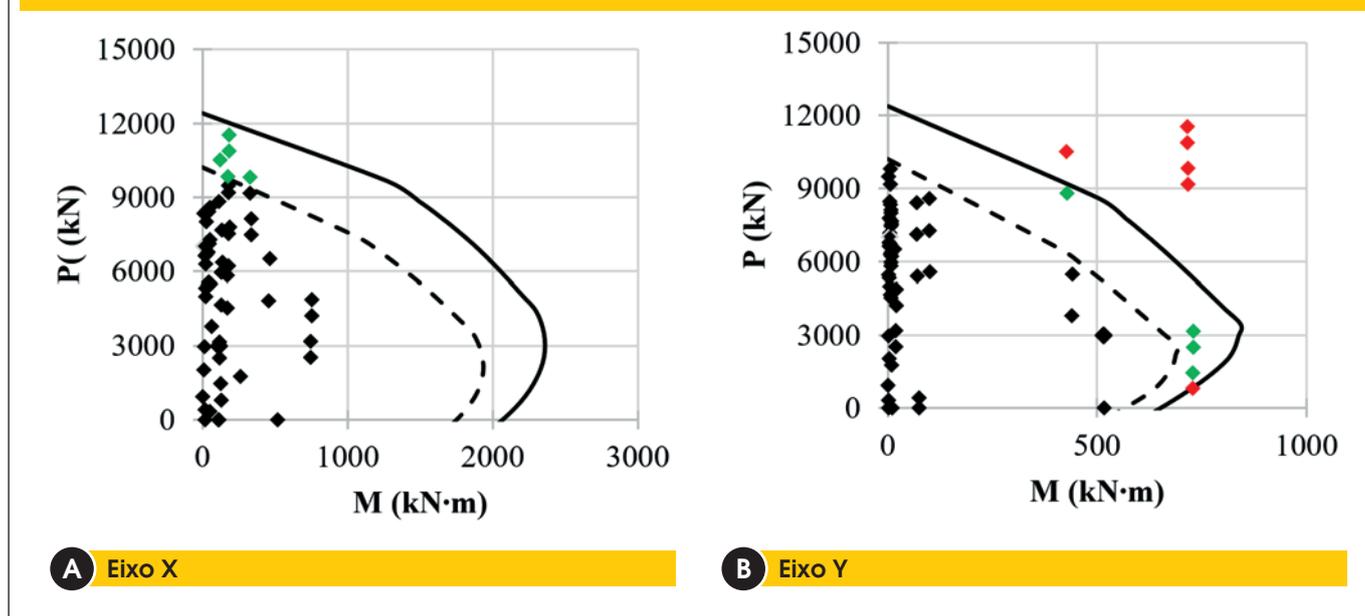


A Eixo X



B Eixo Y

Figura 18 – Envoltória do pilar P11 de 30 pavimentos



crítica, com 4 combinações resultando em solicitações superiores a resistência característica e 7 maiores que a de cálculo. Isso indica que estes pilares teriam probabilidade de ruína elevada.

Para o modelo de 30 pavimentos, observou-se que as situações mais críticas também iriam ocorrer para os pilares P1 e P11 (ver Figuras 16 e 18), enquanto que para o pilar P6 (ver Figura 17) em todos os modelos o diagrama de iteração mostrou que o nível de solicitação seria inferior à resistência de projeto. As análises realizadas para o pórtico com 30 pavimentos mostraram que também nos casos dos pilares P1 e P11 a probabilidade de ruína seria significativa. Nestes casos, de forma ainda mais grave, é possível perceber que muitos dos pontos críticos estariam relacionados como modos de ruína brusca, por esmagamento, sem que a seção dos pilares apresentasse fissuras.

5. Conclusões

Este estudo mostra de forma objetiva como a ação do vento afeta a resposta e os esforços nos pilares e nas fundações de edifícios de concreto armado. Quanto ao Estado Limite de Serviço, é possível concluir que a desconsideração da ação do vento na fase de projeto pode comprometer significativamente a rigidez e a estabilidade do edifício, mesmo para o caso de pórticos com apenas 10 pavimentos, tendo sido observados deslocamentos horizontais elevados e expressivo aumento nos efeitos de 2ª ordem. Isto poderia, na prática, comprometer o nível de conforto dos usuários, conforme destaca Kwok *et al* [22], além de gerar danos a elementos não estruturais, como alvenarias e esquadrias.

Do ponto de vista do Estado Limite Último, verificou-se expressivo aumento nas cargas nas fundações e nos esforços de pilares de borda e de canto, resultando em níveis inaceitáveis de probabilidade de ruína. No caso dos pilares do edifício com 30 pavimentos, deve-se destacar que muitas das combinações críticas estariam

relacionadas com ruínas com a seção do pilar completamente comprimida, o que não geraria qualquer indicativo de risco para os usuários. O estudo realizado apresenta algumas simplificações, bem como efeitos benéficos, tais como o aumento da rigidez provocado pelo contraventamento gerado pelas alvenarias, que neste estudo puderam ser ignorados. Ainda assim, estes resultados servem de alerta para todo o meio técnico brasileiro sobre a importância da consideração da ação do vento no projeto de estruturas de concreto.

6. Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer pelo apoio a esta e a outras pesquisas à: Universidade Federal do Pará (UFPA); ao Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia (NDAE); ao Núcleo de Modelagem Estrutural Aplicada (NUMEA); ao Campus de Tucuruí; à Eletronorte; e às Agências de fomento CNPq, CAPES e FAPESPA.

7. Referências bibliográficas

- [1] LI *et al*. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures. *Engineering Structures*, V. 33, pp. 2931–2942, 2011.
- [2] KAMARI *et al*. Reliability study and simulation of the progressive collapse of Roissy Charles de Gaulle Airport. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, V. 3, pp. 88-95, 2015. SHA, W.; MALINOV, S. Cantilever steel post damaged by wind. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, 2014, V. 2, pp. 162-168.
- [3] SCHELLHAMMER *et al*. Another Look at the Collapse of Skyline Plaza at Bailey's Crossroads, Virginia. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, V. 27(3), pp. 354-361, 2013.

- [4] KING, S.; DELATTE, N.J. Collapse of 2000 commonwealth Avenue: Punching Shear Case Study. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, V. 27 (1), pp 54-61, 2004.
- [5] GARDNER *et al.* Lessons from the Sampoong department store collapse. *Cement & Concrete Composites*, V. 24(6), pp. 523–529, 2002.
- [6] SOUZA, R.A.; ARAÚJO, M.J.S. The progressive failure of 15 balconies and the engineering techniques for their reconstruction. *Engineering Failure Analysis*, V. 18, pp. 895-906, 2011.
- [7] KALTAKCI *et al.* An investigation on failed or damaged reinforced concrete structures under their own-weight in Turkey. *Engineering Failure Analysis*, V. 14, pp. 962-969, 2007.
- [8] DYRBYE, C.; HANSEN, S.O. *Wind Loads on Structures*. JOHN WILEY & SONS, 1997.
- [9] SHA, W.; MALINOV, S. Cantilever steel post damaged by wind. *Case Studies in Engineering Failure Analysis*, V. 2, pp. 162-168, 2014.
- [10] KLINGER *et al.* Failure analysis on collapsed towers of overhead electrical lines in the region Münsterland (Germany) 2005. *Engineering Failure Analysis*, V. 18, pp. 1873-1883, 2011.
- [11] RAO *et al.* Investigation of transmission line tower failures. *Engineering Failure Analysis*, V. 17, pp. 1127-1141, 2010.
- [12] NBR 6118, Projeto de Estruturas de Concreto Armado. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2014.
- [13] NBR 6123, Forças Devidas ao Vento em Edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988.
- [14] ROSA *et al.* Wind-induced dynamics and loads in a prismatic slender building: A modal approach based on unsteady pressure measurements. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 107-108, pp. 118-130, 2012.
- [15] ELSHARAWY *et al.* Wind-induced torsional loads on low buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. V. 104-106, pp. 40-48, 2012.
- [16] NBR 5422. Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1985.
- [17] Data from ICEA, available in <http://clima.icea.gov.br/clima/index.php>.
- [18] ELSHARAWY *et al.* Torsional and shear wind loads on flat-roofed buildings. *Engineering Structures*, V. 84, pp. 313-324, 2015
- [19] FEITOSA, L.A.; ALVES, E.C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. *Ibracon Structures and Materials Journal*, V. 8, N. 2, p. 196-224, 2015.
- [20] NILSON *et al.* *Design of Concrete Structures*. McGraw-Hill, 2010.
- [21] NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2004.
- [22] KWOK *et al.* Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 97, pp. 368-380, 2009.