

Análise dinâmica não linear de edifícios altos considerando a ação não determinística do vento

Jean Carlos Mota Silva¹ e José Guilherme Santos da Silva^{1*}

¹Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PGECIV). Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Rua São Francisco Xavier, Nº 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil. E-mail: jgss@uerj.br

Nonlinear dynamic analysis of tall buildings considering the wind nondeterministic action

Resumo

Nas últimas décadas, os avanços tecnológicos da construção civil têm impulsionado o projeto e a construção de edifícios altos em diversos países. Contudo, o aumento da esbelteza do projeto estrutural tem sido crucial para a redução dos valores das frequências naturais e dos níveis de amortecimento, gerando em determinadas situações, vibrações excessivas e desconforto humano. Um aspecto geralmente desconsiderado na prática de projeto está relacionado ao efeito da não linearidade geométrica sobre a resposta estrutural dos edifícios. Assim sendo, esta investigação objetiva avaliar o comportamento estrutural dinâmico de um edifício constituído por estrutura mista (aço e concreto) de 48 pavimentos e 172,8 m de altura submetido às ações não determinísticas do vento, incluindo na análise os efeitos da não linearidade geométrica. Os resultados alcançados nesta investigação indicam diferenças relevantes quando o efeito da não linearidade geométrica é incluído na avaliação da resposta dinâmica da estrutura.

Palavras-chave: edifícios altos, não linearidade geométrica, análise dinâmica de edifícios.

Abstract

In recent decades, technological advances in civil construction have driven the project and construction of tall buildings in several countries. However, the structural design slenderness increasing has been crucial for reducing the natural frequencies values and the damping levels generating, in some situations, excessive vibrations and human discomfort. An aspect generally disregarded in design practice is related to the geometric nonlinearity effect on the buildings structural response. Therefore, this investigation aims to evaluate the dynamic structural behaviour of a building composed of mixed structure (steel and concrete) with 48 floors and 172.8 m height, when subjected to wind nondeterministic actions, including in the analysis the geometric non-linearity effects. In this investigation, the found results indicate relevant differences when the geometric nonlinearity effect is included in structure dynamic response assessment.

Keywords: tall buildings, geometric nonlinearity, buildings dynamic analysis.

* autor correspondente

1 Introdução

A ação das forças de vento sobre edificações nunca foi um problema para construções baixas e com muita massa, compostas por paredes de alvenaria espessas, mas passou a ser, em medida crescente, quando estas edificações se tornaram mais altas e esbeltas e os sistemas estruturais compostos por materiais cada vez mais leves (BLESSMANN, 2001).

Avanços tecnológicos atrelados a um cenário econômico favorável propiciaram nos últimos anos a disseminação da construção de edifícios altos em diversos países, como por exemplo, nos Estados Unidos, China, Malásia e Emirados Árabes Unidos (SILVA, 2022; BASTOS, 2020). Essa tendência também ganhou ênfase no Brasil, onde a disseminação de edifícios altos teve início em Balneário Camboriú (SC) e continuou em Goiânia (GO) e João Pessoa (PB), com a construção de muitos edifícios com altura superior a 200 metros (SILVA, 2022; BASTOS, 2020). Como exemplo, cita-se a cidade de Balneário Camboriú (SC), que possui vários edifícios com mais de 150 metros de altura, como pode ser observado na Figura 1.



Figura 1 - Edifícios altos em Balneário Camboriú (Santa Catarina/SC, Brasil).

Atualmente, os projetos de edifícios altos utilizam cada vez mais sistemas estruturais simples e esbeltos, que promovem maior velocidade na construção, redução de custos e flexibilidade para a utilização dos espaços construídos (SILVA, 2022; BARBOZA, 2016).

Por outro lado, há uma redução nas frequências naturais dessas estruturas, gerando maior sensibilidade aos efeitos das ações dinâmicas do vento, sendo, portanto, o conforto humano, frequentemente o critério que prevalece para o projeto estrutural (FERREIRA, 2008).

A resposta dinâmica de edifícios altos devido à ação do vento em ambiente urbano tem sido exaustivamente estudada por diversos pesquisadores desde 1930, porém há ainda muitas lacunas no entendimento do fenômeno devido a sua complexidade e ao grande número de variáveis envolvidas (BÊNIA, 2013). Nesse contexto, um fator que exerce influência em conjunto com a ação aleatória do vento em edifícios altos é o efeito da não linearidade geométrica.

O comportamento estrutural da maioria das estruturas não deve ser considerado simplesmente linear, especialmente sob condições severas de carregamento. É precisamente sob essas severas condições de carregamento que uma análise estrutural linear é considerada inadequada e uma análise não linear mais elaborada deve ser realizada (CORELHANO, 2010).

Os efeitos devidos a não linearidade geométrica são aqueles decorrentes da mudança de posição do sistema estrutural no espaço (SILVA, 2014). Esses efeitos são determinados por meio de uma análise em que a estrutura é considerada em sua condição de equilíbrio final. Em projetos de edifícios altos, deve-se estar atento ao problema da não linearidade geométrica quando a estrutura é carregada simultaneamente por carregamentos verticais e por ações horizontais (efeitos da ação do vento) (SILVA, 2014). Isso porque o carregamento vertical atuando sobre a estrutura deslocada (estrutura deformada) pode vir a ocasionar o surgimento e, ainda, o aumento dos valores dos esforços atuantes no sistema. Em estruturas rígidas, esses efeitos são pequenos e podem ser desprezados, porém, em estruturas flexíveis, tais efeitos tornam-se significativos e devem ser considerados (PINTO, 1997).

As forças de vento aplicadas usualmente nos projetos estruturais são de natureza puramente estática. Tendo em vista, que se trata de uma excitação de propriedade tipicamente dinâmica, tal consideração torna-se questionável. Dessa forma, como as ações dinâmicas estão associadas à ação não determinística ou randômica do vento,

um tratamento estatístico adequado torna-se necessário para representar a ação do vento sobre edifícios altos (SILVA, 2018).

Assim sendo, este trabalho de pesquisa objetiva investigar a resposta estrutural dinâmica de edifícios altos quando submetidos às ações não determinística das forças de vento, com base na inclusão dos efeitos da não linearidade geométrica, considerando a realização de um tratamento estatístico adequado dos resultados obtidos da análise dinâmica. Deste modo, investiga-se o comportamento estrutural dinâmico não determinístico e não linear de um edifício constituído por estrutura mista (aço e concreto) de 48 pavimentos, dimensões em planta de 45 m por 32 m e 172,8 m de altura. O modelo numérico do edifício foi desenvolvido com base no uso de técnicas usuais de modelagem e discretização presentes no Método dos Elementos Finitos (MEF), e implementadas no programa ANSYS (ANSYS, 2010). Assim sendo, são efetuadas análises dinâmicas para avaliação da resposta estrutural do edifício (frequências naturais, modos de vibração, deslocamentos e acelerações), a fim de se investigar os estados limites de serviço (vibrações excessivas e conforto humano) quando da inclusão dos efeitos da não linearidade geométrica.

2 Modelagem Matemática Não Determinística das Forças de Vento

As propriedades do vento são instáveis, apresentam variação aleatória, e a modelagem determinística torna-se inadequada. Assim sendo, para gerar séries temporais representativas das forças dinâmicas não determinísticas, assume-se que o fluxo do vento é unidirecional, estacionário e homogêneo. Isso implica que a direção do fluxo principal é constante no tempo e no espaço e que as características estatísticas do vento não mudam quando o período de simulação é realizado (OBATA, 2009).

Nesta investigação, as forças dinâmicas do vento são calculadas pela soma de duas parcelas: parcela turbulenta (força dinâmica não determinística) e parcela estática (força média do vento). A parte turbulenta do vento é decomposta em um número finito de funções harmônicas com ângulos de fase determinados aleatoriamente (SILVA, 2022; BASTOS, 2020; SILVA, 2018; BARBOZA, 2016). A amplitude de cada harmônico é obtida com base no uso do Espectro de Potência de Kaimal, como observado na Figura 2.

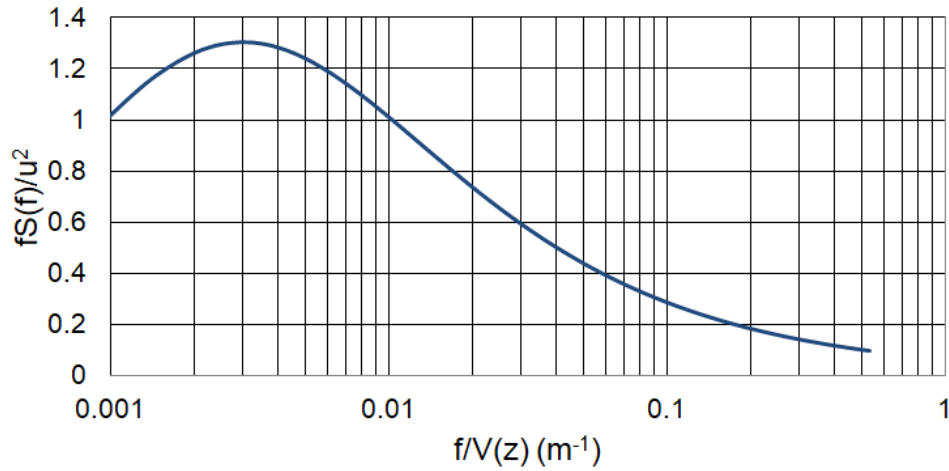


Figura 2 - Espectro de Potência de Kaimal.

Este trabalho de pesquisa adota o Espectro de Potência Kaimal por considerar o efeito da altura do edifício sobre a resposta dinâmica (BASTOS, 2020). O espectro de energia é calculado com base na utilização das Equações (1) e (2). A velocidade de atrito u^* é obtida via emprego da Equação (3).

$$\frac{f S^V(f, z)}{u^{*2}} = \frac{200x}{(1+50x)^{5/3}} \quad (1)$$

$$x(f, z) = \frac{f z}{\bar{V}_z} \quad (2)$$

$$u^* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln(z/z_0)} \quad (3)$$

f : frequência do harmônico ressoante (Hz);

S^V : densidade espectral da parte longitudinal turbulenta do vento (m^2/s);

z : altura (m);

x : frequência adimensional;

u^* : velocidade de atrito (m/s);

$\bar{V}_z$: velocidade média do vento em relação à altura (m/s);

K : constante de Karmán igual a 0,4;

z_0 : comprimento da rugosidade (m).

A parcela turbulenta (parcela dinâmica) da velocidade do vento é simulada com base em um processo aleatório ergódico fracamente estacionário, obtido a partir da soma de um número finito de harmônicos, e calculada por meio da Equação (4).

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (4)$$

N: número de divisões do espectro de potência;

Δf : incremento de frequência (Hz);

θ : ângulo de fase aleatório uniformemente distribuído na faixa de $[0-2\pi]$;

t: tempo(s).

Neste trabalho de pesquisa, assume-se que a pressão do vento atuando sobre o edifício é diretamente função da velocidade conforme o modelo clássico de Davenport (SILVA, 2022; BASTOS, 2020). Desta forma, a pressão do vento pode ser calculada de acordo com a Equação (5). Com base no valor da pressão dinâmica do vento atuando sobre a edificação, torna-se possível calcular a força dinâmica do vento ao longo do tempo $F(t)$, atuante sobre as fachadas da estrutura, via emprego da Equação (6).

$$q(t) = 0.613 [\bar{V} + v(t)]^2 \quad (5)$$

$$F(t) = C_{ai} q(t) A_i \quad (6)$$

$q(t)$: pressão dinâmica do vento (N/m^2);

$\bar{V}$: parte média da velocidade do vento (m/s);

$F(t)$: força dinâmica do vento ao longo do tempo (N);

C_{ai} : coeficiente de arrasto na direção “i”;

A_i : é a área frontal da superfície na região “i” (m^2).

O coeficiente de arrasto C_a depende das relações de geometria entre as dimensões da estrutura e pode ser determinado via NBR 6123 (NBR 6123, 1988). Desenvolvendo-se as Equações (5) e (6) (parcelas estática e dinâmica do vento), obtém-se a Equação (7).

$$F(t) = 0.613 C_{ai} A_i \left[\bar{V}_0 \left(\frac{z}{z_0} \right)^p + \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \right]^2 \quad (7)$$

$\bar{V}_0$: velocidade básica do vento (m/s);

p: expoente do potencial da lei da variação do fator S_2 (NBR 6123, 1988).

3 Projeto Estrutural do Edifício Investigado

O edifício investigado neste estudo é formado por uma estrutura mista (aço e concreto) possuindo 48 andares, cada andar possui pé-direito de 3,6 m, totalizando 172,8 m de altura. A edificação possui dimensões de 45 m de comprimento por 32 m de largura (em planta), e um núcleo central com dimensões de 27 m x 9 m, de acordo com as Figuras 3 a 5. As vigas principais são compostas por perfis laminados de aço do tipo W460x106 e as vigas secundárias por perfis laminados do tipo W410x60.



Figura 3 - Projeto estrutural do pavimento tipo do edifício (H = 172,8 m).

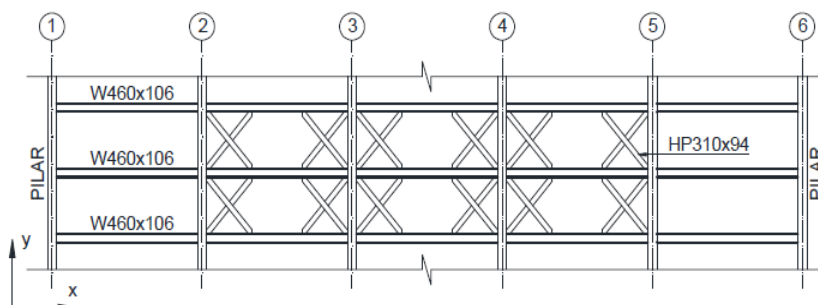


Figura 4 - Sistema de travamento lateral do modelo: vista frontal.

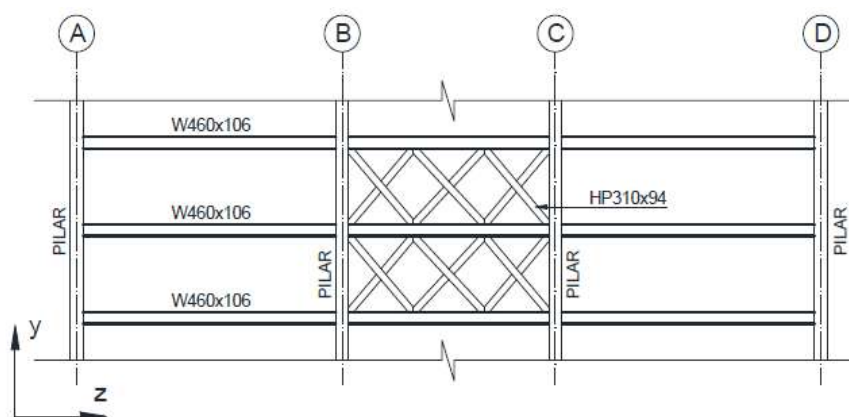


Figura 5 - Sistema de travamento lateral do sistema: vista lateral.

O aço utilizado é do tipo ASTM A572, grau 50. A laje de concreto possui espessura de 15 cm, e os pilares são compostos por perfis HD, aço do tipo ASTM A913, grau 60, com seções variando ao longo da altura, conforme apresentado na Tabela 1 (SILVA, 2022; BASTOS, 2020). O núcleo central do edifício apresenta diagonais de travamento em X com perfis do tipo HP 310x94, de acordo com as Figuras 4 e 5.

Tabela 1 - Perfis laminados dos pilares do edifício.

Pavimentos	Pilares do núcleo central	Pilares de fachada
1º ao 10º	HD400x990	HD400x551
11º ao 20º	HD400x818	HD400x382
21º ao 30º	HD400x667	HD320x245
31º ao 40º	HD400x421	HD260x172
41º ao 48º	HD400x187	HD260x114

O concreto utilizado no modelo possui resistência à compressão (f_{ck}) igual a 30 MPa, módulo de elasticidade (E_{cs}) igual a 26 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. O aço utilizado possui resistência característica (f_y) de 345 MPa, módulo de elasticidade (E_s) de 205 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e peso específico (γ_c) de 78,5 kN/m³.

4 Modelagem Numérica em Elementos Finitos

O modelo estrutural foi investigado utilizando-se o programa ANSYS (ANSYS, 2010), via emprego de técnicas usuais de discretização associadas ao Método dos Elementos Finitos (MEF). Este modelo de elementos finitos satisfaz o estudo de convergência de malha realizado anteriormente (SILVA, 2022; BASTOS, 2020). Em relação à modelagem numérica, as vigas e os pilares de aço são representados com base no uso dos

elementos finitos tridimensionais BEAM44 (ANSYS, 2010), em que são considerados os efeitos de flexão e torção. As lajes de concreto do edifício são simuladas por meio de elementos finitos de casca, via emprego do elemento SHELL63 (ANSYS, 2010).

A interação completa entre as lajes de concreto e as vigas de aço foi considerada no estudo, ou seja, os nós do modelo numérico são acoplados de maneira a impedir a ocorrência de deslizamentos. Considera-se que os materiais, aço e concreto, possuem comportamento linear, elástico e todas as seções do modelo permanecem planas no estado deformado. Os apoios da edificação foram considerados como sendo rígidos, representados a partir da restrição dos deslocamentos translacionais em relação às direções globais X, Y e Z e rotações livres em torno dos referidos eixos. O modelo numérico desenvolvido para o edifício em estudo possui 87.188 nós, 59.616 elementos e 520.908 graus de liberdade, conforme Figura 6.

A estratégia para obtenção da resposta estrutural dinâmica não linear do edifício investigado utiliza o método de Newton-Raphson para solução do sistema de equações não lineares em conjunto com o método de Newmark para a integração das equações de movimento do sistema ao longo do tempo (método implícito), que apesar de ser mais caro sob o ponto de vista computacional é o mais adequado em função da não linearidade do problema. A não linearidade geométrica do modelo é considerada via emprego da Formulação Lagrangiana Total, que permite grandes deslocamentos e rotações (REMALA, 2005).

Em mecânica das estruturas, um problema é dito como não linear se a matriz de rigidez ou o vetor de força dependem dos deslocamentos. A matriz de rigidez efetiva é dada pela Equação (8), que depende da matriz de rigidez da estrutura (REMALA, 2005).

$$[K]^{\text{eff}} = a_0[M] + a_1[C] + [K] \quad (8)$$

$[K]^{\text{eff}}$: matriz de rigidez efetiva;

$[M]$: matriz de massa;

$[C]$: matriz de amortecimento;

$[K]$: matriz de rigidez;

a_0 e a_1 : parâmetros numéricos de integração das equações de equilíbrio.

Nos modelos lineares, a matriz de rigidez efetiva permanece constante ao longo de todos os passos da análise, a menos que o intervalo de tempo seja alterado. Para os modelos não lineares, a rigidez efetiva é modificada para cada intervalo de tempo e depende dos deslocamentos. Na análise não linear, a matriz de rigidez efetiva pode ser escrita como apresentado na Equação (9) (REMALA, 2005).

$$[K]^{\text{eff}} = a_0[M] + a_1[C] + [K_T] \quad (9)$$

$[K_T]$: matriz de rigidez tangente.

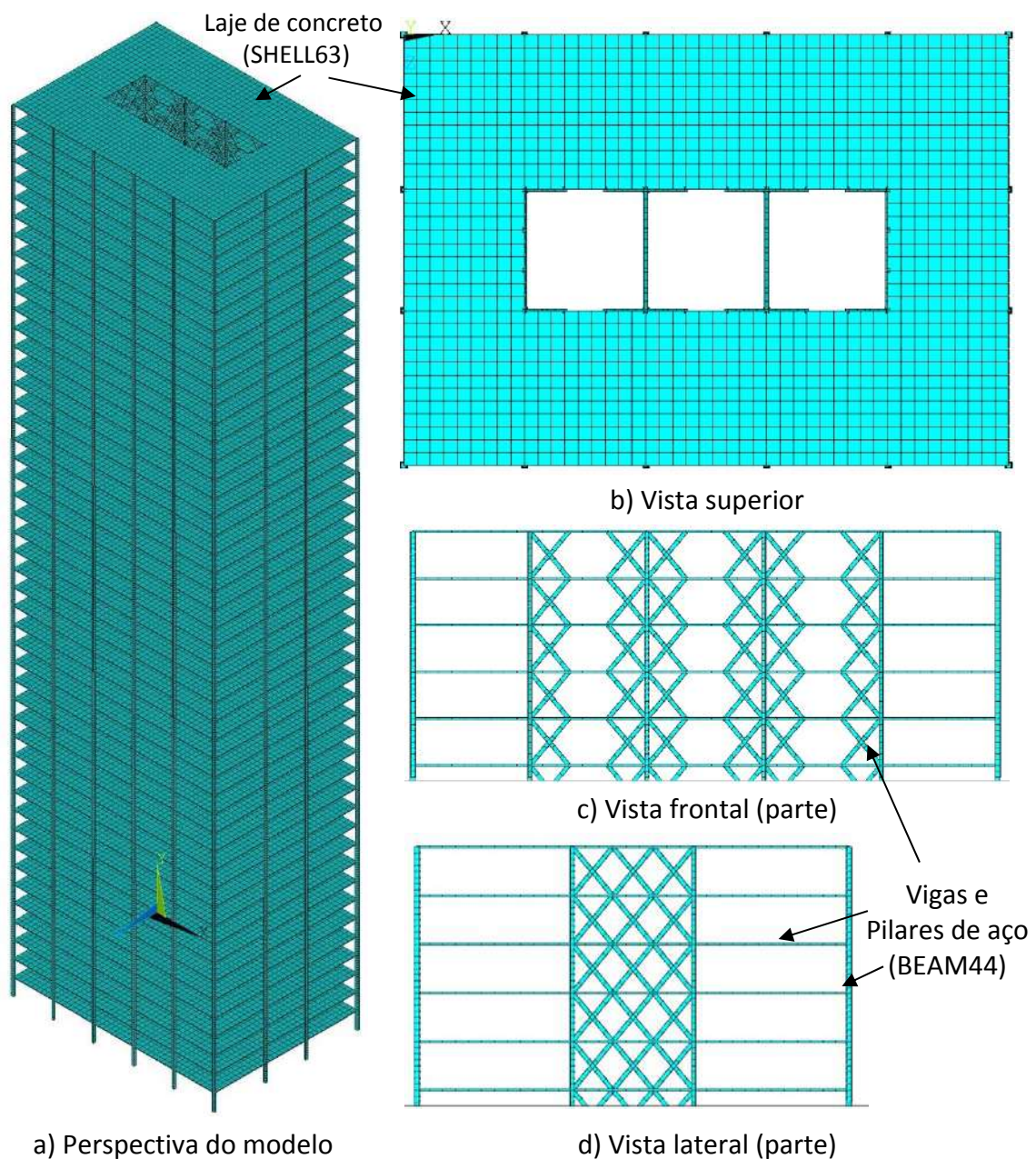


Figura 6 - Modelo em elementos finitos do edifício: H = 172,8 m.

5 Análise Modal: Autovalores e Autovetores

As frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) da estrutura foram obtidos com base no emprego de métodos numéricos de extração (análise modal), a partir de uma análise de vibração livre, empregando-se o programa computacional ANSYS (ANSYS, 2010).

Nesta investigação foi realizada a análise modal convencional (análise modal linear), na qual não há aplicação de força sobre a estrutura. Além disso, foi realizada também a análise modal não linear, ou seja, com base na utilização de forças de pré-esforço. Destaca-se que para a análise modal não linear (pré-esforçada), que objetiva a avaliação dos efeitos da não linearidade geométrica sobre os autovalores e autovetores do edifício, considera a estrutura em sua posição deformada.

As forças empregadas para impor a condição deformada do edifício foram as usuais de projeto (peso próprio, cargas permanentes, sobrecargas e forças estáticas de vento). Para o cálculo das forças de vento, foram considerados intervalos de 5 m/s, iniciando-se em 5 m/s até 45 m/s, que abrangem boa parte das faixas das velocidades básicas do vento presentes na NBR 6123 (NBR 6123, 1988).

As cinco primeiras frequências naturais do edifício são exibidas da Tabela 2 e os quatro primeiros modos de vibração são ilustrados na Figura 7. Os modos de vibração indicam a tendência de vibração da estrutura, sendo que a cor vermelha indica a amplitude modal máxima e a azul se refere a amplitude mínima. Destaca-se que foram apresentados apenas os modos de vibração da análise modal linear, uma vez que apesar das diferenças existentes sobre os valores das frequências naturais do sistema, os modos de vibração mantiveram-se inalterados (análise modal linear e não linear).

Tabela 2 - Análise modal linear e não linear: frequências naturais do edifício.

Frequência (Hz)	Linear		Não Linear								
			V ₀ (m/s)								
	-										
	-	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
f ₀₁	0,165	0,140	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	
f ₀₂	0,187	0,171	0,171	0,171	0,171	0,170	0,170	0,170	0,169	0,169	
f ₀₃	0,194	0,182	0,182	0,182	0,182	0,182	0,182	0,182	0,182	0,182	
f ₀₄	0,559	0,529	0,529	0,529	0,529	0,529	0,529	0,528	0,528	0,528	
f ₀₅	0,570	0,547	0,547	0,547	0,547	0,547	0,547	0,547	0,547	0,547	

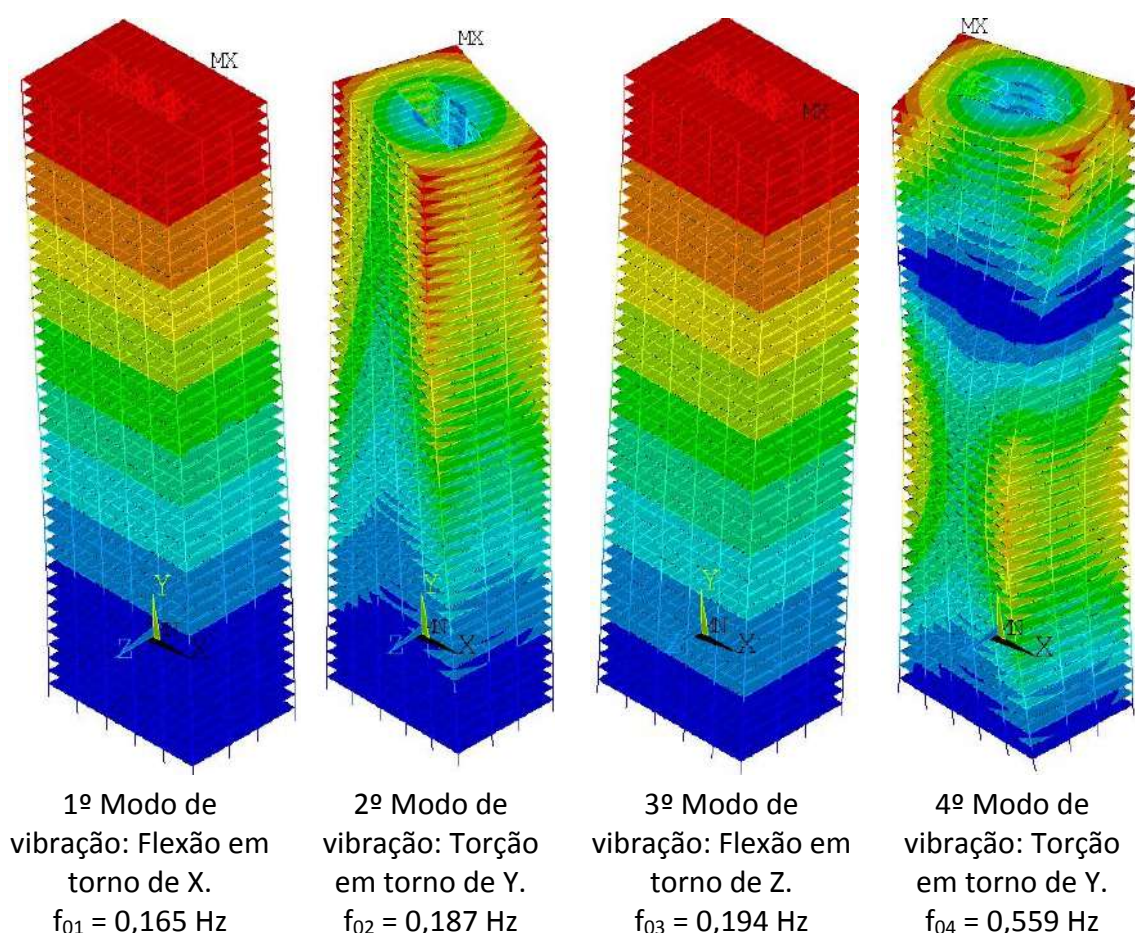


Figura 7 - Modos de vibração do edifício investigado.

Verifica-se que o valor da frequência fundamental do edifício investigado na análise modal linear é igual a 0,165 Hz ($f_{01} = 0,165 \text{ Hz}$), da ordem de 10% superior ao valor calculado na análise modal não linear ($f_{01} = 0,150 \text{ Hz}$). Tal fato é relevante, pois além da redução do valor das frequências naturais da estrutura, devido aos efeitos de não linearidade geométrica, de acordo com a norma brasileira de projeto NBR 6123 (NBR 6123, 1988), edificações com valores de frequências naturais inferiores a 1 Hz, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar resposta flutuante relevante na direção do vento, com indicativo de ocorrência de vibrações excessivas.

6 Análise Dinâmica Não Determinística

Considerando-se o desenvolvimento da metodologia de análise para avaliação da resposta estrutural dinâmica do edifício, além das cargas verticais usuais de projeto, a ação dinâmica não determinística do vento foi aplicada sobre a fachada da estrutura [direção Z do modelo numérico: ver Figura 3]. Com referência a análise dinâmica da estrutura, os valores dos deslocamentos translacionais horizontais são obtidos nas

seções estruturais de topo do edifício ($H = 172,8$ m), e para as acelerações máximas estes são calculados no piso do último andar da edificação ($H = 169,2$ m). Neste trabalho foram desenvolvidas dois tipos de análise (vibração forçada): lineares e não lineares geométricas. Além disso, foram geradas 20 séries de carregamento dinâmico não determinístico de vento, utilizadas para o tratamento estatístico da resposta. A Tabela 3 apresenta os parâmetros utilizados para a geração das séries de vento.

Tabela 3 - Parâmetros utilizados para gerar as séries de vento não determinísticas.

Parâmetros de projeto da NBR 6123 (NBR 6123, 1988)	Parâmetros utilizados
Velocidade básica do vento (V_0)	35 m/s
Categoria do terreno	IV
Tempo de recorrência	10 anos
Fator Topográfico (S_1)	1
Parâmetros para o fator de rugosidade (S_2)	$b = 0,84$, $p = 0,135$ e $Fr=0,69$
Fator Estatístico (S_3)	0,78
Duração da análise dinâmica	600 segundos
Tempo de incremento	0,1 segundos

Uma vez que as ações dinâmicas do vento consideradas neste trabalho de pesquisa possuem características não determinísticas, não é possível prever a resposta da estrutura em um determinado instante de tempo. Uma resposta confiável pode ser obtida através de um tratamento estatístico apropriado por meio da Equação (10).

Considerando que a resposta estrutural dinâmica apresenta uma distribuição normal, e com base no cálculo da média (μ) e também do desvio padrão (σ), é possível obter o valor característico ($U_{95\%}$), que corresponde a uma confiabilidade de 95%, o que significa que apenas 5% dos valores amostrados excederão esse valor (CHÁVEZ, 2006).

$$U_{95\%} = 1.65 \sigma + \mu \quad (10)$$

$U_{95\%}$: valor genérico característico da resposta dinâmica da estrutura;

σ : desvio padrão;

μ : media estatística.

Os valores máximos dos deslocamentos horizontais e das acelerações horizontais foram calculados para cada uma das 20 séries de carregamento, sendo realizado um estudo de convergência dos resultados numéricos da análise estrutural dinâmica, no intuito de se verificar a importância da utilização de um número adequado de séries de

vento não determinístico, para a obtenção de resultados consistentes. A convergência dos valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais, determinados na fase permanente (*steady-state*) da resposta da estrutura, no topo do edifício, e a convergência dos valores de acelerações horizontais calculadas no último andar da edificação, são ilustradas nas Figuras 8 e 9, respectivamente.

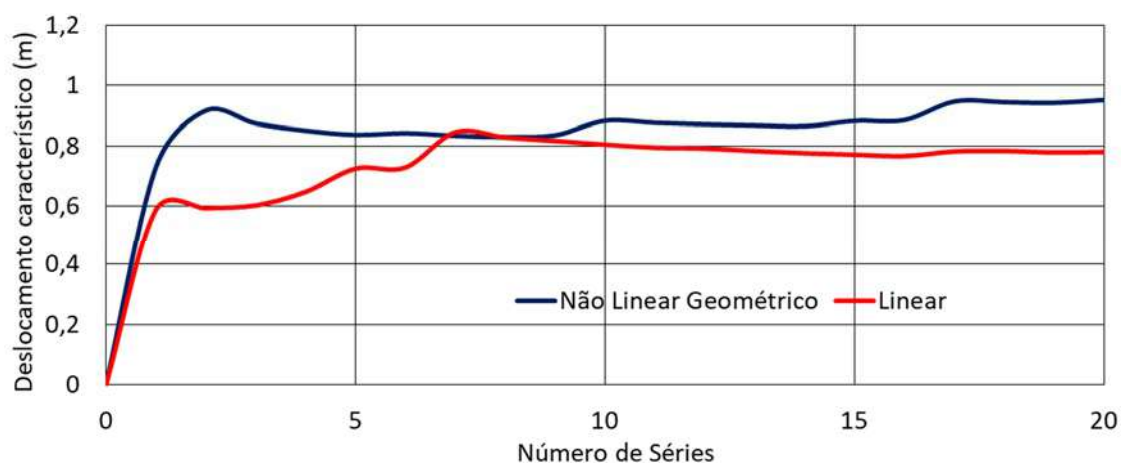


Figura 8 - Convergência numérica dos deslocamentos translacionais horizontais.

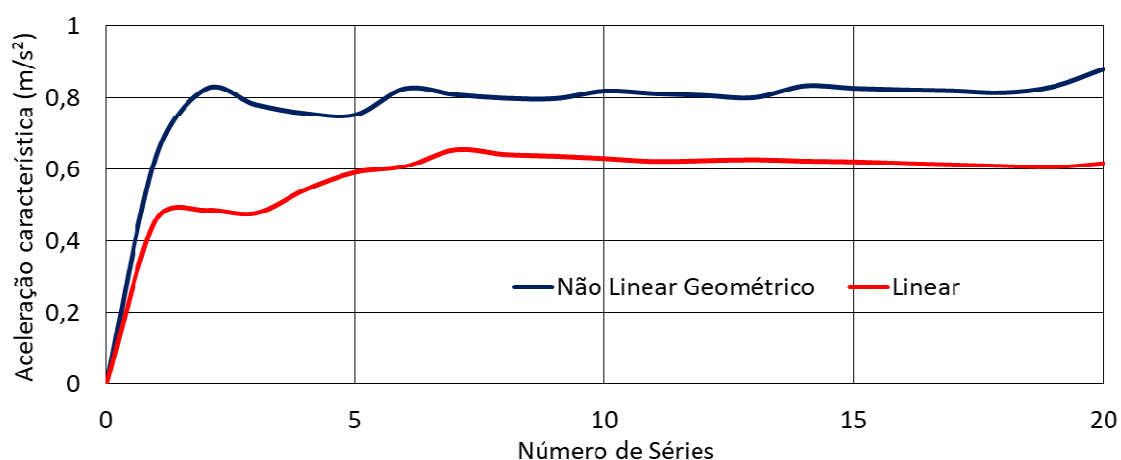


Figura 9 - Convergência numérica dos valores das acelerações.

Os resultados da análise dinâmica linear e não linear geométrica, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações, são apresentados nas Tabelas 4 e 5. Objetivando-se avaliar o efeito da não linearidade geométrica sobre o comportamento estrutural do edifício na fase permanente da resposta do sistema (*steady-state*) foram calculados os valores da média, média quadrática (RMS), valores de pico; e, também, a média dos dez valores de pico mais representativos da resposta dinâmica do sistema.

O estudo de convergência numérica foi realizado para o edifício em estudo e os resultados obtidos nas análises lineares e não lineares geométricas, de forma geral, apresentaram o mesmo comportamento para a resposta dinâmica do modelo.

Tabela 4 - Deslocamentos horizontais (m): H = 172,8 m; direção Z (ver Figura 3).

Séries	Não Linear Geométrica				Linear				% (NLG/L)			
	RMS	Pico	10 Picos	Média	RMS	Pico	10 Picos	Média	RMS	Pico	10 Picos	Média
1	0,29	0,73	0,72	0,24	0,22	0,59	0,57	0,18	29	24	26	32
2	0,30	0,84	0,82	0,24	0,23	0,58	0,57	0,19	27	45	43	24
3	0,29	0,73	0,72	0,24	0,22	0,55	0,54	0,19	30	32	33	25
4	0,29	0,73	0,72	0,24	0,23	0,64	0,62	0,19	27	14	17	28
5	0,30	0,75	0,74	0,24	0,25	0,72	0,70	0,20	21	4	6	22
6	0,30	0,80	0,79	0,24	0,25	0,67	0,65	0,20	20	20	21	22
7	0,30	0,72	0,71	0,25	0,23	0,88	0,85	0,19	29	-18	-17	31
8	0,28	0,77	0,76	0,22	0,22	0,58	0,58	0,19	26	31	32	21
9	0,32	0,81	0,79	0,26	0,24	0,65	0,63	0,20	36	24	25	33
10	0,30	0,92	0,89	0,24	0,21	0,61	0,60	0,17	41	51	49	41
11	0,28	0,75	0,73	0,23	0,23	0,57	0,56	0,20	21	32	31	15
12	0,27	0,77	0,76	0,23	0,23	0,68	0,66	0,19	17	13	15	18
13	0,28	0,70	0,69	0,23	0,23	0,60	0,58	0,19	21	18	19	20
14	0,26	0,69	0,68	0,22	0,24	0,60	0,60	0,20	9	14	14	10
15	0,30	0,89	0,87	0,23	0,22	0,64	0,62	0,18	35	39	39	31
16	0,30	0,83	0,81	0,25	0,23	0,54	0,53	0,19	31	55	54	27
17	0,30	1,06	1,04	0,23	0,24	0,77	0,76	0,19	27	37	38	22
18	0,26	0,65	0,64	0,22	0,23	0,70	0,69	0,19	11	-8	-8	14
19	0,31	0,82	0,81	0,26	0,23	0,61	0,61	0,19	31	34	33	34
20	0,28	0,92	0,89	0,23	0,23	0,70	0,69	0,19	25	30	29	25
μ	0,29	0,79	0,78	0,24	0,23	0,64	0,63	0,19	26	23	23	25
σ	0,01	0,10	0,09	0,01	0,01	0,08	0,08	0,01	65	17	16	57
U _{95%}	0,31	0,95	0,93	0,26	0,25	0,78	0,76	0,20	28	22	22	26

Tabela 5 - Acelerações horizontais (m/s²): H = 169,2 m; direção Z (ver Figura 3).

Séries	Não Linear Geométrica				Linear				% (NLG/L)			
	RMS	Pico	10 Picos	Média	RMS	Pico	10 Picos	Média	RMS	Pico	10 Picos	Média
1	0,19	0,63	0,58	0,16	0,15	0,46	0,40	0,12	30	38	43	27
2	0,22	0,75	0,67	0,18	0,16	0,42	0,40	0,14	33	79	70	29
3	0,19	0,63	0,58	0,16	0,15	0,45	0,42	0,12	29	41	36	30
4	0,19	0,63	0,58	0,16	0,15	0,53	0,50	0,12	31	20	15	33
5	0,19	0,56	0,51	0,15	0,17	0,57	0,54	0,13	10	-1	-5	16
6	0,22	0,82	0,73	0,17	0,17	0,57	0,54	0,14	27	44	36	23
7	0,21	0,60	0,58	0,18	0,16	0,64	0,63	0,11	32	-6	-8	53
8	0,21	0,67	0,63	0,16	0,15	0,48	0,45	0,12	33	38	38	32
9	0,24	0,71	0,64	0,20	0,15	0,54	0,50	0,12	54	31	27	60
10	0,22	0,79	0,75	0,17	0,13	0,43	0,41	0,10	64	86	83	64
11	0,19	0,58	0,54	0,15	0,15	0,47	0,44	0,12	27	25	23	32
12	0,19	0,69	0,62	0,15	0,15	0,56	0,53	0,12	22	23	16	20
13	0,19	0,58	0,55	0,16	0,16	0,57	0,54	0,13	19	3	2	19
14	0,19	0,85	0,71	0,15	0,16	0,52	0,49	0,13	15	64	45	15
15	0,22	0,66	0,62	0,18	0,15	0,54	0,51	0,12	48	23	21	45
16	0,23	0,69	0,62	0,18	0,14	0,48	0,45	0,11	60	43	37	64
17	0,21	0,70	0,66	0,17	0,16	0,50	0,48	0,12	33	40	39	35
18	0,16	0,61	0,53	0,13	0,16	0,46	0,45	0,13	2	31	17	-2
19	0,23	0,83	0,78	0,18	0,16	0,49	0,46	0,13	41	71	71	36
20	0,21	0,98	0,86	0,16	0,17	0,62	0,56	0,13	24	59	53	22
μ	0,20	0,70	0,64	0,16	0,16	0,51	0,49	0,12	31	36	31	32
σ	0,02	0,11	0,09	0,02	0,01	0,06	0,06	0,01	85	76	53	73
U _{95%}	0,24	0,88	0,79	0,19	0,17	0,62	0,58	0,14	36	42	35	36

Considerando-se os resultados apresentados nas Tabelas 4 e 5, referentes ao tratamento estatístico da resposta (20 séries não determinísticas de vento), de maneira geral, verifica-se que ocorrem modificações quantitativas importantes sobre os valores máximos médios dos deslocamentos e acelerações do edifício, determinados na fase permanente da resposta, quando o efeito da não linearidade geométrica é considerado na análise dinâmica do modelo (vibração forçada), com diferenças máximas na faixa de 20% a 30% para os deslocamentos translacionais

horizontais e 30% a 40% para as acelerações. Cabe destacar, também, que os valores máximos médios das acelerações calculadas neste estudo, de maneira geral, ultrapassam o valor limite recomendado pela NBR 6123 ($a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$), violando o critério de conforto humano.

A resposta estrutural dinâmica do edifício, linear e não linear geométrica, no domínio do tempo e no domínio da frequência, quando a estrutura encontra-se submetida à ação não determinística das forças de vento é ilustrada com base nas Figuras 10 a 13, considerando-se para tal a série de carregamento de vento que produziu os resultados mais próximos dos valores característicos da resposta do sistema, obtidos via tratamento estatístico (Tabelas 4 e 5). A resposta dinâmica do edifício no domínio do tempo (deslocamentos e acelerações) é ilustrada nas Figuras 10 e 11, e a resposta no domínio da frequência (deslocamentos e acelerações) nas Figuras 12 e 13.

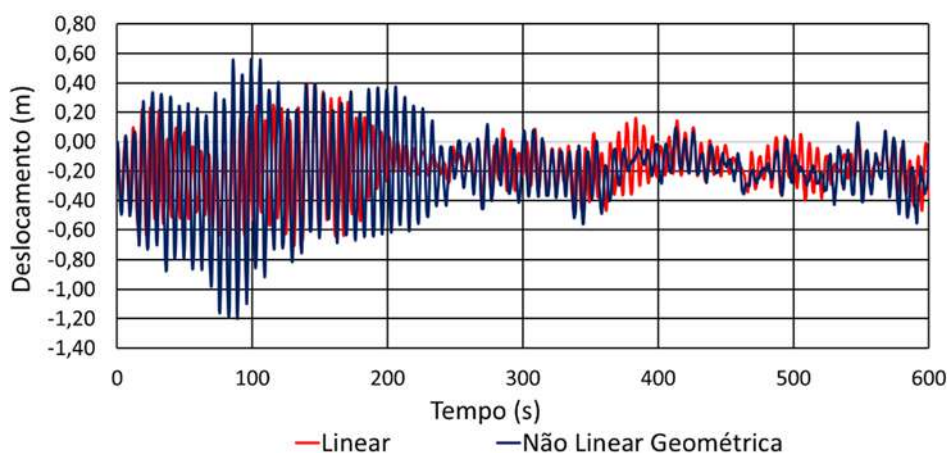


Figura 10 - Resposta dinâmica no domínio do tempo: deslocamentos ($H = 172,8 \text{ m}$).

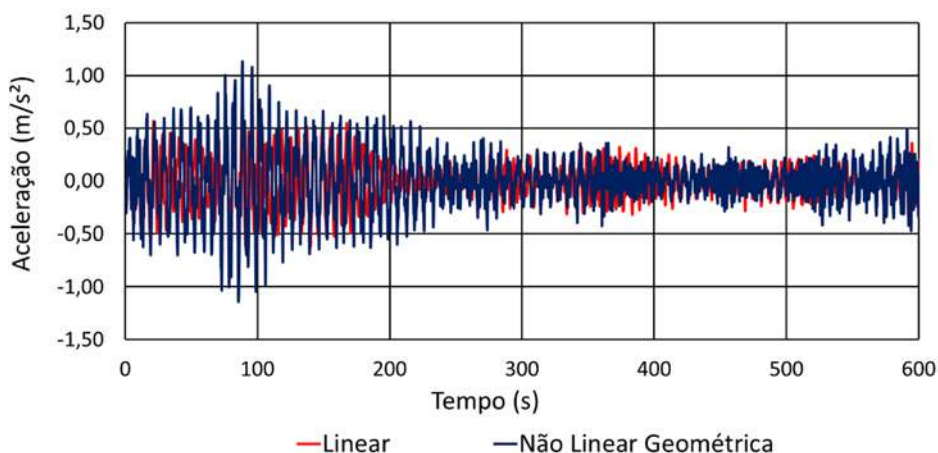


Figura 11 - Resposta dinâmica no domínio do tempo: acelerações ($H = 169,2 \text{ m}$).

Avaliando-se os resultados das Figuras 10 e 11, observa-se por meio da resposta dinâmica da edificação, no domínio do tempo, que o efeito da consideração da não linearidade geométrica na análise, produz modificações sobre os valores dos deslocamentos e acelerações. O mesmo ocorre no domínio da frequência, em que há modificações nos valores das frequências naturais do modelo [$f_{01} = 0,150$ Hz: quando os efeitos da não linearidade geométrica são considerados e $f_{01} = 0,165$ Hz: quando não são considerados] como ilustrado na Figuras 12 e 13, onde se verifica claramente a diferença existente entre os valores das frequências naturais do modelo. Além disso, o efeito da não linearidade geométrica produz modificações importantes sobre os valores de deslocamentos e acelerações, no que tange aos níveis de transferência de energia da resposta do edifício.

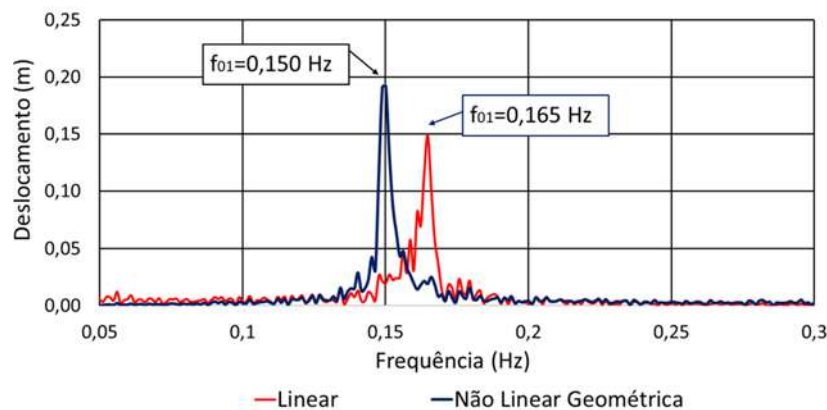


Figura 12 - Resposta dinâmica no domínio da frequência: deslocamentos (H = 172,8 m).

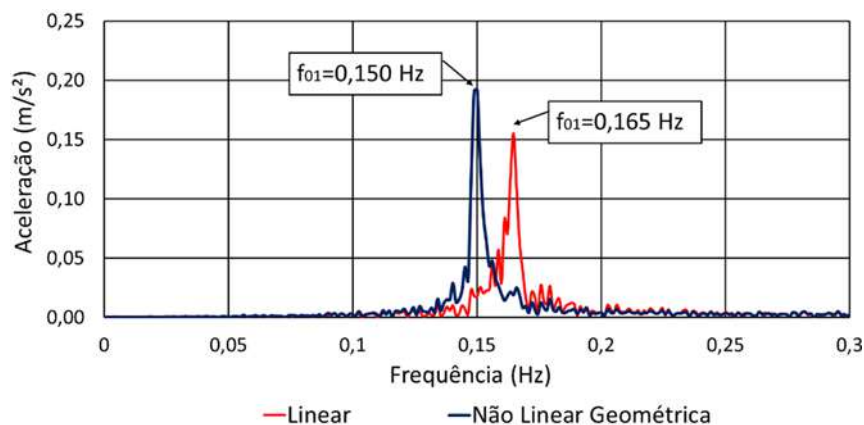


Figura 13 - Resposta dinâmica no domínio da frequência: acelerações (H = 169,2 m).

7 Conclusões

As principais conclusões obtidas ao longo desta investigação objetivam alertar os engenheiros civis para as possíveis variações associadas à resposta dinâmica de

edifícios altos, quando submetidos a ações dinâmicas não determinísticas do vento, devido à inclusão do efeito da não linearidade geométrica na análise estrutural. Assim sendo, as seguintes conclusões podem ser enunciadas, com base nos resultados obtidos neste estudo, referentes ao edifício em estudo ($H = 172,8$ m), com massa total de $2,67 \times 10^7$ kg e rigidez estrutural igual a 735 kN/m:

1. Com base nos resultados alcançados neste trabalho de pesquisa, conclui-se que a resposta estrutural dinâmica do edifício é modificada a partir da inclusão do efeito da não linearidade geométrica, com mudanças importantes nos valores finais dos deslocamentos e acelerações. Ressalta-se, que os valores máximos médios das acelerações calculadas neste estudo (análise não linear), de várias maneiras distintas, ultrapassam o valor limite estabelecido pela NBR 6123 ($a_{lim} = 0,10$ m/s²), violando o critério de conforto humano [RMS: $a_{RMS} = 0,24$ m/s²; Pico: $a_p = 0,88$ m/s²; Média dos 10 picos: $a_{10p} = 0,79$ m/s²; Média: $a_m = 0,19$ m/s²].

2. Considerando-se a análise dinâmica não linear do edifício investigado, no domínio do tempo, verifica-se que a consideração dos efeitos da não linearidade geométrica produz modificações relevantes sobre a resposta estrutural (deslocamentos e acelerações), com diferenças máximas da ordem de 20% a 30% para os deslocamentos e 30% a 40% para as acelerações.

3. Com base na análise dinâmica da estrutura, no domínio da frequência, o efeito da não linearidade geométrica produz modificações sobre os valores de deslocamentos e acelerações, no que tange aos níveis de transferência de energia da resposta do edifício, quando submetido à ação das forças de vento.

4. Em função da natureza não determinística do vento, faz-se necessário a realização de um tratamento estatístico da resposta, considerando-se um número apropriado de séries de carregamento, principalmente para casos em que a frequência fundamental do edifício seja inferior a 1 Hz, uma vez que estes estarão mais suscetíveis às vibrações.

8 Agradecimentos

Os autores agradecem ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país, CAPES, CNPq e FAPERJ, que possibilitaram a realização deste trabalho de pesquisa.

9 Referências Bibliográficas

ANSYS Swanson Analysis Systems Inc. Theory Reference (R.12.1), 2010.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 1988.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento**, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2014.

BARBOZA, R. R. **Estudo do comportamento estrutural estático e dinâmico não linear e não determinístico de edifícios altos com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2016.

BASTOS, L. S. **Avaliação do comportamento estrutural dinâmico não determinístico de edifícios altos considerando-se o efeito da ação transversal do vento e a modelagem da interação solo-estrutura**. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2020.

BÊNIA, M. C. D. **Resposta dinâmica de edifícios altos sob a ação do vento**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2013.

BLESSMANN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2ª Edição, Porto Alegre, Brasil, 2001.

CHÁVEZ, E.S. **Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte/MG, Brasil, 2006.

CORELHANO, A.G.B. **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2010.

FERREIRA, N. A. C. **Efeito do vento em edifícios altos - aplicação a um caso concreto**. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.

OBATA, S. H. **Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - Uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas**. *Exacta*, 7, 77-85, 2009.

PINTO, R. S. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 1997.

REMALA, S. N. R. **Nonlinear transient finite element simulations of beam parametric response including quadratic damping**. Master's Theses. University of Kentucky, Lexington, Kentucky, USA, 2005.

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**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2018.

SILVA, J. C. M. **Estudo do comportamento estrutural dinâmico não determinístico e avaliação do conforto humano em edifícios altos**. Tese de Doutorado (Em desenvolvimento). Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2022.

SILVA, W. Q. **Sobre análise não linear geométrica de edifícios considerando o empenamento dos núcleos estruturais e a interação solo-estrutura**. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 2014.

TRAPP, B. C. **Análise de viabilidade de uma fazenda eólica offshore no Rio Grande do Sul**. Trabalho de Conclusão de Graduação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, Brasil, 2009.