



ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO EM EDIFÍCIOS ALTOS SUBMETIDOS À AÇÃO NÃO DETERMINÍSTICA DO VENTO

Rafael Rangel Barboza

rafael_engciv@yahoo.com.br

Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV/UERJ

Rua São Francisco Xavier, 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil

José Guilherme Santos da Silva

jpgss@uerj.br

Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ

Rua São Francisco Xavier, 524, Maracanã, 20550-900, Rio de Janeiro/RJ, Brasil

Abstract. *Grandes centros urbanos por todo o mundo apresentam um crescimento expressivo da quantidade de edifícios altos nas últimas décadas. Este fato se deve a evolução das ciências dos materiais e a introdução de novos métodos construtivos aliados a um cenário econômico favorável. Estes edifícios apresentam sistemas estruturais inovadores com níveis elevados de esbeltez, o que os tornam suscetíveis às ações dinâmicas como, por exemplo, a ação do vento. Para se garantir a estabilidade destas estruturas, engenheiros civis precisam ter um conhecimento teórico aprofundado a respeito das cargas atuantes nestes sistemas estruturais, de modo a evitar problemas de vibrações excessivas, fadiga estrutural e desconforto aos usuários. O objetivo deste trabalho de pesquisa é investigar o comportamento estrutural de um edifício de 42 pavimentos através de análises estáticas e dinâmicas não lineares geométricas, considerando a ação não determinística da carga de vento. Para o desenvolvimento dos modelos numéricos são empregadas técnicas usuais de discretização, utilizando o programa computacional de elementos finitos ANSYS. Assim sendo, os resultados obtidos nas análises numéricas do modelo estrutural estudado em termos de deslocamento e acelerações médios são comparados com os limites propostos pelas normas técnicas e manuais de projetos de modo a avaliar os critérios de conforto humano.*

Palavras-chave: *Edifícios altos, Ação não determinística do vento, Conforto humano.*

1 INTRODUÇÃO

De forma geral, a ação do vento nunca foi considerada um problema para os prédios mais baixos com paredes grossas e pesadas do passado. Entretanto, tal ação passou a ser investigada com um cuidado muito maior por parte dos engenheiros de estruturas, pois a altura e, bem como, os índices de esbeltez dos edifícios mais modernos tem apresentado continuamente, ao longo dos anos, uma clara tendência de crescimento (Blessmann, 2001).

Considerando-se cenário econômico favorável combinado com avanços tecnológicos dos materiais e processos construtivos, as cidades brasileiras têm apresentado um crescimento substancial, no que diz respeito à construção de edifícios esbeltos e leves de múltiplos andares. Este tipo de construção se tornou um fenômeno mundial, que começou no início de países desenvolvidos e agora está presente também em países em desenvolvimento, especialmente na Ásia (Morais et al., 2014).

Como resultado, esses prédios altos se tornaram mais sensíveis a excitações dinâmicas de cargas de vento e, portanto, mais vulneráveis aos problemas de vibrações excessivas (Li et al., 2011). As vibrações excessivas não só interferem nos níveis de conforto humano, mas também pode causar fadiga dos elementos estruturais ou mesmo um colapso geral do edifício em casos extremos (Morais et al., 2014).

O presente estudo investiga o comportamento estrutural de um edifício em concreto armado submetido à ação não determinística do vento com a consideração da interação solo-estrutura. A modelagem e análise foram realizadas no programa computacional de elementos finitos ANSYS (2009). A resposta dinâmica do edifício, em termos de valores máximos médios dos deslocamentos e acelerações, é obtida e comparada aos valores limites estabelecidos por normas e recomendações de projeto.

2 MODELO NÃO DETERMINÍSTICO DO VENTO

A consideração das forças devidas ao vento em análises dinâmicas de edifícios altos torna-se de fundamental importância, por se tratarem de estruturas flexíveis e sujeitas a problemas de vibração excessiva. O vento caracteriza-se por um carregamento aleatório e instável e sua consideração de forma determinística torna-se inadequada (Barboza, 2015).

Para considerar a ação não determinística do vento são necessários conceitos estatísticos fundamentais e simulações numéricas (Obata, 2009). Este trabalho de pesquisa adota o método do vento sintético (Franco, 2011), que utiliza a simulação de Monte Carlo para simular de forma mais realística a ação do vento.

A porção flutuante do vento é decomposta num número finito de funções harmônicas proporcional à frequência de ressonância da estrutura com ângulos de fase determinados aleatoriamente (Obata, 2009).

Originalmente, o método do vento sintético adotava onze componentes harmônicos, sendo um deles ressonante com a estrutura e os demais são múltiplos e submúltiplos deste harmônico de ressonância. Franco (2011) apresenta novas considerações para o método do vento sintético, uma delas refere-se à adoção de diferentes quantidades de harmônicos. Para este o presente estudo, são utilizados 81 componentes harmônicos, numa faixa de frequência de 0.01 a 3.08 Hz, o que corresponde aos dez primeiros modos de vibração da estrutura investigada.

A amplitude de cada harmónico é obtida como uma função do espectro de potência do vento. Entre os espectros de potência existentes, como indicado na Fig. 1, foi adotado neste estudo o espectro de Kaimal devido à consideração da altura (z), que é multiplicado pela frequência adimensional (f) formando a frequência. Assim, o espectro potência pode ser determinado pelas Eqs. (1) e (2), sendo (f) a frequência em Hz, ($S_v(f)$) a densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência (f), (x) a frequência adimensional e (V_z) a velocidade média na cota (z). A velocidade de fricção (u^*), dada em m/s e determinada pela Eq. (3), com (k) sendo a constante de Karmán (Morais, 2014).

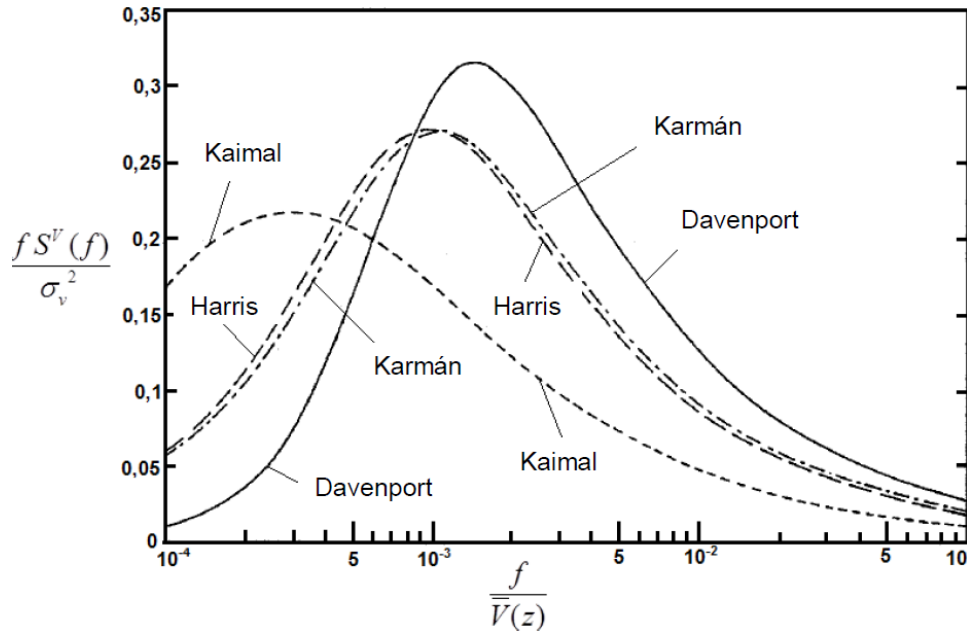


Figura 1. Espectro de potência do vento

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

$$x(f, z) = \frac{f z}{V_z} \quad (2)$$

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

Considerando-se uma única função harmónica, a porção flutuante do vento pode ser representada de maneira simplificada pela Eq. (4), sendo V_0 a velocidade básica do vento, em m/s.

$$v(t) = v_0 \cos(2\pi f t) \quad (4)$$

Sendo a porção flutuante da velocidade do vento inserida num processo aleatório estacionário com média igual a zero e obtida pela sobreposição de ondas harmónicas pode ser expressa pela Eq. (5), onde (N) corresponde ao número de divisões do espectro de potência, (f_i) é a frequência em Hz, (Δf) é o incremento de frequência e (Θ_i) é o ângulo de fase aleatório entre 0 e 2π . A amplitude da função temporal (a_i) é dada pela Eq. (6).

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (5)$$

$$a_i = \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \quad (6)$$

3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Usualmente, os projetos estruturais de edifícios adotam a hipótese de apoios indeslocáveis, não considerando a deformação do solo decorrente do carregamento nas fundações. Esta hipótese pode levar a resultados físicos diferentes da realidade.

Neste trabalho, é considerada a interação solo-estrutura, onde os apoios rígidos da estrutura são substituídos por molas, baseados nas hipóteses do modelo desenvolvido por Winkler (1987). Neste modelo, o solo é simulado por um conjunto de molas independentes com comportamento elástico linear e ilustrado na Fig. 2. A rigidez das molas, designada pelo coeficiente de reação (k_v) apresentado na Eq. (1), é definida como sendo a pressão (p) necessária para provocar um deslocamento unitário (y) (Mendonça, 2012).

$$k_v = \frac{p}{y} \quad (7)$$

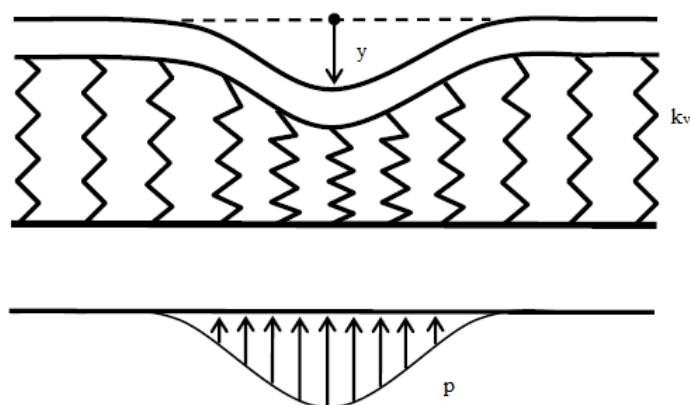


Figura 2. Representação do modelo de Winkler (adaptado de Borges, 2009)

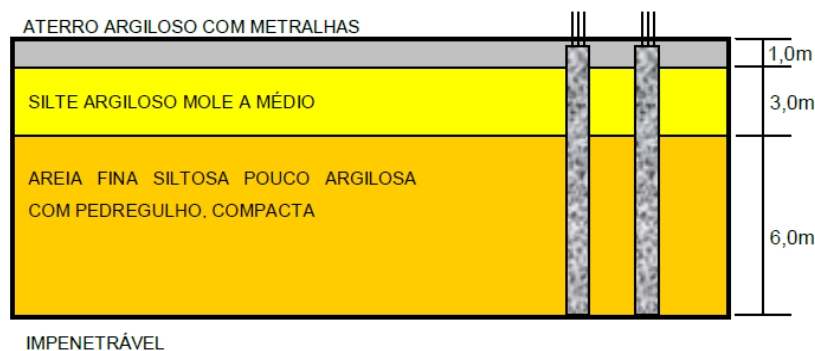
Terzaghi (1955) correlacionou valores de (k_v) obtidos em ensaios realizados em uma placa quadrada de 30 cm de lado, aplicando-se carregamentos e sucessivas medições de recalque. Os valores dos coeficientes de reação (k_v) são apresentados na Tabela 1, para diferentes tipos de solo, sendo (q_u) corresponde à resistência à compressão não-drenada do solo. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e da dimensão da sapata. Essa correção faz-se necessária uma vez que o módulo de reação vertical não é uma propriedade do solo, e sim, da rigidez relativa solo-estrutura (Mendonça, 2012).

Borges (2009) estudou o comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado considerando a interação solo-estrutura. A Fig. 3 ilustra o perfil geotécnico do solo da fundação do edifício adotado no presente trabalho. A Tabela 2 apresenta os valores dos coeficientes de rigidez das molas que representam o efeito da interação solo-estrutura.

Tabela 1. Valores de k_v em kN/m^3 (Terzaghi, 1955)

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	>64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000

Areias	Fofas	Medianamente Compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima do NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

**Figura 3. Perfil geotécnico do solo (Borges, 2009)****Tabela 2. Coeficiente de rigidez das molas (Borges, 2009)**

Pilar	K_x (kN/m)	K_y (kN/m)	K_z (kN/m)
1	6854000	6854000	5417110
2	6854000	6854000	5417110
3	6854000	6854000	5417110
4	6854000	6854000	5417110
5	4278990	4278990	4278990
6	4278990	4278990	4278990
7	4278990	4278990	4278990
8	4278990	4278990	4278990
9	4278990	4278990	4278990
10	1638000	1638000	3215430
11	17123280	6451610	6451610
12	6854000	6854000	5417110
13	6854000	6854000	5417110

4 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

O modelo estrutural investigado no presente estudo está associado a um edifício em concreto armado de 42 pavimentos, pé-direito de 2.95 m, altura total de 123.9 m e dimensões em planta de 16.70 m por 14.45 m, conforme mostrado na Fig. 4. O edifício apresenta lajes maciças com espessura de 8 cm e lajes nervuradas bidirecionais com altura total de 26 cm, sendo 21 cm da nervura e 5 cm de capa.

Para o sistema estrutural investigado foram adotados valores para a resistência característica do concreto (f_{ck}) e módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) para uma determinada faixa de pavimentos, conforme Tabela 3 (Borges, 2009). Considerou-se para o concreto coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. Cargas permanentes e acidentais usuais de projeto foram adicionadas às lajes de todos os pavimentos.

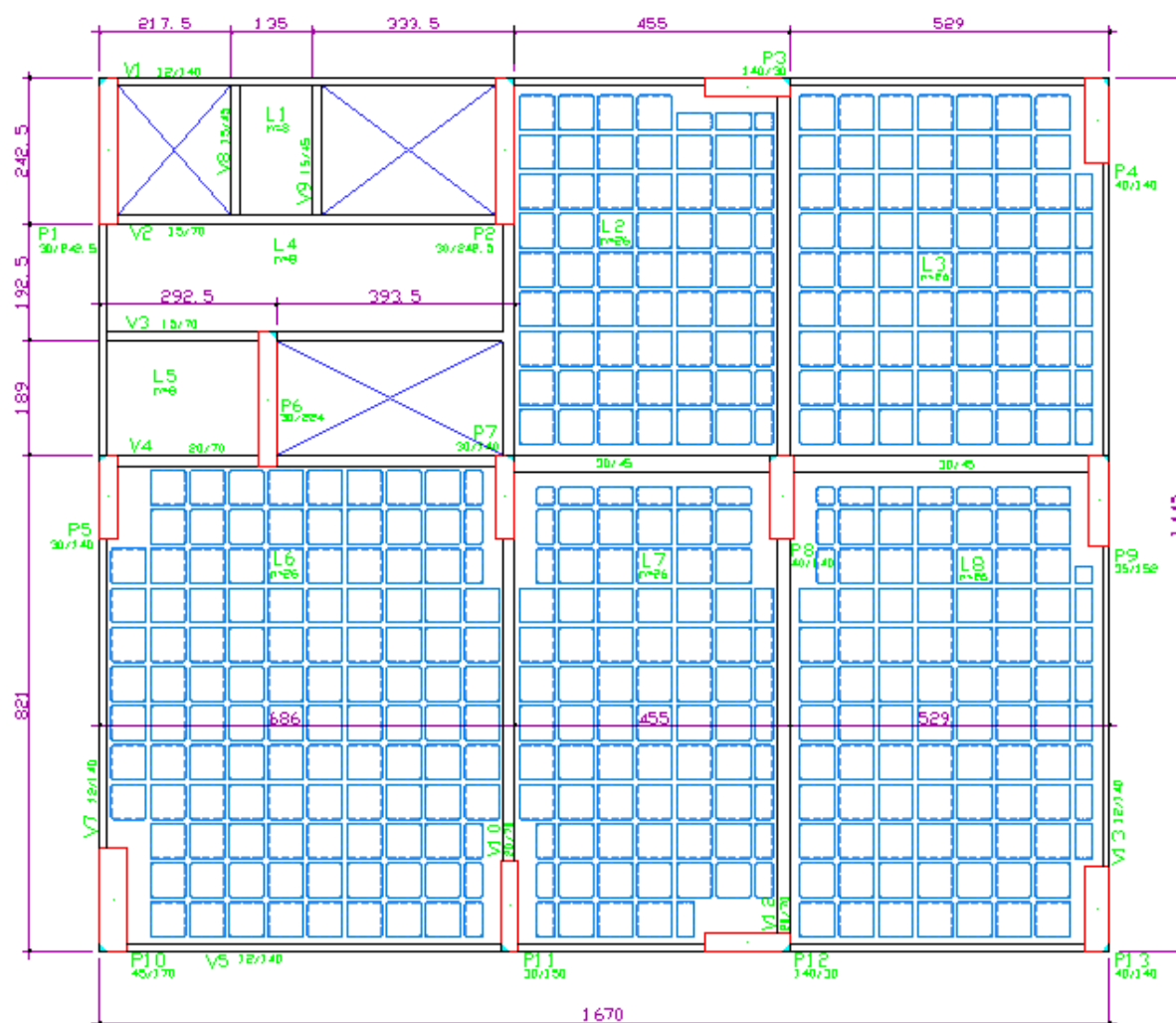


Figura 4. Planta baixa do pavimento tipo do modelo estrutural (Borges, 2009)

Tabela 3. Propriedades físicas dos concretos do edifício (Borges, 2009)

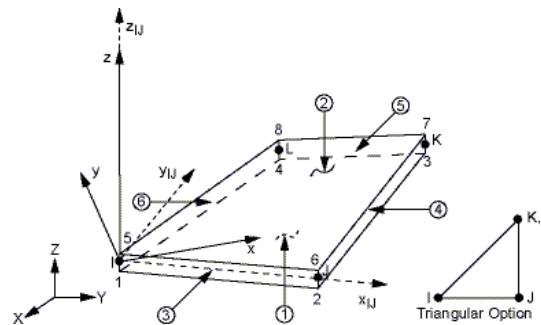
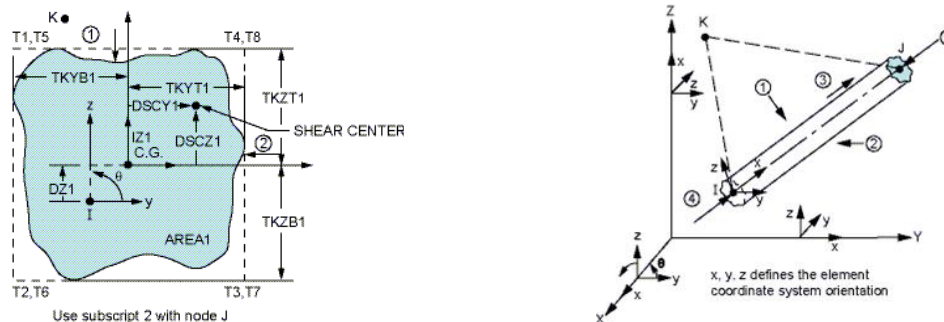
Pavimentos	f_{ck} (MPa)	E_{cs} (MPa)
Fundação ao 11°	40	30104.9
12° ao 23°	35	28160.5
24° ao 42°	30	26071.6

5 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

O sistema estrutural estudado foi modelado utilizando técnicas usuais de discretização através do método dos elementos finitos empregando o programa computacional ANSYS (2009).

O modelo computacional foi desenvolvido utilizando o elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009) para representar as lajes maciças e a capa das lajes nervuradas do edifício. Os pilares, vigas e as nervuras foram simulados pelo elemento finito tridimensional de viga BEAM44 (ANSYS, 2009). As molas são representadas por elemento de mola amortecedor de deformação uniaxial COMBIN14 (ANSYS, 2009).

O elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009) é definido por quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó, sendo três de translação e três de rotação nas direções X, Y e Z, como ilustrado na Fig. 5. O elemento de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) é um elemento uniaxial composto por dois nós e cada nó com seis graus de liberdade: translação em X, Y e Z e rotações em X, Y e Z, como mostrado na Fig. 6. O elemento finito COMBIN14 (ANSYS, 2009) é um elemento mola-amortecedor de deformação uniaxial com dois nós e três graus de liberdade por nó: translação nas direções X, Y e Z, como ilustrado na Fig. 7.

**Figura 5. Elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009)****Figura 6. Elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009)**

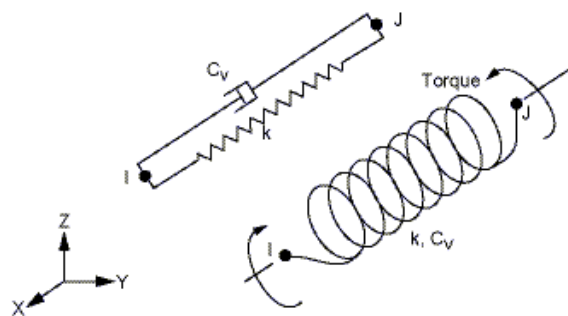


Figura 7. Elemento finito de mola COMBIN14 (ANSYS, 2009)

O presente modelo numérico apresenta um grau de refinamento apropriado, de forma a permitir uma boa representação do comportamento dinâmico da estrutura investigada, conforme ilustrado na Fig. 8. No que se refere à malha de elementos finitos, o modelo computacional adotado apresenta 115186 nós, 102228 elementos de casca SHELL63 (ANSYS, 2009), 96847 elementos de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) e 39 elementos de mola COMBIN14 (ANSYS, 2009).

As condições de contorno foram aplicadas ao modelo numérico na base do edifício considerando-se a interação solo-estrutura. Para tal, utilizaram-se molas com rigidezes definidas a partir do perfil geotécnico e do mapa de cargas para as direções X, Y e Z, conforme a Tabela 2.

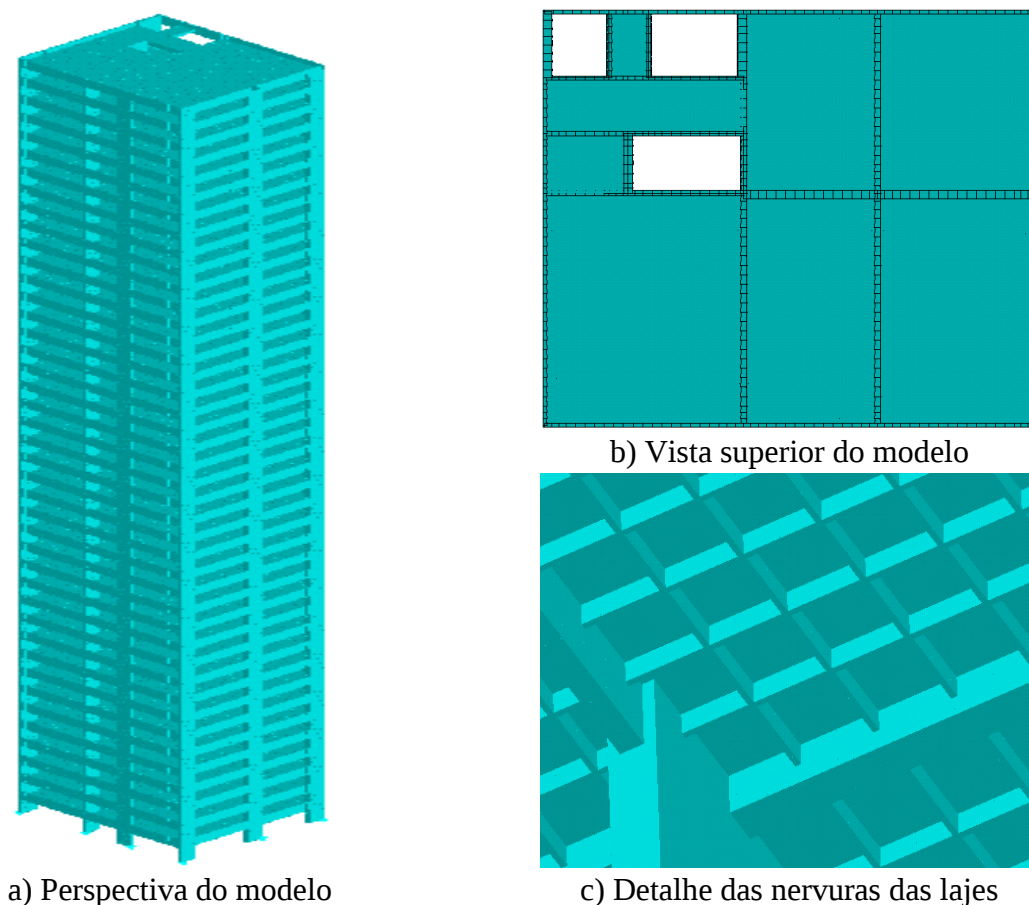


Figura 8. Modelo em elementos finitos do edifício (Barboza, 2015)

6 ANÁLISE DINÂMICA

As análises dinâmicas foram realizadas no modelo estrutural investigado com o uso do programa em elementos finitos ANSYS (2009). O vento foi simulado considerando cargas não determinísticas que agem no sentido negativo do eixo global z, com base na simulação de Monte Carlo. Dez séries de carregamento foram geradas com o tratamento probabilístico apropriado e aplicadas em cada um dos modelos numéricos. Os deslocamentos máximos foram obtidos no 42º pavimento, localizado na cota 123.9 m e os picos de aceleração obtidos no 41º pavimento, localizado na cota 120.95 m, conforme ilustrado na Fig. 9. Deste modo, os resultados obtidos (deslocamentos e acelerações máximas) foram comparados com os valores limites propostos normas e recomendações de projeto.

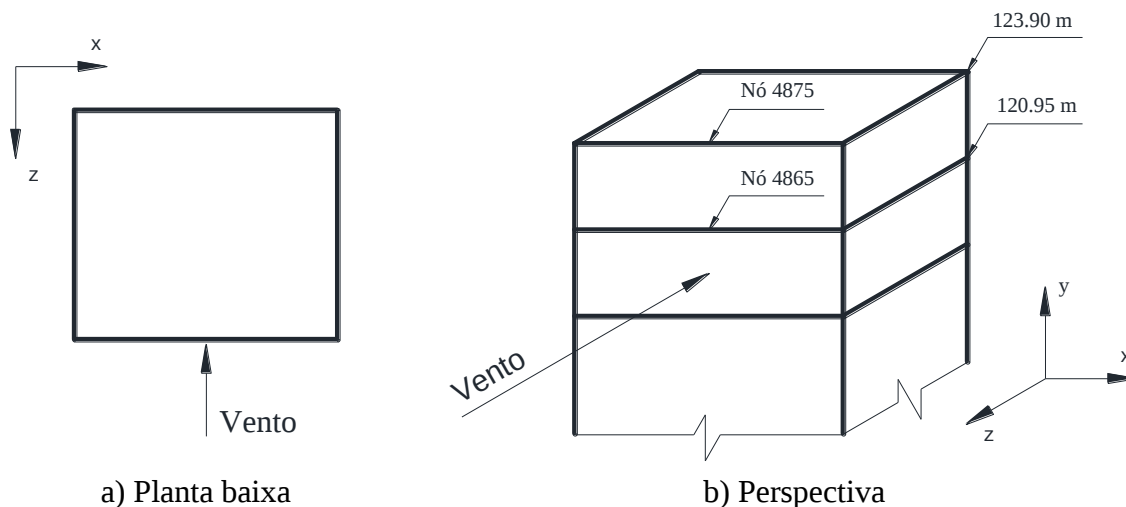


Figura 9. Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica do edifício (Barboza, 2015)

6.1 Frequências naturais e modos de vibração

As frequências naturais e os modos de vibração da estrutura investigada no presente trabalho de pesquisa foram obtidos a partir de uma análise de vibração livre empregando-se o programa computacional ANSYS (2009). Os dez primeiros modos de vibração da edificação são mostrados nas Figs. 10 e 11. A Tabela 4 apresenta as dez primeiras frequências naturais da estrutura.

Observando as Figs. 10 e 11, verifica-se a predominância dos efeitos de flexão em torno do eixo global x para o primeiro modo de vibração da estrutura. O segundo modo de vibração apresenta efeitos de torção em relação ao eixo vertical y. No terceiro modo, os efeitos de flexão em torno do eixo global z. No quarto modo, flexão em torno do eixo x. No quinto modo, torção em relação ao eixo y. O sexto modo de vibração apresenta efeitos de flexão em relação ao eixo z. No sétimo modo, efeitos de flexão em torno do eixo x. Para o oitavo modo de vibração, os efeitos de flexão na direção z. O nono modo, efeitos de torção em relação ao eixo y. E o décimo modo de vibração apresenta a predominância dos efeitos de flexão na direção x.

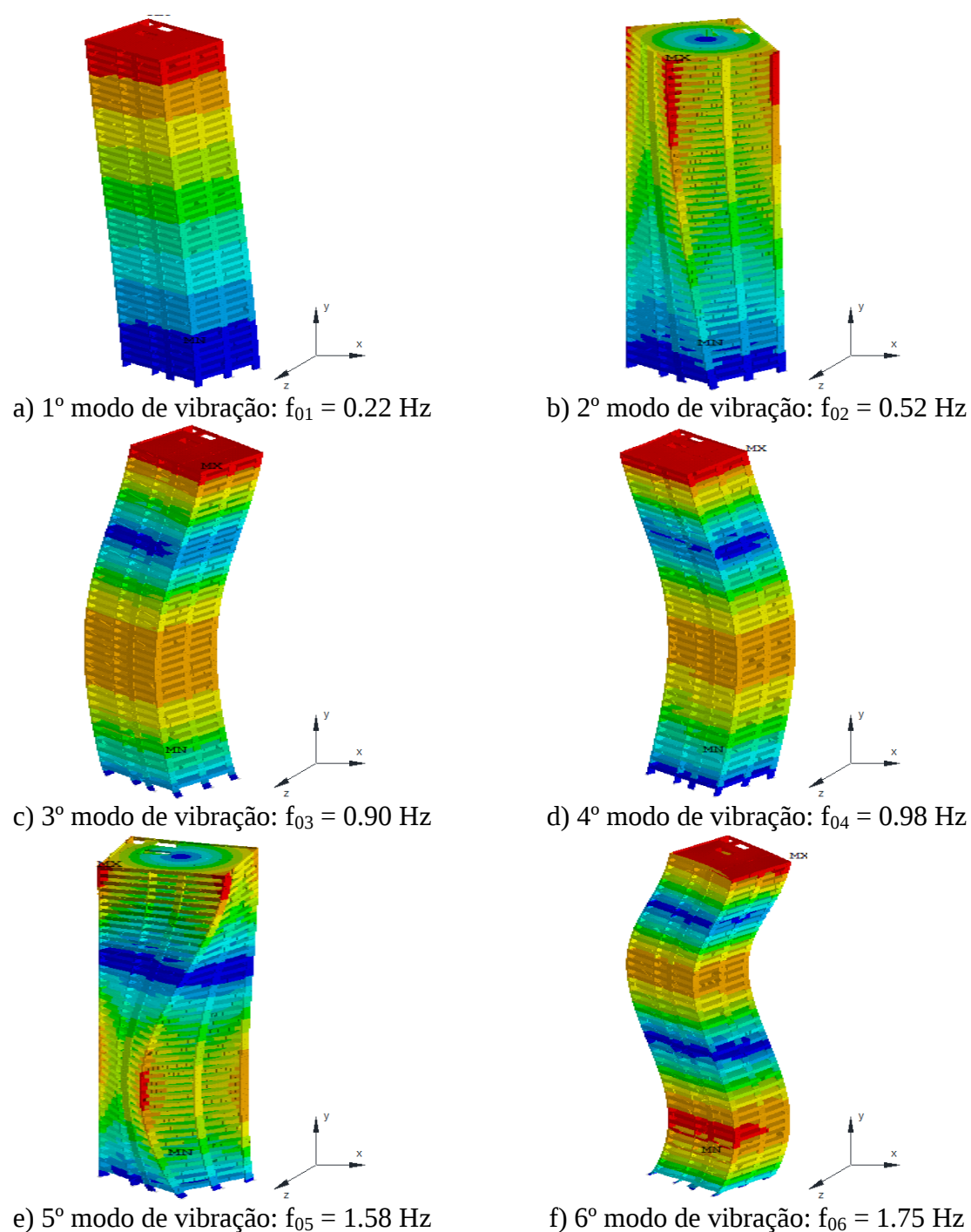


Figura 10. Modos de vibração do edifício (Barboza, 2015)

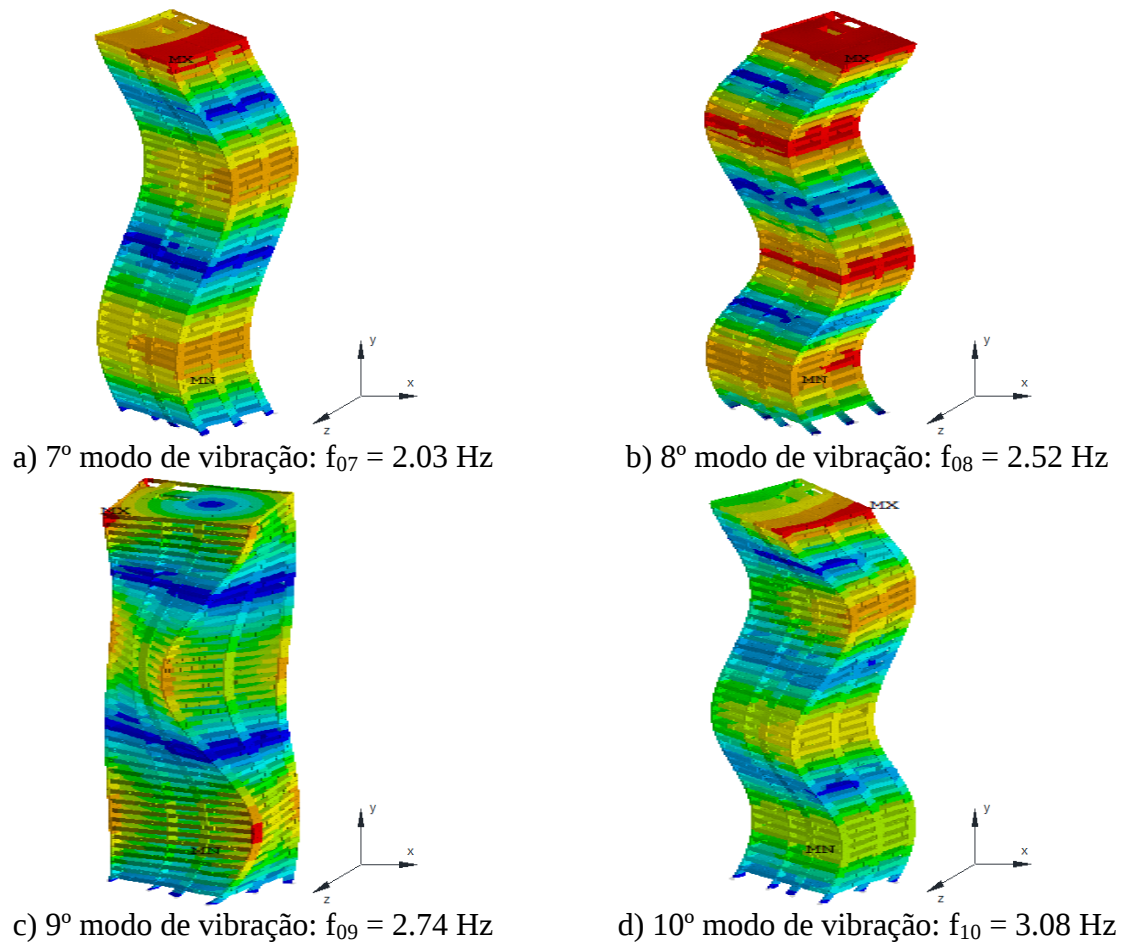


Figura 11. Modos de vibração do edifício (Barboza, 2015)

Tabela 4. Frequências naturais do edifício (Barboza, 2015)

Modo de vibração	Frequência natural (Hz)
f_{01}	0.22
f_{02}	0.52
f_{03}	0.90
f_{04}	0.98
f_{05}	1.58
f_{06}	1.75
f_{07}	2.03
f_{08}	2.52
f_{09}	2.74
f_{10}	3.08

6.2 Amortecimento estrutural

A fim de avaliar de forma adequada o amortecimento de uma estrutura, seria necessário realizar ensaios experimentais na estrutura, o que exige elevados custos. Desta forma, o amortecimento estrutural é normalmente obtido pela matriz de amortecimento de Rayleigh, chamado matriz de (C), que tem uma contribuição na matriz de rigidez (K) e uma contribuição na matriz de massa (M), conforme a Eq. (8) (Morais, 2014).

$$c = \alpha M + \beta K \quad (8)$$

A Eq. (8) pode ser reescrita em termos da taxa de amortecimento (ζ_i) e da frequência natural circular (ω_{0i}), associada ao modo de vibração (i), de acordo com a Eq. (9).

$$\zeta_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (9)$$

Então, isolando os termos α e β na Eq. 9, têm-se as Eqs. (10) e (11):

$$\alpha = 2\zeta_i\omega_{0i} - \beta\omega_{0i}^2 \quad (10)$$

$$\beta = \frac{2(\zeta_2\omega_{02} - \zeta_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (11)$$

Assim sendo, conhecendo-se os valores de (f_{01}), (f_{02}), e (ζ_1) (ζ_2), é possível determinar o valor dos parâmetros (α) e (β) que definem a razão de amortecimento da estrutura. Neste estudo foi adotada uma taxa de amortecimento estrutural de 1,0% para o edifício investigado, conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5. Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada

f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
0.22	0.52	0.014414473	0.006920231

6.3 Resposta dinâmica devida às cargas não determinísticas do vento

As respostas dinâmicas em termos de valores máximos médios de deslocamentos horizontais e de acelerações de pico dos nós investigados foram obtidas no domínio do tempo. A Fig. 12 mostra o deslocamento horizontal na direção z do nó 4875, localizado no topo do edifício ($h = 123.90$ m). A Fig. 13 ilustra a aceleração na direção z do nó 4865, localizado no 41º pavimento ($h = 120.95$ m).

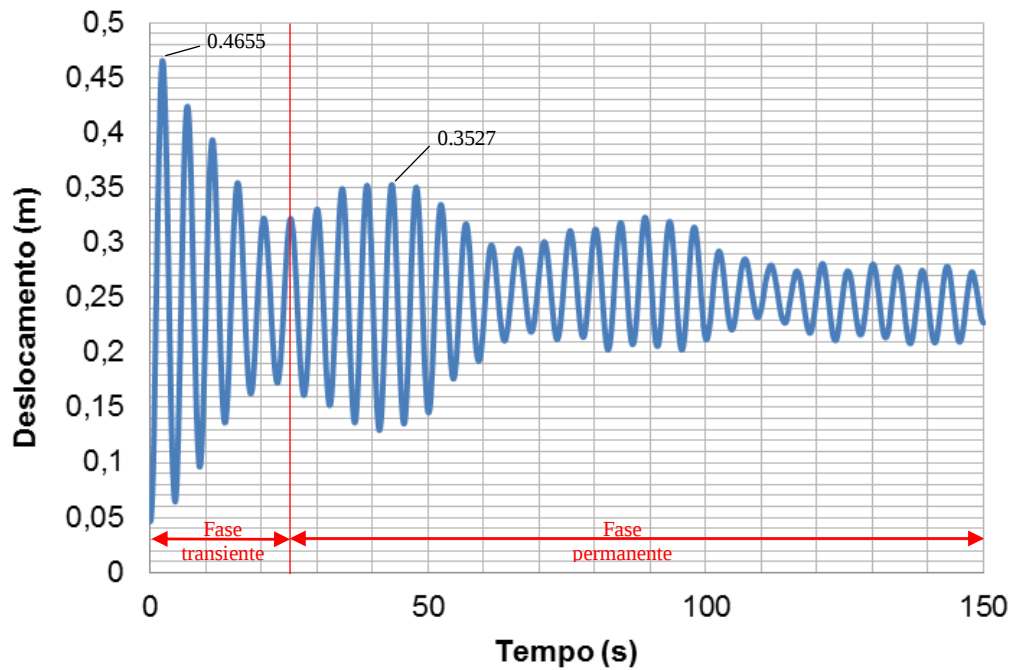


Figura 12. Deslocamento horizontal no nó 4875 (1ª série de carregamento) (Barboza, 2015)

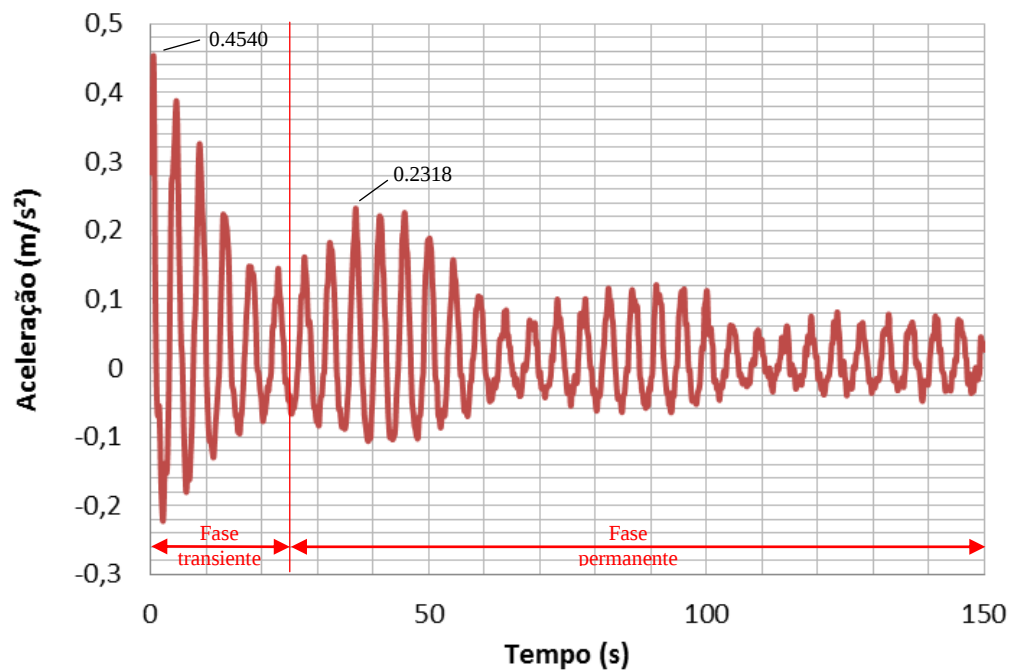


Figura 13. Aceleração no nó 4865 (1ª série de carregamento) (Barboza, 2015)

A ação não determinística do vento conduz a análise para um tratamento estatístico adequado dos resultados. Assim, considerando-se uma distribuição normal, é possível obter a média (m), desvio padrão (σ) e valores característicos das respostas com um grau de confiabilidade de 95% ($U_{95\%}$), através da Eq. (12) (Morettin, 2010).

$$U_{95\%} = 1,65 \sigma + m \quad (12)$$

A Tabela 6 apresenta os valores dos deslocamentos e acelerações máximos médios obtidos na direção z nas cotas 123.90 m e 120.95 m respectivamente, bem como os parâmetros estatísticos relacionados às dez séries de carregamento não determinístico do vento aplicado no edifício investigado.

Tabela 6. Deslocamentos e acelerações médios do edifício

Série de carregamento	Deslocamentos (m)		Acelerações (m/s ²)	
	Fase transiente	Fase permanente	Fase transiente	Fase permanente
1	0.4655	0.3527	0.4540	0.2318
2	0.6222	0.4759	1.1409	0.3537
3	0.6302	0.4889	1.1118	0.3605
4	0.6201	0.5035	1.1233	0.3776
5	0.5967	0.4722	1.1167	0.3080
6	0.5967	0.4722	1.0991	0.3084
7	0.6169	0.4704	1.1091	0.3330
8	0.6119	0.4842	1.1365	0.3380
9	0.6112	0.4804	1.1062	0.3526
10	0.6260	0.4751	1.1369	0.3347
Média	0.5997	0.4676	1.0535	0.3298
Desvio padrão	0.0485	0.0416	0.2111	0.0408
U _{95%}	0.6797	0.5362	1.4018	0.3971

De acordo com os resultados da Tabela 6, verifica-se que os valores máximos médios dos deslocamentos na direção z (aplicação da carga de vento) são da ordem de 0.68 m para a fase transiente e de 0.54 m para a fase permanente, considerando um índice de confiabilidade de 95% e que as acelerações máximas médias, também na direção z, são da ordem de 1.40 m/s² para a fase transiente e de 0.40 m/s² para a fase permanente.

A Figura 14 mostra os deslocamentos máximos no topo da estrutura edificação (h = 123.90 m) nas fases transiente e permanente para cada uma das séries de carregamento não determinístico do vento. A Figura 15 ilustra as acelerações de pico máximas obtidas no 41º pavimento da edificação (h = 120.95 m) considerando a ação não determinística do vento.

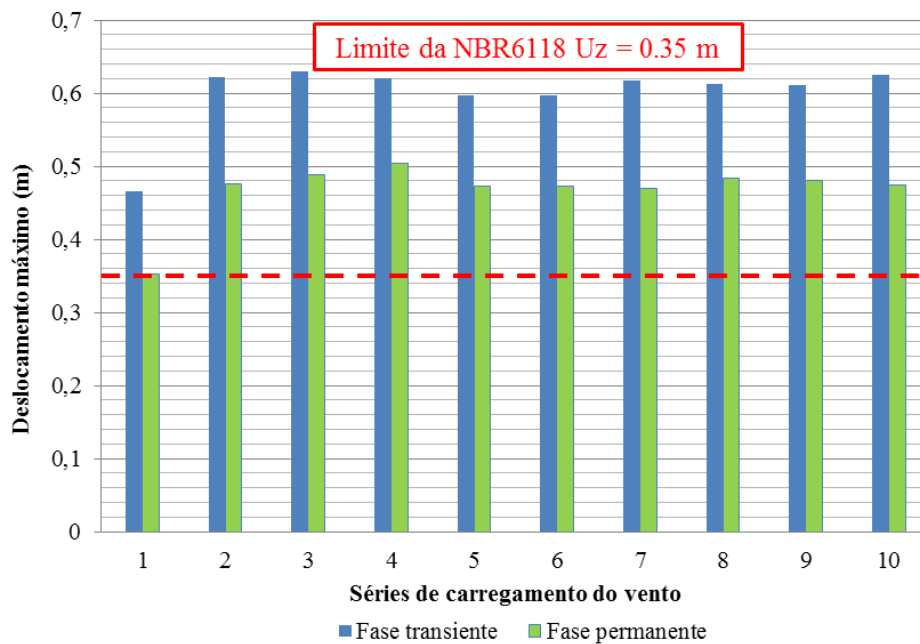


Figura 14. Resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos (Barboza, 2015)

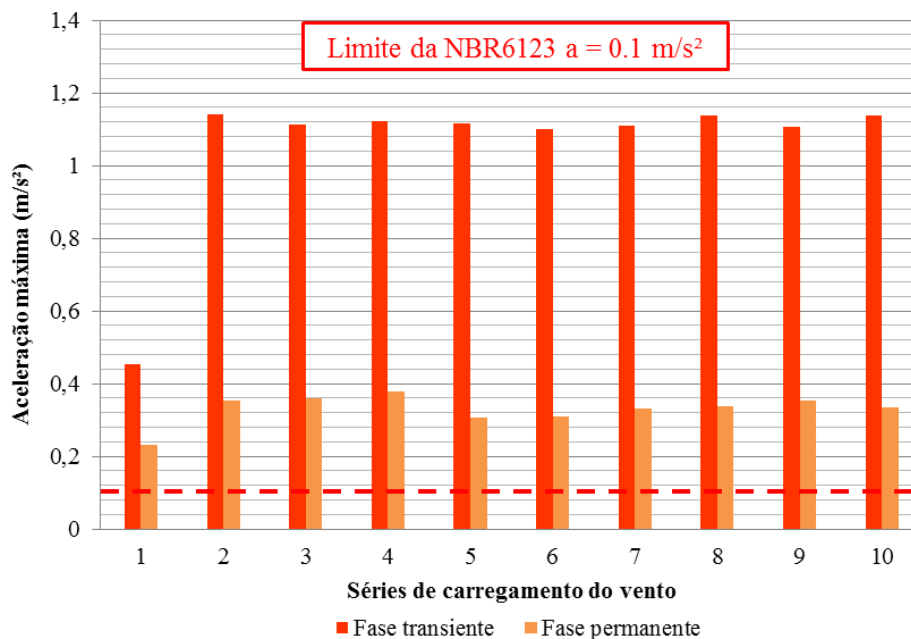


Figura 15. Resposta dinâmica da estrutura em termos de picos de aceleração (Barboza, 2015)

Com base no gráfico da Fig. 14, verifica-se que os valores dos máximos deslocamentos horizontais do edifício na fase permanente são na maioria das séries de carregamento do vento superiores ao limite da NBR 6118 (ABNT, 2014), H/350, onde (H) corresponde à altura da edificação. Para a estrutura investigada, o limite da norma é igual a 0.35 m.

Quanto ao gráfico da Fig. 15, é possível notar para todas as séries de carregamento que as acelerações de pico, nas fases transiente e permanente, são superiores a 0.1 m/s², limite estabelecido pela norma NBR 6123 (ABNT, 1988).

Bachmann e Hirsch (1995) sugerem níveis de tolerância aos efeitos da vibração em estruturas submetidas às excitações. Estes limites de acelerações são classificados de acordo com a percepção humana quanto às vibrações e apresentados na Tabela 7.

Tabela 7. Valores limites de aceleração para percepção humana (Bachmann e Hirsch, 1995)

Percepção humana	Limites de aceleração
Imperceptível	$a < 0,005 \text{ g}$
Perceptível	$0,005 \text{ g} < a < 0,015 \text{ g}$
Incômoda	$0,015 \text{ g} < a < 0,05 \text{ g}$
Muito incômoda	$0,05 \text{ g} < a < 0,15 \text{ g}$
Intolerável	$a > 0,15 \text{ g}$

Observando os valores das acelerações de pico obtidos nas análises numéricas, verifica-se que o edifício investigado apresenta uma condição incômoda no que se refere à exposição humana às vibrações devidas ao carregamento não determinístico do vento.

7 CONCLUSÕES

O presente estudo investigou o comportamento estrutural de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento com a consideração da interação solo-estrutura. A carga devida ao vento foi simulada através do método sintético (Franco, 2011) que confere um elevado grau de semelhança com o vento real.

Os modelos numéricos da estrutura investigada foram desenvolvidos e analisados com a utilização do programa em elementos finitos ANSYS (2009), adotando-se técnicas usuais de refinamento da malha. O edifício simulado apresenta 123.90 m de altura, com 42 andares, pé direito de 2.95 m e dimensões em planta de 16.70 m por 14.45 m.

Análise de vibração livre mostrou que o modelo estrutural tem frequências muito baixas com a frequência fundamental na ordem de 0.22 Hz. Este fato torna-se relevante no projeto estrutural, pois se trata de um edifício esbelto, o que pode vir a causar problemas associados a vibrações excessivas, desconforto aos usuários, fadiga estrutural e, em casos extremos, colapso da estrutura.

No que diz respeito aos resultados obtidos nas análises dinâmicas, verificou-se que os modelos estruturais investigados submetidos à ação não determinística da carga de vento apresentaram deslocamentos máximos médios horizontais da ordem de 47 cm, sendo superiores ao limite da norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) de 35 cm, mostrando que a edificação não atende ao estado limite de serviço.

No que diz respeito à análise de conforto humano da estrutura, foram verificados valores máximos médios das acelerações de pico da ordem de 0,33 m/s² para os modelos estruturais sob a ação do carregamento não determinístico do vento. Estes valores de aceleração são superiores aqueles estabelecidos pela norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988) ($a = 0,10 \text{ m/s}^2$). Considerando-se a literatura técnica quanto ao conforto humano, pode-se concluir que as acelerações de pico são incômodas aos ocupantes da edificação.

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 estudo.

REFERÊNCIAS

- ANSYS Swanson Analysis Systems Inc., 2009. Theory Reference (versão 12.1).
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1988. NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, Rio de Janeiro.
- Bachmann, H., Hirsch, G., 1995. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Birkhäuser. Berlim.
- Barboza, R. R., 2015. *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 (Em andamento), Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro/Rio de Janeiro.
- Blessmann, J., 2001. *Acidentes causados pelo vento*. 4ª edição. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Borges, A. C. L., 2009. *Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura*. Tese de Doutorado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco/Recife.
- Franco, M., Medeiros, S. R. P., 2011. O método do “vento sintético” - Novas considerações. *Revista TQS News*. n 33, pp. 38–46.
- Li, Q. S., Zhi, L. H., Tuan, A. Y., Kao, C. S., Su, S. C., & Wu, C. F., 2011. Dynamic behavior of Taipei 101 Tower: field measurement and numerical analysis. *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, n. 1, pp. 143-155.
- Mendonça, F. R. S., 2012. *Avaliação do efeito da interação solo – estrutura sobre o comportamento estrutural de edificações em aço e mistas (aço-concreto)*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro/Rio de Janeiro.
- Morais, V. C., 2014. *Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em engenharia Civil, PGECIV. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.
- Morais, V. C., Barboza, R. R., Silva, J. G. S., Andrade, S. A. L., 2014. Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento. In *XXXV Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, pp. 1-17.
- Morettin, L. G., 2010. *Estatística básica: probabilidade e inferência*. 1ª edição. Pearson Education, São Paulo.

Obata, S. H., 2009. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento do vento em estruturas. *Exacta*, vol. 7, n. 1, pp. 77-85.

Terzaghi, K., 1955. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. *Geotechnique*, vol. 5, n. 4, pp. 297-326.