



ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA E AVALIAÇÃO DE CONFORTO HUMANO SOBRE EDIFÍCIOS MISTOS (AÇO-CONCRETO) SUBMETIDOS À AÇÃO DE CARGAS DE VENTO

Rafael Rangel Barboza

rafael_engciv@yahoo.com.br

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

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

José Guilherme Santos da Silva

jgss@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

Resumo. Edifícios altos são caracterizados por um elevado grau de esbeltez, o que os torna mais suscetíveis a problemas referentes a vibrações excessivas, por exemplo, quando submetidos à ação dinâmica do vento. De acordo com uma tendência mundial de projeto, a crescente quantidade de edifícios altos torna o estudo do comportamento estrutural estático e dinâmico destes sistemas estruturais de grande importância para a engenharia civil, principalmente no que se refere à estabilidade global, segurança e durabilidade das construções. Desta maneira, este trabalho de pesquisa tem por objetivo principal o de investigar o comportamento estrutural dinâmico não determinístico de um edifício misto (aço-concreto) de 48 pavimentos, quando submetido à ação das cargas de vento. O conforto humano da edificação investigada é avaliado em situações correntes de projeto. O modelo numérico é desenvolvido no âmbito do programa computacional de elementos finitos ANSYS, empregando-se técnicas usuais de discretização. Os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas sobre o modelo estrutural em estudo, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, são comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas e guias de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano do edifício em estudo.

Palavras-chave: Edifícios mistos (aço-concreto), Dinâmica de estrutural, 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 (Barboza e Silva, 2015).

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 (Barboza e Silva, 2015).

Deste modo, o presente estudo investiga o comportamento estrutural de um edifício misto (aço-concreto) de 48 pavimentos, quando submetido à ação não determinística do vento, com base na consideração da interação solo-estrutura. A modelagem e análise numérica do sistema estrutural em estudo 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 com os valores limites estabelecidos por normas e recomendações de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano da edificação em estudo.

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, 2016). 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 proporcionais 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 o presente estudo, são utilizados 81 componentes harmônicos, numa faixa de frequência de 0,01 a 2,746 Hz, o que corresponde aos dez primeiros modos de vibração da estrutura investigada (Barboza, 2016).

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 (Barboza, 2016).

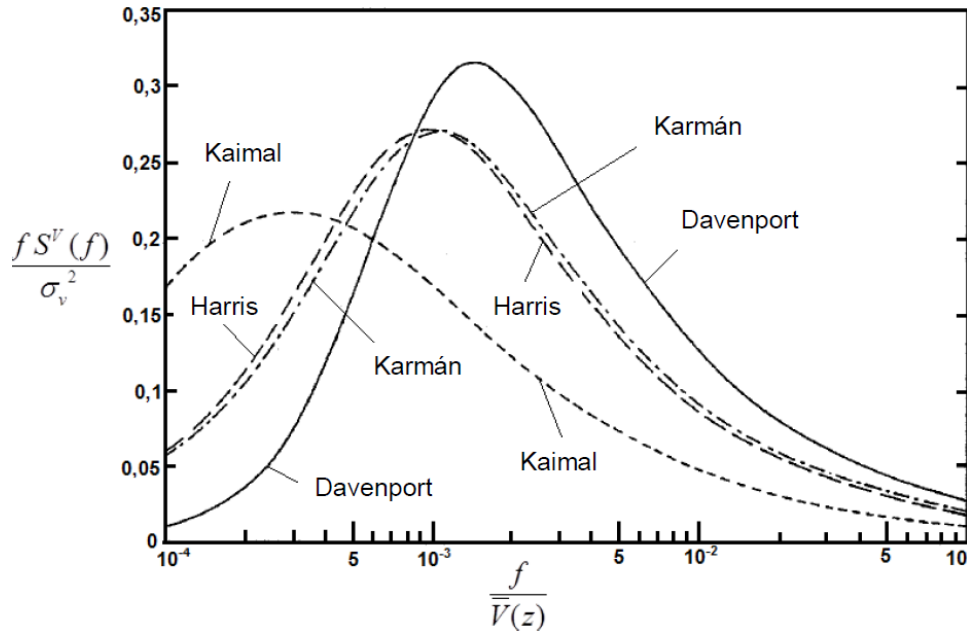


Figura 1. Espectro de potência do vento (Barboza, 2016)

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

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

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

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 (Barboza, 2016).

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

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) (Barboza, 2016).

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

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

3 MODELAGEM DA 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 (Barboza e Silva, 2015).

Neste trabalho de pesquisa, 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).

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

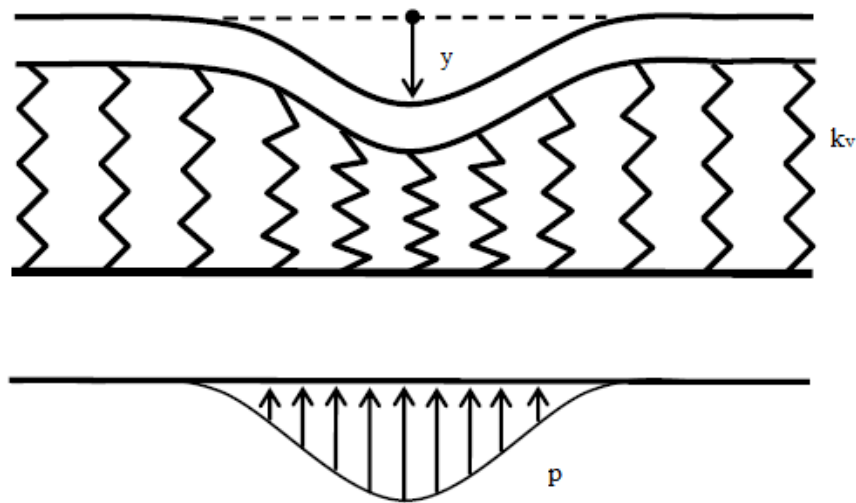


Figura 2. Representação do modelo de Winkler (Barboza e Silva, 2015)

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). 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	16000 a 32000	32000 a 64000	> 64000
Valor proposto	24000	48000	96000
Areias	Fofas	Medianamente	Compacta
Faixa de valores	6000 a 19000	19000 a 96000	96000 a 320000
Areia acima NA	13000	42000	160000
Areia submersa	8000	26000	96000

Tabela 2. Coeficiente de rigidez das molas em kN/m (Barboza, 2016)

Pilar	K_x	K_y	K_z	Pilar	K_x	K_y	K_z
1	525400	471711	525400	13	525400	471711	525400
2	525400	471711	525400	14	407899	565161	407899
3	525400	471711	525400	15	407899	565161	407899
4	525400	471711	525400	16	407899	565161	407899
5	525400	471711	525400	17	407899	565161	407899
6	525400	471711	525400	18	525400	471711	525400
7	525400	471711	525400	19	525400	471711	525400
8	407899	565161	407899	20	525400	471711	525400
9	407899	565161	407899	21	525400	471711	525400
10	407899	565161	407899	22	525400	471711	525400
11	407899	565161	407899	23	525400	471711	525400
12	525400	471711	525400	24	525400	471711	525400

4 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

O modelo estrutural investigado no presente estudo está associado a um edifício misto (aço-concreto) de 48 pavimentos, pé-direito de 3,6 m, altura total de 172,8 m e dimensões em planta de 45 m por 32 m, conforme mostrado na Fig. 3 (Rios, 2015). O edifício apresenta lajes em concreto armado com espessura de 15 cm, vigas principais compostas por perfis laminados W460x106, vigas secundárias por W410x60, todas em aço ASTM A572, pilares por perfis do tipo HD, em aço ASTM A913, com bitola variando na altura da edificação, conforme mostrado na Tabela 3 e núcleo central composto por diagonais de travamento em X com perfis do tipo HP310x94, conforme ilustrado na Fig. 4 (Rios, 2015).

Para o sistema estrutural investigado são adotados valores para a resistência característica do concreto (f_{ck}) de 30 MPa, módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}) de 26 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. Para o aço estrutural adotou-se coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.3 e peso específico (γ_c) de 78.5 kN/m³.

Tabela 3. Perfis laminados dos pilares do edifício investigado (Rios, 2015)

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

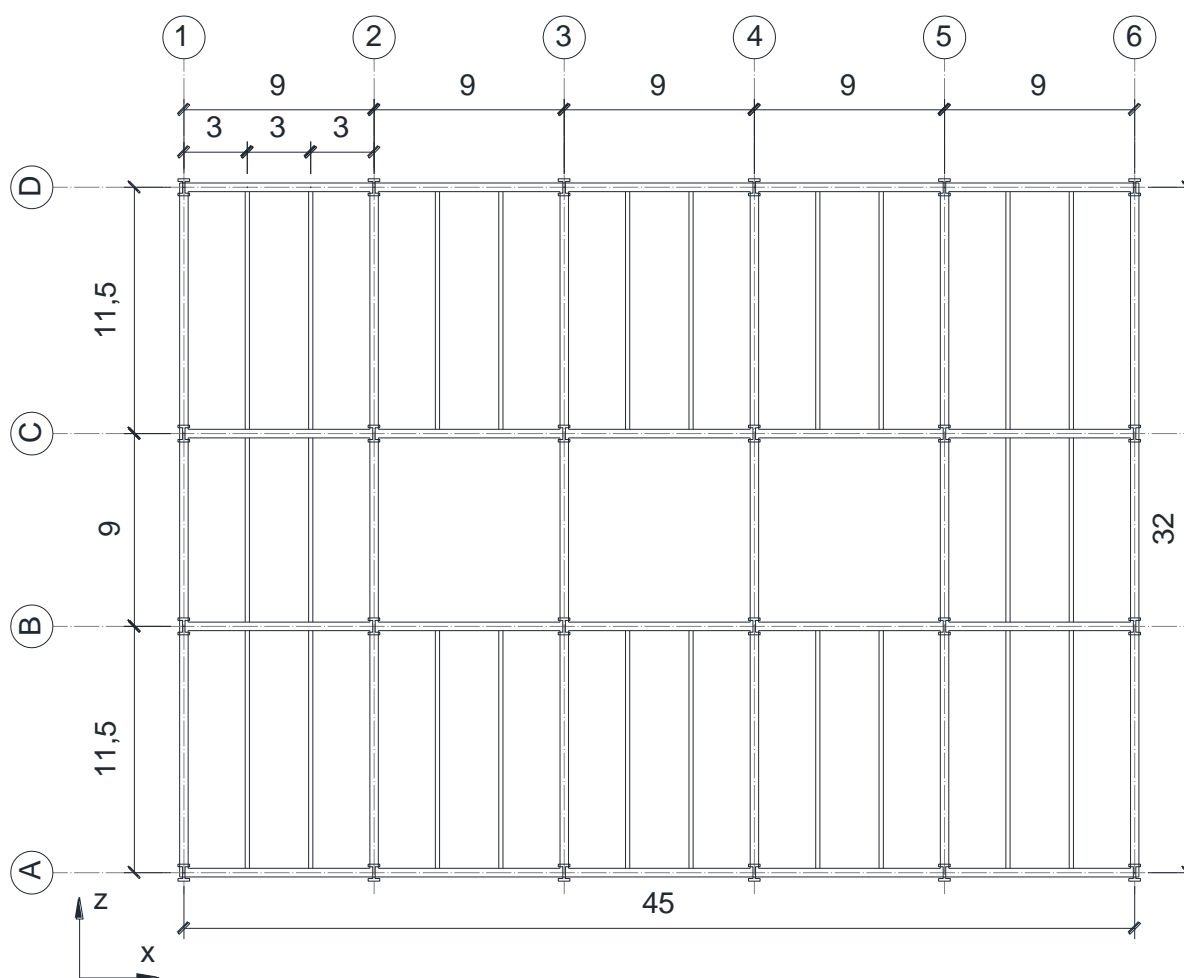


Figura 3. Planta baixa do pavimento tipo do edifício investigado (Barboza, 2016)

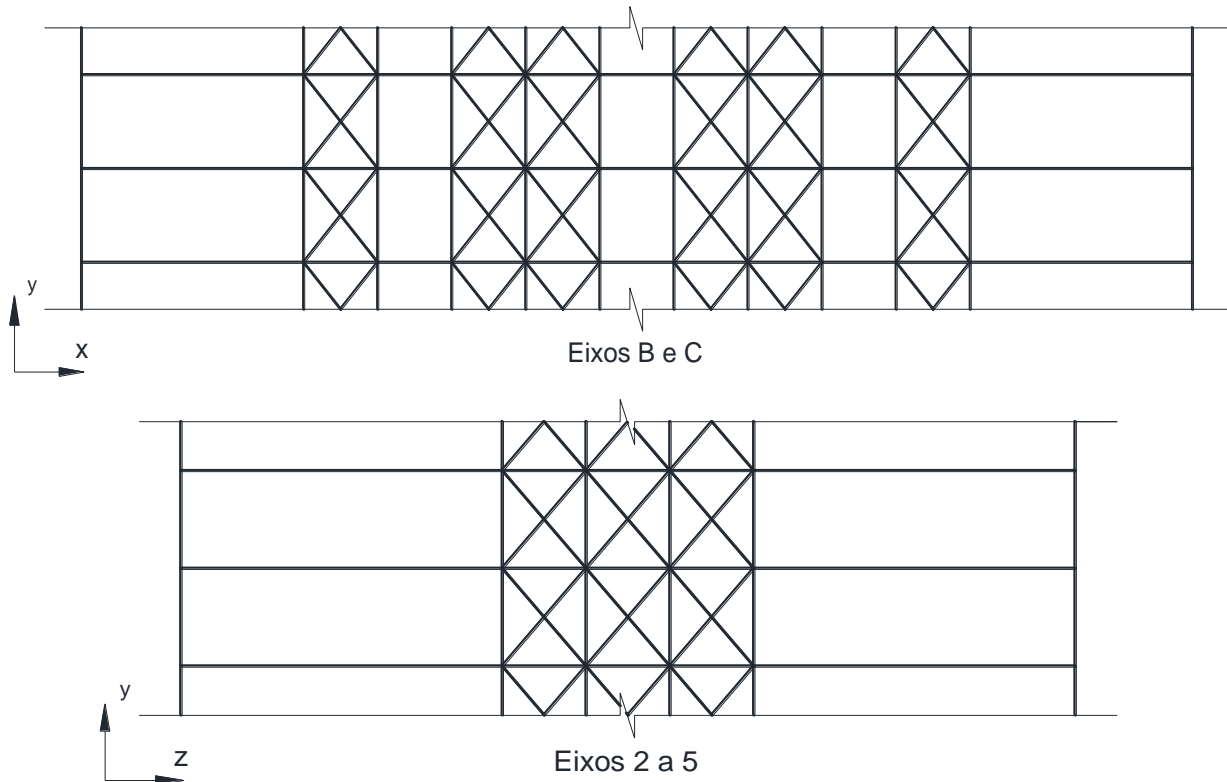


Figura 4. Sistema de travamento lateral do edifício investigado (Barboza, 2016)

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 do edifício. Os pilares, vigas e as diagonais de travamento do núcleo central 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.

O 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. As condições de contorno foram aplicadas ao modelo numérico na base do edifício considerando-se a interação solo-estrutura. Para tal, foram empregadas 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.

No que se refere à malha de elementos finitos, o modelo computacional adotado apresenta 690828 graus de liberdade, 115186 nós, 102228 elementos de casca SHELL63 (ANSYS, 2009), 96847 elementos de viga BEAM44 (ANSYS, 2009) e 39 elementos de mola COMBIN14 (ANSYS, 2009). Cabe ressaltar, ainda, que pelo fato do modelo ser do tipo misto (aço-concreto), neste trabalho de pesquisa foi considerado que a interação entre os materiais aço e concreto é do tipo completa (interação total aço-concreto).

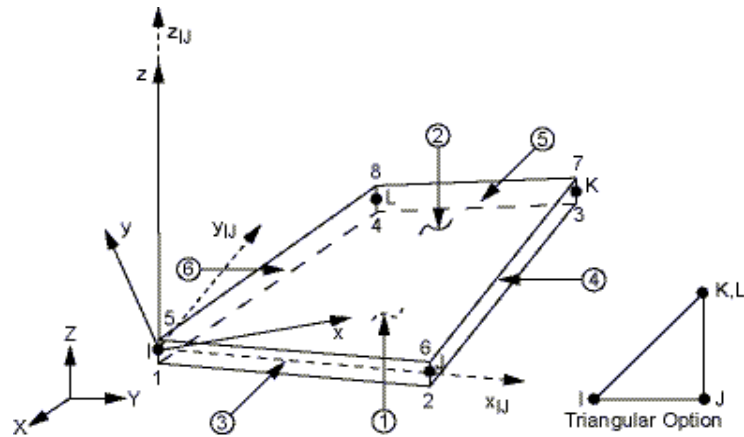


Figura 5. Elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009)

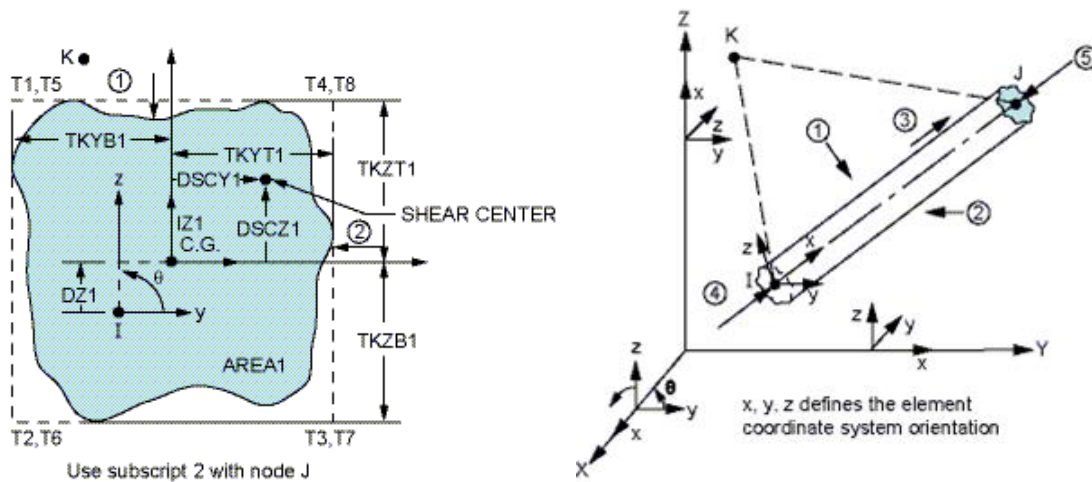


Figura 6. Elemento finito de viga BEAM44 (ANSYS, 2009)

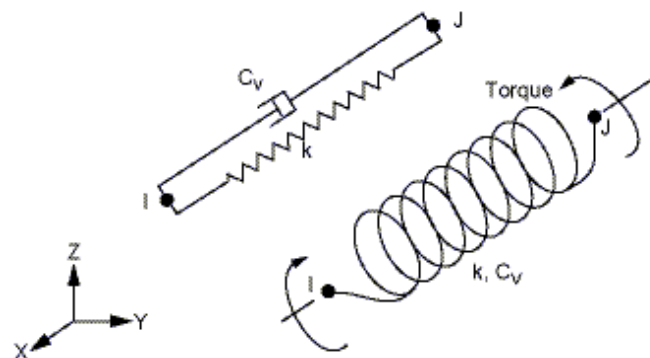


Figura 7. Elemento finito de mola COMBIN14 (ANSYS, 2009)

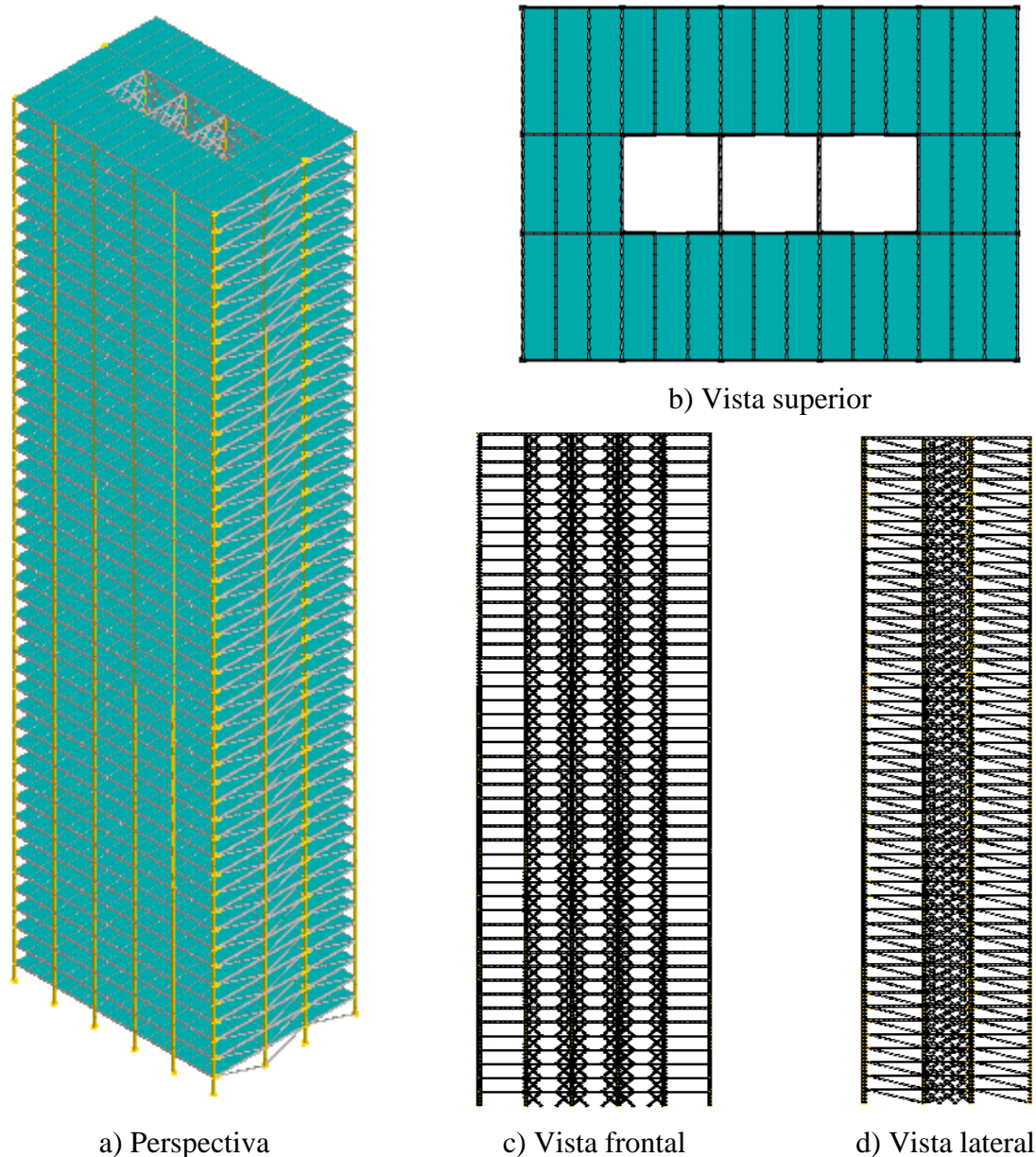


Figura 8. Modelo em elementos finitos do edifício investigado (Barboza, 2016)

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. Trinta séries de carregamento foram geradas com o tratamento probabilístico apropriado e aplicadas em cada um dos modelos numéricos. Os deslocamentos máximos foram obtidos no 48º pavimento, localizado na cota 172.8 m e os picos de aceleração obtidos no 47º pavimento, localizado na cota 169.2 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.

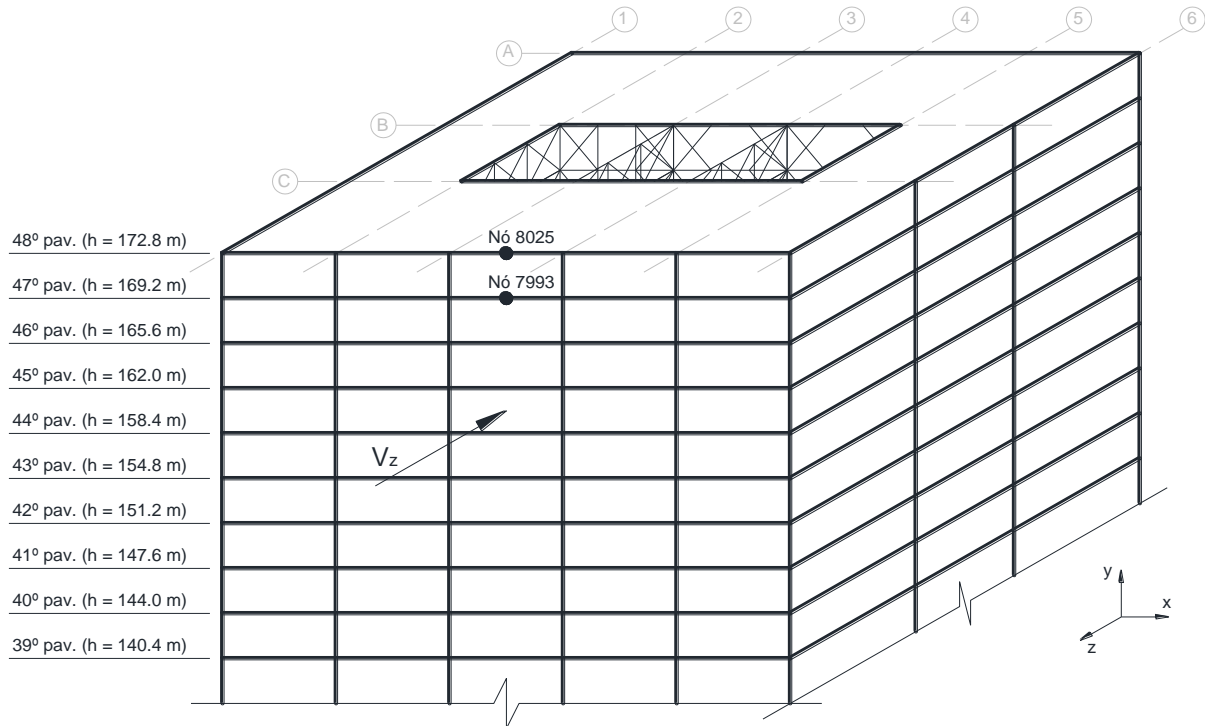


Figura 9. Posição dos nós de avaliação da resposta dinâmica do edifício (Barboza, 2016)

6.1 Frequências naturais e modos de vibração

As frequências naturais e os modos de vibração da estrutura investigada 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-se a Fig. 10, 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 que se refere à Fig. 11, observa-se no sétimo modo de vibração os efeitos de torção em torno do eixo y. Para o oitavo modo de vibração, efeitos de flexão na direção z. O nono modo apresenta efeitos de flexão em relação ao eixo x. E o décimo modo de vibração apresenta a predominância dos efeitos de torção no eixo vertical y.

6.2 Amortecimento estrutural

O amortecimento estrutural do edifício analisado é formulado com base na matriz de amortecimento de Rayleigh, que apresenta uma contribuição referente à matriz de rigidez K e uma contribuição oriunda da matriz de massa M, conforme a Eq. (8) (Barboza e Silva, 2015). Por sua vez, a Eq. (8) pode ser reescrita em termos da taxa de amortecimento (ξ_i) e da frequência natural circular (ω_{0i}), associada ao modo de vibração (i), de acordo com a Eq. (9).

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

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

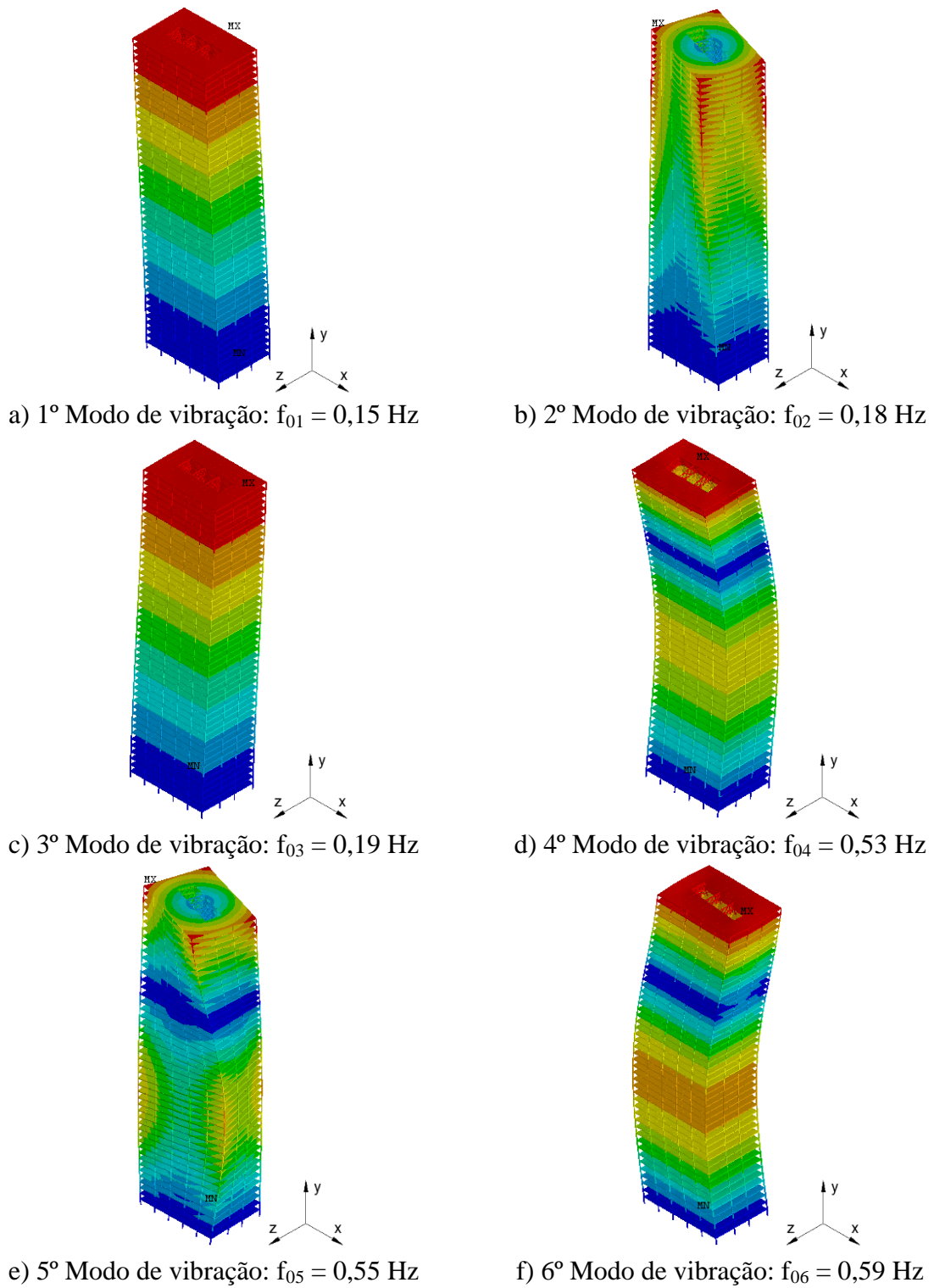


Figura 10. Modos de vibração do edifício investigado (Barboza, 2016)

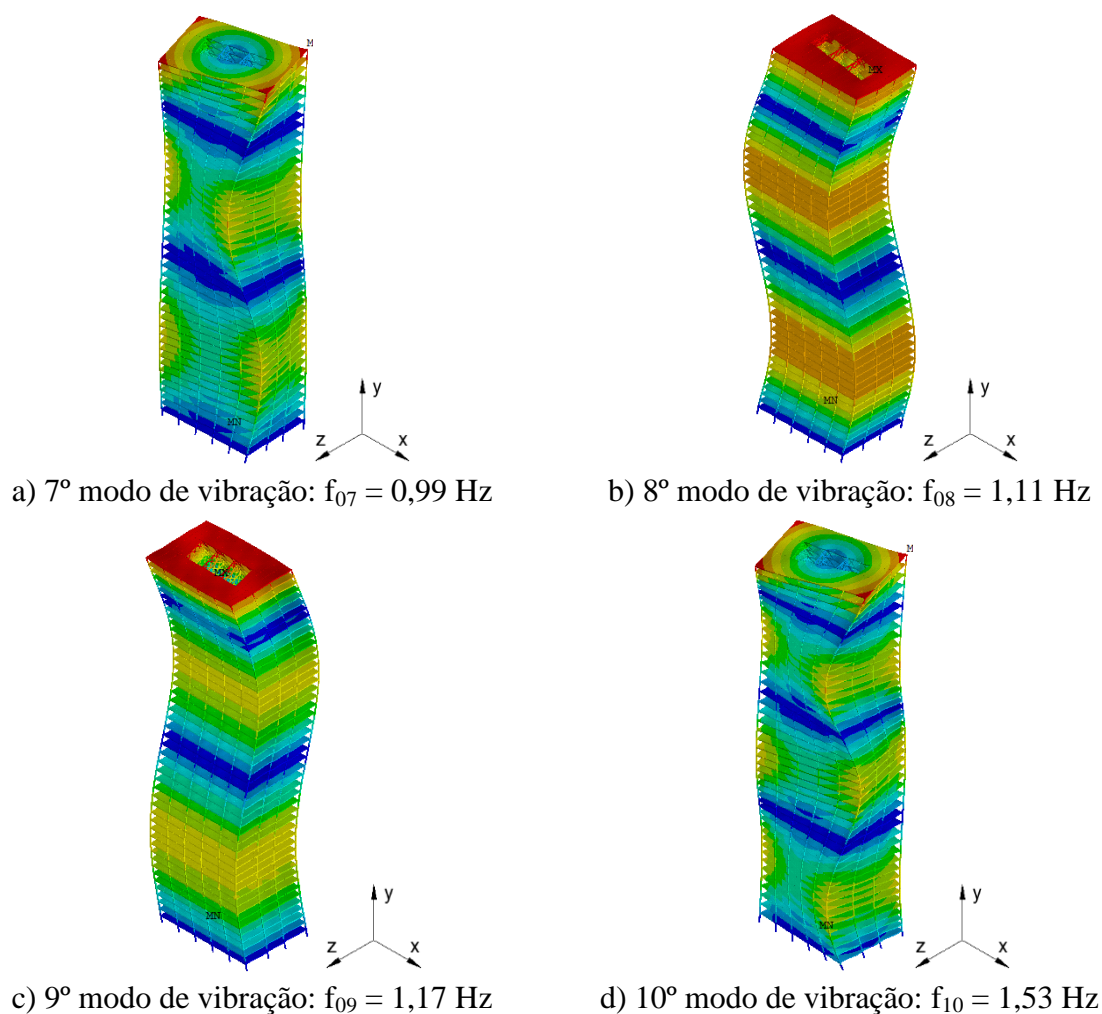


Figura 11. Modos de vibração do edifício investigado (Barboza, 2016)

Tabela 4. Frequências naturais do edifício investigado (Barboza, 2016)

Modo de vibração	Frequência natural (Hz)	Fenômeno físico
f_{01}	0,15	Flexão em x
f_{02}	0,18	Torção em y
f_{03}	0,19	Flexão em z
f_{04}	0,53	Flexão em x
f_{05}	0,55	Torção em y
f_{06}	0,59	Flexão em z
f_{07}	0,99	Torção em y
f_{08}	1,11	Flexão em z
f_{09}	1,17	Flexão em x
f_{10}	1,53	Torção em y

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

$$\alpha = 2\xi_i \omega_{01} - \beta \omega_{01}^2 \quad (10)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2 \omega_{02} - \xi_1 \omega_{01})}{\omega_{02}^2 - \omega_{01}^2} \quad (11)$$

Assim sendo, conhecendo-se os valores de (f_{01}) , (f_{02}) , e (ξ_1) (ξ_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 (Barboza, 2016)

f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
0,15	0,18	0,010168984	0,009729784

6.3 Resposta dinâmica devida às cargas não determinísticas do vento

As respostas estruturais da edificação em termos dos valores máximos médios dos deslocamentos translacionais horizontais e das acelerações de pico dos nós investigados foram obtidas mediante análise dinâmica linear no domínio do tempo. A Fig. 12 mostra o deslocamento horizontal na direção Z do nó 8025 (ver Fig. 9), localizado no topo do edifício ($h = 172,8$ m), considerando a aplicação da 21ª série de carregamento não determinístico da ação do vento. A Fig. 13 ilustra a aceleração na direção Z do nó 7993 (ver Fig. 9), localizado no 47º pavimento ($h = 169,2$ m), para a 10ª série de carregamento.

A ação não determinística do vento conduz a análise para um tratamento estatístico adequado dos resultados numéricos obtidos. Assim sendo, 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% ($R_{z95\%}$), através da Eq. (12) (Barboza e Silva, 2015).

$$R_{z95\%} = 1,65 \sigma + m \quad (12)$$

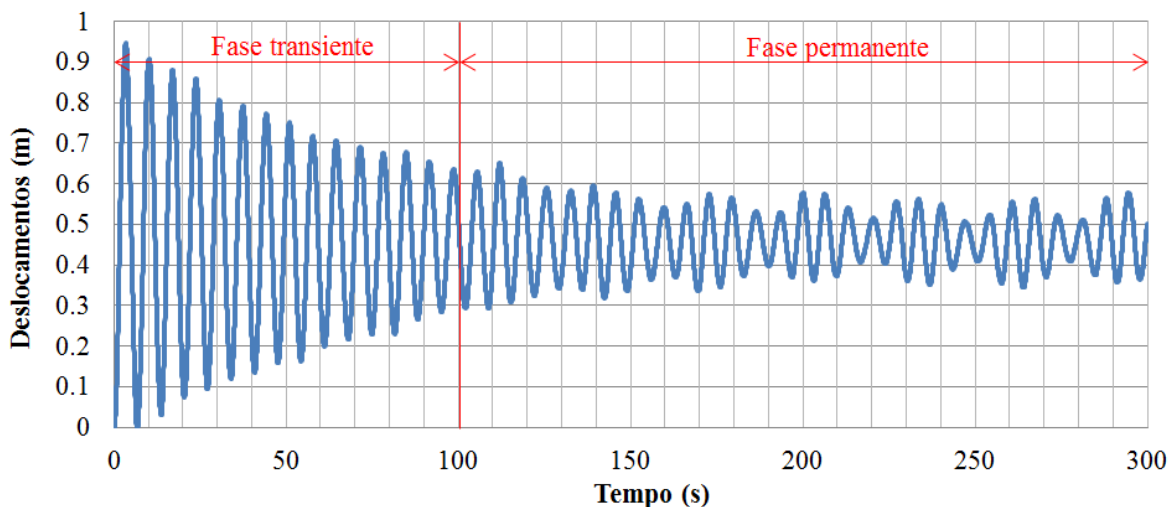


Figura 12. Deslocamento horizontal no nó 8025 (21ª série de carregamento) (Barboza, 2016)

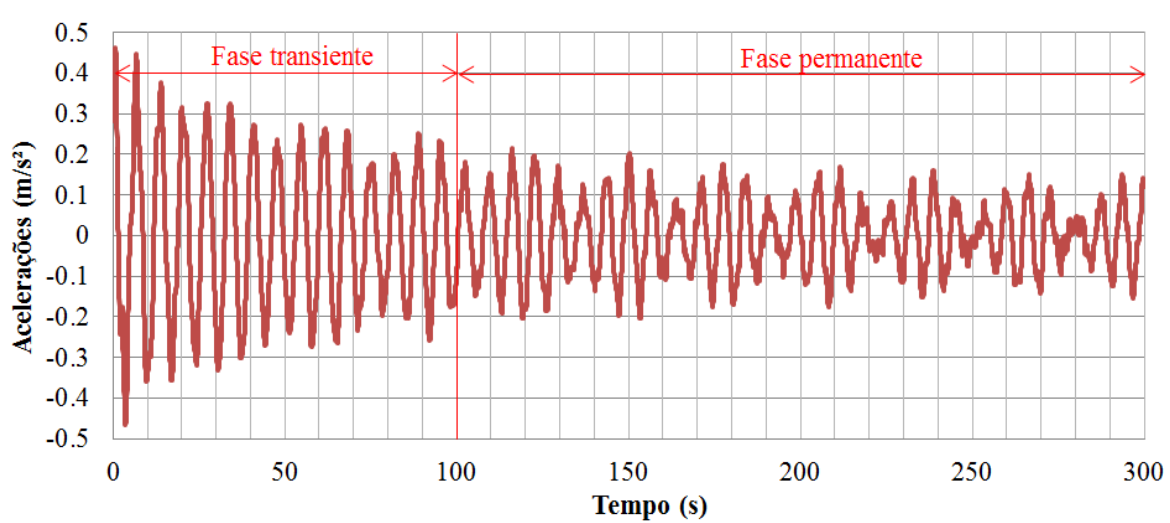


Figura 13. Aceleração horizontal no nó 7993 (10ª série de carregamento) (Barboza, 2016)

A Tabela 6 apresenta os valores dos deslocamentos e acelerações máximos médios obtidos na direção Z nas cotas 172,8 m e 169,2 m (ver Fig. 9), respectivamente, bem como os parâmetros estatísticos relacionados às trinta séries de carregamento não determinístico do vento aplicado no edifício investigado.

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 0,95 m para a fase transiente e de 0,71 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 0,50 m/s² para a fase transiente e de 0,23 m/s² para a fase permanente.

Em seguida, as Figs. 14 e 15 ilustram a resposta dinâmica da estrutura investigada, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações máximos médios, respectivamente, obtidos nas fases transiente e permanente considerando a aplicação das trinta séries não determinísticas da carga de vento sobre o edifício investigado.

A Fig. 14 mostra os deslocamentos máximos no topo da edificação (h = 172,8 m) nas fases transiente e permanente para cada uma das séries de carregamento não determinístico do vento. De outra forma, a Fig. 15 ilustra as acelerações de pico máximas obtidas no 41º pavimento da edificação (h = 169,2 m) considerando a ação não determinística do vento.

Tabela 6. Deslocamentos e acelerações médios do edifício investigado (Barboza, 2016)

Séries de carregamento	Fase transiente		Fase permanente	
	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)	Deslocamentos (m)	Acelerações (m/s ²)
1	,0,91	0,46	0,64	0,17
2	0,91	0,47	0,63	0,18
3	0,93	0,49	0,59	0,12
4	0,92	0,47	0,64	0,18
5	0,92	0,48	0,63	0,17
6	0,96	0,48	0,68	0,18
7	0,94	0,50	0,69	0,23
8	0,89	0,46	0,69	0,21
9	0,95	0,50	0,64	0,17
10	0,94	0,49	0,72	0,25
11	0,93	0,47	0,68	0,21
12	0,96	0,49	0,64	0,17
13	0,93	0,49	0,62	0,15
14	0,93	0,48	0,62	0,15
15	0,93	0,47	0,67	0,20
16	0,90	0,45	0,60	0,14
17	0,92	0,49	0,64	0,18
18	0,89	0,46	0,66	0,19
19	0,92	0,48	0,65	0,19
20	0,93	0,47	0,63	0,16
21	0,94	0,49	0,74	0,24
22	0,94	0,50	0,63	0,17
23	0,93	0,47	0,69	0,21
24	0,93	0,49	0,62	0,16
25	0,94	0,49	0,62	0,17
26	0,93	0,48	0,63	0,16
27	0,91	0,48	0,61	0,16
28	0,90	0,46	0,58	0,12
29	0,90	0,46	0,62	0,16
30	0,92	0,48	0,67	0,19
Média	0,93	0,48	0,65	0,18
Desvio padrão	0,02	0,01	0,04	0,03
R _{z95%}	0,95	0,50	0,71	0,23

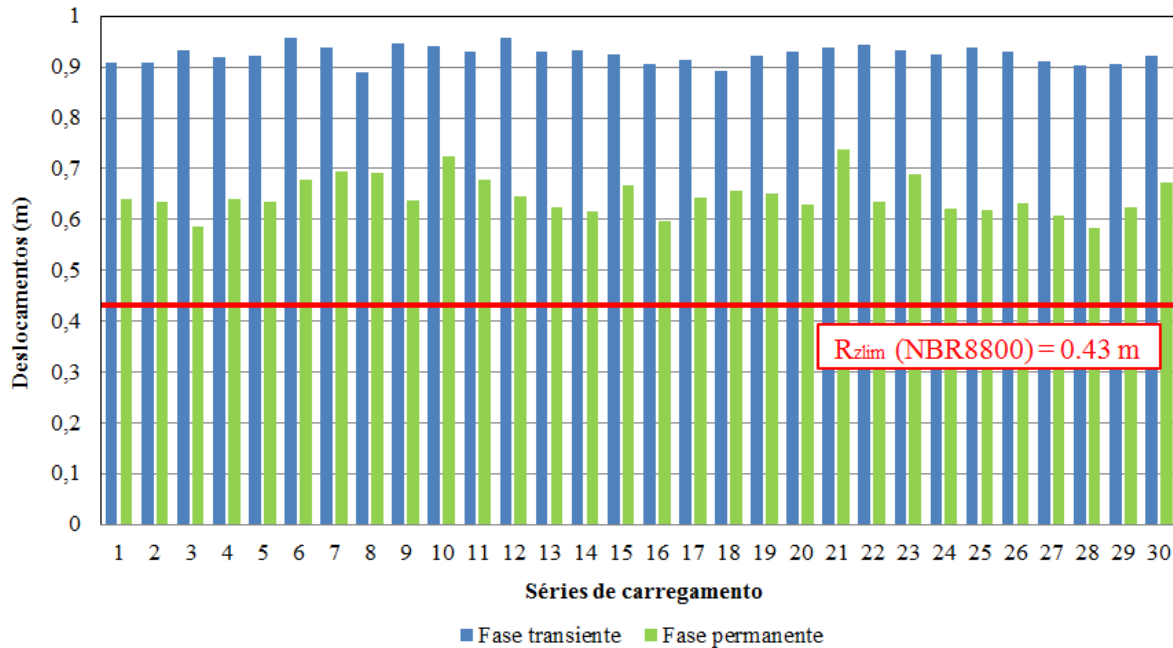


Figura 14, Resposta dinâmica da estrutura em termos de deslocamentos (Barboza, 2016)

Com base no gráfico da Fig. 14, verifica-se que os valores dos máximos deslocamentos horizontais do edifício na fase permanente são, em todas as séries de carregamento do vento adotadas, superiores ao limite da NBR 6118 (ABNT, 2014), $H/400$, onde (H) corresponde à altura da edificação. Para a estrutura investigada, o limite da norma é igual a 0,43 m.

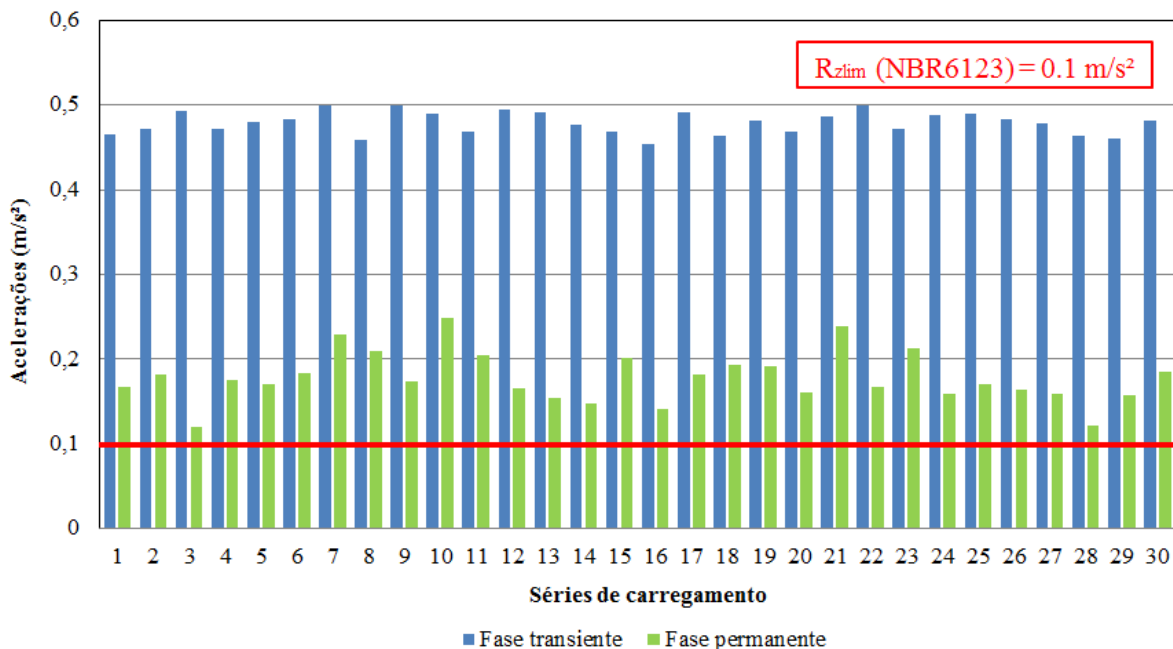


Figura 15, Resposta dinâmica da estrutura em termos de picos de aceleração (Barboza, 2016)

No que diz respeito ao gráfico da Fig. 15, é possível notar para todas as séries de carregamento que as acelerações de pico, nas fases transitente e permanente, são superiores a 0,10 m/s², limite estabelecido pela norma NBR 6123 (ABNT, 1988) no que se refere ao conforto humano.

Por outro lado, no trabalho de pesquisa desenvolvido por Bachmann e Hirsch (1995), os autores 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-se os valores das acelerações de pico obtidos nas análises numéricas realizadas, 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 dinâmico não determinístico de um edifício misto (aço-concreto), quando submetido à ação das cargas de vento, O edifício em questão apresenta 172,8 m de altura, com 48 andares, pé direito de 3,6 m e dimensões em planta de 45 m por 32 m, A metodologia de análise desenvolvida considera, também, a influência do efeito da interação solo-estrutura sobre a resposta estrutural dinâmica do modelo, O modelo numérico representativo do sistema estrutural estudado foi desenvolvido e analisado com base na utilização do programa em elementos finitos ANSYS (2009).

No que tange à análise de vibração livre, foi verificado que o modelo estrutural apresenta valores de frequências naturais muito baixas, com a frequência fundamental na ordem de 0,15 Hz, Este fato torna-se relevante para o 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 de vibração forçada, foi observado que o modelo estrutural investigado, submetido à ação não determinística das cargas de vento, apresentou deslocamentos translacionais horizontais máximos médios horizontais da ordem de 71 cm, sendo superiores ao limite da norma brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008) de 43 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 $0,50 \text{ m/s}^2$ e $0,23 \text{ m/s}^2$, respectivamente, nas fases transiente e permanente, 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, 2008. NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, Rio de Janeiro.
- Bachmann, H., Hirsch, G., 1995. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Birkhäuser. Berlim.
- Barboza, R. R., 2016. *Análise do comportamento dinâmico, avaliação de conforto humano e controle de vibrações de edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento 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.
- Barboza, R. R., Silva, J. G. S., 2015. Análise de conforto humano em edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento. . In *XXXVI Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, pp. 1-18.
- Blessmann, J., 2001. *Acidentes causados pelo vento*. 4ª edição. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Franco, M., Medeiros, S. R. P., 2011. O método do “vento sintético” - Novas considerações. *Revista TQS News*. n 33, pp. 38-46.
- 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.
- 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.
- Rios, M. P., 2015. *Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos submetidos a cargas de vento*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Estruturas. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro/Rio de Janeiro.