



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

George Lucas da Silva Quintanilha

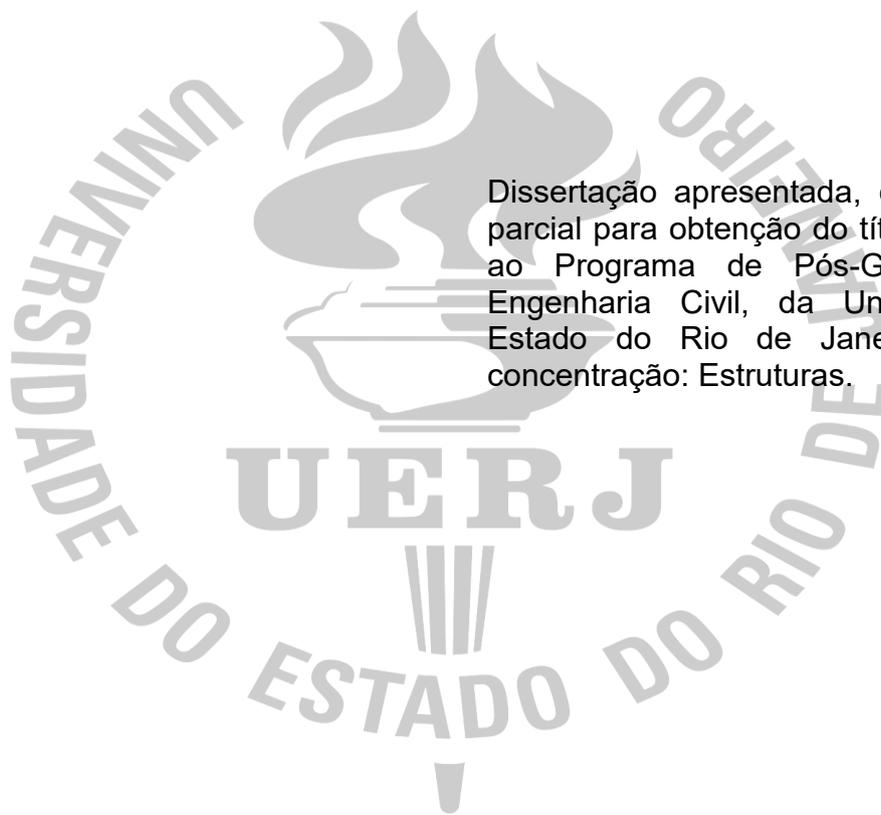
**Análise de vibrações e avaliação do conforto humano de edifícios mistos (aço-concreto) quando submetidos à ação randômica do vento**

Rio de Janeiro

2024

George Lucas da Silva Quintanilha

**Análise de vibrações e avaliação do conforto humano de edifícios mistos  
(aço-concreto) quando submetidos à ação randômica do vento**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2024

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

Q7 Quintanilha, George Lucas da Silva.  
Análise de vibrações e avaliação do conforto humano de edifícios mistos (aço-concreto) quando submetidos à ação randômica do vento / George Lucas da Silva Quintanilha. – 2024.  
208 f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Edifícios - Aerodinâmica - Teses. 3. Ventos - Teses. 4. Conforto humano - Teses. 5. Construção mista - Teses. 6. Método dos elementos finitos - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.042.4

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data

George Lucas da Silva Quintanilha

**Análise de vibrações e avaliação do conforto humano de edifícios mistos  
(aço-concreto) quando submetidos à ação randômica do vento**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em:

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, DSc. - Presidente/Orientador  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos, DSc.  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro, PhD.  
Faculdade de Engenharia - UERJ

---

Prof. Dr. Guilherme Santana Alencar, PhD.  
Universidade de Brasília - UnB

Rio de Janeiro

2024

## DEDICATÓRIA

À memória de meu pai, por quem sinto saudades eternas. À minha família, pelo suporte ao longo desta jornada. Aos meus amigos pela paciência e incentivo.

## **AGRADECIMENTOS**

À minha família, por todo carinho e suporte fornecido ao longo de toda minha vida pessoal e acadêmica.

Aos meus pais, George e Cláudia, por terem me proporcionado uma boa educação e pelos valores éticos ensinados.

A meu irmão Matheus, pelo companheirismo e por me apoiar nos momentos difíceis.

Ao meu orientador, Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, pela paciência, ensinamentos transmitidos e direcionamento ao longo deste trabalho de pesquisa.

Ao colega Jean Carlos Mota Silva, pela experiência compartilhada e auxílio na elaboração do artigo científico.

As amigas adquiridas durante o mestrado por toda ajuda e momentos compartilhados.

Aos meus amigos fora da universidade, pela paciência e compreensão nos momentos em que estive ausente.

À Universidade do Estado do Rio de Janeiro pela estrutura fornecida.

À CAPES pelo apoio financeiro.

## RESUMO

QUINTANILHA, George Lucas da Silva. *Análise de vibrações e avaliação do conforto humano de edifícios mistos (aço-concreto) quando submetidos à ação randômica do vento*. 2024. 208 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2024.

Levando-se em conta a atual tendência de construções cada vez mais altas e esbeltas em diversas cidades brasileiras, e considerando-se que inúmeros projetos de edifícios têm apresentado valores de frequências naturais inferiores a 1 Hz, em conjunto com níveis de amortecimento baixos, este trabalho de pesquisa tem por objetivo o desenvolvimento de uma investigação sobre o comportamento estrutural dinâmico não determinístico e avaliação dos níveis de conforto humano de edifícios mistos (aço-concreto), quando submetidos à ação randômica do vento. Para tal, ao longo do estudo foi considerado o modelo estrutural de um edifício do tipo misto (aço-concreto), o qual apresenta 48 pavimentos, pé direito de 3,6 m ( $h = 3,6$  m), e altura total de 173 m ( $H = 173$ m), acima do terreno. A modelagem numérica da estrutura foi realizada com base no emprego do programa ANSYS, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Foram adotados dois modelos de fundações, o primeiro considera o efeito da interação solo-estrutura, enquanto o segundo adota apoios indeslocáveis nas bases dos pilares. O efeito dos modos de vibração de flexão e de torção sobre a resposta estrutural dinâmica do edifício investigado, referente à avaliação final do conforto humano do edifício foi alvo de estudo. O nível de conforto humano do modelo estrutural foi analisado, em termos dos valores máximos médios das acelerações de pico, mediante tratamento estatístico da resposta dinâmica, tendo em mente comparações com os limites recomendados por normas e critérios de projeto.

Palavras-chave: Edifícios altos; Análise dinâmica de edifícios; Modelagem não determinística do vento; Avaliação do conforto humano; Modelagem em elementos finitos.

## ABSTRACT

QUINTANILHA, George Lucas da Silva. *Vibration analysis and human comfort assessment of steel-concrete composite buildings when subjected to random wind action*. 208 f. Dissertation (Master's degrees in Civil Engineering) - Faculty of Engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2024.

Taking into account the current trend of increasingly taller and slender buildings in several Brazilian cities, and considering that numerous building projects have presented natural frequency values below 1 Hz, together with low damping levels, this research work aims to develop an investigation on the non-deterministic dynamic structural behaviour and assessment of the human comfort levels of steel-concrete composite buildings, when subjected to random wind action. This way, throughout the study the structural model of a steel-concrete composite building was considered, which has 48 floors, a ceiling height of 3.6 m ( $h = 3.6$  m), and a total height of 173 m ( $H = 173$ m), above the ground. The numerical modelling of the structure was carried out based on the use of the ANSYS program, utilising the Finite Element Method (FEM). Two foundation models were adopted, the first considers the effect of soil-structure interaction, while the second adopts non-displaceable supports at the bases of the pillars. The effect of bending and torsional vibration modes on the dynamic structural response of the investigated building, related to the final assessment of the building's human comfort, was studied. The human comfort level of the structural model was analysed, in terms of the mean maximum values of peak accelerations, through statistical treatment of the dynamic response, keeping in mind comparisons with the limits recommended by standards and design criteria.

Keywords: Tall buildings; Dynamic analysis of buildings; Non-deterministic wind modelling; Human comfort assessment; Finite element modelling.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Edifício Burj Khalifa - Fonte: <a href="https://www.tripadvisor.com.br">https://www.tripadvisor.com.br</a> .....	21
Figura 2 - Edifício One Tower - Fonte: <a href="https://litoralvertical.com">https://litoralvertical.com</a> .....	22
Figura 3 - Edifício John Hancock - Fonte: <a href="https://feldmangeo.com">https://feldmangeo.com</a> .....	23
Figura 4 - Edifício Yachthouse - Fonte: <a href="https://revistahaus.com.br">https://revistahaus.com.br</a> .....	23
Figura 5 - Coeficiente de arrasto em vento de baixa turbulência (NBR 6123, 2023).43	
Figura 6 - Coeficiente de arrasto em vento de alta turbulência (NBR 6123, 2023) ...	44
Figura 7 - Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s) (NBR 6123, 2023).....	45
Figura 8 - Fator topográfico $S_1(z)$ (NBR 6123, 1988) .....	46
Figura 9 - Fator dinâmico, $\xi$ , para terreno de categoria IV (NBR 6123, 2023) .....	55
Figura 10 - Perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4 (Barile, 2019).....	60
Figura 11 - Valor de pico da aceleração transversal à coluna vertebral versus frequência de vibração para avaliação de conforto humano de ocupantes de edifícios altos sujeitos à ação do vento. NBR 6123 (2023). .....	63
Figura 12 - Valores limites de aceleração RMS horizontal de edifícios utilizadas para fins gerais (curva 1) e de estruturas off-shore fixas (curva 2). ISO 6897 (1984). .....	64
Figura 13 - Percepção humana de vibrações em edifícios (Hirsch & Bachmann, 1995) .....	65
Figura 14 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997).....	66
Figura 15 - Limite de exposição para aceleração na direção x e y, ISO 2631 (1985)	67
Figura 16 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas devido a ação do vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007) .....	69
Figura 17 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo (Barboza, 2016) ...	73
Figura 18 - Espectros de potência do vento (Adaptada de Blessmann, 2013).....	75
Figura 19 – Aceleração: domínio do tempo [ $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)] .....	77
Figura 20 – Aceleração: domínio da frequência [ $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)] .....	77
Figura 21 - Planta baixa do pavimento tipo (Rios, 2015).....	79
Figura 22 - Sistema de travamento lateral - Vista frontal (Rios, 2015).....	79
Figura 23 - Sistema de travamento lateral - Vista lateral (Rios, 2015) .....	80
Figura 24 - Modelos estruturais investigados .....	80

Figura 25 - Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (Velloso, 2010) .....	82
Figura 26 - Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo por meio de molas discretas (Antoniuzzi, 2011) .....	83
Figura 27 - Estaca submetida a uma força transversal (Velloso, 2010). .....	83
Figura 28 - Ensaio de SPT (Bastos, 2020). .....	88
Figura 29 - Corte longitudinal: Radier sobre as estacas (Bastos, 2020). .....	89
Figura 30 - Distribuição das Estacas .....	90
Figura 31 - Corte detalhando a profundidade da fundação (Bastos, 2020).....	93
Figura 32 - Perspectiva fundação.....	93
Figura 33 - Elemento finito BEAM44 (ANSYS, 2009).....	97
Figura 34 - Elemento finito SHELL63 (ANSYS, 2009).....	98
Figura 35 - Elemento finito SOLID45 (ANSYS, 2009) .....	98
Figura 36 - Elemento finito COMBIN14 (ANSYS, 2009).....	98
Figura 37 - Vista isométrica e oblíqua (Modelo flexível) .....	99
Figura 38 - Vista superior, lateral e superior (Modelo flexível) .....	100
Figura 39 - Vista isométrica e oblíqua (Modelo rígido) .....	101
Figura 40 - Vista superior, lateral e superior (Modelo rígido) .....	102
Figura 41 - Modelos de carregamento .....	107
Figura 42 - Deslocamento da estrutura com vento aplicado na direção Z .....	114
Figura 43 - Deslocamento da estrutura com vento aplicado na direção X .....	114
Figura 44 - Modos de vibração do modelo flexível (1º e 2º modo) .....	118
Figura 45 - Modos de vibração do modelo flexível (3º ao 6º modo) .....	119
Figura 46 - Modos de vibração do modelo flexível (7º ao 10º modo) .....	120
Figura 47 - Modos de vibração do modelo rígido (1º ao 4º modo) .....	121
Figura 48 - Modos de vibração do modelo rígido (5º ao 8º modo) .....	122
Figura 49 - Modos de vibração do modelo rígido (9º e 10º modo) .....	123
Figura 50 - Local de aplicação da carga harmônica: direção Z.....	125
Figura 51 - Espectro de resposta da análise harmônica: direção Z .....	125
Figura 52 - Local de aplicação da carga harmônica: direção X.....	126
Figura 53 - Espectro de resposta da análise harmônica: direção X .....	126
Figura 54 - Convergência dos resultados: direção Z [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (126 km/h)] .....	133
Figura 55 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (126 km/h)] .....	134

Figura 56 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (126 km/h)] .	134
Figura 57 - Resultados no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (126 km/h)] .....	134
Figura 58 - Curva de acelerações RMS limite da ISO 6897: direção Z (modelo flexível) .....	138
Figura 59 - Convergência dos resultados do modelo flexível: $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (126 km/h) .....	142
Figura 60 - Convergência dos resultados do modelo rígido: $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (126 km/h) .....	142
Figura 61 - Deslocamento característico: $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (modelo flexível) .....	144
Figura 62 - Aceleração característica: $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (modelo flexível) .....	144
Figura 63 - Deslocamento característico: $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (modelo rígido) .....	146
Figura 64 - Aceleração característica: $V_0 = 35 \text{ m/s}$ (modelo rígido) .....	146
Figura 65 - Curva de aceleração RMS limite da ISO 6897: direção Z (modelo flexível, 15°).....	155
Figura 66 - Curva de aceleração RMS limite da ISO 6897: direção X (modelo flexível, 75°).....	156
Figura 67 - Deslocamento no domínio do tempo na direção Z (modelo flexível).....	158
Figura 68 - Deslocamento no domínio da frequência: direção Z (modelo flexível)..	159
Figura 69 - Deslocamento no domínio do tempo: direção X (modelo flexível) .....	159
Figura 70 - Deslocamento no domínio da frequência: direção X (modelo flexível)..	159
Figura 71 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z (modelo flexível) .....	160
Figura 72 - Aceleração no domínio da frequência: direção Z (modelo flexível).....	160
Figura 73 - Aceleração no domínio do tempo: direção X (modelo flexível) .....	160
Figura 74 - Aceleração no domínio da frequência: direção X (modelo flexível) .....	161
Figura 75 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z (modelo rígido).....	161
Figura 76 - Deslocamento no domínio da frequência: direção Z (modelo rígido) ....	162
Figura 77 - Deslocamento no domínio do tempo: direção X (modelo rígido) .....	162
Figura 78 - Deslocamento no domínio da frequência: direção X (modelo rígido)....	162
Figura 79 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z (modelo rígido).....	163
Figura 80 - Aceleração no domínio da frequência: direção Z (modelo rígido) .....	163
Figura 81 - Aceleração no domínio do tempo: direção X (modelo rígido) .....	163
Figura 82 - Aceleração no domínio da frequência: direção X (modelo rígido).....	164
Figura 83: Aceleração máxima limite ( $f = 0,16 \text{ Hz}$ ): NBR 6123 (2023).....	174

Figura 84 - Curvas limites: Tempo de recorrência de 10 anos - NBR 6123 (2023).	185
Figura 85 - Comparação de convergência: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023).	187
Figura 86 - Comparação das respostas: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023).....	187
Figura 87 - Curvas limites: Tempo de recorrência de 1 ano - NBR 6123 (2023).....	188
Figura 88 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)] .....	191
Figura 89 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)].	191
Figura 90 - Respostas no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)] .....	191
Figura 91 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)] .....	193
Figura 92 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)].	193
Figura 93 - Respostas no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)] .....	193
Figura 94 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)] .....	195
Figura 95 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)].	195
Figura 96 - Respostas no domínio da frequência na: direção Z [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)] .....	195
Figura 97 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)] .....	197
Figura 98 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)].	197
Figura 99 - Respostas no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)] .....	197
Figura 100 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)]	199
Figura 101 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)] ....	199
Figura 102 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)]..	200
Figura 103 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 25$ m/s (90 km/h)].....	200
Figura 104 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)] .....	201
Figura 105 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)] ..	201
Figura 106 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)]	202
Figura 107 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)].....	202

Figura 108 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)] .....	203
Figura 109 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)] ..	203
Figura 110 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)]	204
Figura 111 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)].....	204
Figura 112 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)] .....	205
Figura 113 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)] ..	205
Figura 114 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)]	206
Figura 115 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)].....	206
Figura 116 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)] .....	207
Figura 117 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)] ..	207
Figura 118 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)]	208
Figura 119 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)].....	208

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos (NBR 6123, 2023).....	48
Tabela 2 - Fator de rajada (NBR 6123, 2023) .....	48
Tabela 3 - Parâmetros $b_m$ , $p$ , $F_r$ (NBR 6123, 2023).....	49
Tabela 4 - Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ (NBR 6123, 2023).....	50
Tabela 5 - Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ (NBR 6123, 1988).....	51
Tabela 6 - Fator estatístico $S_3$ (NBR 6123, 2023) .....	51
Tabela 7 - Expoente $p$ e parâmetro $b$ (NBR 6123, 2023) .....	53
Tabela 8 - Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos (NBR 6123, 2023) .....	54
Tabela 9 - Diferenças entre a NBR 6123 (1988) e a NBR 6123 (2023) .....	55
Tabela 10 - Tempos de duração e alturas de referências (Kwon, 2013).....	58
Tabela 11 - Categorias de exposição (Kwon, 2013).....	58
Tabela 12 - Coeficientes para lei potencial (Kwon, 2013) .....	59
Tabela 13 - Velocidade de fricção e comprimento de rugosidade para a norma AS/NZS (Kwon, 2013).....	59
Tabela 14 - Valores limites de aceleração (Hirsch & Bachmann, 1995).....	65
Tabela 15 - Critérios de avaliação do conforto (ISO 2631, 1997).....	68
Tabela 16 - Comparação entre os critérios de conforto humano.....	70
Tabela 17 - Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural (RIOS, 2015).....	79
Tabela 18 - Valores típicos de $k_{s1}$ em $\text{kN/m}^3$ (TERZAGHI, 1955) .....	84
Tabela 19 - Valores típicos de $n_h$ em $\text{kN/m}^3$ (TERZAGHI, 1955).....	85
Tabela 20 - Valores do coeficiente $\alpha$ (Godoy & Teixeira ,1996) .....	86
Tabela 21 - Valores do coeficiente $k$ (Godoy & Teixeira ,1996) .....	87
Tabela 22 - Tabelas de cargas na fundação (Bastos, 2020).....	89
Tabela 23 - Tabela Décourt-Quaresma (Bastos, 2020).....	91
Tabela 24 - Reações horizontais sobre as estacas (Bastos, 2020).....	92
Tabela 25 - Quantidade de cada elemento nos modelos estudados.....	103
Tabela 26 - Total de nós, elementos e graus de liberdade nos modelos estudados .....	103
Tabela 27 - Parâmetros de amortecimento $\alpha$ e $\beta$ (modos associados ao eixo X) ...	106
Tabela 28 - Parâmetros de amortecimento $\alpha$ e $\beta$ (modos associados ao eixo Z) ..	106

Tabela 29 - Parâmetros de amortecimento $\alpha$ e $\beta$ (modos associados ao eixo Y) ...	106
Tabela 30 - Combinação para cargas estáticas .....	109
Tabela 31 - Parâmetros para geração do carregamento de vento .....	110
Tabela 32 - Cargas horizontais devido ao vento: direção Z (1° ao 4° piso).....	110
Tabela 33 - Cargas horizontais devido ao vento: direção Z (5° ao 48° piso).....	111
Tabela 34 - Cargas horizontais devido ao vento: direção X (1° ao 43° piso).....	112
Tabela 35 - Cargas horizontais devido ao vento: direção X (44° ao 48° piso).....	113
Tabela 36 - Verificação dos deslocamentos no topo da edificação (ELS).....	113
Tabela 37 - Frequências (f) e períodos (T) do modelo flexível .....	117
Tabela 38 - Frequências (f) e períodos (T) do modelo rígido .....	117
Tabela 39 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento....	130
Tabela 40 - Tratamento estatístico: direção Z [ $V_0 = 35$ m/s (126 km/h)] .....	132
Tabela 41 - Resultados máximos médios (efeitos dos modos de flexão).....	135
Tabela 42 - Verificação dos deslocamentos máximos médios (limites normativos)	136
Tabela 43 - Verificação das acelerações máximas médias (limites normativos).....	137
Tabela 44 - Valores máximos médios: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h) (modelo flexível) ...	141
Tabela 45 - Valores máximos médios: $V_0 = 35$ m/s (126 km/h) (modelo rígido).....	141
Tabela 46 - Respostas máximas médias: modelo flexível (5m/s a 35m/s).....	148
Tabela 47 - Respostas máximas médias: modelo flexível (40 m/s a 50 m/s).....	149
Tabela 48 - Respostas máximas médias: modelo rígido (5 m/s a 15 m/s).....	149
Tabela 49 - Respostas máximas médias: modelo rígido (20 m/s a 50 m/s).....	150
Tabela 50 - Verificação dos deslocamentos máximos médios (limites normativos)	151
Tabela 51 - Verificação das acelerações máximas médias (direção Z) .....	152
Tabela 52 - Verificação das acelerações máximas médias (direção X) .....	153
Tabela 53 - Deslocamentos e acelerações máximos: $V_0 = 35$ m/s (modelo flexível) .....	157
Tabela 54 - Deslocamentos e acelerações máximos: $V_0 = 35$ m/s (modelo rígido)	157
Tabela 55 - Comparação: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023) (Modelo flexível)	186
Tabela 56 - Comparação: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023) (Modelo rígido) ..	186
Tabela 57 - Tratamento estatístico: direção Z [ $V_0 = 30$ m/s (108 km/h)] .....	190
Tabela 58 - Tratamento estatístico na direção Z [ $V_0 = 40$ m/s (144 km/h)] .....	192
Tabela 59 - Tratamento estatístico na direção Z [ $V_0 = 45$ m/s (162 km/h)] .....	194
Tabela 60 - Tratamento estatístico na direção Z [ $V_0 = 50$ m/s (180 km/h)] .....	196

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira De Normas Técnicas
AIJ	<i>Architectural Institute of Japan</i>
ANSI	<i>American National Standards Institute</i>
ANSYS	<i>Swanson Analysis Systems</i>
APDL	<i>Parametric Design Language</i>
ASCE	<i>American Society of Civil Engineering Standard</i>
AS/NZS	<i>Australian/New Zealand Standard</i>
ASTM	<i>American Society for Testing And Materials</i>
CAD	<i>Computer Aided Design</i>
CNS	<i>Chinese National Standards</i>
EC	Categoria de Exposição
ELS	Estado Limite de Serviço
Eurocode	Norma Europeia
I	Incômodo
IMP	Imperceptível
INT	Intolerável
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
LRC	<i>Load Response Correlation</i>
MATLAB	<i>MATHWORKS Inc.</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MG	Minas Gerais (Estado Brasileiro)
MI	Muito Incômodo
MMD	Método do Modelo Discreto
MRE	Método da Representação Espectral
NBCC	<i>National Building Code of Canada</i>
NBR	Norma Brasileira
P	Perceptível
RMS	<i>Root Mean Square</i>
SC	Santa Catarina (Estado Brasileiro)
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	Pico de aceleração
$\alpha$	parâmetro que considera a contribuição da matriz de massa
$A_e$	Área frontal efetiva
$a_i$	Amplitude das séries temporais
$a_{lim}$	Aceleração limite
$a_{limRMS}$	Aceleração RMS limite
$a_x$	Aceleração de pico na direção X
$a_{xRMS}$	Aceleração RMS na direção X
$a_z$	Aceleração de pico na direção Z
$a_{zRMS}$	Aceleração RMS na direção Z
b	Coefficiente dependente da rugosidade do terreno
B	Diâmetro da estaca
$\beta$	parâmetro que considera a contribuição da matriz de rigidez
$b_m$	Parâmetro meteorológico
C	Matriz de amortecimento
$C_a$	Coefficiente de arrasto
d	Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro
$d_e$	Largura da estaca
$\Delta f$	Incremento da frequência
E	módulo de deformabilidade
$\xi$	coeficiente de amplificação dinâmica
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$E_s$	módulo de elasticidade do aço
f	frequência
$f_0$	Primeira frequência natural da estrutura
$f_{ck}$	resistência característica à compressão
$f_j$	Frequência correspondente ao modo j
$F_r$	Fator de rajada
$F(t)$	Carga dinâmica não determinística do vento variando ao longo do tempo

$f_y$	resistência característica do aço
$g$	Densidade
$\gamma_\sigma$	peso específico do aço
$\gamma_\chi$	peso específico do concreto
$h$	Altura total da edificação
$L$	Largura da estrutura perpendicular à direção de aplicação da carga de vento
$L_t$	Maior dimensão da estrutura
$k$	Constante de Kármán igual a 0,4
$K$	Matriz de rigidez
$k_h$	Coefficiente de reação horizontal
$k_{s1}$	Módulo de placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado
$m$	Vida útil, em anos, de acordo com o tipo de edificação
$M$	Matriz de massa
$n$	Número de divisões do espectro de potência utilizado na análise
$N$	Índice de resistência à penetração (SPT)
$n_h$	parâmetro de rigidez para solos não coesivos
$p$	Exponente dependente da rugosidade do terreno
$P_m$	Probabilidade
$q$	Inclinação média do talude ou encosta do morro
$\bar{q}_0$	Pressão dinâmica
$q_e$	Pressão dinâmica do vento
$q_i$	Ângulo fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2 PI
$q(z)_fl$	pressão de vento flutuante
$R_{95\%}$	valor característico da resposta dinâmica
$\sigma$	Desvio padrão
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Rugosidade do terreno
$S_3$	Fator estatístico
$S^v$	Densidade espectral
$t$	Intervalo de tempo
$\mu$	Valor médio da resposta
$u^*$	Velocidade de fricção

$u_j$	Deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante do vento
$U_x$	Deslocamento na direção X
$U_z$	Deslocamento na direção Z
$\nu$	coeficiente de Poisson
$V_0$	Velocidade básica do vento
$V_{10}$	Velocidade média do vento na cota de 10 m acima do terreno
$V_k$	velocidade característica
$\overline{V}_p$	Velocidade média de projeto
$V(t)$	parcela flutuante
$V_t(h)$	Velocidade média do vento sobre o intervalo de tempo t expresso em segundos (s), no topo da edificação ou parte da edificação em estudo.
$VT(t)$	função temporal
$\overline{V}(z)$	parcela média
$\omega_{0i}$	frequência natural circular em rad/s
$x$	Coeficiente de amplificação dinâmica
$X$	Frequência adimensional
$x_i$	taxa do i-ésimo modo de vibração
$Z$	Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado
$\zeta$	Razão de amortecimento crítico
$Z_e$	profundidade da estaca
$Z_r$	Altura de referência

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>21</b>
<b>1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>28</b>
1.1 Considerações iniciais do capítulo .....	28
1.2 Edifícios altos e a ação dinâmica do vento .....	28
1.3 Análise do conforto humano .....	31
1.4 Efeitos de torção em edifícios altos .....	35
1.5 Modelagem da interação solo-estrutura .....	38
1.6 Considerações finais do capítulo .....	41
<b>2 NORMAS DE PROJETO: NBR 6123 (1988) E NBR 6123 (2023)</b> .....	<b>42</b>
2.1 Considerações iniciais do capítulo .....	42
2.2 Forças estáticas devido ao vento .....	42
2.3 Efeitos dinâmicos devido à turbulência .....	52
2.4 Comparação entre a NBR 6123 (1988) e a NBR 6123 (2023) .....	55
2.5 Considerações finais do capítulo .....	56
<b>3 NORMAS INTERNACIONAIS E AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO</b>	<b>57</b>
3.1 Considerações iniciais .....	57
3.2 Normas e recomendações internacionais de projeto .....	57
3.3 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988) .....	61
3.4 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (2023) .....	62
3.5 Critérios de avaliação segundo a ISO 6897 (1984) .....	64
3.6 Critério de avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995) .....	65
3.7 Critério de avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997) ...	66
3.8 Critério de avaliação segundo ISO 10137 (2007) .....	68
3.9 Comparação entre os critérios de avaliação de conforto humano .....	69
3.10 Verificação do conforto humano em edifícios .....	70
3.11 Considerações finais do capítulo .....	71
<b>4 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DAS CARGAS DE VENTO</b> .....	<b>72</b>
4.1 Considerações iniciais do capítulo .....	72
4.2 Modelagem do carregamento não determinístico .....	72
4.3 Considerações finais do capítulo .....	77
<b>5 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO</b> .....	<b>78</b>

5.1	Considerações iniciais do capítulo.....	78
5.2	Modelo estrutural em estudo.....	78
5.3	Interação solo-estrutura.....	81
5.4	Resistência lateral do solo sobre estacas.....	81
5.5	Modelo da fundação do edifício em estudo .....	87
5.6	Considerações finais do capítulo.....	94
6	<b>MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>95</b>
6.1	Considerações iniciais do capítulo.....	95
6.2	Modelagem numérica do edifício investigado .....	95
6.3	Hipóteses simplificadoras .....	103
6.4	Modelagem do amortecimento estrutural .....	104
6.5	Procedimento de aplicação das cargas não determinísticas de vento	107
6.6	Considerações finais do capítulo.....	108
7	<b>ANÁLISE ESTÁTICA.....</b>	<b>109</b>
7.1	Considerações iniciais do capítulo.....	109
7.2	Descrição dos carregamentos estáticos .....	109
7.3	Deslocamentos translacionais .....	113
7.4	Considerações finais.....	115
8	<b>ANÁLISE MODAL DO SISTEMA ESTRUTURAL .....</b>	<b>116</b>
8.1	Considerações iniciais do capítulo.....	116
8.2	Frequências naturais (autovalores) .....	116
8.3	Modos de vibração (autovetores).....	118
8.4	Considerações finais do capítulo.....	123
9	<b>ANÁLISE HARMÔNICA.....</b>	<b>124</b>
9.1	Considerações iniciais do capítulo.....	124
9.2	Descrição do carregamento: análise harmônica .....	124
9.3	Considerações finais do capítulo.....	127
10	<b>ANÁLISE DINÂMICA: EFEITOS DOS MODOS DE FLEXÃO.....</b>	<b>128</b>
10.1	Considerações iniciais do capítulo.....	128
10.2	Descrição do carregamento: análise estrutural dinâmica .....	128
10.3	Resposta estrutural dinâmica .....	131
10.4	Estudo paramétrico e avaliação do conforto humano .....	135
10.5	Considerações finais do capítulo.....	139
11	<b>ANÁLISE DINÂMICA: EFEITOS DOS MODOS DE TORÇÃO .....</b>	<b>140</b>

11.1	Considerações iniciais do capítulo.....	140
11.2	Descrição do carregamento: análise estrutural dinâmica .....	140
11.3	Resposta estrutural dinâmica .....	141
11.4	Estudo paramétrico e avaliação do conforto humano .....	147
11.5	Resposta estrutural dinâmica: variação dos ângulos de incidência ...	157
11.6	Considerações finais do capítulo.....	164
12	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>166</b>
12.1	Aspectos gerais .....	166
12.2	Análise estática.....	166
12.3	Análise modal .....	167
12.4	Análise harmônica.....	167
12.5	Avaliação da interação solo-estrutura.....	168
12.6	Análise dinâmica: efeitos dos modos de flexão .....	169
12.7	Análise dinâmica: efeitos dos modos de torção.....	170
12.8	Comparação de resultados: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023).....	174
12.9	Considerações finais.....	175
12.10	Sugestão para trabalhos futuros.....	176
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>177</b>
	<b>APÊNDICE A - COMPARATIVO: NBR 6123 (1988) E NBR 6123 (2023).....</b>	<b>185</b>
	<b>APÊNDICE B - ANÁLISE DINÂMICA (EFEITOS DOS MODOS DE FLEXÃO) .....</b>	<b>189</b>
	<b>APÊNDICE C - ANÁLISE DINÂMICA (EFEITOS DOS MODOS DE TORÇÃO) ....</b>	<b>198</b>

## INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento de diversas economias ao longo do tempo, a demanda por espaço nos grandes centros urbanos cresceu de maneira considerável, levando a verticalização das grandes cidades, visto que o crescimento horizontal não era mais possível devido à falta de espaço.

De acordo com Helsley e Strange (2008), a construção de edificações com altura elevada permite a maior concentração de pessoas, aumentando a rentabilidade do espaço utilizado. A disseminação desses edifícios foi fundamental considerando o atendimento da demanda comercial e residencial em diversas cidades como Nova York e Chicago (Baskaran, 1993).

A construção de arranha-céus é um fenômeno global, tendo como referência diversas cidades dos Estados Unidos, além de que nas últimas décadas observa-se uma grande quantidade de edifícios altos sendo construídos em países asiáticos como China, Malásia e Singapura, e em países árabes como Emirados Árabes Unidos, Arábia Saudita e Catar. No Brasil, os maiores edifícios estão em maioria na cidade de Balneário Camboriú/SC, sendo diversas destas edificações construídas nos últimos anos. O maior edifício do mundo até o momento é o Burj Khalifa (Figura 1), possuindo 160 andares e altura de 828 metros, localizado em Dubai, Emirados Árabes Unidos.



Figura 1 - Edifício Burj Khalifa - Fonte: <https://www.tripadvisor.com.br>

Os edifícios mais altos do Brasil estão predominantemente localizados na região sul, especialmente em Balneário Camboriú/SC. A One Tower (Figura 2), finalizada em dezembro de 2022, é o mais alto do país e o segundo mais alto da América do Sul, com 290 metros de altura.



Figura 2 - Edifício One Tower - Fonte: <https://litoralvertical.com>

Construções baixas, pesadas e conseqüentemente com grande rigidez não apresentam problemas relevantes quando submetidas a carregamentos horizontais proveniente das cargas de vento, sendo este o modelo de edificação predominante até meados dos anos 1960. Porém, a construção de edifícios com altura elevada levou a utilização de materiais cada vez mais leves e a elementos estruturais mais otimizados, tornando as estruturas mais esbeltas, com isso, as solicitações horizontais passaram a ser um fator importante a ser considerado durante a elaboração de um projeto estrutural (Blessmann, 2001).

Segundo Barboza (2016), estruturas esbeltas são propensas a terem problemas de vibração excessiva, desconforto humano e abertura de fissuras, pois elas apresentam valores de frequências naturais muito baixas. Com isso, é importante ter cautela no dimensionamento estrutural, levando em consideração os limites estabelecidos nas normas vigentes (Lima, 2019).

Um exemplo de edificação com problemas relacionados as cargas de vento é descrito por Blessmann (1989), onde o edifício John Hancock (Figura 3), em Boston/EUA, em 1973, teve cerca de cinco mil vidros quebrados devido as grandes deformações por torção geradas na estrutura quando o vento atingia a velocidade de

22 m/s. Para corrigir este defeito, foram necessárias a utilização de vigas, amortecedores e molas, além da substituição dos vidros de todas as 10334 janelas, gerando um custo adicional de quinze milhões de dólares.

Em 2023, ocorreu um incidente no edifício Yachthouse (Figura 4), situado em Balneário Camboriú/SC relacionado a vibração excessiva devido à ação do vento durante a passagem de um ciclone. Com 81 andares, as torres do Yachthouse são algumas das estruturas mais altas do Brasil, e foram observadas oscilando com rajadas de vento de até 120 km/h. O recorde de vento mais forte já registrado em território brasileiro remonta ao Ciclone Catarina, em 28 de março de 2004, classificado como um ciclone tropical equivalente à categoria 2, com ventos de 155 km/h.



Figura 3 - Edifício John Hancock - Fonte: <https://feldmangeo.com>



Figura 4 - Edifício Yachthouse - Fonte: <https://revistahaus.com.br>

Como o vento apresenta caráter dinâmico e não determinístico/randômico, é crucial que a definição do modelo estrutural e a análise do carregamento de vento em projetos de edifícios altos sejam realizadas com precisão, incluindo um tratamento estatístico apropriado para representação das cargas. Consequentemente, é essencial realizar uma análise dinâmica da estrutura, o que difere da abordagem comumente aplicada em projetos convencionais, onde o vento é tratado como uma carga estática, juntamente com as verificações de conforto humano.

Outro ponto relevante, que deve ser analisado em conjunto com a ação do vento, é o comportamento do edifício levando em consideração a interação solo-estrutura. Dada a complexidade do solo e suas diversas características, como heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear em relação à força e ao deslocamento, além da mudança das propriedades com a variação da quantidade de água, o efeito da interação solo-estrutura nas fundações pode resultar em diferenças significativas no dimensionamento de edifícios. A relação intrínseca entre esses elementos (solo e estrutura) destaca a importância de uma análise numérica para compreender os efeitos dessa interação, conforme apontado por Borges (2009).

Diante disso, fica evidenciada a importância do estudo dinâmico em edifícios altos, com objetivo de avaliar as respostas de deslocamento e aceleração causadas pelas velocidades do vento nas estruturas, além de monitorar suas frequências naturais de vibração, as quais geralmente variam entre 0 e 10 Hz, tornando-as suscetíveis a oscilações.

Portanto, considerando os pontos apresentados, o objetivo desta pesquisa é avaliar a resposta estrutural dinâmica de um edifício alto quando submetidos a ação não determinística das cargas de vento, buscando analisar a estabilidade estrutural e garantir o conforto humano adequado, levando em conta os efeitos de flexão, torção, e a interação solo-estrutura. O objeto de estudo será um edifício em estrutura mista (aço - concreto) de 48 andares, totalizando 172,80 metros de altura, e dimensões em planta de 45m x 32m, onde serão modelados numericamente dois modelos através do método dos elementos finitos com o auxílio do software ANSYS Mechanical (2009). Em seguida, serão analisados os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações obtidos durante as análises numéricas, os quais serão comparados com os valores limites estabelecidos em normas e recomendações de projeto.

## **Motivação**

O avanço significativo nas ciências dos materiais e nos processos construtivos impulsionou o desenvolvimento contínuo de projetos arquitetônicos e estruturais de edifícios altos e esbeltos em todo o mundo. No entanto, a esbeltez destes projetos resultou em edifícios cada vez mais flexíveis, com frequências naturais e amortecimento estrutural reduzidos, tornando-os mais propensos a problemas de vibrações excessivas ocasionadas pela ação do vento. Embora os edifícios sejam projetados para atender tanto ao estado limite último, evitando o colapso estrutural, quanto ao estado limite de serviço, para garantir o conforto e a segurança dos usuários, a verificação dos deslocamentos horizontais máximos através de análises estáticas tradicionais tornou-se insuficiente para o desenvolvimento de projetos de edifícios altos. Portanto, é crucial também considerar nas análises o estudo do conforto humano, avaliando as acelerações máximas, especialmente em edifícios de grande esbeltez, submetidos aos efeitos de flexão e torção. Esta necessidade é uma das principais motivações que impulsionaram a elaboração deste trabalho de pesquisa, e que requer uma análise detalhada acerca do comportamento estrutural dinâmico de edifícios altos quando submetidos as ações não determinísticas do vento.

## **Objetivos**

O principal objetivo deste trabalho de pesquisa é o de investigar o comportamento estrutural dinâmico não determinístico e avaliar o conforto humano de edifícios altos sujeitos à ação das cargas randômicas de vento. O sistema estrutural em estudo diz respeito um edifício de 48 pavimentos com altura total de 172,80 metros sendo constituído por uma estrutura mista (aço-concreto). Assim sendo, dois modelos em elementos finitos foram desenvolvidos para analisar dinamicamente o edifício em estudo, sendo que um destes modelos considera o efeito da interação solo-estrutura. Estes modelos foram criados utilizando técnicas de discretização, empregadas através do Método dos Elementos Finitos (MEF) utilizando o software ANSYS (2009). O estudo inclui uma análise paramétrica extensa, considerando-se dez velocidades de vento referentes à isopletras de velocidades básicas de vento da norma de projeto NBR 6123. A resposta dinâmica do edifício investigado é tratada estatisticamente, com base no cálculo dos valores máximos médios dos deslocamentos translacionais

horizontais e das acelerações máximas ou de pico e acelerações RMS, considerando-se a avaliação da influência dos modos de flexão e torção sobre a resposta da estrutura. Os resultados serão avaliados, com base nos critérios de conforto humano, de acordo com normas e recomendações de projeto nacionais e internacionais.

## **Escopo do trabalho**

O trabalho de pesquisa é dividido em 12 capítulos, além da introdução e do apêndice.

O capítulo 1 apresenta uma revisão bibliográfica, acerca da concepção de edifícios altos, diretrizes e estudos relacionados ao conforto humano, avaliação dos efeitos dos modos de torção, e da consideração da interação solo-estrutura, resumindo os trabalhos que foram realizados ao longo dos anos.

O capítulo 2 demonstra os critérios estabelecidos pela norma brasileira correspondente a determinação das forças oriundas da ação do vento em edificações. A versão publicada em 1988 da NBR 6123 é comparada com a revisão ocorrida em 2023, onde são destacadas as alterações realizadas.

O capítulo 3 apresenta normas e recomendações internacionais de projeto, considerando a determinação das cargas de vento, além de destacar e comparar diversos critérios de avaliação do conforto humano.

O capítulo 4 aborda a modelagem não determinística das cargas de vento, onde são apresentadas as formulações matemáticas referentes a simulação, através do espectro de potência empregado.

O capítulo 5 exhibe os modelos estruturais investigados, onde são apresentadas suas características físicas e geométricas, além disso, é demonstrada a modelagem numérica via método dos elementos finitos, apresentando os elementos utilizados, nós e graus de liberdade da estrutura. Em seguida é abordado o efeito da interação solo-estrutura em edifícios, sendo apresentado o dimensionamento do sistema de fundação por meio de um radier estaqueado.

O capítulo 6 expõe a modelagem numérica com base no método dos elementos finitos, utilizando o programa computacional ANSYS Mechanical (2009). Além disso, também é abordada a modelagem do amortecimento estrutural e as hipóteses simplificadoras adotadas.

O capítulo 7 desenvolve a análise estática das estruturas investigadas, bem como a apresentação das cargas envolvidas no estudo, que provocam os efeitos na edificação. São tratados ainda o tema da rigidez global e análise do estado limite de serviço (ELS), comparando os deslocamentos obtidos com o limite máximo recomendado pela NBR 8800 (2008).

A análise modal do sistema estrutural é investigada no capítulo 8, onde são obtidos os autovalores e autovetores, ou seja, as frequências naturais e os modos de vibração do edifício estudado.

A análise harmônica é realizada no capítulo 9, onde são avaliados os níveis de transferência de energia obtidos durante a análise, e a relação entre os modos de vibração obtidos na análise modal.

O capítulo 10 apresenta a análise estrutural dinâmica dos modos de flexão, onde avaliados os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações, sendo comparados com os valores limites normativos e classificado de acordo com diversos critérios de avaliação do conforto humano.

O capítulo 11 apresenta a análise estrutural dinâmica referente aos modos de torção, considerando diferentes ângulos de incidência das cargas de vento, avaliando os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações, sendo comparados com valores limites normativos e com critérios de avaliação do conforto humano.

O capítulo 12 expressa as considerações finais do trabalho, expondo as conclusões alcançadas durante o desenvolvimento da pesquisa, além de sugestões relacionadas a continuação deste estudo.

O Apêndice A apresenta um estudo acerca da revisão publicada da NBR 6123, primeiramente os critérios de conforto humano correspondente a versão de 2023 são convertidos com base no tempo de recorrência da versão de 1988. Em seguida, foram geradas novas séries de carregamento considerando os critérios atualizados, onde a magnitude dos deslocamentos e acelerações obtidas foram comparadas.

O Apêndice B exibe os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações referentes a resposta estrutural dinâmica do edifício das velocidades de 30 m/s, 40m/s, 45 m/s e 50 m/s, considerando os efeitos dos modos de flexão.

O Apêndice C exibe os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações referentes a resposta estrutural dinâmica do edifício das velocidades de 25 m/s, 30 m/s, 40m/s, 45 m/s e 50 m/s, considerando os efeitos dos modos de torção.

## 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 1.1 Considerações iniciais do capítulo

Neste capítulo, são abordados estudos realizados por vários autores, que abrangem temas relacionados a edifícios altos, com ênfase no conforto humano frente à influência do vento. São destacadas pesquisas significativas sobre os efeitos transversais do vento e investigações relacionadas à interação entre solo e estrutura.

### 1.2 Edifícios altos e a ação dinâmica do vento

Davenport (1963) foi o primeiro a realizar estudos focados na engenharia de ventos, deixando um legado significativo também nos campos da meteorologia, dinâmica estrutural e engenharia de terremotos. Ele investigou os turbilhões de vento, desenvolvendo teorias sobre o assunto e introduziu o método do fator de rajada, utilizado para determinar a magnitude de pico da resposta dinâmica, considerando os efeitos da ressonância. Além disso, contribuiu de forma substancial para a estatística aplicada à engenharia, desenvolvendo métodos probabilísticos para prever o carregamento e a resposta dinâmica, com base em conceitos como admitância mecânica e espectro de energia.

Estudos fundamentados em dados experimentais revelaram que o vento exibe características não-determinísticas, manifestando flutuações em torno da velocidade média, sendo denominadas rajadas. O Método da Representação Espectral (MRE) é uma representação numérica de um sinal com características de uma soma finita de harmônicos superpostos, cada um com ângulos de fase aleatórios. A amplitude de cada harmônico é determinada pela densidade espectral e pela função de coerência do fenômeno em estudo (Shinozuka 1972, 1987, 1990 e Shinozuka *et al.* 1972).

Blessmann (1985) conduziu uma análise das solicitações do vento em edifícios vizinhos de altura idêntica. Para isso, foram realizadas simulações em túnel de vento no laboratório da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. De acordo com Blessmann (1985), os resultados dos testes preliminares foram utilizados como referência para determinar as posições relativas dos modelos, com o objetivo de avaliar os efeitos dinâmicos.

Carvalho (1990) argumenta que, em uma análise de um projeto estrutural real, foram utilizados diversos métodos com objetivo calcular as cargas de vento. Isso incluiu os resultados do método de Davenport, os métodos sugeridos pela norma brasileira (NB-1623), como o método simplificado e o método discreto desta norma, além de um modelo dinâmico consistente para determinar os níveis de vibrações visando o conforto humano. Esta análise revelou uma variação significativa entre os resultados obtidos pelo método de Davenport em relação aos outros métodos. Quanto aos limites recomendados, a comparação não é direta, pois estão relacionados a diferentes níveis de percepção.

Conforme Kasperski (1992), o interesse por construções econômicas tem impulsionado a adoção de projetos que consideram os efeitos da não-linearidade. Entretanto, ele observa que a aplicabilidade desses projetos ainda se restringe a sistemas lineares, diante disso, o autor estudou um novo método chamado "load-response-correlation" (LRC), que permite aos engenheiros considerarem uma distribuição espacial realista das cargas de vento, gerando respostas mais adequadas a sistemas lineares e uma boa precisão considerando os efeitos da não-linearidade.

Franco (1993) propôs o método do vento sintético, o qual se fundamenta na simulação de Monte Carlo para estimar a componente flutuante da velocidade do vento, através da geração de séries históricas de carregamento. Esse método leva em conta as características aleatórias e as propriedades instáveis do carregamento, sendo amplamente empregado em pesquisas e na prática da engenharia estrutural.

Segundo Davenport (1995), a imprevisibilidade das cargas de vento decorre de suas variações espaciais e temporais. Com o intuito de explorar esse tema, o autor discute em seu trabalho três funções que influenciam a magnitude das respostas: as linhas de influência, os modos de vibração e as distribuições de pressão.

Nascimento Neto *et al.* (2002) estudaram o comportamento global do sistema de contraventamento dos edifícios em alvenaria estrutural sob ação do vento. O modelo numérico utilizado oferece uma representação mais precisa do que aquelas normalmente utilizadas para esse tipo de estrutura. Ele permite a inclusão da deformabilidade por cisalhamento das paredes e dos efeitos de torção do edifício no comportamento global.

Zhou *et al.* (2002) destacam a importância de evitar o uso indiscriminado de procedimentos existentes, como o Método de Davenport e outras técnicas experimentais, devido à sua tendência de assumir formas ideais de modos estruturais,

como vibrações lineares e torção uniforme, o que não corresponde à realidade. Reconhecendo os efeitos da não linearidade, esses autores conduziram um estudo abrangente para examinar a influência desses modos de vibração. Eles propuseram fatores de correção para estimar os efeitos do vento nas respostas de esforços e deslocamentos por meio de formulações. Concluíram que, nos estudos de caso realizados, a influência de um modo de vibração não linear é insignificante para a resposta de deslocamento e momento de flexão da base, mas é importante para outros efeitos, como o cisalhamento da base e a força do vento generalizada.

Em sua tese de doutorado, Borges (2009) investigou o comportamento estrutural de um edifício de 42 pavimentos, com ênfase na busca pela confiabilidade do comportamento estrutural. Foram apresentados resultados de análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço, análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, além do comportamento sob ações dinâmicas, incluindo interação solo-estrutura. O estudo empregou diversos parâmetros de sensibilidade para analisar a estabilidade global, como índice de esbeltez de corpo rígido, índice de esbeltez efetiva global, rigidez efetiva global e coeficiente  $\gamma_z$ . Além disso, foram determinadas as frequências naturais dos modelos estudados e avaliado o conforto humano induzido pelas vibrações devido ao vento, conforme critérios da NBR 6123 (1988) e de Chang (1967). Concluiu-se que edifícios esbeltos requerem atenção especial desde a fase de concepção arquitetônica, com a verificação do comportamento por meio de métodos abrangentes que incluam análises estáticas e dinâmicas.

Chávez (2006) e Dos Santos (2018) realizaram uma comparação entre o Método da Representação Espectral (MRE) e o método discreto proposto pela NBR 6123 (1988). Chávez (2006) conduziu a comparação usando um modelo numérico de um edifício em concreto armado com altura de 102 metros. Os resultados de deslocamento foram semelhantes com ambos os métodos, enquanto as acelerações foram significativamente maiores de acordo com a norma em comparação com o MRE. Já Santos (2018) comparou os resultados de dois modelos de edifícios em concreto armado, com alturas totais de 103 e 65 metros. Os resultados indicaram que os deslocamentos e as acelerações foram menores ao utilizar o método da norma.

Silva (2018) analisou os métodos relacionados às análises de conforto humano em edifícios sob a influência não determinística do vento, através da análise da

resposta dinâmica. O estudo examinou o comportamento estrutural dinâmico de um edifício em concreto armado, com altura de 48 metros e composto por 16 pavimentos, com dimensões em planta de 15,0m por 14,2m. Para isso, foram desenvolvidos modelos numéricos com características distintas, visando uma representação mais realista do edifício, utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) com o programa ANSYS. Os resultados obtidos apontam para diferenças quantitativas significativas na avaliação da resposta estrutural do edifício de concreto armado, especialmente ao considerar a inclusão dos efeitos dos painéis das alvenarias e a influência da interação solo-estrutura na modelagem numérica do modelo.

Farias (2023), em sua dissertação de mestrado, realizou a análise dinâmica de um edifício de concreto armado com altura total de 102 m, divididos em 34 pavimentos, localizado na cidade de Belo Horizonte/MG, quando submetido a ação de cargas não determinísticas de vento. A autora constatou que a estrutura não atende aos critérios de conforto humano definidos pela NBR 6123 (1988) e por normas e recomendações internacionais de projeto.

Salehinejad *et al.* (2024) apresentaram uma nova abordagem considerando a distribuição sintética da ação do vento, visando gerar históricos temporais dos carregamentos aerodinâmicos ao longo da altura de um edifício alto. Foram realizadas medições de integração de pressão de alta frequência, com objetivo de calcular a carga de vento de referência e validar o método proposto. Os resultados demonstram que a abordagem permite a previsão das cargas de vento referentes as direções translacionais com razoável precisão, sendo possível estimar as respostas dinâmicas induzidas em edifícios altos, considerando o domínio do tempo.

### **1.3 Análise do conforto humano**

Hansen (1973) conduziu uma pesquisa através de questionários com ocupantes de dois edifícios altos após uma tempestade. Com base nesse estudo, o autor propôs um limite de  $0,049 \text{ m/s}^2$  para a aceleração em RMS (root mean square), permitindo que esse valor seja excedido uma vez a cada 6 anos.

Irwing (1981) desempenhou um papel significativo na definição de limites para o conforto humano. O autor construiu uma sala dedicada ao estudo dos limites de percepção humana para vibrações de baixa frequência, variando entre 0,063 Hz e 1 Hz. Com base nos resultados obtidos, Irwing (1981) propôs curvas de limite para as

acelerações, em termos de RMS, que estavam relacionadas e dependentes das frequências de excitação.

No Japão, em 1979, após a passagem de um tufão, Goto (1983) conduziu um estudo sobre a reação dos ocupantes de seis edifícios altos. Ele descobriu que 90% dos ocupantes foram capazes de perceber a vibração causada pelo vento e que 40% estariam dispostos a tolerar tal ocorrência apenas uma vez a cada 10 anos. Em 1982, após outro incidente de tufão, Goto expandiu sua pesquisa para incluir a avaliação da resposta dos ocupantes à aceleração em três edifícios altos. No final, ele conseguiu estabelecer uma relação entre a percepção dos ocupantes e a aceleração medida. O experimento revelou que os ocupantes do edifício perceberam a vibração com acelerações da ordem de  $0,05 \text{ m/s}^2$ , enquanto  $0,8 \text{ m/s}^2$  foi identificado como o limite para evitar situações de desconforto extremo, como náuseas, dificuldade de locomoção e problemas que interferem nas atividades de trabalho.

Boggs (1997) analisou e comparou diversas metodologias disponíveis na época referentes a avaliação do conforto humano. O autor destacou a existência de duas abordagens distintas em relação à avaliação das acelerações geradas. Alguns pesquisadores defendem que a avaliação mais precisa ocorre em termos de pico de aceleração em períodos de recorrência de 20 minutos a 1 hora, argumentando que as pessoas recordam apenas dos maiores picos e tendem a ignorar as intensidades menores. Outros pesquisadores sugerem que as acelerações RMS representam a melhor avaliação no mesmo período, argumentando que um grande número de picos em certo período determina o nível de desconforto causado pela vibração.

Burton *et al.* (2006) investigaram o impacto da variação da frequência de vibração, de 0,1 a 1 Hz, na amplitude da aceleração medida na cabeça de 10 participantes selecionados para o estudo. Os resultados revelaram que a amplitude aumenta conforme a frequência aumenta, o que pode influenciar a percepção da vibração, uma vez que a aceleração afeta os órgãos vestibulares responsáveis pela sensação de equilíbrio e posição dos indivíduos.

Tamura *et al.* (2006) conduziram uma pesquisa fundamentada em testes de percepção de vibração abrangendo uma grande faixa de frequências em diversos tipos de edifícios, desde residências de baixa altura até arranha-céus. Eles sugeriram que o uso da aceleração de pico parece ser o critério mais adequado para avaliar os níveis de percepção das vibrações.

Bashor e Kareem (2007) conduziram uma pesquisa sobre o conforto humano em edifícios altos, empregando avaliações probabilísticas considerando diferentes velocidades de vento, e propuseram um procedimento para verificar o desempenho do conforto humano. O estudo aborda os níveis de aceleração que são considerados realmente aceitáveis e como medi-los. Os autores determinam que as sensações humanas em relação às vibrações podem ser divididas em duas categorias: percepção do movimento e nível de tolerância. A percepção do movimento ocorre quando um ocupante detecta pela primeira vez o movimento do edifício, enquanto o nível de tolerância representa a quantidade de movimento que o ocupante está disposto a suportar antes de expressar desconforto.

Kwok et al. (2009) investigaram a percepção e a tolerância humanas às vibrações causadas pelo vento em edifícios altos. Os pesquisadores destacaram que tais vibrações podem interferir nas atividades diárias dos ocupantes e no seu bem-estar geral. Após conduzirem testes em simuladores artificiais de movimento, chegaram à conclusão de que a percepção humana e a tolerância às vibrações são de natureza subjetiva. Pesquisas anteriores sobre os pontos críticos de percepção e tolerância às vibrações em edifícios altos causadas pelo vento foram reexaminados, também foi observado que, até aquele ano, não havia um padrão internacional uniformemente reconhecido para avaliar o conforto humano nessas situações.

Na pesquisa conduzida por Lamb *et al.* (2014), foram analisadas as respostas de 53 ocupantes em 47 edifícios comerciais ao longo de um período de oito meses. Durante a investigação, foi constatado que a vibração pode levar à redução da produtividade no trabalho devido a sensações de enjoo, fadiga, falta de motivação e dificuldade de concentração.

Barboza & Silva (2015) exploraram o comportamento estrutural de um edifício alto sujeito à ação não determinística do vento, levando em consideração a interação solo-estrutura. A carga de vento foi simulada usando o método sintético, que proporciona um alto grau de semelhança com o vento real (Franco, 2011). O edifício simulado possui 123,9 metros de altura, com 42 andares, e pode ser considerado uma estrutura esbelta. A análise de vibração livre revelou que o modelo possui frequências muito baixas, sendo a frequência fundamental da ordem de 0,22 Hz. O deslocamento máximo da estrutura sob a ação não determinística da carga de vento excedeu o limite estabelecido pela norma brasileira NBR 6118 (2014), e os valores de acelerações obtidos foram superiores ao especificado pela norma brasileira NBR 6123 (1988). Os

resultados obtidos indicam que as acelerações de pico são desconfortáveis, considerando os ocupantes do edifício em estudo.

Bastos & Silva (2016) analisaram a dinâmica estrutural de um edifício de concreto armado, composto por 30 pavimentos e uma altura de 90 metros, com o objetivo de avaliar o conforto humano do modelo estrutural sob a influência dinâmica não determinística das cargas de vento. Utilizando modelagem por elementos finitos, a edificação foi submetida a várias séries de carregamentos de vento. As conclusões indicam que as acelerações de pico observadas excedem os limites recomendados pela norma NBR 6123 (1998) para avaliação do conforto humano. No entanto, embora perceptíveis, essas vibrações devido ao carregamento não determinístico do vento não são consideradas incômodas em termos de exposição humana.

Barile (2019) conduziu uma pesquisa abrangente sobre a modelagem numérica da interação entre o vento e edifícios. O autor destacou três abordagens principais: os métodos normativos baseados no Método do Fator de Rajada de Davenport, os Métodos Assistidos por Base de Dados e o Método da Representação Espectral. Com o objetivo de comparar essas metodologias, a pesquisa examinou modelos de edifícios em concreto armado e mistos (concreto e aço). As comparações foram realizadas com base nos valores máximos das acelerações longitudinal e transversal, visando avaliar o conforto humano. O estudo apontou que, em relação às acelerações transversais, nenhuma das normas de projeto analisadas apresentou resultados satisfatórios. No entanto, apesar das discrepâncias encontradas, a pesquisa ressaltou a importância da consideração da aceleração transversal, que frequentemente mostrou valores mais altos ao longo das análises, assim, emergem como um fator crucial na avaliação do conforto humano.

Xie & Hua (2024) analisaram pesquisas recentes sobre vibrações e conforto estrutural, os autores investigaram diferentes carregamentos e seus impactos, os procedimentos de análise estrutural, os métodos de avaliação existentes, e as medidas de mitigação de vibrações. Ao destacar as deficiências presentes em normas e recomendações de projetos, foram sugeridos potenciais tópicos a serem estudados, sendo a utilização de modelos estocásticos padronizados de carga, métodos simplificados de modelagem referente ao conforto humano em projetos estruturais, métodos de avaliação que consideram a duração e o período de retorno da carga, e a aplicação de novas medidas de mitigação de vibrações.

## 1.4 Efeitos de torção em edifícios altos

Os efeitos torcionais em edifícios foram primeiramente abordados por Harris (1934) e pela norma americana ASCE em 1939, com base em observações experimentais. Harris descobriu que a presença de dois edifícios altos próximos ao Empire State Building, em Nova York, quase duplicaria o momento torsor máximo neste edifício, até a altura abaixo do topo dos dois edifícios projetados. Desde então, a questão da interação entre edifícios de diferentes alturas tem sido uma preocupação persistente entre os pesquisadores até os dias atuais.

Os estudos conduzidos por Chien *et al.* (1951) em edifícios baixos e alongados de formato paralelepípedo revelaram um considerável aumento das sucções nas paredes confrontantes de duas edificações posicionadas próximas e paralelas, para determinados ângulos de incidência do vento. Em certos casos, essas sucções nessas paredes foram ampliadas em até três vezes. Para mitigar a influência da camada limite do túnel de vento, os modelos foram instalados em uma plataforma e expostos a um fluxo de ar uniforme.

Thoroddsen *et al.* (1988) investigaram a relação entre os três momentos ( $M_x$ ,  $M_y$  e  $M_z$ ) gerados pela ação do vento em edifícios altos. Utilizando um túnel de vento, os pesquisadores simularam as três componentes de momento em modelos com seções variadas para examinar a influência da forma na correlação e coesão entre essas três componentes. Nos modelos com seção retangular, verificou-se que os momentos de torção ( $M_x$  e  $M_y$ ) não apresentaram uma correlação significativa, enquanto nos modelos com seções em forma de paralelogramo e triangular, ambos mostraram uma alta correlação entre as três componentes de momento. Além disso, eles demonstraram que essas correlações são altamente dependentes da direção do vento, destacando a importância de testes em túneis de vento para determinar se as correlações entre os esforços são suficientemente significativas para serem incluídas na rotina básica do processo de projeto.

Snaebjornsson e Reed (1992) investigaram os efeitos provocados pela ação do vento em edifícios de vários andares, com ênfase nos resultados obtidos a partir de instrumentações de edifícios na Islândia. Os resultados apontaram para uma maior suscetibilidade dos edifícios ao efeito torcional do vento.

Por meio de um túnel de vento de camada limite, utilizado para simular escoamentos em campo aberto e plano, assim como escoamentos em centros de

grandes cidades, Beneke e Kwok (1993) investigaram os efeitos de torção causados pela ação do vento em quatro modelos diferentes de edifícios, cada um com seções variadas. Os modelos tinham seção em forma de retângulo, losango, triângulo e deformada. Os resultados revelaram que a resposta torcional variava significativamente com a mudança da seção do modelo. Especificamente, o modelo com seção triangular demonstrou os maiores coeficientes de torção em comparação com os demais modelos testados.

Bose e Datta (1994) propuseram um método numérico baseado em aproximação espectral e técnicas matriciais para analisar tridimensionalmente a torção em edifícios expostos a cargas aleatórias nas fachadas. Os autores mostraram que o nível de correlação entre as forças do vento nas faces dos edifícios tem um impacto significativo nas respostas torcionais.

Liang *et al.* (1997) utilizaram métodos analíticos para estimar os efeitos de torção resultantes da variação das cargas de vento em edifícios altos com seção transversal retangular. Eles também investigaram as vibrações e as correlações estatísticas entre as componentes das forças do vento, bem como o acoplamento mecânico das ações causadas pelas excentricidades de massa e rigidez da estrutura. Durante suas simulações, eles observaram que se a rigidez à torção da estrutura for semelhante à rigidez lateral, as respostas torcionais contribuem significativamente para qualquer resposta dinâmica da edificação. Além disso, as excentricidades de massa e rigidez podem afetar significativamente o desempenho da estrutura. Se a razão entre as excentricidades for superior a 5%, os esforços de torção acoplada devem ser considerados no projeto estrutural do edifício.

Boggs *et al.* (2000) evidencia que, em comparação com os fenômenos de flexão, há uma compreensão menor sobre a vibração por torção induzida pelo vento. Além disso, é comum que os edifícios altos tenham frequências fundamentais no modo de flexão, o que torna a excitação nesses modos determinante para os estados limites últimos. Por essa razão, muitos projetistas e a maioria das normas tendem a negligenciar esse aspecto da ação do vento. No entanto, a vibração por torção aumenta a aceleração horizontal nos pontos próximos às bordas dos pavimentos, intensificando o desconforto dos ocupantes nessas regiões.

Franco (2002) abordou os aspectos do comportamento estrutural estático e dinâmico de edifícios altos, focando especialmente a questão da torção. Foram introduzidos os conceitos de centro de torção de um andar e eixo de torção de

edifícios, além de explicar os mecanismos dos efeitos de segunda ordem de torção. Franco também derivou um parâmetro de instabilidade à torção, similar ao parâmetro  $\gamma_z$  (relacionado aos deslocamentos horizontais). O autor demonstrou que a rigidez à torção do edifício é crucial, e que não é praticável eliminar as vigas periféricas em edifícios altos, pois isso resultaria em deslocamentos, velocidades e acelerações incompatíveis com o conforto dos ocupantes.

Carpeggiani (2004), através de ensaio em túnel de vento, demonstra que as distribuições de pressões ao longo das fachadas dos edifícios, seja devido a efeitos de vizinhança ou à incidência oblíqua do vento, resultam em efeitos de torção, sendo mais pronunciados em edificações com seção transversal não retangular.

Huang *et al.* (2009) propuseram um método para analisar a resposta dinâmica da torção lateral induzida pelo vento em edifícios altos. Os autores aplicaram essa abordagem em um edifício assimétrico de 60 andares, composto por uma estrutura mista aço-concreto, demonstrando a resposta dinâmica do modelo proposto.

Sartori (2010) observa que estudos em túneis de vento revelaram que podem surgir consideráveis esforços de torção mesmo em edifícios prismáticos de base retangular ou quadrada, nos quais o eixo de simetria torcional coincide com os eixos de simetria estrutural e geométrica. Essa ocorrência é resultado de certas incidências oblíquas do vento médio.

Teixeira (2015) investigou o desempenho estrutural e a análise do conforto dos ocupantes em edifícios de concreto armado. O estudo abrangeu quatro diferentes projetos, com alturas variando de 30 a 70 metros. Utilizando o método dos elementos finitos e o software ANSYS (2009), foi realizada uma análise de vibração livre referente a cada edificação, resultando em uma frequência fundamental média de 0,81 Hz. Todos os sistemas estruturais exibiram um modo de vibração torcional considerando os primeiros três modos de vibração. Os deslocamentos horizontais dos modelos estruturais foram confrontados com os limites prescritos pela norma brasileira NBR 6118 (2014). Um dos modelos registrou um deslocamento máximo que ultrapassou o limite estipulado pela norma. A frequência fundamental da estrutura tem uma relação direta com os níveis de aceleração máxima.

Fernandes (2023) discute que a análise da vibração em flexão na direção do vento possui um procedimento de cálculo consolidado em várias normas, como na NBR 6123 (1988), utilizando o método do modelo discreto (MMD), ao qual uma revisão recente foi publicada em relação a alguns resultados experimentais. O estudo tinha

como objetivo complementar a validação das análises modais que resultaram na revisão do MMD, determinar as respostas na direção do vento, e comparar os resultados de métodos semi-analíticos propostos por diferentes autores com resultados experimentais, referentes ao cálculo da resposta torcional dos edifícios. Os resultados indicaram que, apesar das contribuições significativas dos autores e da consistência de algumas comparações teórico-experimentais, não foi identificado um método analítico completo focado em determinar as respostas torcionais.

Lyublinskiy (2024) analisou o efeito da excentricidade entre o centro de massa (CM) e o centro de rigidez (CR) em sistemas estruturais assimétricos considerando o estado de tensão-deformação das estruturas de sustentação. A análise linear e não linear de diversos sistemas estruturais com assimetria mostrou que o aumento da excentricidade leva ao aumento da torção nos edifícios, do ângulo de rotação dos sistemas de sustentação e do movimento translacional dos pavimentos, sendo constatado também a alteração dos modos de vibração, tornando o modo fundamental ( $f_{01}$ ) predominantemente de torção.

### **1.5 Modelagem da interação solo-estrutura**

Na sua tese de doutorado, Mota (2009) investigou as estruturas de concreto destinadas a edifícios de vários andares, com fundações profundas, considerando a interação solo-estrutura. Essa interação foi examinada através de um método numérico no qual a superestrutura (vigas, lajes e pilares) e os elementos de fundação (blocos e estacas) foram tratados como uma única entidade estrutural, modelada pelo método dos elementos finitos.

Em sua dissertação de mestrado, Araújo (2009) desenvolveu uma rotina de cálculo utilizando o software MATLAB (Mathworks, 2013) para analisar os efeitos da interação solo-estrutura em edifícios. Ele criou o programa AIEFE, que estima os recalques das fundações com base no método de Aoki e Lopes (1975). Os recalques são então convertidos em rigidezes e utilizados em uma sub-rotina de cálculo, onde os dados são reprocessados considerando os apoios como indeslocáveis. Devido à natureza iterativa da metodologia, a convergência dos resultados é alcançada após várias repetições do processo. Observou-se que nos pavimentos inferiores ocorre uma redistribuição mais significativa de cargas, recalques e rigidezes nos pilares. Além disso, constatou-se que o comportamento não linear carga-recalque das

fundações exerceu uma influência significativa no comportamento das cargas, rigidezes e recalques dos pilares, mesmo em fases avançadas da construção, quando a estrutura já possuía uma rigidez considerável.

Borges (2009) propôs uma metodologia para avaliar o comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado. Essa metodologia incorpora indicadores que abrangem análises lineares e não lineares, além de considerações físicas, geométricas e dinâmicas. Para isso, foram estudadas três estruturas reais, aplicando-se duas situações distintas: apoio sobre apoios fixos (comumente utilizados em escritórios de cálculo) e apoio sobre apoios móveis (considerando a interação solo-estrutura). Os resultados indicaram que para edifícios altos são necessários critérios rigorosos e uma série de análises que vão desde a fase inicial de concepção arquitetônica e projeto estrutural até a análise de estabilidade global, capacidade dos materiais, conforto humano e controle de vibrações.

Mendonça (2012) realizou uma investigação sobre um edifício de quatro pavimentos de estrutura mista (aço-concreto), levando em consideração o efeito da interação solo-estrutura. As análises foram conduzidas utilizando o programa ANSYS, que emprega elementos finitos. Nos cálculos, os apoios indeslocáveis foram substituídos por molas discretas, lineares e elásticas, cuja rigidez foi equivalente à do solo, seguindo a hipótese de Winkler.

Na sua dissertação, Gonçalves (2012) discute que o comportamento de uma estrutura sob cargas dinâmicas é influenciado por fatores como massa, rigidez dos elementos e capacidade de dissipação de energia. A resposta dinâmica da estrutura, quando apoiada no solo, é afetada pelas propriedades dinâmicas de ambos os sistemas. Os efeitos da interação solo-estrutura exercem influência significativa na resposta do sistema. Conforme observado em vários ensaios, Gonçalves (2012) relata um notável aumento no período fundamental das estruturas investigadas.

Zou et al. (2012) examinaram o impacto da interação solo-estrutura, considerando o controle de vibrações de edifícios adjacentes com fundações profundas. Os resultados confirmaram a influência da interação solo-estrutura sobre as respostas dos edifícios, porém não foram observadas alterações significativas referentes as forças do sistema de controle de vibração.

Considerando que o solo desempenha um papel crucial no projeto estrutural de edifícios, Mendes (2015) conduziu um estudo comparativo envolvendo dois modelos estruturais: um considerando apoios indeslocáveis e outro em que o sistema de

fundação é integrado ao modelo. O objetivo de Mendes (2015) foi avaliar a importância do terreno de fundação na análise dos parâmetros para a estabilidade global do edifício. Um edifício de dez pavimentos, com dupla simetria, foi utilizado como caso de estudo e modelado no software CAD/TQS. Os resultados dos estudos indicaram que, quando há interação entre solo e estrutura, o modelo apresenta maiores deslocamentos horizontais, maior grau de instabilidade e migração dos carregamentos verticais dos pilares centrais para os pilares das bordas.

Barboza (2016) investigou o comportamento dinâmico, a avaliação do conforto humano e estratégias para o controle de vibrações excessivas de edifícios altos quando expostos à ação não determinística do vento, levando em consideração o efeito da interação solo-estrutura. Os resultados das análises numéricas realizadas nas edificações em estudo, em termos de deslocamentos e acelerações de pico, foram comparados com os valores limite estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto.

Mendes (2016) investigou dois modelos estruturais distintos: um considerando a estrutura apoiada sobre apoios indeslocáveis, e outro modelando as fundações por meio de sapatas e estacas. Para caracterizar a interação solo-estrutura, utilizou-se o método de Winkler. O estudo apresentou comparações em relação à análise da estabilidade global entre os modelos que consideram a hipótese de apoios indeslocáveis e aqueles que levam em conta a interação solo-estrutura. Além disso, foram realizados estudos sobre as variações nos valores dos esforços nos elementos estruturais e no comportamento dos recalques dos apoios da estrutura.

Farias (2018) examinou o comportamento estrutural de edifícios de parede de concreto com a inclusão da interação solo-estrutura, sustentados por uma fundação do tipo radier. A análise foi conduzida por meio de simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), com base em uma tipologia de modelo numérico construído a partir de edifícios já existentes. O autor propôs um coeficiente específico de rigidez relativa entre a estrutura e o solo, e realizou estudos paramétricos que indicaram a viabilidade desse coeficiente como um parâmetro para a análise de edifícios de paredes de concreto.

Ribeiro (2019) investigou a análise estrutural de edifícios levando em conta a interação solo-estrutura, utilizando a teoria da confiabilidade. Para isso, empregou tanto o Método dos Elementos Finitos quanto o Método de Monte Carlo Simples (MCS). O solo foi modelado utilizando o modelo discreto de Winkler, no qual a sua

influência contínua é substituída por molas pontuais com rigidezes equivalentes, tanto para fundações rasas (sapatas isoladas) quanto para fundações profundas (estacas). Os resultados obtidos indicaram que as análises considerando a interação solo-estrutura podem reduzir significativamente a probabilidade de falha nas estruturas, o que abre caminho para edificações mais seguras.

A atual tendência na arquitetura de projetar e construir edifícios altos e esbeltos tem levado ao desenvolvimento de sistemas estruturais mais flexíveis, com frequências naturais muito baixas e, conseqüentemente, propensos a problemas de vibração excessiva. Nesse contexto, é crucial que a análise estrutural durante a fase de projeto desses edifícios seja conduzida com maior precisão. O Método de Representação Espectral foi aplicado por Bastos (2020) em sua tese de doutorado, com objetivo de caracterizar as ações dinâmicas longitudinais do vento. Os resultados obtidos neste estudo destacaram a importância da modelagem da interação solo-estrutura, que ajudou a reduzir os valores das frequências naturais. Além disso, é importante notar que, na maioria das situações de projeto, as acelerações transversais tendem a ser mais elevadas.

Vitor (2024) apresenta, em sua tese de doutorado, uma metodologia simplificada referente a elaboração de projetos de fundações em radier estaqueado. O procedimento desenvolvido possibilita estimar o recalque do elemento de fundação, de acordo com o previsto pela teoria da elasticidade. O método foi aplicado em dois casos documentados com diferentes contextos, o primeiro envolveu uma obra com fundações diretas que apresentou desempenho insatisfatório, enquanto o segundo caso tratou de uma obra com fundações profundas, onde o monitoramento dos recalques apresentou valores muito baixos, permitindo a otimização do número de estacas. A autora concluiu que o projeto de um radier estaqueado deve considerar a influência do grupo de estacas periféricas referentes as fundações dos pilares situados fora da torre central da obra, além de avaliar a interação solo-estrutura.

## **1.6 Considerações finais do capítulo**

Neste capítulo, foram abordados estudos de diversos autores relacionados à análise de edifícios altos e à ação dinâmica do vento, os critérios referentes a avaliação do conforto humano em edificações sujeitas às cargas de vento, os efeitos de torção em edifícios altos, além da modelagem da interação entre solo-estrutura.

## 2 NORMAS DE PROJETO: NBR 6123 (1988) E NBR 6123 (2023)

### 2.1 Considerações iniciais do capítulo

A NBR 6123 trata sobre os parâmetros a serem considerados na determinação dos carregamentos estáticos e dinâmicos devido a ação do vento. A primeira versão da norma foi publicada em 1988, sendo atualizada em dezembro de 2023, onde foi realizada a revisão do texto e das figuras, a inclusão de capítulos referentes a vibração por desprendimento de vórtices e ação de vento em pontes, além da adoção de um novo critério de conforto humano. A NBR 6123 (1988) tem validade até junho de 2024, onde após este período a NBR 6123 (2023) será a única norma vigente.

Considerando a avaliação do conforto humano, a norma passou a adotar o mesmo critério apresentado na ISO 10137 (2007), que estabelece curvas de acelerações limites para edifícios residenciais e comerciais. Enquanto a NBR 6123 (1988) determina um tempo de recorrência de 10 anos, o novo critério foi obtido com base no tempo de recorrência de 1 ano, esta alteração impacta diretamente no fator  $S_3$ , sendo este igual a 0,54 de acordo com a nova recomendação. Neste capítulo serão apresentadas as orientações contidas na NBR 6123 (2023), as diferenças com relação a NBR 6123 (1988) serão mencionados quando forem pertinentes.

### 2.2 Forças estáticas devido ao vento

A força de arrasto, que é a componente da força global na direção do vento, exercida sobre as fachadas da edificação, conforme especificado na NBR 6123 (2023), pode ser calculada utilizando a Equação (1).

$$F_a = C_a q_e A_e \quad (1)$$

Onde:

$C_a$ : Coeficiente de arrasto

$q_e$ : Pressão dinâmica do vento ( $N/m^2$ )

$A_e$ : Área frontal efetiva, refere-se à projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ( $m^2$ )

A norma estabelece que o coeficiente de arrasto  $C_a$  utilizado na Equação (1) é válido para corpos com seção constante ou levemente variável. Quando o vento incide perpendicularmente em cada uma das fachadas de uma edificação retangular no solo, o coeficiente de arrasto é determinado utilizando o gráfico da Figura 5, considerando um vento de baixa turbulência. No caso de vento de alta turbulência, que atende aos critérios da NBR 6123 (2023), os coeficientes de arrasto são menores e podem ser através do gráfico da Figura 6. Recomenda-se preferencialmente o uso do vento de baixa turbulência, pois seus coeficientes de arrasto oferecem maior segurança. Os coeficientes devem ser calculados separadamente para cada direção do vento estudada, utilizando as relações entre  $h/l_1$  e  $l_1/l_2$ .

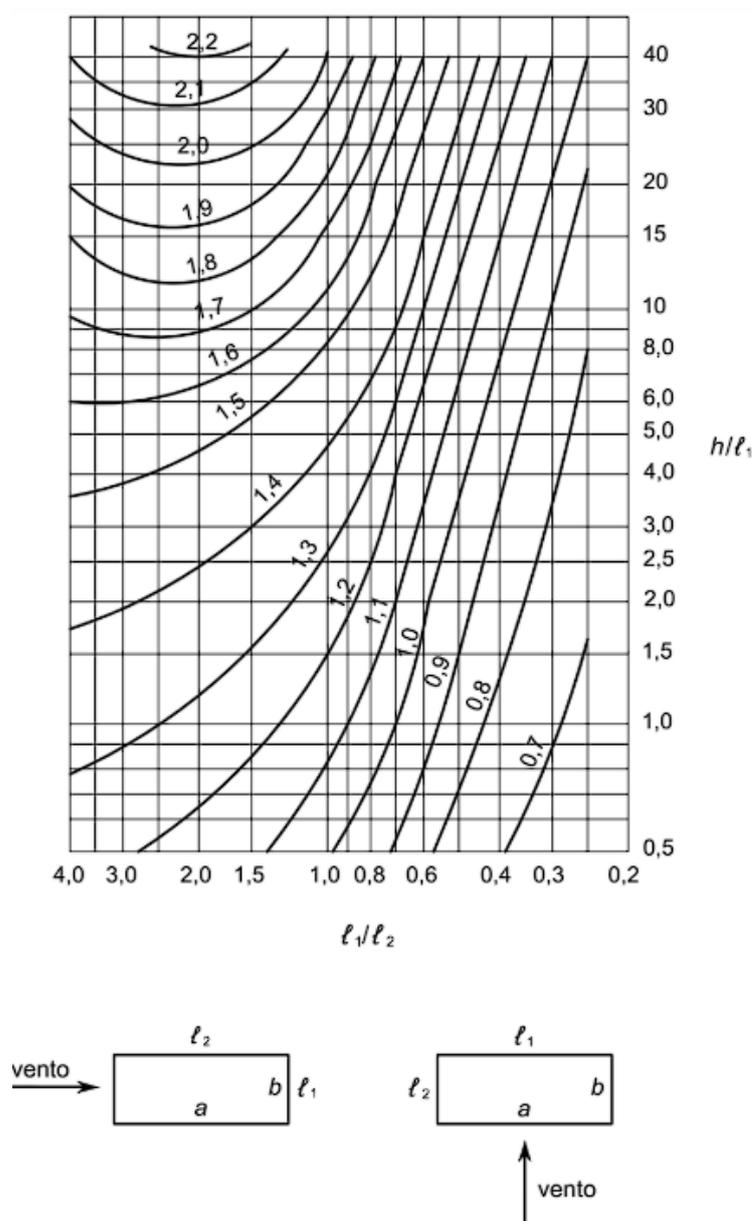


Figura 5 - Coeficiente de arrasto em vento de baixa turbulência (NBR 6123, 2023)

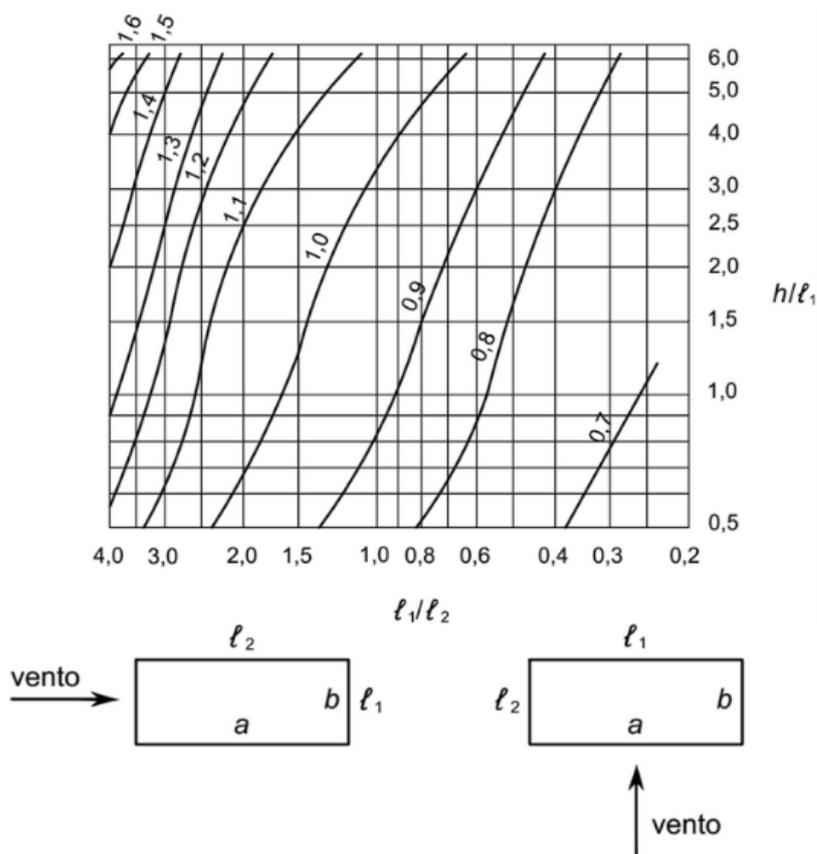


Figura 6 - Coeficiente de arrasto em vento de alta turbulência (NBR 6123, 2023)

A pressão dinâmica do vento  $q_e$ , associada à velocidade característica  $V_k$  em condições normais de pressão e temperatura, conforme descrito na Equação (1), pode ser determinada utilizando a Equação (2), onde  $q_e$  está em  $N/m^2$  e  $V_k$  em  $m/s$ .

$$q_e = 0,613 V_k^2 \quad (2)$$

A velocidade característica do vento  $V_k$  varia de acordo com a altura em relação à superfície do terreno, aumentando à medida que se aproxima do topo da edificação. A equação que define  $V_k$  é estabelecida pela Equação (3):

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

Onde:

$V_0$  - Velocidade básica do vento (m/s)

$S_1$  - Fator topográfico

$S_2$  - Rugosidade do terreno

$S_3$  - Fator estatístico

Conforme a NBR 6123 (2023),  $V_0$  denota a velocidade básica do vento, apropriada para a localidade onde a estrutura será erguida. Esta velocidade representa a média de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a uma altura de 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano, e pode ser obtida através do gráfico de isopletas, de acordo com a Figura 7. Durante esse intervalo de tempo, existe uma probabilidade de 63% de que a velocidade  $V_0$  seja alcançada ou ultrapassada. Objetivando a obtenção da velocidade característica do vento ( $V_k$ ), a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , conforme a parte da edificação em análise.

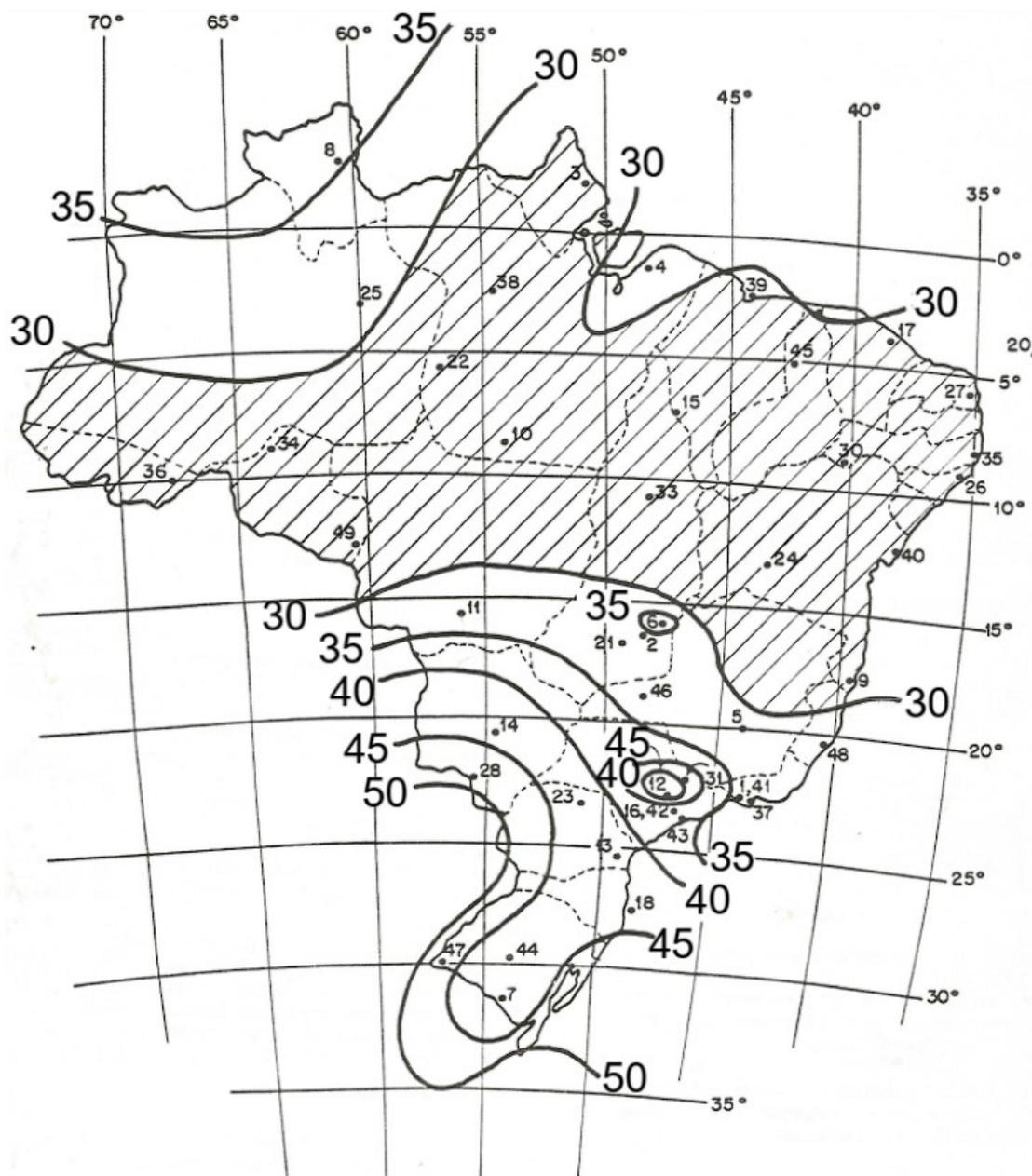


Figura 7 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s) (NBR 6123, 2023)

O fator topográfico  $S_1$  considera as variações no relevo do terreno, como terreno plano ou fracamente acidentado (onde  $S_1 = 1$ ), vales protegidos de ventos de qualquer direção (onde  $S_1 = 0,9$ ), e taludes ou morros (onde  $S_1$  é uma função de  $z$ ). Para determinação do fator  $S_1$  em taludes e morros alongados, deve-se considerar um fluxo de ar bidimensional fluindo na direção indicada na Figura 8.

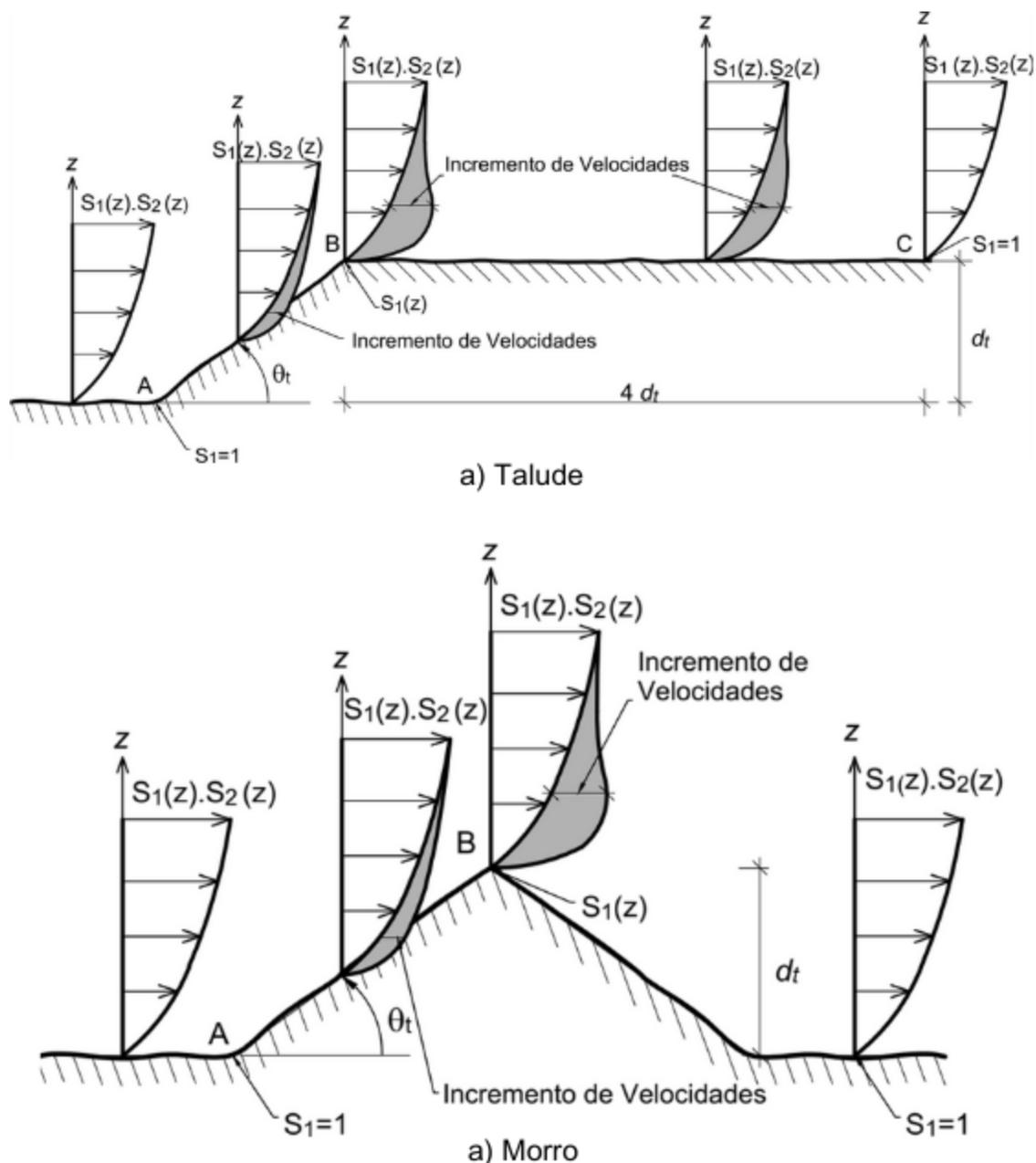


Figura 8 - Fator topográfico  $S_1(z)$  (NBR 6123, 1988)

Ao examinar a Figura 8, observa-se que se a edificação estiver situada nos pontos A ou C, o fator  $S_1$  é igual a 1. No entanto, se a edificação estiver localizada no ponto B, o valor de  $S_1$  será calculado conforme as equações (4), (5) e (6).

Considerando os terrenos que possuem taludes ou morros com uma inclinação  $\theta$  diferente dos intervalos de ângulos mencionadas nas Equações (4), (5) e (6), ou que estejam localizados entre os pontos A e B ou entre os pontos B e C, se faz necessária a realização de interpolação linear.

$$\text{Para } \theta \leq 3^\circ \quad S_1 = 1,0 \quad (4)$$

$$\text{Para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (5)$$

$$\text{Para } \theta \geq 45^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad (6)$$

Onde:

Z - Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado (m)

d - Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro (m)

$\theta$  - Inclinação média do talude ou encosta do morro

Se uma compreensão mais precisa da influência do relevo for necessária, ou se a aplicação das diretrizes se tornar desafiadora devido à complexidade do terreno, é recomendável recorrer a ensaios de modelos topográficos em túneis de vento ou a medições anemométricas diretamente no terreno. Entre as normas e métodos avaliados, a norma de projeto americana e o Método da Representação Espectral demonstraram apresentar valores de acelerações longitudinais mais próximos aos obtidos nos testes experimentais conduzidos em túneis de vento.

O fator  $S_2$  é uma função de z [Equação (7)] que considera uma combinação do efeito da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno, e das dimensões da edificação ou da parte específica da edificação.

$$S_2 = b_m F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (7)$$

Onde:

$b_m$  - Parâmetro meteorológico

$F_r$  - Fator de rajada (sempre correspondente à categoria II)

p - Expoente da lei potencial de variação de  $S_2$

Os valores dos parâmetros empregados na Equação (7) são definidos após a classificação do terreno conforme sua rugosidade (categorias de I a V) e das dimensões específicas da edificação (classes A, B ou C).

Segundo a NBR 6123 (2023), a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias: categoria I (superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente); categoria II (terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas); categoria III (terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas); categoria IV (terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada e; categoria V (terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados).

Ainda de acordo com a NBR 6123 (2023), as classes de edificações são divididas em três tipos. Classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m; classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m e; classe C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos (NBR 6123, 2023)

Categoria	Z <sub>g</sub> (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b <sub>m</sub>	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b <sub>m</sub>	1,00	1,00	1,00
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b <sub>m</sub>	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b <sub>m</sub>	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b <sub>m</sub>	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Tabela 2 - Fator de rajada (NBR 6123, 2023)

F <sub>r</sub>	Classes		
	A	B	C
	1,00	0,98	0,95

A NBR 6123 (2023) também recomenda que, para qualquer edifício, estrutura ou componente em que a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 metros, o intervalo de tempo correspondente pode ser calculado conforme a Equação (8), e os parâmetros meteorológicos de acordo com a Tabela (3).

$$t = 7,5 L_t / V_t(h) \quad (8)$$

Onde:

t - Intervalo de tempo (s)

$L_t$  - Maior dimensão da estrutura (m)

$V_t(h)$  - velocidade média do vento sobre o intervalo de tempo t expresso em segundos (s), no topo ou em parte da edificação em estudo (m/s)

Tabela 3 - Parâmetros  $b_m$ , p,  $F_r$  (NBR 6123, 2023)

C	t(s)	3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3600
I	$b_m$	1,10	1,11	1,12	1,13	1,14	1,15	1,16	1,17	1,19	1,21	1,23	1,25
	p	0,06	0,065	0,07	0,075	0,075	0,08	0,085	0,085	0,09	0,095	0,095	0,10
II	$b_m$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	p	0,085	0,09	0,10	0,105	0,11	0,115	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16
	$F_r$	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65
III	$b_m$	0,94	0,94	0,93	0,92	0,92	0,91	0,90	0,90	0,89	0,87	0,86	0,85
	p	0,10	0,105	0,115	0,125	0,13	0,14	0,145	0,15	0,16	0,175	0,185	0,20
IV	$b_m$	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82	0,80	0,79	0,76	0,73	0,71	0,68
	p	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16	0,17	0,175	0,195	0,215	0,23	0,25
V	$b_m$	0,74	0,73	0,71	0,70	0,69	0,67	0,64	0,62	0,58	0,53	0,50	0,44
	p	0,15	0,16	0,175	0,185	0,19	0,205	0,22	0,23	0,255	0,285	0,31	0,35

O fator  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil do edifício. Para determinação deste fator, a norma classifica as edificações em 5 grupos diferentes, sendo esta classificação modificada na revisão da norma. As Tabelas 4 e 5 referem-se, respectivamente, a NBR 6123 (2023) e a NBR 6123 (1988), e descrevem cada um dos grupos e define os valores mínimos que devem ser adotados. Para as categorias de edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc., é considerado o período de recorrência médio de 50 anos com probabilidade da velocidade  $V_0$  se igualada ou excedida de 63%.

Tabela 4 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$  (NBR 6123, 2023)

Grupo	Descrição	$S_3$	$T_p$ (anos)
1	<p>Estruturas cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, edifícios de centrais de controle, etc.).</p> <p>Pontes rodoviárias e ferroviárias.</p> <p>Estruturas que abrigam substâncias infamáveis, tóxicas e/ou explosivas.</p> <p>Vedações das edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação).</p>	1,11	100
2	<p>Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens, incluindo, mas não limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• edificações com capacidade de aglomeração de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente, como centros de convenções, ginásios, estádios etc.</li> <li>• creches com capacidade maior do que 150 pessoas;</li> <li>• escolas com capacidade maior do que 250 pessoas;</li> </ul> <p>Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedação)</p>	1,06	75
3	<p>Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias.</p> <p>Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização.</p> <p>Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação).</p>	1,00	50
4	<p>Edificações não destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno.</p> <p>Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).</p>	0,95	37
5	<p>Edificações temporárias não reutilizáveis.</p> <p>Estruturas dos Grupos 1 a 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos).</p> <p>Vedações das edificações do grupo 5 (telhas, vidros, painéis de vedação).</p>	0,83	15

Tabela 5 - Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$  (NBR 6123, 1988)

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Considerando diferentes períodos de recorrência ou probabilidades distintas, a Tabela 6 oferece valores típicos do fator  $S_3$ , sendo calculados através da Equação (9):

$$S_3 = 0,54 \left[ -\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (9)$$

Onde:

$P_m$  - Probabilidade

$m$  – Vida útil, em anos, de acordo com o tipo de edificação

Tabela 6 - Fator estatístico  $S_3$  (NBR 6123, 2023)

m (anos)	Valores de $S_3$ para $P_m$ (probabilidades)					
	0,10	0,20	0,50	0,63	0,75	0,90
2	0,86	0,76	0,64	0,60	0,57	0,53
10	1,10	0,98	0,82	0,78	0,74	0,68
25	1,27	1,13	0,95	0,90	0,85	0,79
50	1,42	1,26	1,06	1,00	0,95	0,88
100	1,58	1,41	1,18	1,11	1,06	0,98
200	1,77	1,57	1,31	1,24	1,18	1,09

### 2.3 Efeitos dinâmicos devido à turbulência

Conforme a NBR 6123 (2023), é possível calcular os deslocamentos flutuantes causados pela turbulência do vento nas edificações. Essa resposta dinâmica consiste na sobreposição de uma resposta média e uma resposta flutuante da ação do vento. A resposta média ocorre quando a velocidade média permanece constante por um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, resultando em efeitos puramente estáticos nas edificações, conhecidos como rajadas. Por outro lado, a resposta flutuante pode induzir oscilações na direção da velocidade média em estruturas flexíveis, especialmente em estruturas altas e esbeltas. A velocidade de projeto pode ser calculada pela Equação (10), correspondendo à velocidade média que atua durante um intervalo de 10 minutos a uma altura de 10 metros acima do solo.

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (10)$$

O período de aplicação da ação do vento distingue a velocidade média de projeto  $\bar{V}_p$ , utilizada para análise dinâmica, da velocidade característica  $V_k$ , utilizada para análise estática. A velocidade  $V_k$  é calculada para uma rajada de apenas 3 segundos, enquanto a velocidade  $\bar{V}_p$  para um intervalo de tempo de 10 minutos.

A NBR 6123 (2023) oferece dois métodos para calcular a resposta dinâmica: o método simplificado e o método discreto. Neste projeto de pesquisa, será empregado o método simplificado, no qual a variação da pressão dinâmica de acordo com a altura é determinada pela Equação (11):

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[ \left( \frac{z}{Z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{Z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (11)$$

Onde:

$\bar{q}_0$  - Pressão dinâmica (N/m<sup>2</sup>)

$b$  - Coeficiente dependente da rugosidade do terreno

$Z$  - Altura da edificação sobre o nível do terreno (m)

$Z_r$  - Altura de referência:  $Z_r = 10$  m

$p$  - Exponente dependente da rugosidade do terreno

$h$  - Altura total da edificação (m)

$\xi$  - Coeficiente de amplificação dinâmica

$\gamma$  - Densidade

A pressão dinâmica  $\bar{q}_0$  é definida pela Equação (12):

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (12)$$

Onde:

$\bar{q}_0$  - Pressão dinâmica, em N/m<sup>2</sup>;

$\bar{V}_p$  - Velocidade de projeto, em m/s.

O primeiro termo dentro dos colchetes na Equação (11) corresponde à resposta média, enquanto o segundo termo representa a amplitude máxima da resposta flutuante. O expoente  $p$  e o coeficiente  $b$  utilizados na Equação (11) variam de acordo com a categoria de rugosidade do terreno, determinados de acordo com um intervalo de tempo de 10 minutos, conforme os valores da Tabela 7, extraída da NBR 6123 (2023). Os valores dos parâmetros mencionados são distintos dos mesmos parâmetros  $p$  e  $b$  utilizados na determinação do fator  $S_2$ , utilizados na Equação (7), referente ao cálculo da força estática do vento em uma rajada de 3, 5 e 10 segundos.

Tabela 7 - Expoente  $p$  e parâmetro  $b$  (NBR 6123, 2023)

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
$p$	0,095	0,150	0,185	0,230	0,310
$b_m$	1,230	1,000	0,860	0,710	0,500

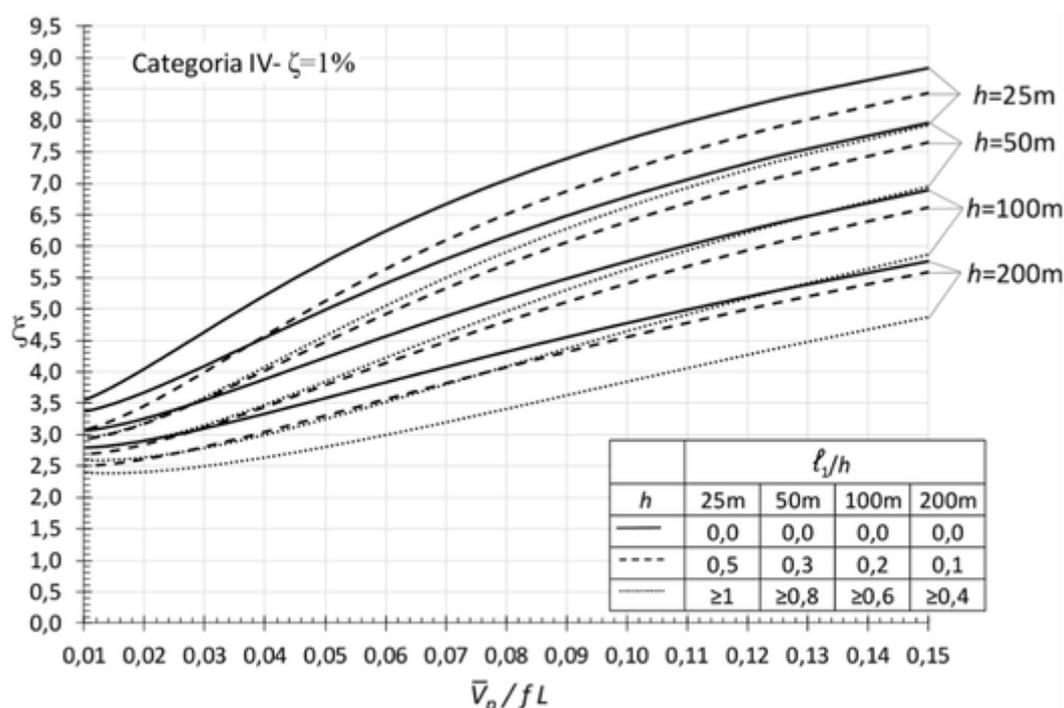
A Tabela 8 contém os valores do parâmetro  $\zeta$ , relacionados ao tipo de edificação. Por meio dela, pode-se determinar a razão de amortecimento crítico  $\zeta$  de acordo com o tipo de estrutura, e são fornecidas equações que permitem o cálculo da frequência fundamental  $f_1$  (Hz).

O coeficiente de amplificação dinâmica  $\xi$ , que é uma função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico  $\zeta$ , e da frequência  $f$  (dada pela relação adimensional  $\bar{V}_p / fL$ , é ilustrado nos gráficos das Figuras 20 a 25 da NBR 6123 (2023),

para as cinco categorias de rugosidade de terreno consideradas na norma. Na Figura 9, encontra-se o gráfico para determinação do coeficiente  $\xi$  em terrenos de categoria IV (foco deste estudo), com a relação  $l_1/h \geq 0,2$ . A taxa de amortecimento adotada é determinada pela Tabela 8, sendo neste caso igual a 1% (Edifícios com estrutura de aço soldada), e  $h$  representa a altura total da edificação.

Tabela 8 - Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos (NBR 6123, 2023)

Tipo de edificação	$\gamma$	$\zeta$	$T_1 = 1 / f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas.	1,2	0,020	$0,05 + 0,015h$
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais.	1,6	0,015	$0,05 + 0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável.	2,7	0,015	$0,02h$
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	$0,015h$
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$0,29\sqrt{h}-0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,030	-



a) Taxa de amortecimento  $\zeta = 1\%$

Figura 9 - Fator dinâmico,  $\xi$ , para terreno de categoria IV (NBR 6123, 2023)

#### 2.4 Comparação entre a NBR 6123 (1988) e a NBR 6123 (2023)

As principais mudanças ocorridas após a atualização da NBR 6123 incluem a revisão do texto e das figuras, a introdução de capítulos referentes a vibração por desprendimento de vórtices e ação de vento em pontes, e a adoção de um novo critério de conforto humano. Considerando este trabalho de pesquisa, as alterações mais relevantes envolvem o procedimento de determinação do fator estatístico  $S_3$  e o limite máximo referente a aceleração translacional horizontal de pico.

As Tabelas 4 e 5 apresentam as classificações relacionadas aos tipos de estruturas e o valor  $S_3$  mínimo adotado por cada grupo, sendo referentes, respectivamente, a NBR 6123 (2023) e NBR 6123 (1988). Considerando o edifício em estudo (edificações para hotéis, residências, comércios e indústrias), a única alteração ocorrida refere-se à numeração do grupo, sendo a descrição adotada anteriormente como Grupo 2 passando a ser utilizada como Grupo 3. O fator estatístico  $S_3$  mencionado considera o período de recorrência médio de 50 anos com probabilidade da velocidade  $V_0$  ser igualada ou excedida de 63%.

Considerando a verificação do conforto humano, a NBR 6123 (1988) determina que o fator  $S_3$  seja obtido utilizando o tempo de recorrência de 10 anos, e limita a aceleração transversal horizontal máxima a  $0,1 \text{ m/s}^2$ . A NBR 6123 (2023) adotou o critério apresentado pela ISO 10137 (2007), portanto, o tempo de recorrência de 1 ano foi estipulado e a verificação da aceleração limite deve ser realizada de acordo com as curvas de aceleração limite para edifícios residenciais e comerciais. Mais detalhes serão apresentados no capítulo 3 deste estudo.

Considerando a validade da NBR 6123 (1988) até junho de 2024, sendo o desenvolvimento desta dissertação iniciado antes da publicação da NBR 6123 (2023), as análises que serão apresentadas foram realizadas conforme as recomendações da primeira versão da norma. Com objetivo de projetar os resultados de acordo com as novas diretrizes, o Apêndice A apresenta a conversão dos dados obtidos e as diferenças ocasionadas pela mudança do tempo de recorrência.

Tabela 9 - Diferenças entre a NBR 6123 (1988) e a NBR 6123 (2023)

NBR 6123	Tempo de recorrência	$S_3$ (conforto humano)	Limite
1988	10 anos	0,78	$0,1 \text{ m/s}^2$

2023	1 ano	0,54	Curva limite
------	-------	------	--------------

## 2.5 Considerações finais do capítulo

Neste capítulo foram apresentados os critérios utilizados para definição dos carregamentos estáticos e dinâmicos da ação do vento em edificações, determinados pela NBR 6123. A norma foi originalmente publicada em 1988, sendo revisada em dezembro de 2023, os parâmetros apresentados estão de acordo com a última revisão publicada, sendo destacadas as diferenças relacionadas a primeira versão quando estas forem significativas.

Além da revisão do texto e da atualização das figuras, na definição do fator estatístico  $S_3$  ocorreu a principal modificação, sendo modificada a categorização dos tipos de estrutura e os valores mínimos determinados para a verificação do estado limite último (ELU). No que se refere a verificação do conforto humano, o critério de avaliação passou a adotar a recomendação da ISO 10137 (2007), sendo o tempo de recorrência alterado de 10 anos para 1 ano, essa mudança fixou o valor  $S_3$  em 0,54.

### **3 NORMAS INTERNACIONAIS E AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO**

#### **3.1 Considerações iniciais**

Além da norma brasileira, os procedimentos para determinação das respostas dinâmicas nas estruturas, principalmente excitadas por cargas de vento, estão contemplados em diversas outras normas de projeto, como por exemplo o Eurocode 1-4/2005, a norma canadense NBCC/85 e a norma australiana AS1170.2/89. Essas normas estabelecem que estruturas com frequência natural de 1 Hz ou menos devem ser projetadas mediante análise dinâmica devido à sua flexibilidade, tornando-as mais suscetíveis aos efeitos da ressonância. As principais diferenças entre elas residem nos parâmetros adotados, o que pode resultar em disparidades nos resultados.

Os critérios de conforto humano também serão discutidos neste capítulo, onde serão apresentados os parâmetros adotados na NBR 6123 (1988) e na NBR 6123 (2023), em adição, os limites adotados por recomendações de projetos internacionais também serão relatados, sendo o critério de avaliação de Hirsch & Bachmann (1995), a ISO 6897 (1984), ISO 2631 (1985), ISO 2631 (1997), e a ISO 10137 (2007).

#### **3.2 Normas e recomendações internacionais de projeto**

Kwon (2013) em sua pesquisa destaca que, apesar do objetivo comum de garantir a segurança das estruturas contra o vento, as normas internacionais apresentam diversas diferenças nos critérios utilizados para definir as características do vento e a resposta dinâmica das estruturas. Essas diferenças refletem os diferentes contextos climáticos, as particularidades das regiões e as filosofias de projeto adotadas em cada país.

O autor realizou uma análise comparativa dos parâmetros presentes nas normas ASCE 2010 (Estados Unidos), AS/NZS 2011 (Austrália e Nova Zelândia), AIJ 2004 (Japão), CNS 2012 (China), NBCC 2010 (Canadá), Eurocode 2010 (Europa), ISO 2009 e IWC 2012 (Índia). Nas Tabelas de 9 a 12 são detalhadas as comparações entre as normas ASCE 7 (2010), AS/NZS (2011) e AIJ (2004), juntamente com os parâmetros adotados na NBR 6123 (1988), quando aplicáveis na respectiva norma.

Tabela 10 - Tempos de duração e alturas de referências (Kwon, 2013)

Parâmetro	ASCE (2010)	AS/NZS (2011)	AIJ (2004)	NBR (1988)
Velocidade básica ( $V_0$ )	3 segundos	3 segundos	10 minutos	3 segundos
Resposta induzida em favor do vento	1 hora	10 minutos	10 minutos	10 minutos
Altura de referência	0,6h	h	h	10 metros

Somente a norma ASCE dos Estados Unidos propõe um intervalo de tempo de uma hora. Ademais, a norma brasileira não especifica uma altura de referência para calcular a resposta, pois o método discreto permite calcular para qualquer altura da estrutura. O autor examinou seis categorias de exposição referentes a edifícios em cada norma e as consolidou na Tabela 11.

EC1 - centro de cidade com grande concentração de edifícios altos

EC2 - área urbana genérica

EC3 - área suburbana

EC4 - área de terreno aberto utilizada para definir a velocidade básica do vento

EC5 - lago ou área aberta com pequenas obstruções

EC6 - oceano ou área costeira

Tabela 11 - Categorias de exposição (Kwon, 2013)

Categoria	ASCE (2010)	AS/NZ (2011)	AIJ (2004)	NBR (1988)
EC1	-	4	V	V
EC2	A	-	IV	IV
EC3	B	3	III	III
EC4	C	2	II	II
EC5	D	1	I	I
EC6	-	-	-	-

A Equação (13) apresenta os coeficientes referentes a lei potencial do perfil de velocidade, os quais estão correlacionados na Tabela 12. A norma brasileira adota o perfil de velocidade conforme o parâmetro  $S_2$  da Equação (14). Kwon (2013) unificou o parâmetro  $b$  como o produto entre os parâmetros  $b$  e  $F_r$ , e o parâmetro  $p$  como equivalente ao parâmetro  $\alpha$ , permitindo assim uma comparação direta.

$$V(z) = b \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha V_0 \quad (13)$$

$$V(z) = b F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p V_0 \quad (14)$$

Tabela 12 - Coeficientes para lei potencial (Kwon, 2013)

Categoria	ASCE (2010)				AIJ (2004)		NBR (1988)	
	3-s		1-h		10-min		10-min	
	$\alpha$	b	$\alpha$	b	$\alpha$	b	$\alpha$	b
EC1	-	-	-	-	-	-	0,17	0,67
EC2	0,20	0,64	0,33	0,30	0,27	0,58	0,13	0,80
EC3	0,14	0,84	0,25	0,45	0,20	0,79	0,11	0,88
EC4	0,11	1,00	0,15	0,65	0,15	1,00	0,10	0,95
EC5	0,09	1,07	0,11	0,80	0,10	1,23	0,07	1,06

A norma australiana AS/NZS (2011) emprega a lei logarítmica para descrever o perfil vertical, utilizando os parâmetros de velocidade de fricção e comprimento de rugosidade. O autor elaborou graficamente as curvas do perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4, com o intuito de simplificar a comparação entre os parâmetros adotados por cada norma. A análise dessas curvas revelou que a norma brasileira exibe valores próximos aos da norma americana. No entanto, as normas japonesa e australiana mostram valores semelhantes entre si, embora sejam mais elevados do que os das normas americana e brasileira.

Tabela 13 - Velocidade de fricção e comprimento de rugosidade para a norma AS/NZS (Kwon, 2013)

Categoria	Velocidade de Fricção ( $u^*$ )	Comprimento de Rugosidade ( $Z_0$ )
EC1	0,086 - 0,102	2
EC2	-	-
EC3	0,075 - 0,083	0,2
EC4	0,064 - 0,070	0,02
EC5	0,055 - 0,061	0,002

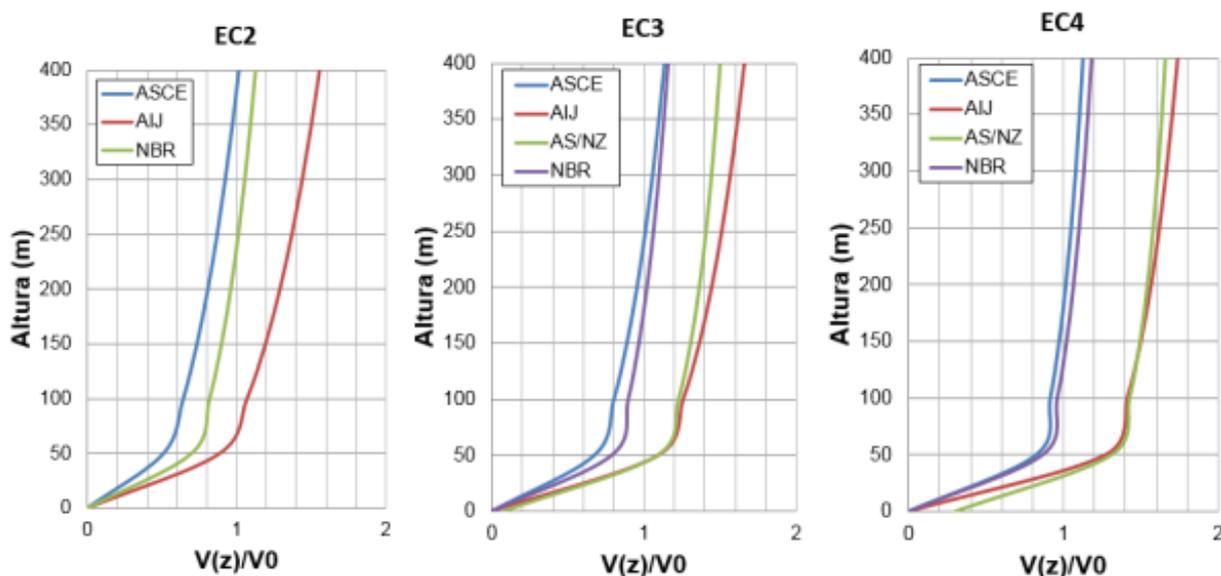


Figura 10 - Perfil vertical para as categorias EC2, EC3 e EC4 (Barile, 2019)

Lavôr (2016) sugere que os códigos normativos devem fornecer previsões ligeiramente superiores aos valores esperados de um teste de túnel de vento. No entanto, ele observa diferenças significativas nas previsões de duas normas, a Hong Kong Code of Practice (2004) e a American Standard (ASCE 7), devido aos seus valores inferiores à média dos dados do túnel de vento. Essas diferenças são atribuídas aos baixos valores dos coeficientes de arrasto propostos pelas normas e à formulação que determina o efeito de rajada, que parece ser inconsistente.

Considerando as investigações de Algaba (2016), foi conduzido um estudo comparativo entre normas e dados experimentais, juntamente com a implementação da solução modal no domínio da frequência. O propósito era analisar as discrepâncias entre os métodos e validar a aplicação dos procedimentos teóricos, utilizando os resultados experimentais como ponto de referência. Foi constatada uma semelhança entre os resultados obtidos com o Eurocode 1-4 (2005) e a solução modal, quando comparados aos resultados experimentais. Por outro lado, a NBR 6123 (1988) demonstrou respostas subestimadas em até 50%.

Um ponto de comparação relevante é a adoção de diferentes espectros em normas internacionais. Por exemplo, o espectro de Davenport é mencionado na norma norte-americana ANSI A58.1 e na canadense NBCC. Em contrapartida, a norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 utiliza o espectro de Harris em suas formulações. Além disso, o espectro proposto pelo ESDU é adotado no Eurocode 1-4:2005.

### 3.3 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)

De acordo com a NBR 6123 (1988), em edifícios com um período fundamental  $T_1$  igual ou inferior a 1s, a influência da resposta flutuante é mínima, e seus efeitos são considerados ao determinar o intervalo de tempo utilizado no cálculo do fator  $S_2$ . No entanto, em edifícios com período fundamental superior a 1 segundo, nos quais o amortecimento não é predominante, a resposta à direção média do vento é significativa. As oscilações devido às forças flutuantes em edifícios destinados à ocupação humana podem gerar desconforto aos ocupantes. A Equação (15) refere-se ao cálculo da amplitude máxima da aceleração em determinado nível da edificação.

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (15)$$

Onde:

$f_j$  - Frequência correspondente ao modo  $j$  (Hz)

$u_j$  - Deslocamento na cota  $z$  devido à ação da parcela flutuante do vento (m)

Os deslocamentos flutuantes  $u_j$  são calculados com o auxílio de uma pressão de vento flutuante  $q(z)_{fl}$ , estabelecida pela Equação (16):

$$q(z)_{fl} = \bar{q}_0 b^2 \left[ \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (16)$$

Assim, a força de arrasto  $F_{fl}$  é calculada a partir da pressão flutuante  $q(z)_{fl}$ , através da Equação (17):

$$F_{fl} = C_a q(z)_{fl} A_e \quad (17)$$

Onde:

$C_a$  - Coeficiente de arrasto

$A_e$  - Área frontal efetiva sobre o qual o vento atua ( $m^2$ )

$q(z)_{fl}$  - Pressão flutuante provocada devido a ação do vento ( $N/m^2$ )

As equações representam apenas a parcela flutuante, sem considerar a parcela estática da expressão matemática correspondente à pressão dinâmica do vento. Como uma diretriz geral, a amplitude máxima não deve ultrapassar  $0,1 \text{ m/s}^2$ . É aceitável que essa amplitude seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

### 3.4 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (2023)

De acordo com a NBR 6123 (2023), em edificações destinadas à ocupação humana, é necessário avaliar o conforto dos ocupantes expostos a acelerações na direção horizontal (transversal à coluna vertebral), resultantes das oscilações da estrutura devido à flexão, torção ou flexo-torção induzidas pela ação do vento. O limite de aceleração é determinado pela frequência da oscilação e pela finalidade do edifício.

Assim como na NBR 6123 (1988), a amplitude máxima de aceleração em determinada altura também pode ser calculada utilizando a Equação (15), de modo que a diferença entre as normas está na aceleração limite máxima recomendada, visando a atender os parâmetros de conforto humano.

A norma de 1988 determina que amplitude máxima da aceleração não deve ultrapassar o limite de  $0,1 \text{ m/s}^2$ , considerando o tempo de recorrência de 10 anos, porém, esta recomendação foi revisada na NBR 6123 (2023), estabelecendo o valor limite da aceleração de acordo com a Equação (18), referente ao tempo de recorrência de 1 ano entre o intervalo de frequência de  $0,06 \text{ Hz}$  a  $1 \text{ Hz}$ .

A Equação (18) refere-se as curvas de aceleração limite para edifícios residenciais e comerciais, presentes na ISO 10137 (2007), onde essas curvas são exibidas na Figura 11. De acordo com este critério, o valor limite de aceleração para edifícios residenciais equivale aproximadamente a 8 vezes o limite inferior do limiar de percepção, o que está relacionado à percepção da vibração por cerca de 90% das pessoas sujeitas a essa aceleração. Considerando edifícios comerciais, a aceleração limite corresponde a aproximadamente 12 vezes o limite inferior do limiar de percepção. Níveis intermediários de aceleração limite, utilizados em edifícios com diferentes finalidades, podem ser adotados a critério do projetista.

$$a_{\text{lim}} = 0,01 k_c f^{-0,445} \quad (18)$$

Onde:

$a_{lim}$  - aceleração limite em  $m/s^2$

$k_c$  - Igual a 6,12 para edifícios comerciais e de escritórios

$k_c$  - Igual a 4,08 para edifícios residenciais

$f$  - Frequência do modo fundamental de vibração (entre 0,06 Hz e 1 Hz)

Como o tempo de recorrência foi alterado de 10 anos para 1 ano, valor do parâmetro meteorológico  $S_3$ , utilizado na verificação do conforto humano, também teve seu valor modificado. Portanto, a NBR 6123 (2023) determina que a aceleração máxima deve ser determinada de acordo com ação do vento referente a velocidade de projeto, considerando  $S_3 = 0,54$ .

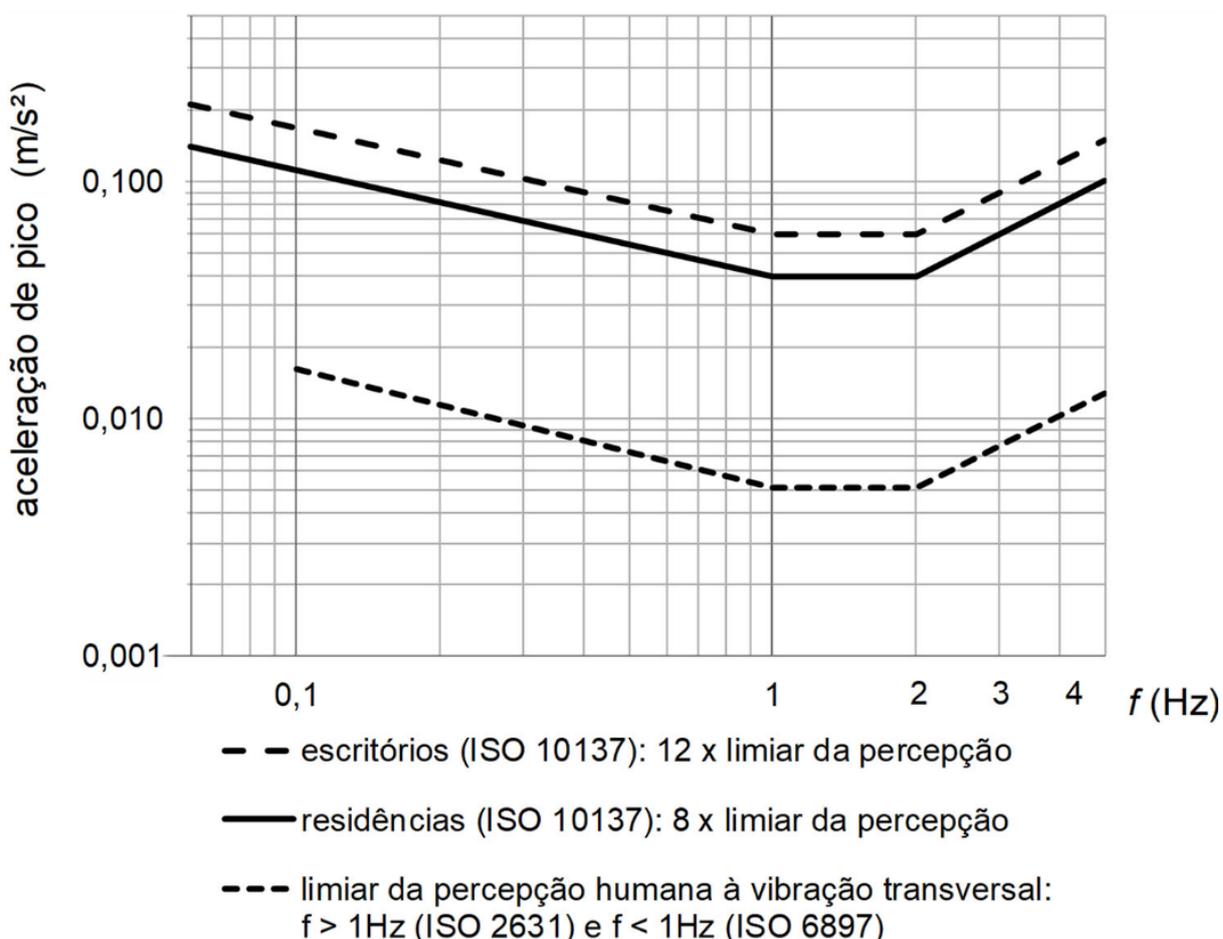


Figura 11 - Valor de pico da aceleração transversal à coluna vertebral versus frequência de vibração para avaliação de conforto humano de ocupantes de edifícios altos sujeitos à ação do vento. NBR 6123 (2023).

### 3.5 Critérios de avaliação segundo a ISO 6897 (1984)

A norma ISO 6897 (1984) estabelece limites de aceleração RMS para avaliar o conforto humano em estruturas em função da frequência. A Figura 12 apresenta as curvas de aceleração horizontal RMS para edifícios (curva 1) e estruturas offshore (curva 2), considerando o período de recorrência mínimo de 5 anos.

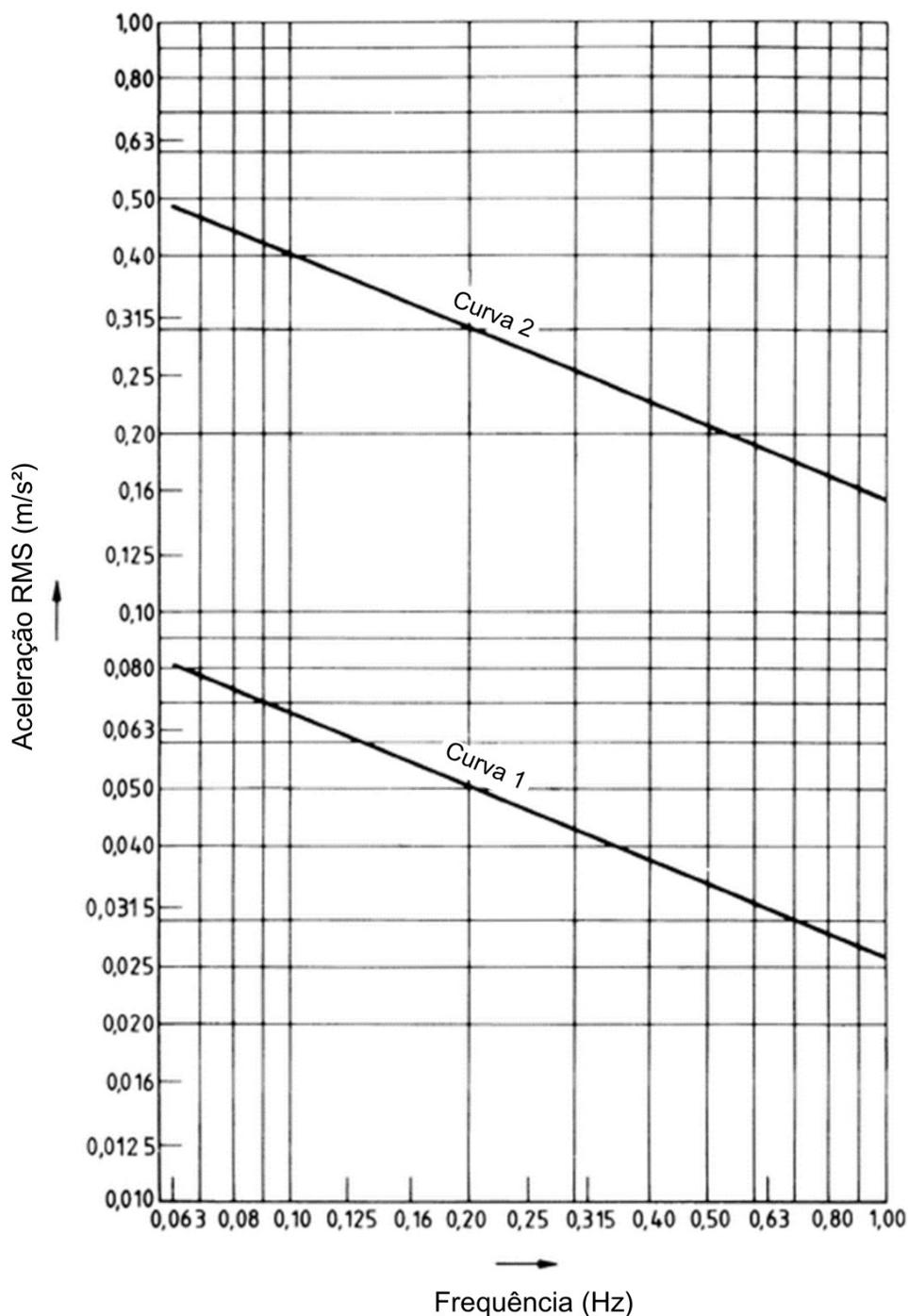


Figura 12 - Valores limites de aceleração RMS horizontal de edifícios utilizadas para fins gerais (curva 1) e de estruturas off-shore fixas (curva 2). ISO 6897 (1984).

### 3.6 Critério de avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995)

Conforme os estudos realizados por Hirsch & Bachmann (1995), o nível de tolerância das pessoas aos efeitos das vibrações induzidas pela ação do vento nos edifícios pode ser estabelecido com base nos valores limites de aceleração apresentados na Tabela 14 e também em relação à frequência e amplitude máxima, conforme ilustrado na Figura 13.

Tabela 14 - Valores limites de aceleração (Hirsch & Bachmann, 1995)

Percepção humana	Valores limites de aceleração	em m/s <sup>2</sup>
Imperceptível (IMP)	$a < 0,005g$	$a < 0,049$
Perceptível (P)	$0,005g < a < 0,015g$	$0,049 < a < 0,147$
Incômodo (I)	$0,015g < a < 0,05g$	$0,147 < a < 0,49$
Muito Incômodo (MI)	$0,05g < a < 0,15g$	$0,49 < a < 1,47$
Intolerável (INT)	$0,15g < a$	$1,47 < a$

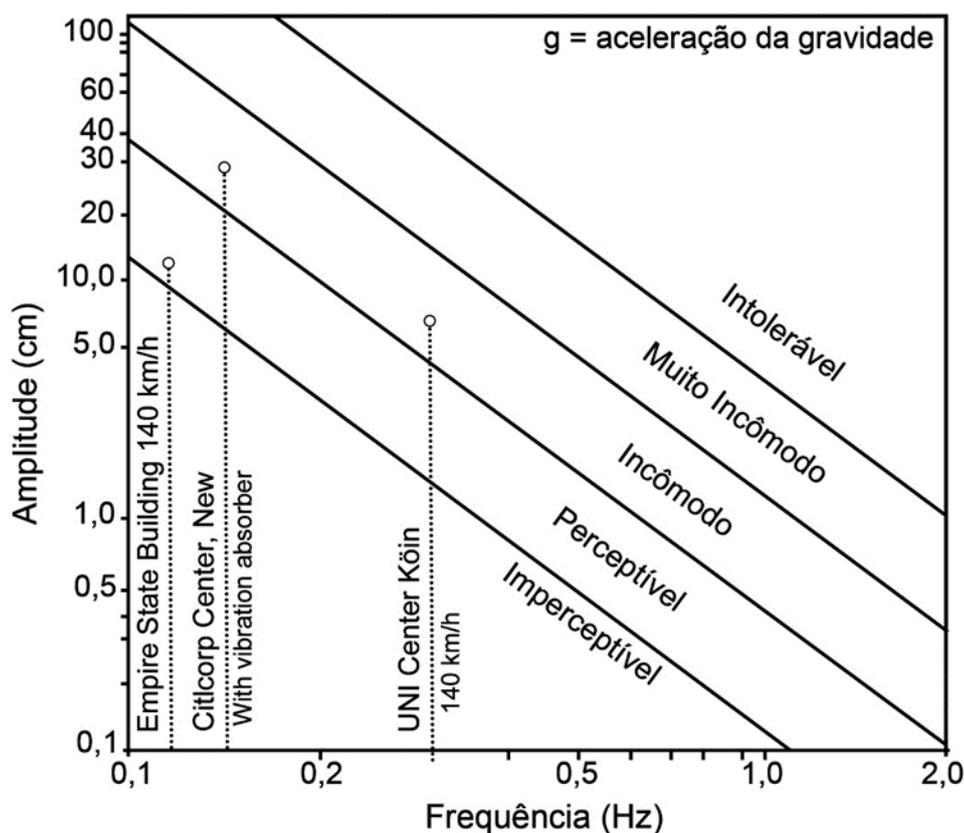


Figura 13 - Percepção humana de vibrações em edifícios (Hirsch & Bachmann, 1995)

### 3.7 Critério de avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997)

A ISO 2631 (1985) recomendava evitar frequências entre 0,5 e 80 Hz, com a finalidade de prevenir problemas de saúde, pois estavam dentro do limite de percepção. Além disso, sugeriu evitar faixas de 0,1 a 0,5 Hz devido ao potencial de causar enjoos. A norma também delineou três níveis distintos de desconforto humano.

O primeiro limite apresentado foi o do conforto diminuído, que era alcançado quando atividades como comer, ler ou escrever eram interrompidas por vibrações causadas pelo nível de aceleração. O segundo limite considerado foi o da queda de eficiência, que ocorria quando as vibrações recorrentes representavam uma ameaça significativa a produtividade nas atividades relacionadas ao trabalho, especialmente devido à fadiga decorrente de exposição excessivamente prolongada, sendo esse limite três vezes maior que o primeiro. O terceiro limite era o da tolerância, onde foi determinado o valor máximo de aceleração considerado seguro para a saúde e segurança, independentemente da faixa de frequência, duração e direção da vibração, sendo estimado como seis vezes maior que o limite de conforto reduzido.

Os critérios básicos foram apresentados em curvas considerando a aceleração longitudinal z (com a pessoa em posição vertical) e as acelerações transversais x e y (com a pessoa em posição horizontal). A representação das coordenadas segue as direções especificadas na Figura 14.

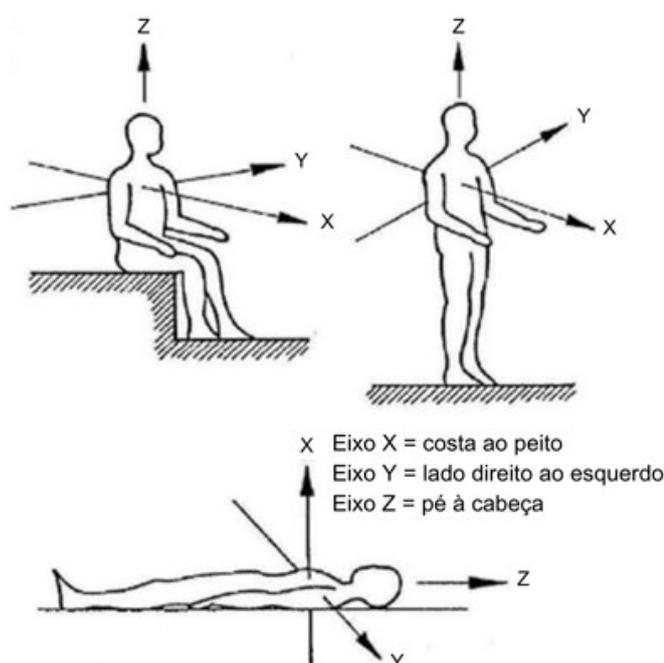


Figura 14 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997)

A Figura 15, demonstra o critério correspondente as acelerações transversais, e está associado ao limite de queda de eficiência, fornecendo o tempo máximo de exposição em relação à frequência e à aceleração, levando em conta diversos níveis de desconforto. Referente a determinação do limite de tolerância, basta multiplicar a aceleração por 2, considerando o limite de conforto reduzido, divide-se a aceleração por 3,15, obtendo assim a aceleração pico.

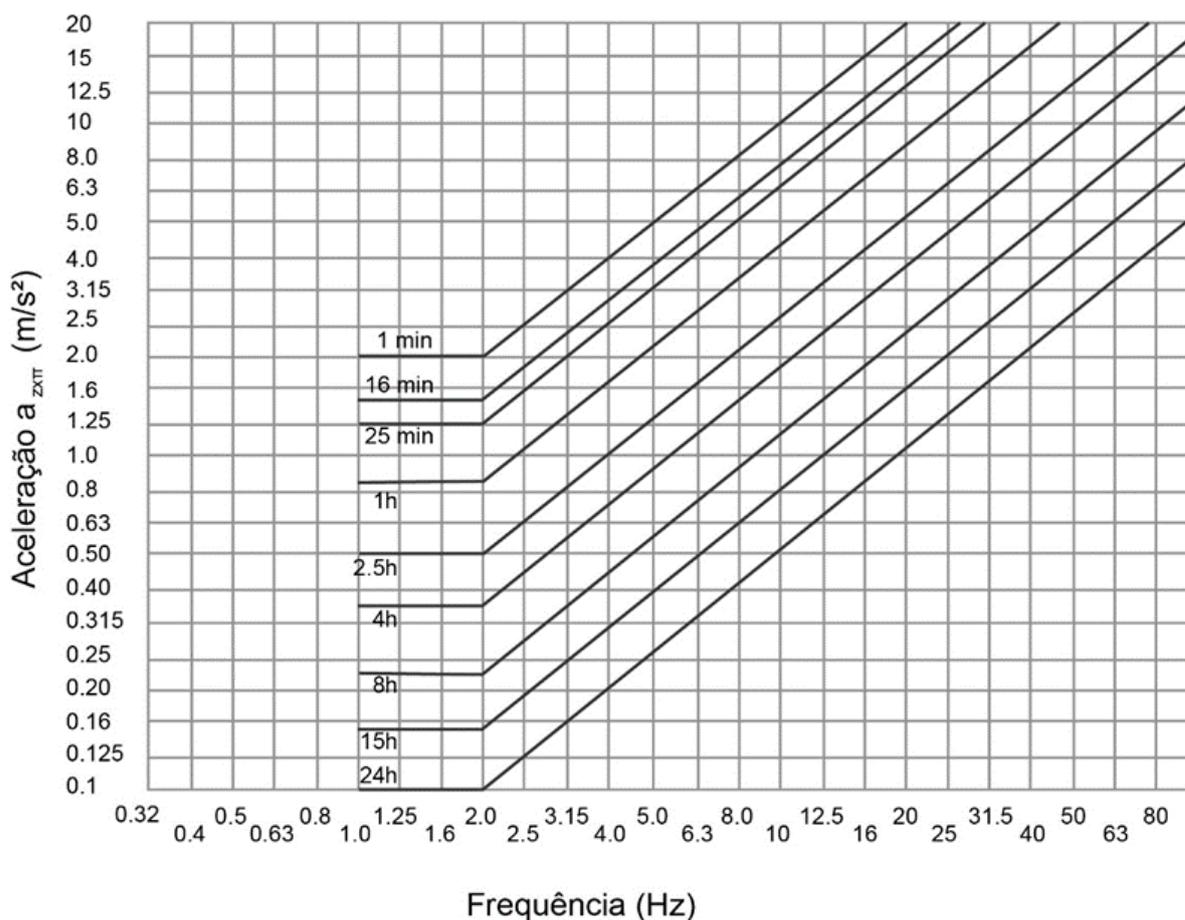


Figura 15 - Limite de exposição para aceleração na direção x e y, ISO 2631 (1985)

A norma ISO 2631 (1985) foi substituída pela ISO 2631 (1997), onde uma importante alteração foi que os critérios apresentados acima não estão mais presentes. A nova recomendação afirma que os efeitos sobre as pessoas devido ao tempo de exposição são semelhantes em diferentes situações (saúde, eficiência no trabalho e conforto). Entretanto, essas conclusões não foram confirmadas experimentalmente e, portanto, não foram consideradas na versão atual da norma. Foi mencionado que o conforto devido às vibrações depende de vários outros fatores,

e assim não há um limite específico a ser considerado, apenas indicações aproximadas de valores que poderiam causar alguma reação, conforme a Tabela 15.

De acordo com a ISO 2631 (1997), estudos em diversos países tem demonstrado que os ocupantes de edifícios residenciais podem manifestar reclamações caso as magnitudes das vibrações ultrapassem ligeiramente o nível de percepção. Além disso, a norma menciona que 50% das pessoas podem detectar uma vibração com um pico de aceleração de  $0,015 \text{ m/s}^2$ .

Tabela 15 - Critérios de avaliação do conforto (ISO 2631, 1997)

Valores limites de aceleração	Percepção humana
menor que $0,315 \text{ m/s}^2$	Confortável
$0,315 \text{ m/s}^2$ até $0,63 \text{ m/s}^2$	Pouco confortável
$0,5 \text{ m/s}^2$ até $1 \text{ m/s}^2$	Quase desconfortável
$0,8 \text{ m/s}^2$ até $1,6 \text{ m/s}^2$	Desconfortável
$1,25 \text{ m/s}^2$ até $2,5 \text{ m/s}^2$	Muito desconfortável
Maior que $2,5 \text{ m/s}^2$	Extremamente desconfortável

### 3.8 Critério de avaliação segundo ISO 10137 (2007)

Atualmente, as normas europeias recomendam a ISO 10137 (2007) como referência para avaliações do conforto humano, nela são fornecidas orientações para a resposta humana a movimentos em edifícios provocados pelo vento. Para garantir condições de conforto humano dentro dos limites aceitáveis, os critérios de avaliação são aplicados limitando as acelerações horizontais dos edifícios causadas pela ação do vento com um tempo de recorrência de um ano, sendo que em casos excepcionais como tempestades e furacões, outros tempos de recorrência podem ser adotados.

O critério apresentado envolve a avaliação do pico de aceleração para a primeira frequência natural, onde os ábacos fornecem curvas de aceitabilidade para escritórios e residências, sendo que o nível de aceitabilidade para residências corresponde a dois terços do nível de aceitação para escritórios. A curva resultante para residências se aproxima do nível de 90% de probabilidade de percepção, de forma que essas curvas foram derivadas a partir de dados de muitos edifícios reais e

as acelerações de pico, para um período de recorrência de 1 ano, não devem exceder as curvas de avaliação apresentadas na Figura 16.

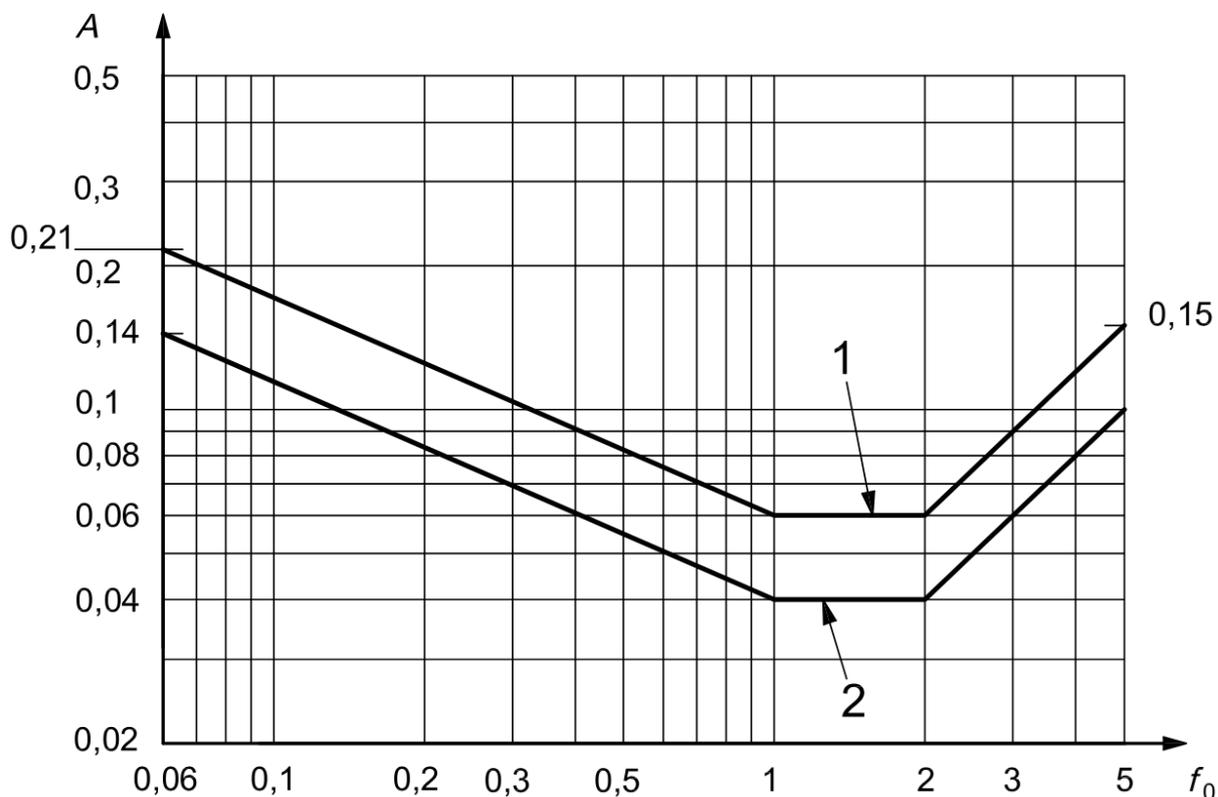


Figura 16 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas devido a ação do vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007)

Onde:

A - Pico de aceleração em  $m/s^2$

$f_0$  - Primeira frequência natural da estrutura

1 - Curva para escritórios

2 - Curva para residências

### 3.9 Comparação entre os critérios de avaliação de conforto humano

Considerando os diversos critérios para avaliação do conforto humano mencionados, a Tabela 16 exibe um comparativo entre estas recomendações de projeto, onde são apresentados os parâmetros analisados, os limites estabelecidos, e os tempos de recorrência adotados na obtenção dos carregamentos não determinísticos de vento.

Tabela 16 - Comparação entre os critérios de conforto humano

Critério	Parâmetro	Limite	Tempo de recorrência
NBR 6123 (1988)	Aceleração de pico	0,1 m/s <sup>2</sup>	10 anos
NBR 6123 (2023)	Aceleração de pico	Curva limite (Pico)	1 ano
ISO 6897 (1984)	Aceleração RMS	Curva limite (RMS)	Acima de 5 anos
Hirsch & Bachmann (1995)	Aceleração de pico	0,049 m/s <sup>2</sup> > a > 1,47 m/s <sup>2</sup>	-
ISO 2631 (1985) ISO 2631 (1997)	Aceleração de pico	0,315 m/s <sup>2</sup> > a > 2,5 m/s <sup>2</sup>	-
ISO 10137 (2007)	Aceleração de pico	Curva limite (Pico)	1 ano

### 3.10 Verificação do conforto humano em edifícios

Segundo Bastos (2020), em estruturas altas e esbeltas o vento ocasionalmente pode induzir vibrações que, embora raramente causem danos físicos diretos aos ocupantes, podem provocar desconforto. Essas vibrações têm o potencial de afetar a saúde de forma indireta, resultando em redução da concentração, diminuição da eficiência no trabalho e até mesmo náuseas. Além disso, a percepção das vibrações pelos usuários pode levar a um estresse adicional, originado pelo receio de colapso ou danos estruturais.

Chang (1973) observou que o corpo humano se adapta fisicamente a cada variação da aceleração para manter a estabilidade corporal. Em uma pesquisa sobre conforto humano em edifícios altos, Bashor & Kareem (2007) utilizaram avaliações probabilísticas para diferentes velocidades de vento e propuseram um procedimento para verificar o desempenho do conforto humano. O estudo distingue duas categorias de sensações humanas em relação às vibrações: percepção do movimento e nível de tolerância. Percepção do movimento ocorre quando um ocupante percebe o movimento do edifício pela primeira vez, enquanto o nível de tolerância refere-se à quantidade de movimento que o ocupante está disposto a tolerar antes de reclamar.

Desde que surgiu a discussão sobre o conforto humano em edifícios altos, há um debate sobre qual parâmetro é mais preciso considerando a avaliação da percepção humana: RMS (Root Mean Square) ou aceleração de pico. Historicamente, a América do Norte utilizava acelerações de pico com o objetivo de estabelecer a aceleração máxima permitida, enquanto pesquisadores de outras regiões preferiam

valores RMS. No entanto, recentemente, tanto a AIJ (Architectural Institute of Japan) quanto a ISO (International Organization for Standardization) adotaram critérios de aceleração de pico baseados na frequência.

Os proponentes do uso do RMS geralmente sustentam que este parâmetro oferece uma representação mais precisa das sensações experimentadas pelos ocupantes durante eventos prolongados. Eles argumentam que a duração e o número de ciclos de movimento que ultrapassam um limite específico são mais significativos do que um pico ocasionalmente alto. Por outro lado, os defensores do uso de valores de pico afirmam que os ocupantes são mais afetados por grandes eventos ou picos na resposta. (BASHOR & KAREEM, 2007).

### **3.11 Considerações finais do capítulo**

Neste capítulo foram apresentados os procedimentos para determinação das cargas estáticas e dinâmicas do vento, considerando diferentes normas e recomendações de projetos internacionais. Foram apresentados diversos critérios de verificação do conforto humano, considerando edifícios utilizados para diferentes tipos de atividades, quando sob influência do vento, sendo avaliados principalmente a amplitude máxima da aceleração e os limites estabelecidos.

## 4 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DAS CARGAS DE VENTO

### 4.1 Considerações iniciais do capítulo

Santos (2018) destaca a natureza não determinística das cargas de vento, exigindo um tratamento probabilístico rigoroso dos resultados. As propriedades do vento são inerentemente instáveis e apresentam variações aleatórias, influenciadas por obstáculos e rugosidades ao longo do seu percurso. Brasil & Silva (2013) corroboram essa visão, ressaltando a inadequação de uma abordagem determinística para modelar as cargas de vento.

Portanto, a modelagem probabilística das cargas de vento é fundamental para o projeto de estruturas seguras, confiáveis e eficientes. Ao reconhecer a natureza incerta do vento e adotar ferramentas probabilísticas, podemos garantir a integridade das estruturas e minimizar os riscos associados à ação do vento.

### 4.2 Modelagem do carregamento não determinístico

A NBR 6123 (2023) define a velocidade do vento em um instante específico como a função temporal  $V_T(t)$ , decomposta em duas parcelas distintas. A parcela média  $[\bar{V}(z)]$  captura o valor médio da velocidade do vento em um intervalo de tempo definido, fornecendo uma visão geral da intensidade média do vento nesse período. A parcela flutuante  $[V(t)]$  demonstra as variações instantâneas na velocidade do vento ao longo do tempo, representando as flutuações aleatórias que caracterizam o comportamento do vento na natureza.

Objetivando simplificar a representação da parcela flutuante, a NBR 6123 (2023) propõe a utilização de uma única função harmônica. Essa função oscila em torno da parcela média, capturando as variações cíclicas da velocidade do vento de forma eficiente. Essas funções podem ser obtidas através de uma série de Fourier, utilizando o espectro de Kaimal.

$$V_T(t) = \bar{V}(z) + V(t) \quad (19)$$

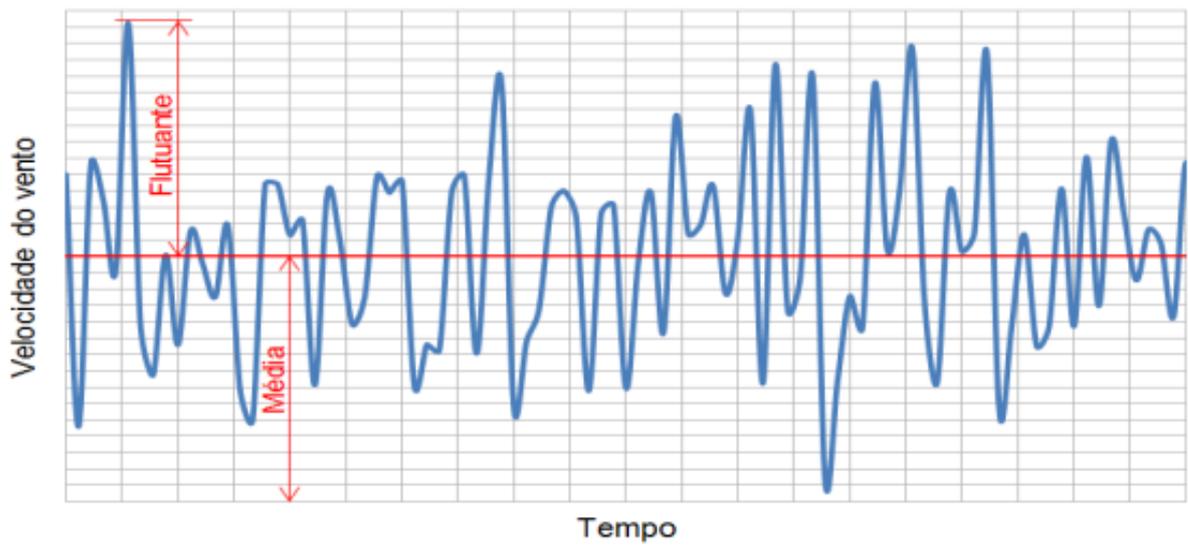


Figura 17 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo (Barboza, 2016)

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_0 \left( \frac{z}{z_0} \right)^p \quad (20)$$

$$\bar{V}_0 = b \bar{V}_p \quad (21)$$

$$V(t) = V_0 \cos(2 \pi f t) \quad (22)$$

Onde:

$Z_0$  - Comprimento de rugosidade

$f$  - Frequência (Hz)

$t$  - Tempo (s)

A componente variável da velocidade do vento pode ser modelada como um processo estocástico de segunda ordem fracamente estacionário, ergódico e gaussiano, podendo ser expressa como uma integral de Fourier, resultante da sobreposição de ondas harmônicas (Shinozuka & Jan, 1972).

$$V(t) = \sum_{i=1}^n a_i \cos(2 \pi f_i t + \theta_i) \quad (23)$$

$$a_i = \sqrt{2 S^V(f_i) \Delta f} \quad (24)$$

Onde:

$n$  - Número de divisões do espectro de potência utilizado na análise

$S^V$  - Densidade espectral

$f_i$  - Frequência (Hz)

$\Delta f$  - Incremento da frequência

$\theta_i$  - Ângulo fase aleatório definido no intervalo de 0 a  $2\pi$

$a_i$  - Amplitude das séries temporais

A Equação (25) determina a pressão dinâmica do vento conforme os parâmetros estabelecidos pela norma NBR 6123 (2023), a qual é uma função do tempo. Em seguida, utilizando o coeficiente de arrasto, as dimensões da estrutura e a própria pressão, é possível formular uma expressão matemática para a carga dinâmica do vento, a qual é redefinida com base na Equação (27).

$$q(t) = 0,613 [\bar{V}(z)+V(t)]^2 \quad (25)$$

$$F(t) = C_a L q(t) \quad (26)$$

$$F(t) = 0,613 C_a L \left[ \bar{V}_0 \left( \frac{Z}{Z_0} \right)^p + \sum_{i=1}^n \sqrt{2 S^V (f_i) \Delta f} \cos(2 \pi f_i t + \theta_i) \right]^2 \quad (27)$$

Onde:

$F(t)$  - Carga dinâmica não determinística do vento variando ao longo do tempo

$C_a$  - Coeficiente de arrasto

$L$  - Largura perpendicular à direção de aplicação da carga de vento (m)

$\bar{V}_0$  - Velocidade básica do vento (m/s)

$Z$  - Altura do edifício (m)

$Z_0$  - Comprimento de rugosidade

$p$  - Exponente dependente da rugosidade do terreno

$n$  - Número de divisões do espectro de potência utilizado na análise

$S^V$  - Densidade espectral

$f_i$  - Frequência (Hz)

$\Delta f$  - Incremento da frequência

t – Tempo (s)

$\theta_i$  - Ângulo fase aleatório definido no intervalo de 0 a  $2\pi$

Considerando a literatura técnica dedicada ao assunto, são encontrados diversos espectros de potência relacionados ao impacto do vento em normas de projeto, diretrizes e recomendações internacionais, como, por exemplo, ASCE 7, AS1170.2, NBCC, RLB-AIJ e Eurocode (Zhou *et al.*, 2002). De acordo com Moraes (2014), o espectro de potência de Kaimal é considerado mais apropriado para análises de edifícios altos, uma vez que leva em conta o efeito da altura "z" ao multiplicá-la pela frequência para definir a frequência adimensional "x". O espectro de potência de Kaimal é representado pelas Equações de (25) à (27).

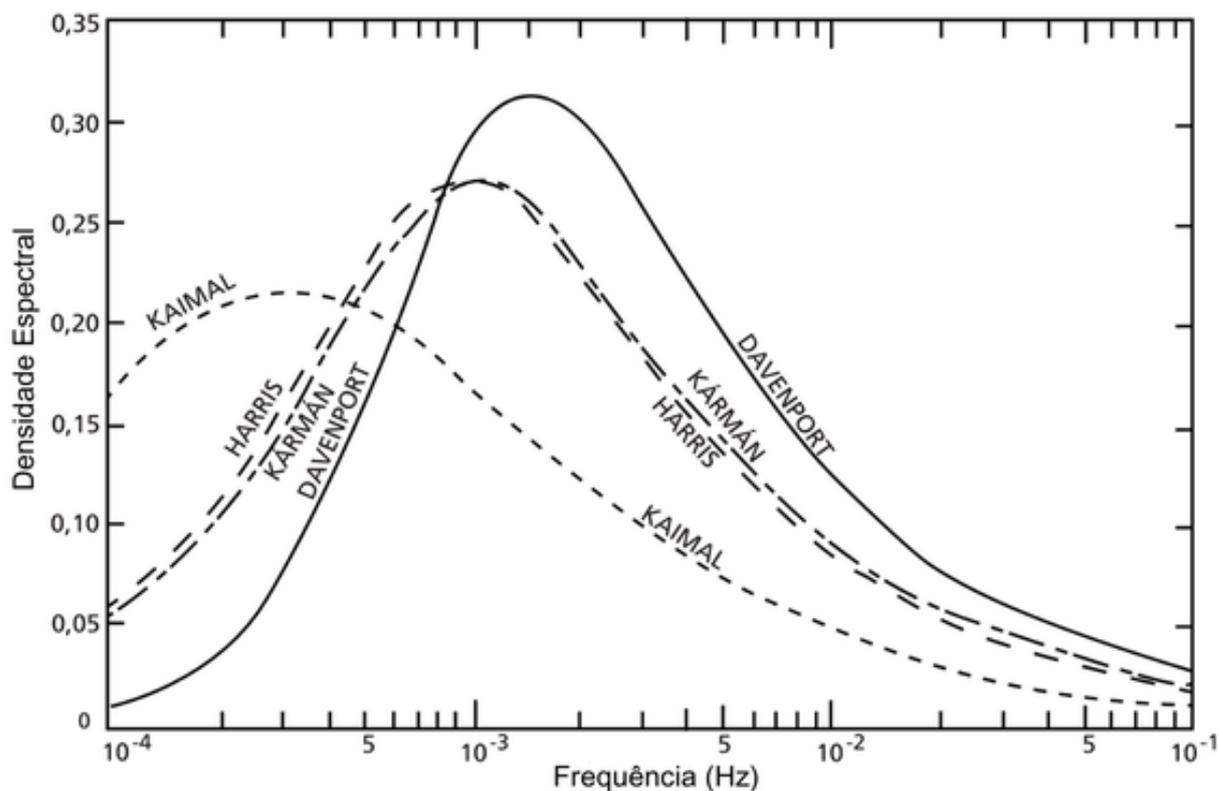


Figura 18 - Espectros de potência do vento (Adaptada de Blessmann, 2013)

$$\frac{f S^V(f,z)}{u_*^2} = \frac{200X}{(1 + 50X)^{5/3}} \quad (25)$$

$$X(f,z) = \frac{fz}{V_{10}} \quad (26)$$

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (27)$$

Onde:

X - Frequência adimensional

$u_*$  - Velocidade de fricção

$V_{10}$  - Velocidade média do vento na cota de 10 m acima do terreno

k - Constante de Kármán igual a 0,4

Neste estudo, a ação do vento é modelada mediante a geração de séries de carregamento dinâmico não determinísticas, compostas por uma amplitude que varia conforme a densidade espectral, utilizando o espectro de potência adotado, juntamente com uma função harmônica cujo ângulo de fase é aleatório. Essas séries são produzidas por meio de rotinas implementadas no programa computacional MATLAB (Mathworks, 2013), levando em conta as propriedades do carregamento do vento, características geométricas e parâmetros estabelecidos pela norma brasileira.

Com o objetivo de garantir um tratamento estatístico adequado das respostas dinâmicas dos modelos estruturais sujeitos ao carregamento não determinístico de vento, foram geradas 30 séries de vento referentes a cada velocidade básica do vento  $V_0$  presente no mapa de isopletas da NBR 6123 (2023), considerando as direções correspondentes as duas fachadas da edificação.

As séries de carregamento são aplicadas perpendicularmente ao longo de diversos pontos das fachadas da edificação durante 600 segundos, sendo este o tempo de duração correspondente a análise da ação do vento em estruturas. Este procedimento é realizado com auxílio do programa computacional de elementos finitos ANSYS (2009), sendo possível identificar os deslocamentos e acelerações máximos gerados em determinado ponto de interesse ao longo do objeto estrutural.

Os resultados referentes a cada série de carregamento são determinados no domínio do tempo e da frequência, a resposta no domínio do tempo é dividida em duas partes, sendo os primeiros 100 segundos da análise a fase transiente e a sequência da resposta a fase permanente. Os valores de deslocamento e acelerações máximos são definidos apenas na fase permanente, visto que os resultados da fase transiente não representam com precisão o comportamento da estrutura quando

submetida a ação do vento. As Figuras 19 e 20 ilustram as respostas nos respectivos domínios mencionados, destacando as duas fases apresentadas.

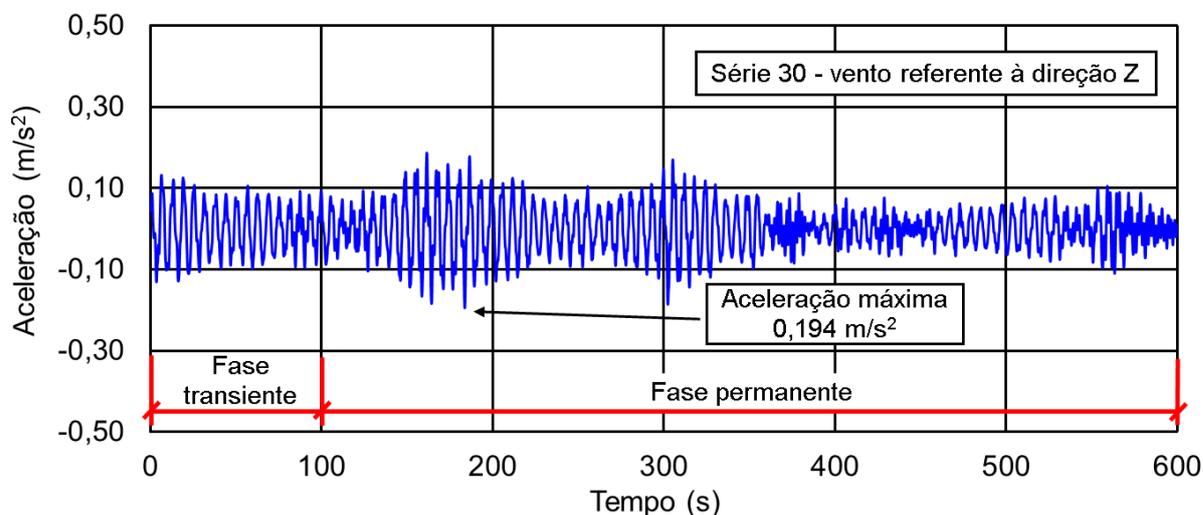


Figura 19 – Aceleração: domínio do tempo [ $V_0 = 35 m/s (126 km/h)$ ]

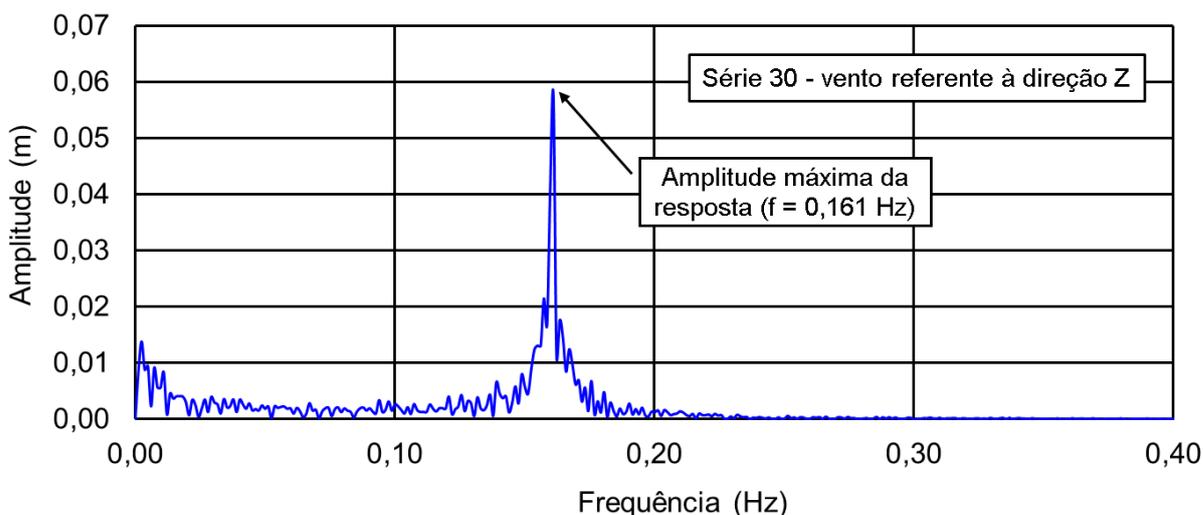


Figura 20 – Aceleração: domínio da frequência [ $V_0 = 35 m/s (126 km/h)$ ]

### 4.3 Considerações finais do capítulo

Neste capítulo foram apresentadas as formulações para o cálculo das cargas não determinísticas de vento, a qual varia ao longo do tempo e é gerada por meio de séries de Fourier utilizando o espectro de Kaimal, onde a parcela flutuante é obtida pela superposição de ondas harmônicas. O processo de aplicação do carregamento gerado foi apresentado, assim como o padrão de resposta esperado.

## 5 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

### 5.1 Considerações iniciais do capítulo

Este capítulo apresenta as principais características do modelo estrutural em estudo, que tem como objeto a análise de um edifício alto de 48 pavimentos, concebido em estrutura mista (aço-concreto), totalizando 172,80 metros de altura. Este projeto foi inspirado no trabalho desenvolvido por Rios (2015). São detalhadas a arquitetura do edifício, as propriedades das seções estruturais utilizadas, a configuração da estrutura, suas características físicas e os parâmetros de projeto adotados. Em seguida, é discutido o efeito da interação solo-estrutura em relação às fundações profundas com estacas enterradas, sendo demonstrado o dimensionamento da fundação do edifício em estudo.

### 5.2 Modelo estrutural em estudo

O modelo trata-se de um edifício em estrutura mista (aço-concreto) de 48 pavimentos, com pé-direito de 3,60 m e altura total de 172,80 m. As dimensões em planta são de 45 x 32 m, e possui um núcleo central de 27 x 9 m, a Figura 21 apresenta a planta baixa do pavimento tipo.

As lajes do edifício são em concreto armado, com espessura de 15 cm. As vigas principais são constituídas por perfis laminados do tipo W460x106, enquanto as secundárias são compostas por perfis W410x60, todos feitos de aço ASTM A572. Os pilares são formados por perfis do tipo HD, em aço ASTM A913, com bitola variável de acordo com a altura da edificação, conforme detalhado na Tabela 17. O núcleo central é reforçado com diagonais de travamento em X, utilizando perfis HP310x94, como evidenciado pelas vistas em corte das Figuras 22 e 23.

Considerando às propriedades físicas dos materiais utilizados neste modelo estrutural, o concreto armado possui uma resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 30 MPa, um módulo de elasticidade ( $E_c$ ) de 26 GPa, um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,2 e um peso específico ( $\gamma_c$ ) de 25 kN/m<sup>3</sup>. O aço, por sua vez, possui uma resistência característica ( $f_y$ ) de 345 MPa, um módulo de elasticidade ( $E_s$ ) de 205 GPa, um coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,3 e um peso específico ( $\gamma_s$ ) de 78,5 kN/m<sup>3</sup>. As

cargas adotadas consistem nas cargas permanentes de 35 kg/m<sup>2</sup> (decorrentes de revestimentos) em cada pavimento, de 150 kg/m (decorrentes de vidros e esquadrias) nas fachadas, e uma sobrecarga de 300 kg/m<sup>2</sup>.

Tabela 17 - Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural (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

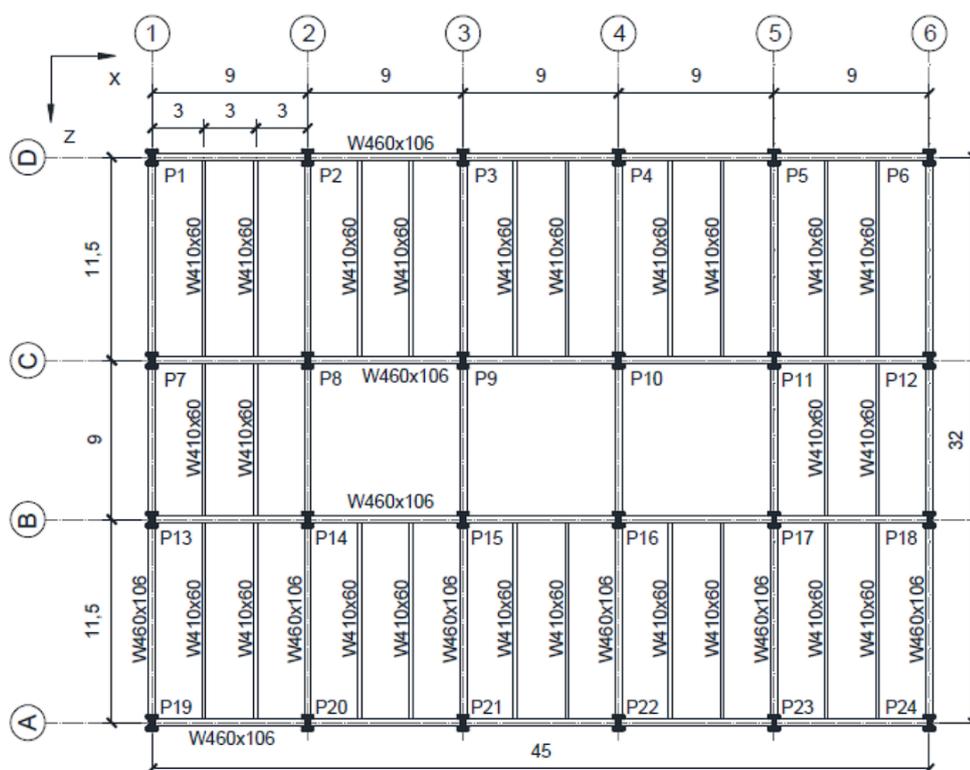


Figura 21 - Planta baixa do pavimento tipo (Rios, 2015).

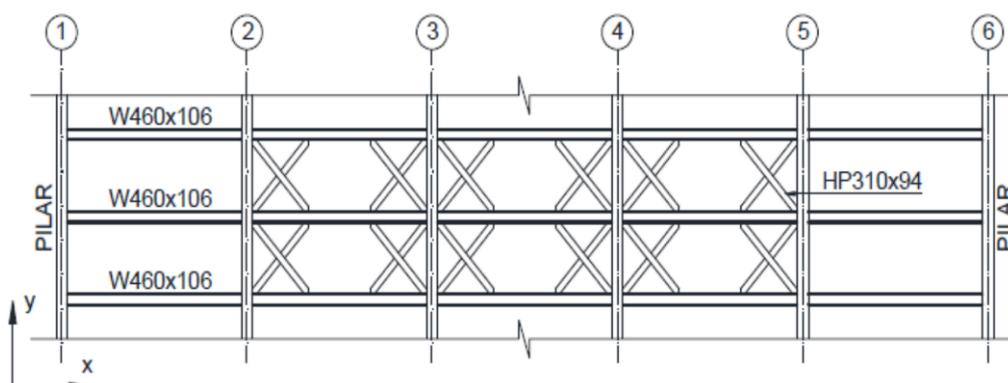


Figura 22 - Sistema de travamento lateral - Vista frontal (Rios, 2015).

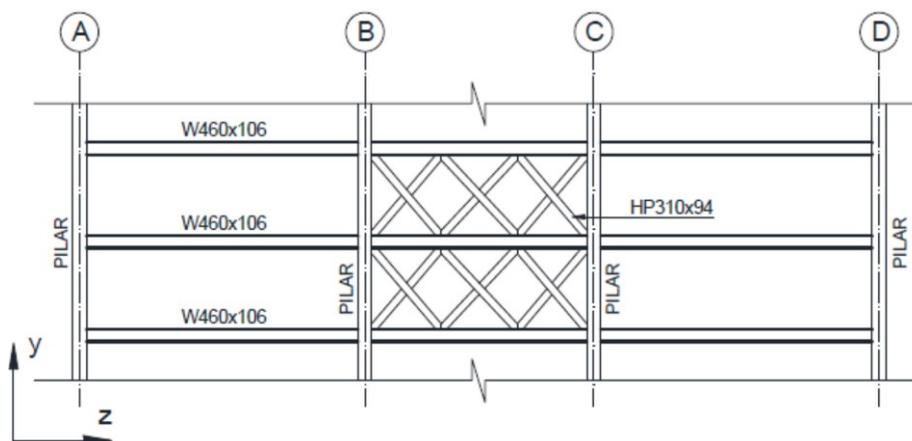


Figura 23 - Sistema de travamento lateral - Vista lateral (Rios, 2015)

Neste estudo são analisados dois modelos de fundações referentes ao mesmo edifício. Primeiramente, considera-se a interação solo-estrutura onde a fundação real, composta por estacas conectadas a um radier, apresenta um caráter flexível a fundação. No segundo modelo, é realizado o travamento dos deslocamentos translacionais na base de cada pilar, desta forma representando um comportamento rígido dos apoios. Neste estudo os modelos serão referenciados, respectivamente, como modelo flexível e modelo rígido.

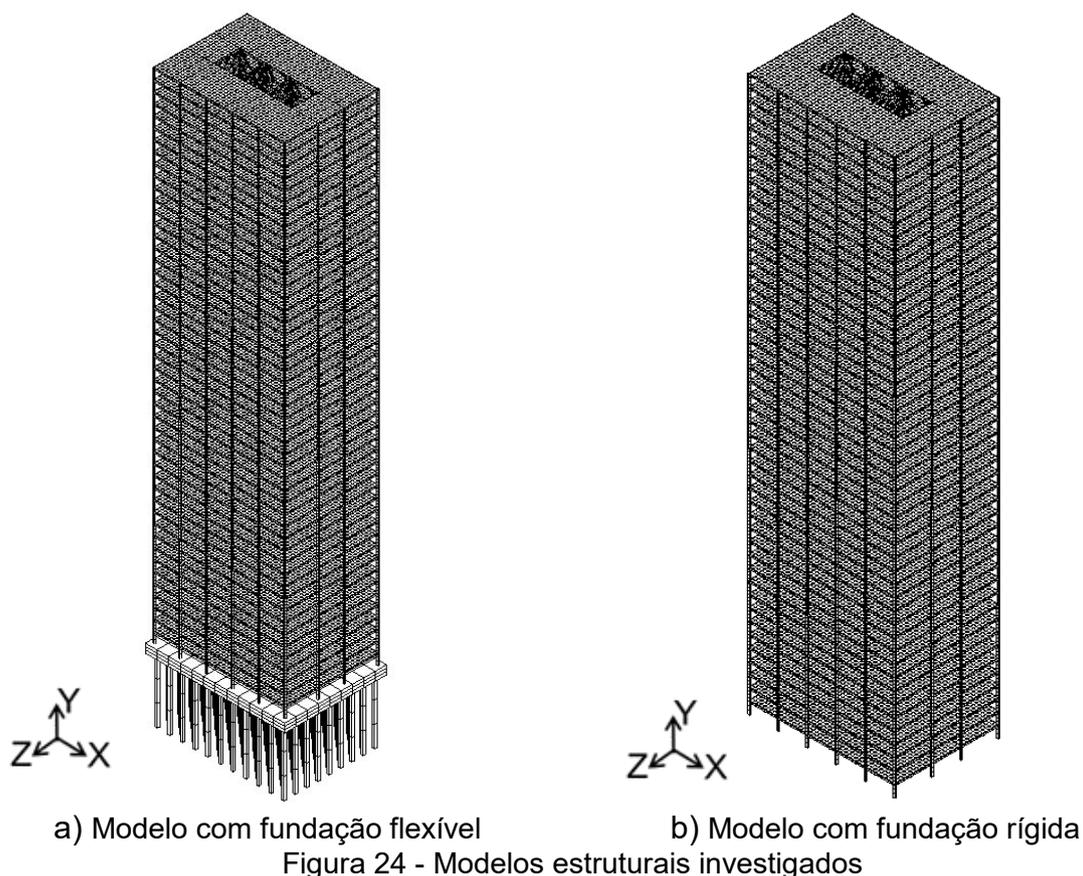


Figura 24 - Modelos estruturais investigados

### **5.3 Interação solo-estrutura**

Considerando a análise de projetos de edifícios, o dimensionamento dos elementos estruturais (como vigas, lajes e pilares) e das fundações (como blocos, sapatas e estacas) possui soluções precisas. Entretanto, em relação ao solo, este se apresenta como o elemento mais complexo devido à sua variabilidade natural, incluindo características como heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear sob força e deslocamento, além dos efeitos da variação na umidade do solo (Borges, 2009). Portanto, compreender a resposta do solo quando submetido a forças externas é de suma importância na análise de problemas de interação solo-estrutura.

Com o crescimento da relevância das estruturas, seja em termos de escala ou complexidade, torna-se crucial o desenvolvimento de modelos mais abrangentes para caracterizar seu comportamento com precisão. Conforme Mendes (2016) aponta, a maioria dos projetos estruturais atuais não consideram o efeito da interação solo-estrutura, ignorando os impactos da rigidez da estrutura e das cargas nas fundações. Esses cálculos muitas vezes se baseiam na suposição de que os apoios são indeslocáveis, o que não corresponde à realidade (Drummond, 2017).

Essa abordagem resulta na estimativa dos recalques de forma isolada para cada elemento de fundação, assumindo que cada elemento pode se deslocar independentemente dos outros. Essa metodologia estabelece uma separação fictícia entre o solo e a estrutura, ignorando os efeitos gerados na estrutura devido à deformação do solo (Borges, 2009).

Devido a isso, propõe-se a implementação de modelos que integrem a análise da estrutura e do solo, reconhecendo sua interdependência mútua. Essa abordagem permite uma avaliação mais precisa das tensões, deformações e deslocamentos da estrutura, especialmente em obras de grande porte ou com características complexas.

### **5.4 Resistência lateral do solo sobre estacas**

O presente estudo aprofunda a análise do comportamento de fundações com estacas verticais submetidas a cargas horizontais, com base em conceitos e teorias estudados ao longo dos anos. A investigação se concentra na técnica usual de absorver as cargas horizontais por flexão das estacas, reconhecendo a complexa interação entre o solo e a estrutura.

Embora as estacas inclinadas representem a solução mais desejável para ações de cargas horizontais, conforme Velloso (2010), sua viabilidade na prática é frequentemente limitada por dificuldades de execução. Diante disso, a técnica mais comum envolve a flexão das estacas verticais, submetendo-as a solicitações de flexocompressão ou flexotração.

A análise do comportamento do terreno ao interagir com a estaca é fundamental para o projeto de fundações com estacas verticais. O solo, um material não linear, apresenta comportamento complexo em resposta às cargas, exigindo uma avaliação cuidadosa de suas propriedades e da geometria da estaca. Velloso (2010) destaca a influência da natureza do solo, do nível de carregamento e do tipo de solicitação (estática, cíclica, etc.).

Considerando estacas carregadas horizontalmente, Velloso (2010) descreve a resistência do solo ao deslocamento horizontal. Essa resistência é composta por tensões normais contra a frente da estaca e tensões cisalhantes nas laterais, conforme ilustrado na Figura 25. É importante ressaltar que a contribuição da parte posterior da estaca é considerada desprezível.

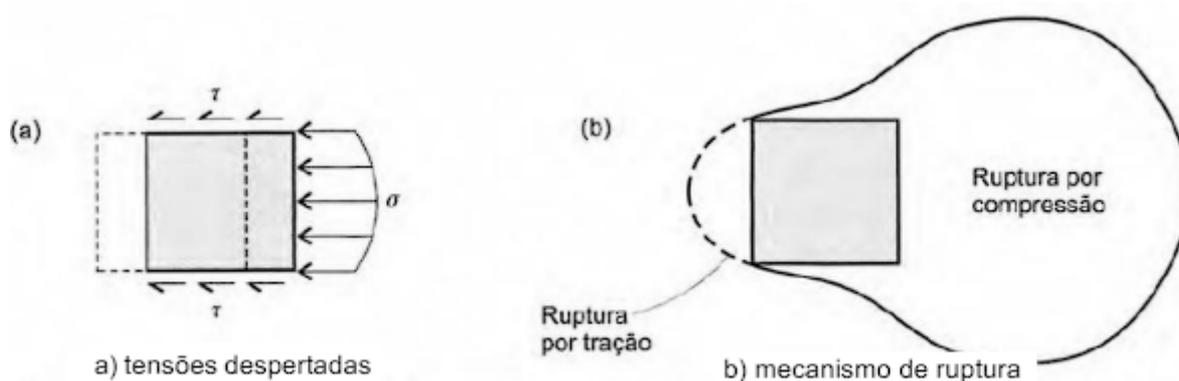


Figura 25 - Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (Velloso, 2010)

O Modelo de Winkler (1867) é muito utilizado para a representação da complexa interação entre o solo e a estrutura, especialmente em fundações. Neste modelo o solo é idealizado como um conjunto de molas elásticas com resposta linear elástica, modelando as deformações que ocorrem na região das fundações (Antoniuzzi, 2011), a Figura 26 ilustra a deformação do solo sob essa perspectiva, concentrando-se na área de aplicação da carga. É importante destacar que, neste modelo, o efeito do carregamento no entorno da estrutura não é considerado, ignorando a continuidade do meio.

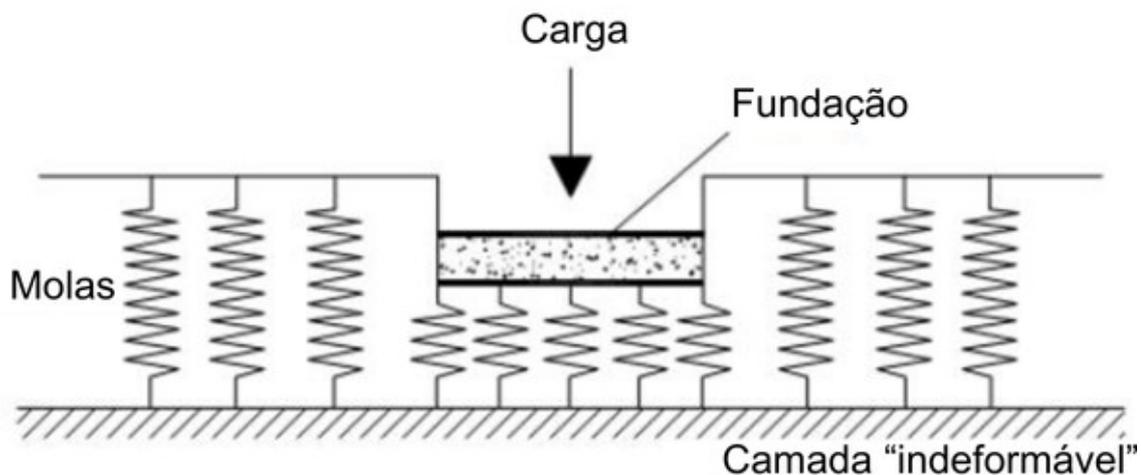
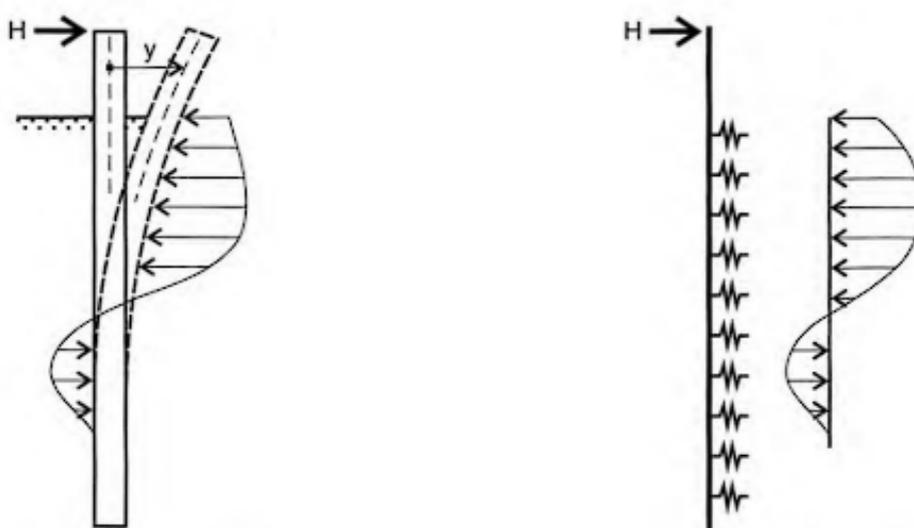


Figura 26 - Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo por meio de molas discretas (Antoniuzzi, 2011)

Uma característica fundamental do Modelo de Winkler (1867) reside na proporcionalidade entre as pressões de contato entre o solo e a estrutura e os deslocamentos gerados, permitindo sua aplicação considerando os carregamentos verticais (radiers, sapatas e vigas de fundação) e os carregamentos horizontais (estacas sob forças horizontais e estruturas de escoramento de escavações). No caso de estacas submetidas a solicitações laterais, o procedimento de análise segue princípios similares aos das fundações superficiais. O solo é substituído por molas horizontais independentes entre si, conforme demonstrado na Figura 27.



a) Reação do solo real

b) Modelo de molas pela hipótese de Winkler

Figura 27 - Estaca submetida a uma força transversal (Velloso, 2010).

Ao analisar uma estaca vertical submetida a uma força horizontal crescente (H) aplicada acima da superfície do terreno, observa-se que, à medida que H aumenta, os deslocamentos horizontais da estaca e a reação do solo também se intensificam. Esse processo se desenvolve até que o solo atinja sua capacidade limite de ruptura, supondo que a estaca tenha resistência suficiente para suportar as solicitações fletoras que surgem (Bastos, 2020). De acordo com Silva (2018), o coeficiente de reação da mola pode ser calculado com base no coeficiente de reação horizontal e na largura da estaca, conforme demonstrado na Equação (28).

$$k = k_h \times d_e \quad (28)$$

Onde:

k - Coeficiente rigidez da mola

$k_h$  - Coeficiente de reação horizontal

$d_e$  - Largura da estaca (m)

De acordo com Terzaghi (1955), o coeficiente de reação horizontal ( $k_h$ ) para estacas em solos coesivos (argilas) é independente da profundidade da estaca e pode ser determinado pela Equação 29, na qual  $k_{s1}$  é um módulo para uma placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado, e  $d_e$  representa a largura da estaca em metros. Os valores típicos de  $k_{s1}$  para argilas pré-adensadas estão apresentados na Tabela 18.

$$k_h = \left( \frac{0,3048}{1,5 d_e} \right) k_{s1} \quad (29)$$

Onde:

$k_h$  - Coeficiente de reação horizontal

$k_{s1}$  - Módulo de placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado

$d_e$  - Largura da estaca (m)

Tabela 18 - Valores típicos de  $k_{s1}$  em kN/m<sup>3</sup> (TERZAGHI, 1955)

Consistência da argila	$k_{s1}$ (MN/m <sup>3</sup> )
Argila Rija	26,0
Argila Muito Rija	52,0
Argila Dura	104,0

Considerando estacas em solos não coesivos (areia), o coeficiente de reação horizontal ( $k_h$ ) varia linearmente com a profundidade, conforme indicado pela Equação 30, onde  $n_h$  é um parâmetro de rigidez referente a solos não coesivos,  $z_e$  é a profundidade da estaca, e  $d_e$  é a largura da estaca. A Tabela 19 apresenta os valores típicos de  $n_h$  determinados por Terzaghi (1955), em relação à densidade relativa do solo arenoso, sob condições secas e submersas.

$$k_h = n_h \frac{z_e}{d_e} \quad (30)$$

Onde:

$k_h$  - Coeficiente de reação horizontal

$n_h$  - Parâmetro de rigidez para solos não coesivos

$z_e$  - Profundidade da estaca (m)

$d_e$  - Largura da estaca (m)

Tabela 19 - Valores típicos de  $n_h$  em  $\text{kN/m}^3$  (TERZAGHI, 1955)

Densidade relativa	$n_h$ (seca)	$n_h$ (submersa)
Areia Fofa	2500	1500
Areia Média	7000	4500
Areia Densa	18000	11000

Velloso (2010) adverte que a premissa de crescimento linear do coeficiente de reação com a profundidade em subsolos arenosos, embora comum, nem sempre se aplica na realidade. O autor enfatiza a necessidade de verificar essa relação através do exame do perfil de ensaios de penetração (SPT).

O perfil SPT pode revelar um cenário mais complexo, com camadas de compacidades distintas. Nesse caso, a simplificação do coeficiente de reação linear com a profundidade torna-se inadequada. Para uma análise mais precisa, é fundamental considerar um coeficiente de reação específico para cada camada, reconhecendo suas propriedades individuais.

Com objetivo de superar essa limitação, diversas correlações foram propostas, relacionando o módulo de deformabilidade ( $E$ ) do solo aos resultados de penetração SPT. Essas correlações permitem estimar o coeficiente de reação de forma mais precisa, considerando as características geotécnicas específicas de cada camada.

Terzaghi (1955) propôs uma metodologia alternativa para determinar a reação horizontal do solo, utilizando o módulo de deformabilidade (E) e considerando que deslocamentos a uma distância da estaca superior a 3B (onde B é o diâmetro da estaca) não influenciam significativamente o comportamento da estrutura.

$$k_h = 0,74 \frac{E}{B} \quad (31)$$

Onde:

$k_h$  - Coeficiente de reação horizontal

E - Módulo de deformabilidade

B - Diâmetro da estaca (m)

Considerando a determinação do módulo de deformabilidade (E), devido à ausência de ensaios laboratoriais, como ensaios triaxiais ou de compressão uniaxial, torna-se necessário a utilização de métodos alternativos, a fim de estimar seu valor. O índice de resistência à penetração (N) do ensaio SPT oferece uma alternativa viável, pois diversas correlações empíricas foram propostas ao longo de diversos estudos, relacionando estes dois parâmetros. Uma das mais utilizadas é a Equação 32 proposta por Godoy e Teixeira (1996), onde as Tabelas 20 e 21 apresentam os valores dos coeficientes empíricos  $\alpha$  e k referentes a diferentes tipos de solo, permitindo a seleção adequada a cada caso específico.

$$E = \alpha k N \quad (32)$$

Onde:

E - Módulo de deformabilidade

$\alpha$  - Coeficiente empírico (Tabela 19)

k - Coeficiente empírico (Tabela 20)

N - Índice de resistência à penetração (SPT)

Tabela 20 - Valores do coeficiente  $\alpha$  (Godoy & Teixeira, 1996)

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 21 - Valores do coeficiente k (Godoy &amp; Teixeira ,1996)

Solo	k (MPa)
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

### 5.5 Modelo da fundação do edifício em estudo

Em sua tese de doutorado, Bastos (2020) analisa o dimensionamento da fundação do edifício desenvolvido por Rios (2015). Ele demonstra que o projeto se baseia em um perfil geotécnico detalhado obtido através de ensaio SPT (Standard Penetration Test), conforme ilustrado na Figura 28. Esse procedimento envolve o golpeamento do fundo do furo por peças de aço cortantes, permitindo a coleta de amostras de solo e a determinação de índices de resistência à penetração (N).

O perfil geotécnico revela a presença de um solo arenoso com capacidade de carga crescente à medida que a profundidade aumenta, característica comum em terrenos de cidades litorâneas. Nos primeiros 3 metros, o solo apresenta baixa capacidade de carga, com números de golpes (N) inferiores a 10, classificado como areia fofa. A partir dessa profundidade, a compacidade da areia aumenta linearmente, tornando-se média compacta na camada entre 3 e 6 metros e adquirindo alta compacidade nas camadas seguintes, até o limite da sondagem a 25 metros (N>50).

Bastos (2020) descreve que a quantidade de estacas de fundação foi determinada através de análise estática, considerando os valores das reações de apoio na base de cada pilar, apresentados na Tabela 22. Devido à elevada carga aplicada na base de cada pilar, torna-se necessária uma quantidade significativa de estacas para absorver os esforços, o que leva à adoção de um bloco de fundação único, também conhecido como radier estaqueado. O projeto final propõe a utilização de 179 estacas sob um radier de 3 metros de espessura, a distribuição das estacas está exemplificada nas Figuras 29 e 30.

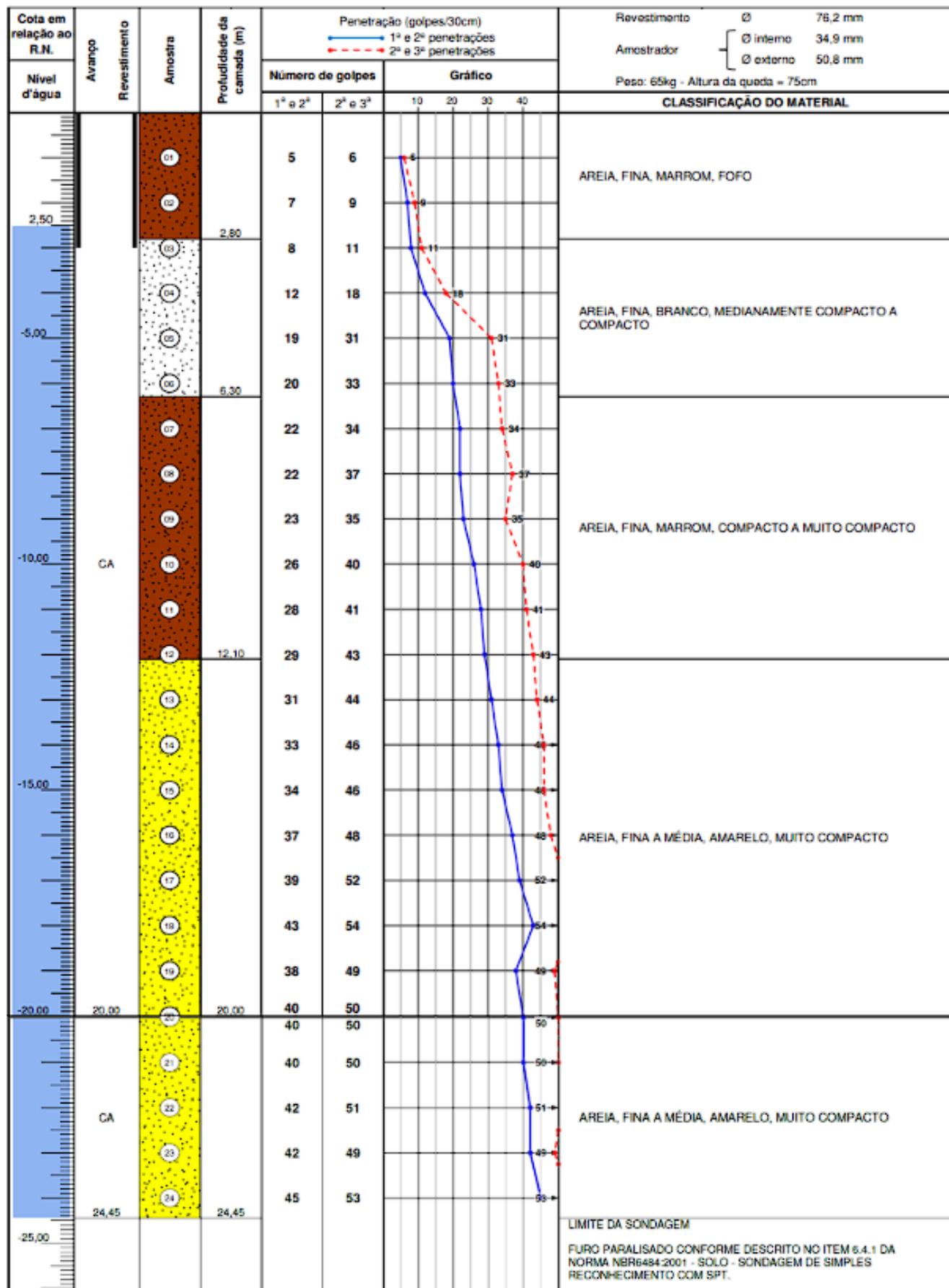


Figura 28 - Ensaio de SPT (Bastos, 2020).

Tabela 22 - Tabelas de cargas na fundação (Bastos, 2020)

Pilares	Peso Próprio + Cargas permanentes + Sobrecarga (kN)	Vento direção 0° (kN)	Total (kN)
P1	16940	2331	19271
P2	18207	2579	20786
P3	20347	2698	23045
P4	20347	2503	22850
P5	18207	2062	20269
P6	16940	2148	19088
P7	17608	957	18565
P8	28744	11123	39867
P9	29662	10727	40389
P10	29662	9391	39053
P11	28744	7561	36305
P12	17608	796	18404
P13	17608	-955	16653
P14	28744	-11125	17619
P15	29662	-10731	18931
P16	29662	-9395	20267
P17	28744	-7562	21182
P18	17608	-792	16816
P19	16940	-2329	14611
P20	18207	-2578	15629
P21	20347	-2698	17649
P22	20347	-2503	17844
P23	18207	-2062	16145
P24	16940	-2148	14792
Total	526032	0	526032

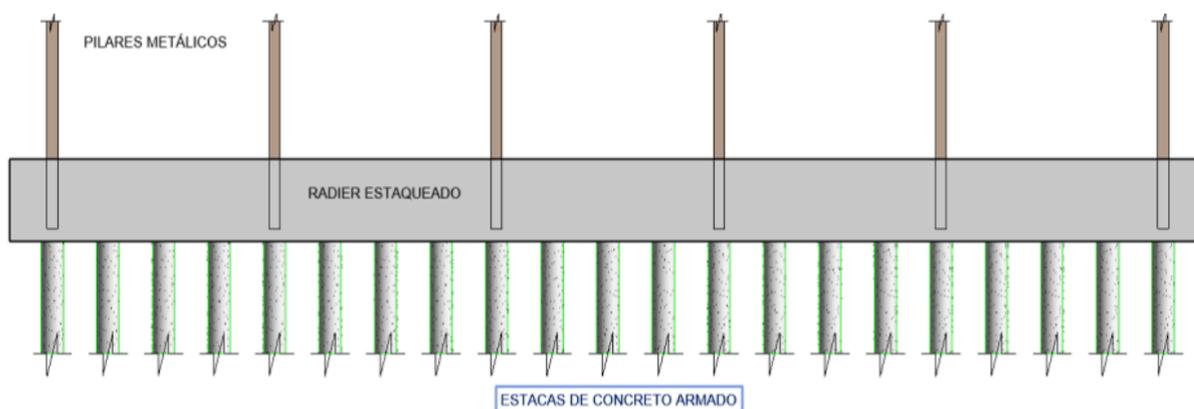


Figura 29 - Corte longitudinal: Radier sobre as estacas (Bastos, 2020).

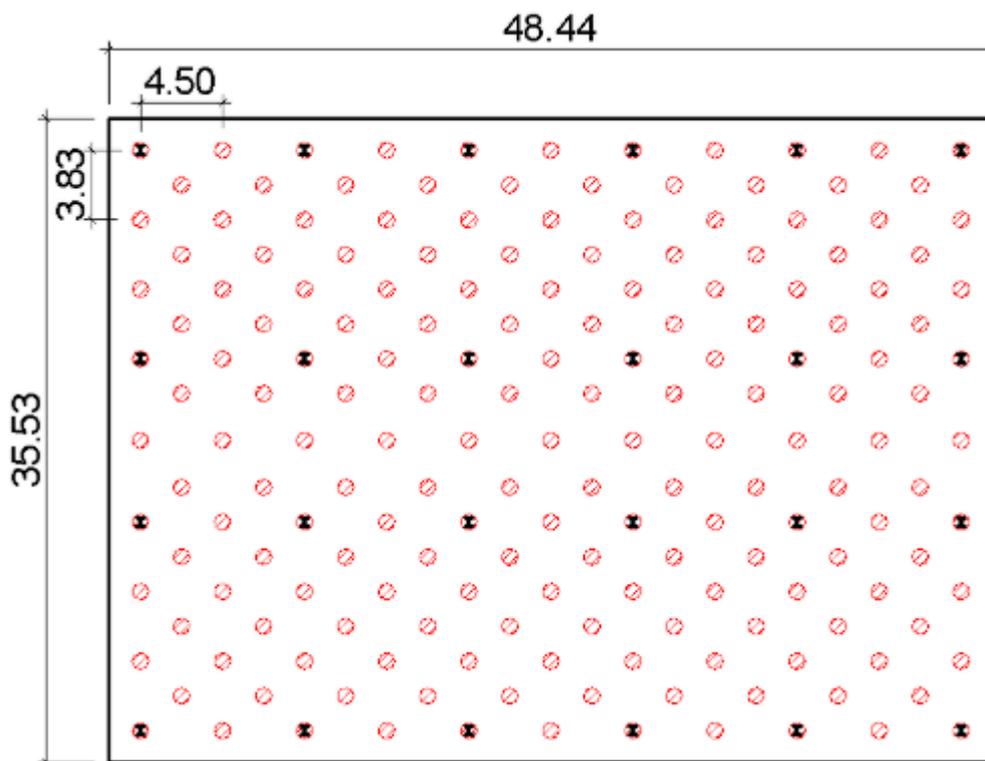


Figura 30 - Distribuição das Estacas

Cada estaca da fundação deverá suportar uma carga vertical de  $N = 3785$  kN. A escolha do diâmetro da estaca igual a 90 cm foi realizada através de verificações usuais de concreto armado, considerando flexão composta, garantindo a resistência estrutural. A profundidade das estacas foi estabelecida com base na capacidade de carga do solo, utilizando os métodos tradicionais Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso.

Após a análise realizada, a profundidade final definida foi de 22 metros, considerando a espessura do radier de fundação, a cota de fundo das estacas foi definida como -25 metros. Essa cota garante que as estacas estejam ancoradas em uma camada do solo com capacidade de carga adequada, desta forma suportando as cargas da edificação com segurança.

A Tabela 23 apresenta a capacidade de carga das estacas, calculada através do método Décourt-Quaresma, considerando o tipo de estaca "Raiz" e o diâmetro de 90 cm. Conforme a avaliação realizada, o método Décourt-Quaresma se mostrou o mais conservador, resultando em uma capacidade de carga por estaca de 4457 kN, valor superior à carga de projeto aplicada de 3785 kN. Essa margem de segurança garante que as estacas possuem capacidade de carga suficiente, desta forma sendo capazes de suportar as cargas da edificação.

Tabela 23 - Tabela Décourt-Quaresma (Bastos, 2020)

Cota (m)	SPT	Solo	K (kN/m <sup>2</sup> )	qp (kN/m <sup>2</sup> )	Qp (kN)	qs (kN/m <sup>2</sup> )	Qs (kN)	Qttotal (kN)	Q/CS (kN)
3	5	Areia	400	2000	1005	27	0	503	168
-4	7	Areia	400	2800	1407	33	84	829	276
-5	8	Areia	400	3200	1608	37	176	1068	356
-6	12	Areia	400	4800	2413	50	302	1659	553
-7	19	Areia	400	7600	3820	73	486	2639	880
-8	20	Areia	400	8000	4021	77	679	3028	1009
-9	22	Areia	400	8800	4423	83	888	3544	1181
-10	22	Areia	400	8800	4423	83	1097	3858	1286
-11	23	Areia	400	9200	4624	87	1315	4285	1428
-12	26	Areia	400	10400	5228	97	1558	4951	1650
-13	28	Areia	400	11200	5630	103	1818	5542	1847
-14	29	Areia	400	11600	5831	107	2086	6044	2015
-15	31	Areia	400	12400	6233	113	2371	6673	2224
-16	33	Areia	400	13200	6635	120	2672	7326	2442
-17	34	Areia	400	13600	6836	123	2982	7892	2631
-18	37	Areia	400	14800	7439	133	3318	8696	2899
-19	39	Areia	400	15600	7841	140	3669	9425	3142
-20	43	Areia	400	17200	8646	153	4055	10405	3468
-21	38	Areia	400	15200	7640	137	4398	10418	3473
-22	40	Areia	400	16000	8042	143	4758	11159	3720
-23	40	Areia	400	16000	8042	143	5119	11699	3900
-24	42	Areia	400	16800	8445	150	5496	12466	4155
-25	45	Areia	400	18000	9048	160	5898	13371	4457

As estacas foram dimensionadas com um comprimento total de 23 metros, incluindo a profundidade de 22 metros e a porção superior que se integra ao radier de fundação, detalhes do modelo estrutural das estacas podem ser observados nas Figuras 30 e 31. Referente a espessura do bloco de fundação (radier estaqueado), o dimensionamento foi realizado com objetivo de atender aos requisitos de resistência e estabilidade da edificação, considerando as regiões dos pilares e as regiões das estacas. Foram realizadas verificações de tensões de cisalhamento, essas avaliações buscam prevenir a ocorrência de falhas por punção, assegurando a estabilidade e o desempenho adequado da estrutura a longo prazo. As análises foram realizadas em conformidade com as recomendações do item 19.5.1 da NBR 6118 (2014).

Considerando as reações horizontais do terreno sobre as estacas, representadas por molas horizontais ( $k_h$ ), foram determinadas de acordo com as características das estacas (diâmetro de 90 cm) e utilizando as equações apresentadas no item 5.2 deste estudo. Os valores das reações horizontais referentes a diferentes profundidades estão compilados na Tabela 24.

Tabela 24 - Reações horizontais sobre as estacas (Bastos, 2020)

h (m)	Descrição Solo	N - SPT (nº de golpes)	$\alpha$	K (MPa)	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$K_h$ (kN/m)
3	areia fofa	5	3	0,90	32,40	0,4	8640
-4	areia fofa	7	3	0,90	51,30	0,4	12960
-5	areia fofa	8	3	0,90	54,00	0,4	20520
-6	média compacta	8	3	0,90	59,40	0,4	21600
-7	média compacta	12	3	0,90	59,40	0,4	23760
-8	média compacta	19	3	0,90	62,10	0,4	23760
-9	média compacta	20	3	0,90	70,20	0,4	24840
-10	média compacta	22	3	0,90	75,60	0,4	28080
-11	média compacta	22	3	0,90	78,30	0,4	30240
-12	areia fina compacta	23	3	0,90	83,70	0,4	31320
-13	areia fina compacta	26	3	0,90	89,10	0,4	33480
-14	areia fina compacta	28	3	0,90	91,80	0,4	35640
-15	areia fina compacta	29	3	0,90	99,90	0,4	36720
-16	areia fina compacta	31	3	0,90	105,30	0,4	39960
-17	areia fina compacta	33	3	0,90	116,10	0,4	42120
-18	areia fina compacta	38	3	0,90	102,60	0,4	46440
-19	areia fina compacta	40	3	0,90	108,00	0,4	41040
-20	areia fina compacta	40	3	0,90	108,00	0,4	43200
-21	areia fina compacta	40	3	0,90	108,00	0,4	43200
-22	areia fina compacta	42	3	0,90	113,40	0,4	43200
-23	areia fina compacta	42	3	0,90	113,40	0,4	45360
-24	areia fina compacta	50	3	0,90	135,00	0,4	45360
-25	areia fina compacta	50	3	0,90	135,00	0,4	54000

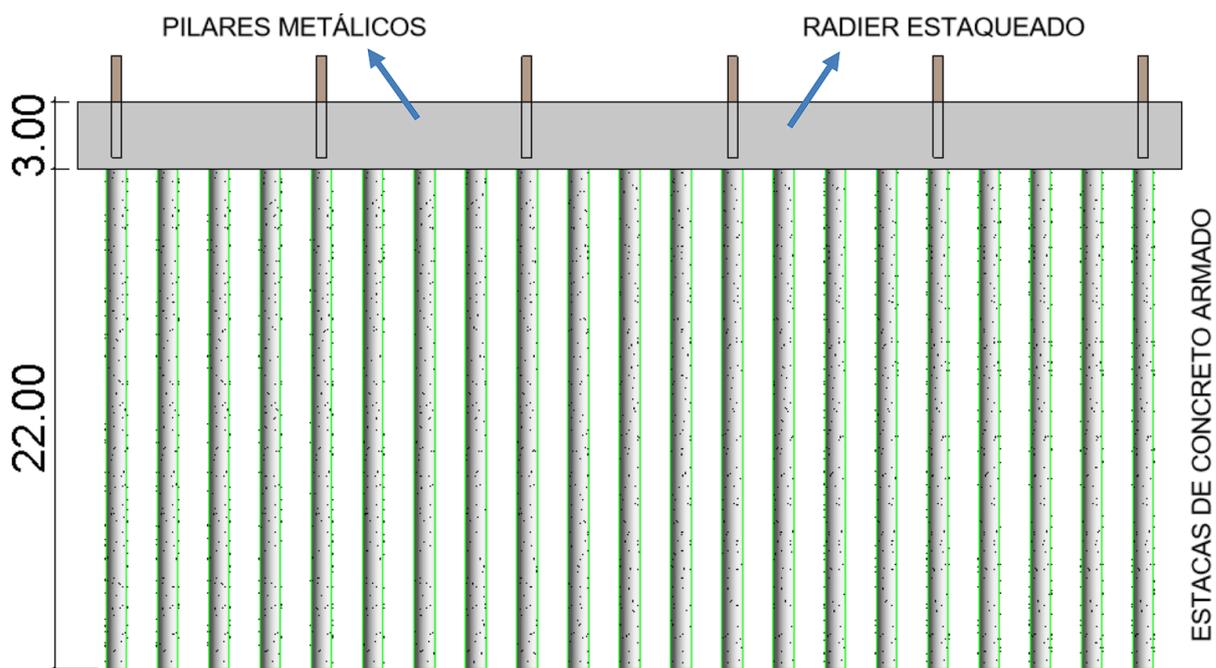


Figura 31 - Corte detalhando a profundidade da fundação (Bastos, 2020)

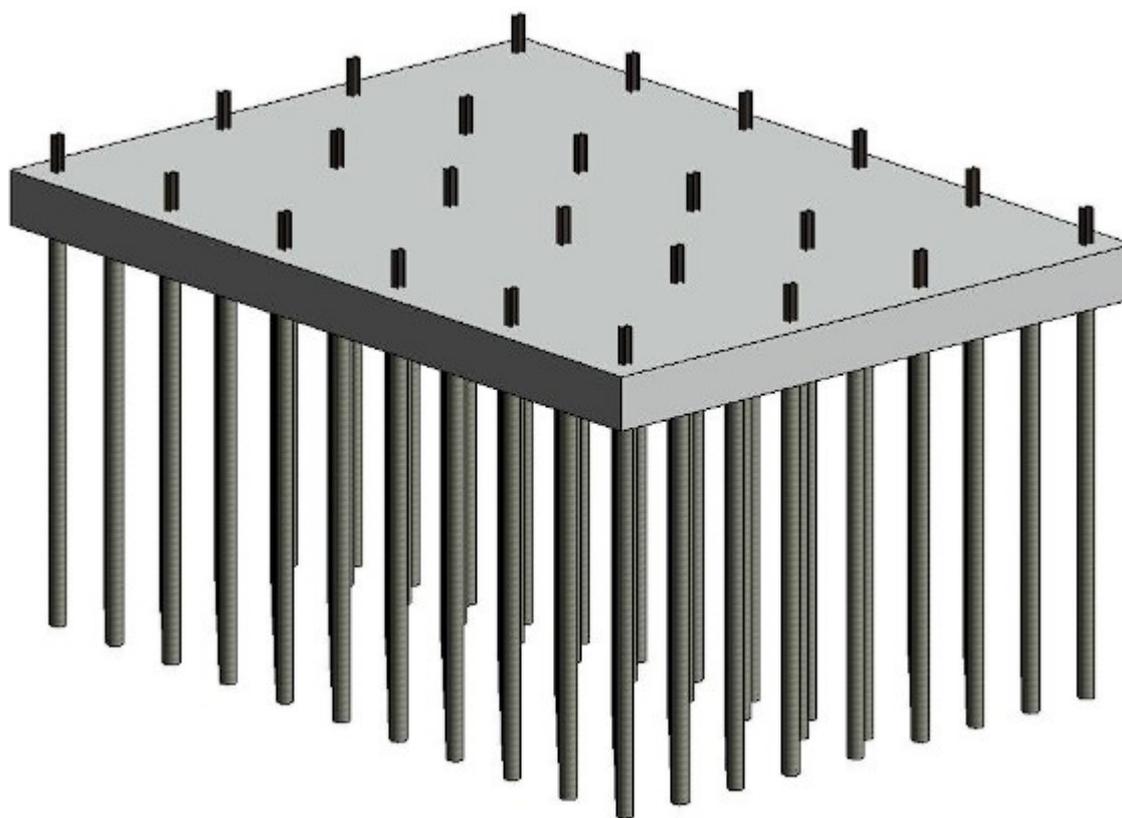


Figura 32 - Perspectiva fundação

## 5.6 Considerações finais do capítulo

Neste capítulo foram demonstrados os conceitos arquitetônicos do modelo em estudo, além das características dos elementos estruturais utilizados em sua construção, destacando os perfis e tipos de aço empregados nas vigas e nos pilares. Foram descritas as propriedades físicas dos materiais, como o módulo de elasticidade, peso específico, coeficiente de Poisson e resistência característica. Os carregamentos considerados também foram apresentados.

Foram apresentados os conceitos teóricos referentes a interação solo-estrutura, onde critérios para a utilização de estacas como elementos de fundação de edifícios altos foram discutidos, além de exemplificar o Modelo de Winkler, que idealiza o solo como um conjunto de molas elásticas com resposta linear elástica.

Em seguida, o dimensionamento da fundação do edifício objeto desta pesquisa foi apresentado com base na análise realizada por Bastos (2020) em sua tese de doutorado, nela destaca-se a definição da quantidade, tipo e dimensões das estacas adotadas na fundação do modelo, além dos carregamentos provenientes da estrutura.

## **6 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS**

### **6.1 Considerações iniciais do capítulo**

Neste capítulo é apresentado o processo referente a modelagem em elementos finitos com auxílio do software ANSYS (2009) dos modelos do edifício apresentado no capítulo quatro, assim como o detalhamento dos elementos utilizados. Também são demonstradas as hipóteses simplificadoras adotadas e a modelagem do amortecimento estrutural. Por fim, é descrito o procedimento de aplicação e o direcionamento das cargas não determinísticas de vento.

### **6.2 Modelagem numérica do edifício investigado**

Diversos desafios surgem em projetos reais que não podem ser solucionados por métodos analíticos clássicos, diante dessa realidade torna-se essencial a utilização de procedimentos aproximados para alcançar resultados mais próximos da realidade. Um dos métodos mais utilizados com objetivo de superar essas limitações é o Método dos Elementos Finitos (MEF), essa poderosa ferramenta consiste na discretização do elemento estrutural complexo em elementos mais simples, denominados elementos finitos. Considerando cada elemento finito, é possível aplicar os métodos clássicos da mecânica dos materiais, obtendo soluções aproximadas referentes ao comportamento estrutural global (Sá, 2018).

A modelagem numérica do edifício em questão foi realizada com o programa computacional ANSYS (2009), utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF) e técnicas de discretização. Essa abordagem permite a simulação do comportamento estrutural do edifício com alto grau de precisão, considerando suas características geométricas, propriedades dos materiais e condições de contorno e carregamento.

Conforme descrito anteriormente, o MEF se destaca como uma ferramenta robusta para análise estrutural, dividindo a estrutura em elementos finitos interconectados por nós. Cada elemento finito possui propriedades específicas, definidas com base nas características do material e na geometria do elemento. As soluções para o comportamento global da estrutura são obtidas pela resolução de um sistema de equações que considera as interações entre os elementos finitos. A

precisão dos resultados da modelagem numérica depende da subdivisão da estrutura em elementos finitos, uma discretização mais fina leva a um maior número de elementos, aumentando a precisão da solução. No entanto, essa maior precisão também implica em um aumento no tempo e no custo computacional da análise.

O programa ANSYS (2009) oferece um ambiente completo referente a modelagem e análise estrutural, permitindo a realização de diversas análises, como análise modal, análise harmônica e análise transiente. Essas análises fornecem informações valiosas sobre o comportamento dinâmico da estrutura sob diferentes tipos de carregamentos. A linguagem de programação utilizada é o Parametric Design Language (APDL), que permite a criação de modelos complexos e a definição de parâmetros de análise com flexibilidade. A biblioteca de elementos do ANSYS (2009) oferece mais de 150 elementos finitos divididos em modelos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais.

Considerando o modelo onde a fundação é representada por apoios indeslocáveis, foram utilizados os elementos BEAM44 e SHELL63 na modelagem dos elementos estruturais. Referente ao modelo onde a fundação é formada pelo radier estaqueado, além dos elementos citados, foram utilizados os elementos SOLID45 e COMBIN14 para a discretização do radier e do solo.

O método referente a modelagem das vigas, pilares e estacas envolveu a aplicação do elemento finito BEAM44, exemplificado na Figura 33. Este elemento, tridimensional e uniaxial é caracterizado por dois nós e seis graus de liberdade em cada nó, permitindo três rotações e três translações considerando as direções X, Y e Z. Além disso, o elemento BEAM44 é capaz de lidar com diferentes configurações geométricas presentes nas extremidades opostas da viga, enquanto também considera os efeitos de torção e flexão.

O elemento apresenta uma característica distintiva chamada "off-set", que possibilita o deslocamento dos seus nós em relação aos eixos das vigas. Isso é especialmente útil quando as vigas são posicionadas abaixo do eixo das lajes. Silva (2018) destaca a possibilidade de existir uma excentricidade entre os nós do elemento e o eixo da viga, visto que vigas e lajes compartilham o mesmo eixo. A falta de consideração dessa característica pode ter um impacto significativo nos resultados das frequências fundamentais dos modelos.

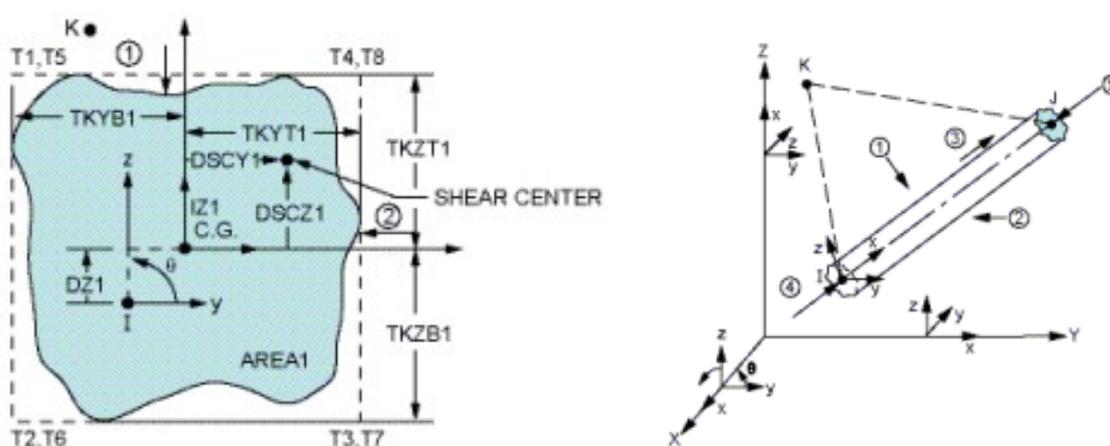
Considerando a modelagem das lajes e alvenarias, foi empregado o elemento SHELL63, ilustrado na Figura 34, devido à sua capacidade de representar uma casca.

Este elemento é composto por quatro nós, cada um com seis graus de liberdade, permitindo três translações e três rotações em torno dos eixos X, Y e Z.

Considerando a discretização do bloco de fundação (radier), foi utilizado elemento SOLID45, sendo suas características apresentadas na Figura 35. Este elemento é composto por 8 nós, cada um com três graus de liberdade, permitindo apenas as translações ao longo dos eixos X, Y e Z.

O elemento COMBIN14 que possui capacidade longitudinal ou torcional em aplicações unidimensionais (1-D), bidimensionais (2-D) ou tridimensionais (3-D). A opção de mola-amortecedor longitudinal é um elemento uniaxial de tensão-compressão com até três graus de liberdade em cada nó, permitindo translações nas direções nodais x, y e z, sem considerar flexão ou torção. Enquanto isso, a opção de mola-amortecedor de torção é um elemento puramente rotacional com três graus de liberdade em cada nó, permitindo rotações em torno dos eixos nodais x, y e z, sem considerar cargas de flexão ou axiais. Neste trabalho de pesquisa a opção mola-amortecedor longitudinal foi utilizada para representação do solo de acordo com o Modelo de Winkler (1867).

As Figuras 37 a 40 demonstram os modelos em elementos finitos. A Tabela 25 apresenta a quantidade total individual de cada elemento no processo de modelagem dos modelos estudados, enquanto a Tabela 26 apresenta o número total de nós, elementos e graus de liberdade.



a) Seção transversal

b) Representação tridimensional

Figura 33 - Elemento finito BEAM44 (ANSYS, 2009)

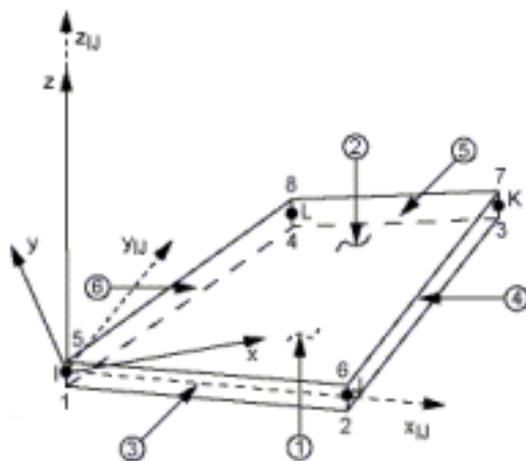


Figura 34 - Elemento finito SHELL63 (ANSYS, 2009)

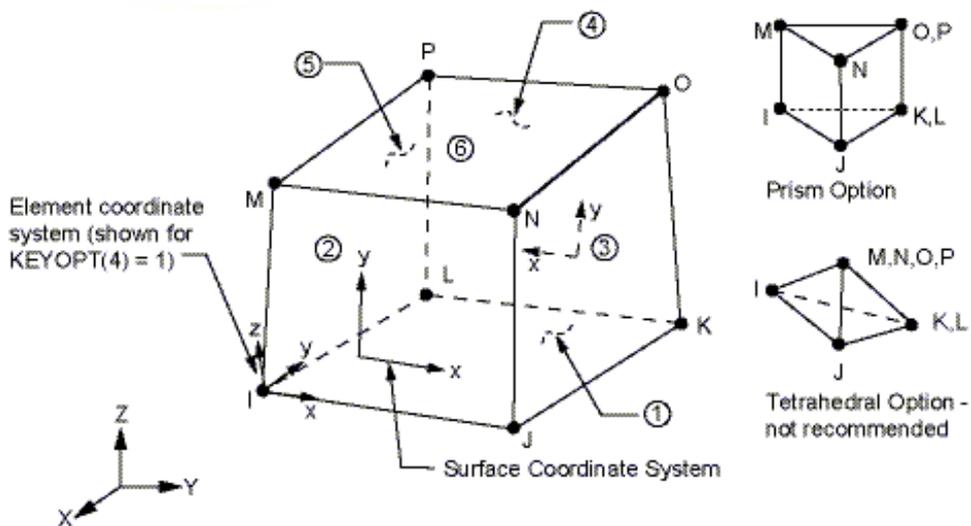


Figura 35 - Elemento finito SOLID45 (ANSYS, 2009)

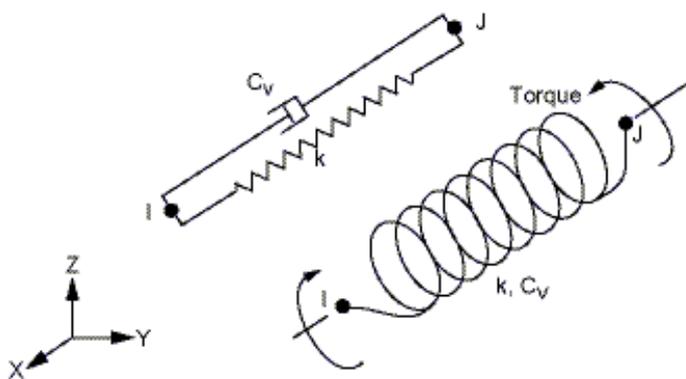


Figura 36 - Elemento finito COMBIN14 (ANSYS, 2009)

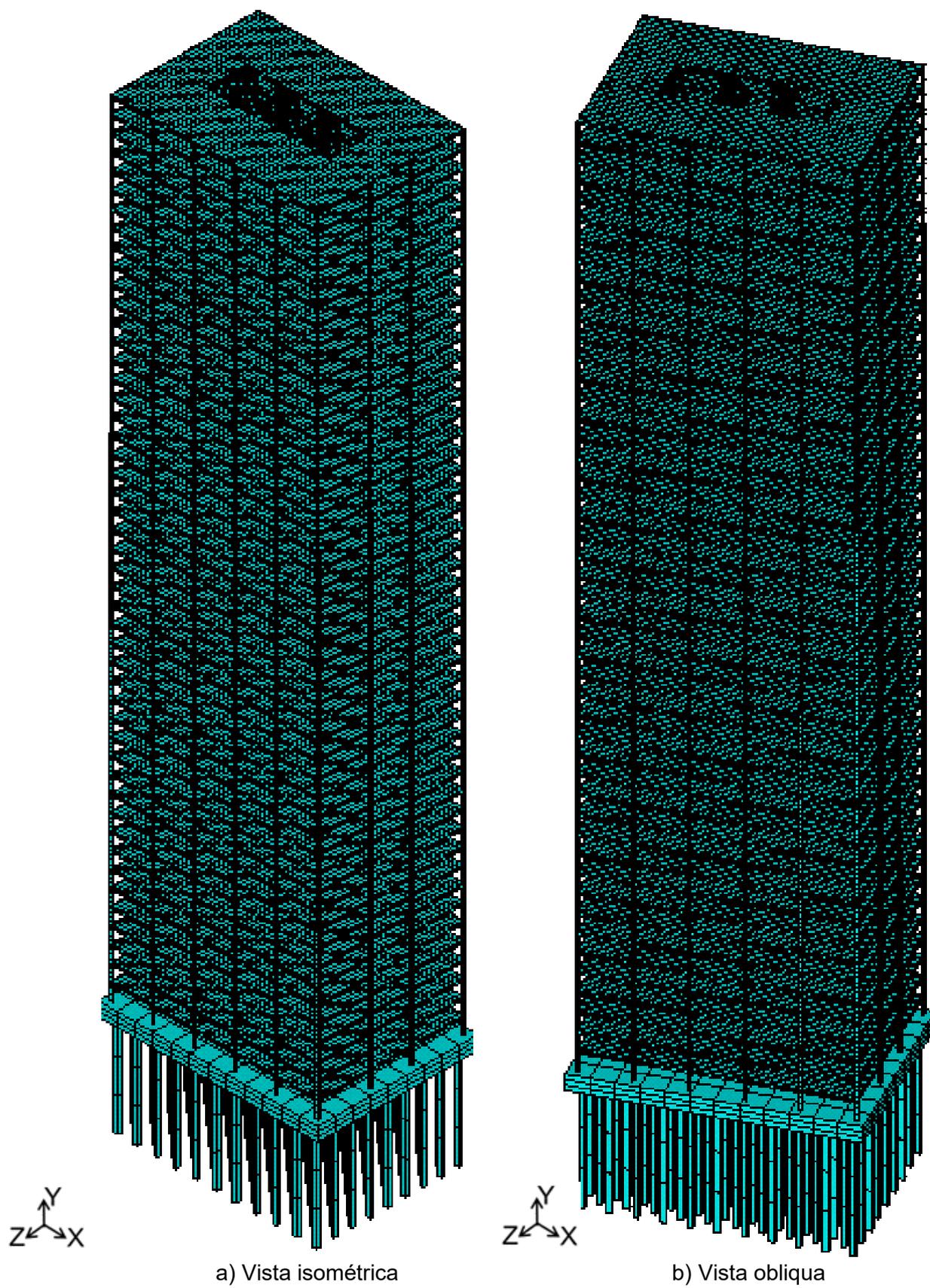


Figura 37 - Vista isométrica e oblíqua (Modelo flexível)

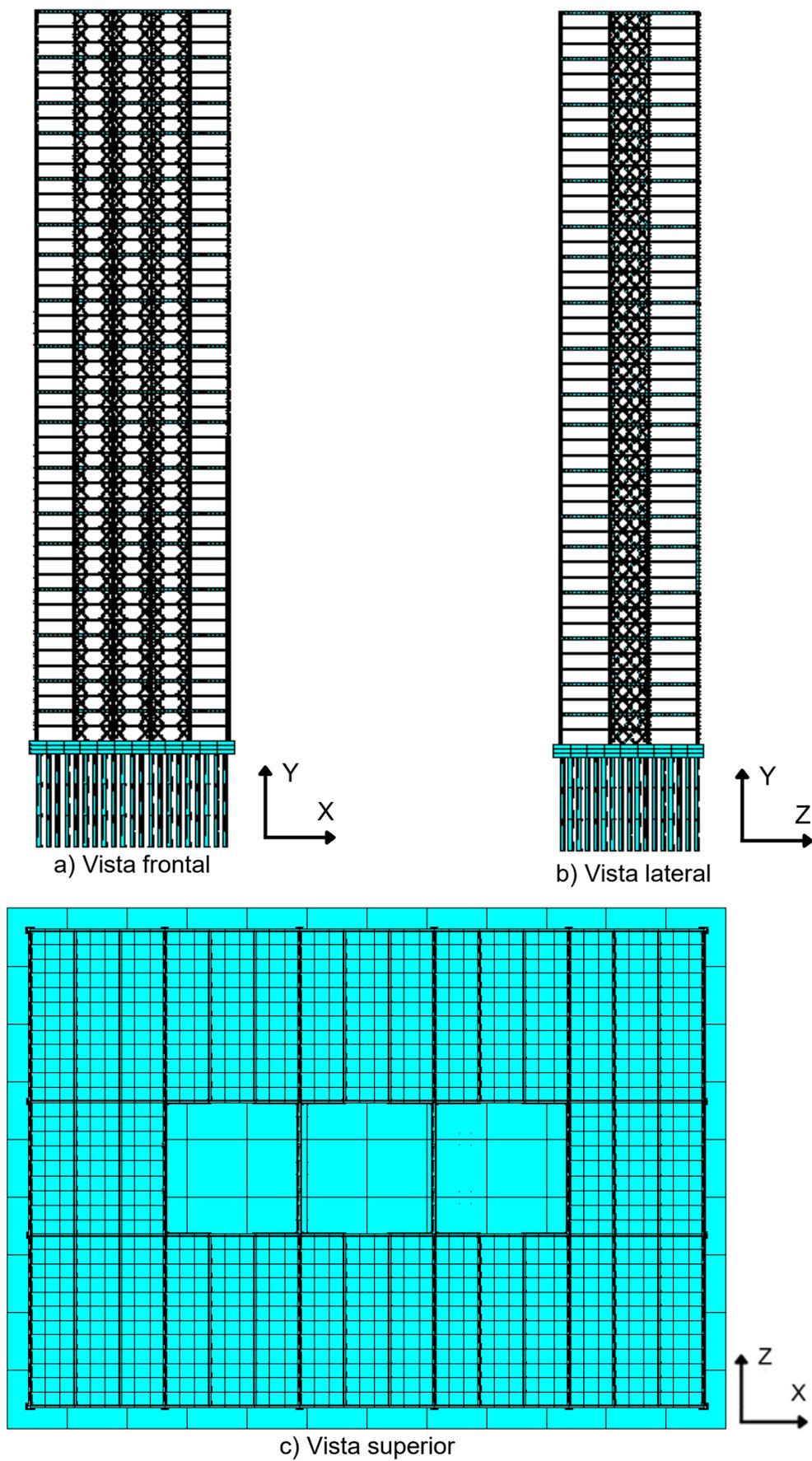


Figura 38 - Vista superior, lateral e superior (Modelo flexível)

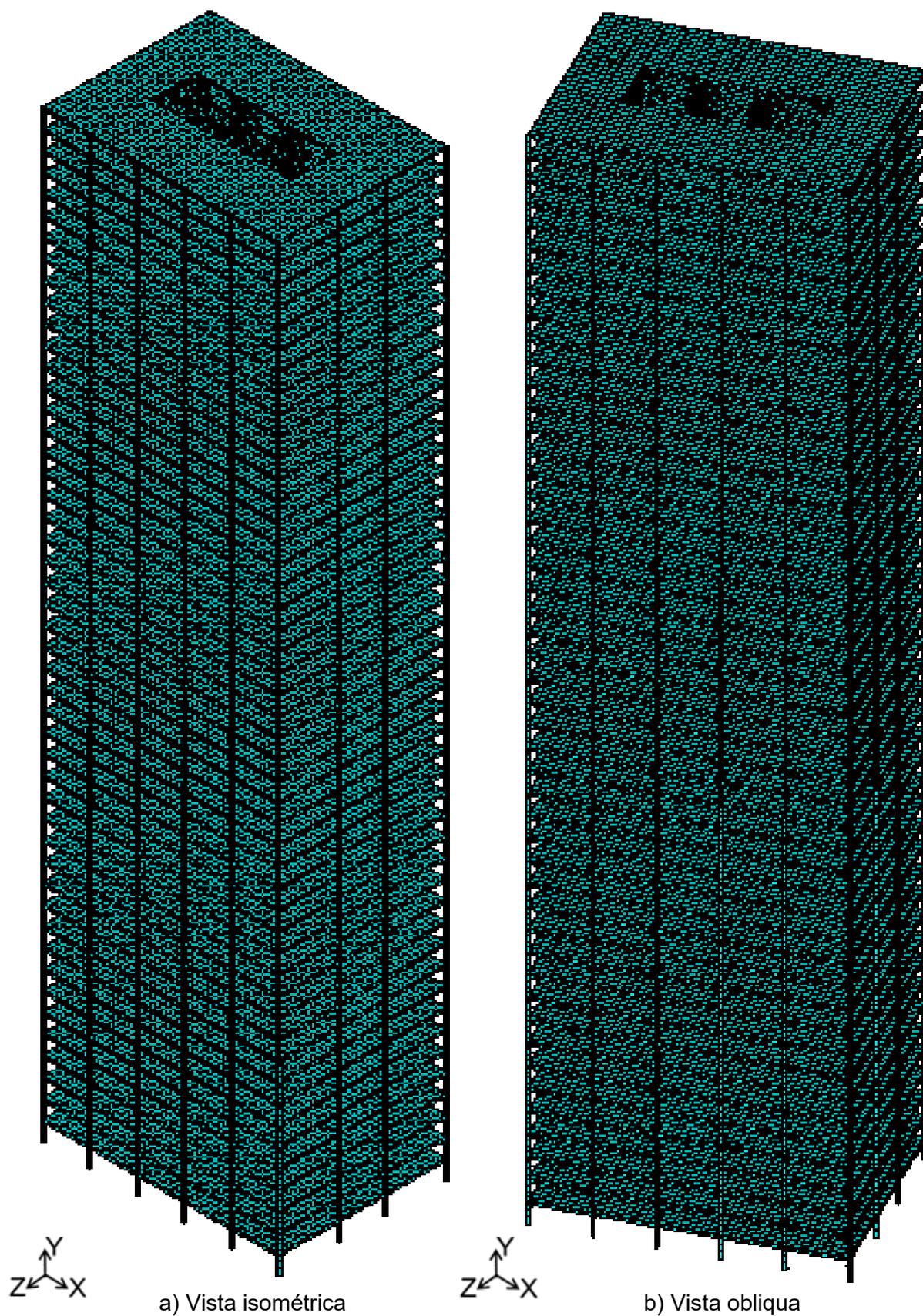


Figura 39 - Vista isométrica e oblíqua (Modelo rígido)

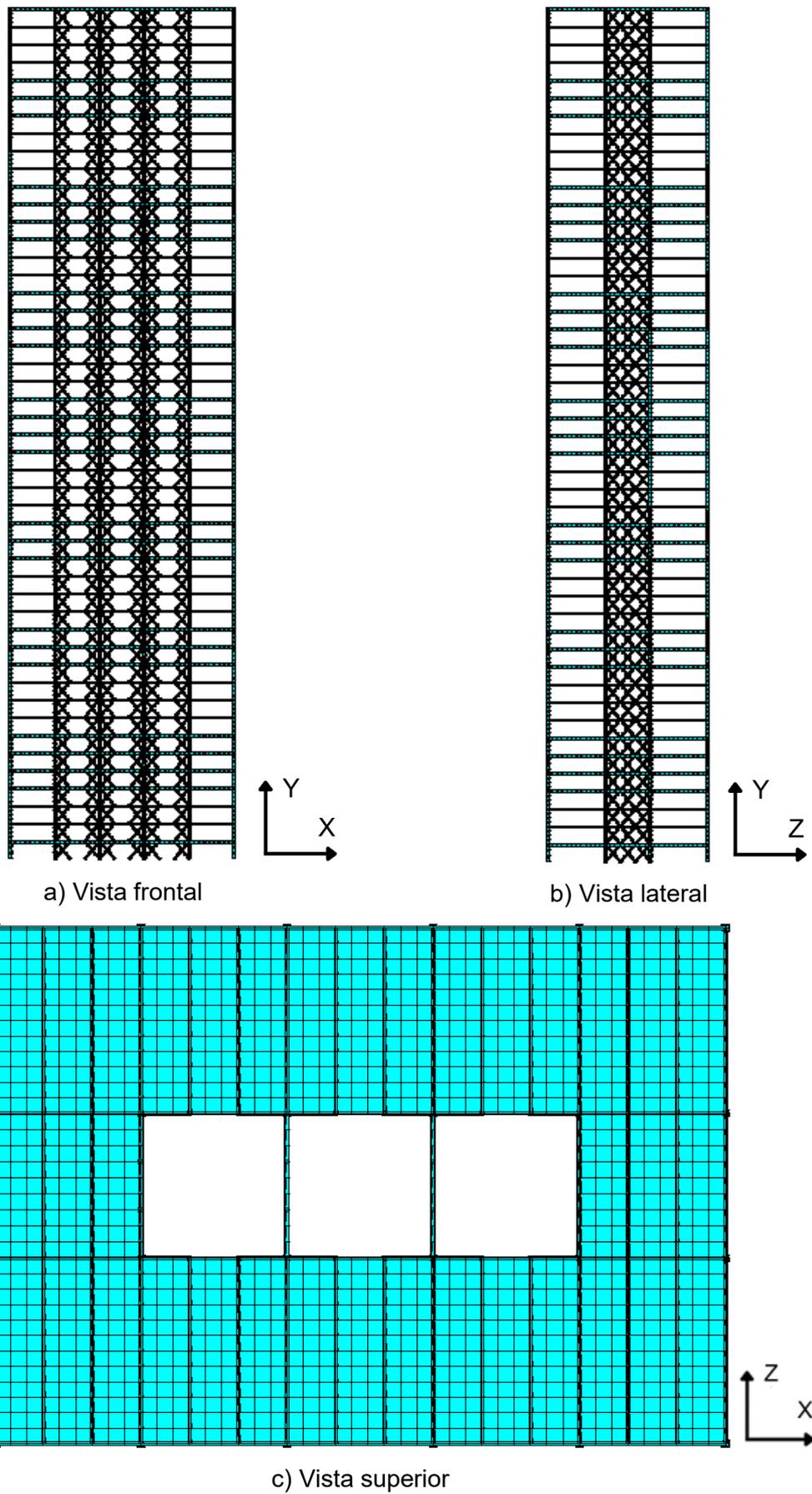


Figura 40 - Vista superior, lateral e superior (Modelo rígido)

Tabela 25 - Quantidade de cada elemento nos modelos estudados

Elemento	Modelo Flexível	Modelo Rígido
BEAM44	56066	52126
SHELL63	59616	59618
SOLID45	40320	-
COMBIN14	8272	-

Tabela 26 - Total de nós, elementos e graus de liberdade nos modelos estudados

Modelo estrutural	Nº de nós	Nº de elementos	Nº de graus de liberdade
Flexível	689700	164274	3120888
Rígido	342724	111744	2056344

### 6.3 Hipóteses simplificadoras

Com objetivo de simplificar a modelagem do edifício e otimizar o processo de análise estrutural, foram adotadas algumas hipóteses simplificadoras. A estrutura opera no regime linear elástico, o que significa que a relação entre o carregamento e a deformação é linear e proporcional, permitindo a aplicação do princípio da superposição. Os efeitos da geometria deformada não são levados em consideração, desta forma pode-se utilizar a geometria inicial para a determinação das deformações e tensões. Os materiais utilizados (aço e concreto) são considerados isótropos, ou seja, apresentam as mesmas propriedades mecânicas em todas as direções. As seções transversais dos elementos estruturais permanecem planas após as solicitações de carregamento, essa hipótese é válida para vigas e lajes com flexão moderada (hipótese de Bernoulli).

Considerando as ligações entre os elementos BEAM44 (vigas) e SHELL63 (lajes), são utilizadas conexões rígidas do tipo "off-set". Essa abordagem permite considerar a excentricidade do plano central da laje em relação ao eixo central da viga, assegurando uma modelagem mais precisa do comportamento real da estrutura.

As condições de contorno definidas nesta análise restringem os nós da base da estrutura. Os deslocamentos translacionais na horizontal e na vertical são impedidos, enquanto as rotações nos três eixos (x, y e z) permanecem sem restrições, essa configuração caracteriza os apoios como do 2º gênero, permitindo a transferência de momentos fletores para a base da estrutura.

A modelagem estrutural simplificada, com base nas hipóteses e condições de contorno descritas, leva em consideração as características específicas da estrutura e os objetivos da análise, fornecendo uma base sólida para a avaliação estrutural do edifício. Essa abordagem permite a obtenção de resultados confiáveis e em um tempo computacional razoável, auxiliando na avaliação do desempenho da estrutura.

#### **6.4 Modelagem do amortecimento estrutural**

Segundo Masotti (2013), o amortecimento se define como o processo pelo qual a energia do movimento vibratório de uma estrutura é gradativamente dissipada. Essa energia pode ser dissipada internamente no sistema, através de mecanismos como fricção entre elementos estruturais e histerese nos materiais, ou pode ser transferida para o exterior da estrutura, através da radiação de ondas e do contato com o solo.

Clough e Penzien (1993) destacam a complexa tarefa de determinar o amortecimento estrutural com precisão. A dificuldade reside na influência de diversos fatores, como a geometria da estrutura, que influencia na dissipação de energia por vibrações, nas dimensões dos elementos estruturais, visto que o tamanho das vigas, colunas e lajes impactam na capacidade de amortecimento da estrutura, e nas propriedades de amortecimento dos materiais, pois cada material possui um comportamento único em relação à dissipação de energia.

Segundo Drummond (2017), é impossível determinar os coeficientes da matriz de amortecimento diretamente a partir das dimensões estruturais, tamanho dos elementos estruturais e propriedades de amortecimento dos materiais utilizados. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos por meio de ensaios experimentais, os quais são difíceis de realizar devido ao alto custo e tempo necessário.

Ainda de acordo com Drummond (2017), uma abordagem comum para determinar o amortecimento é por meio da matriz de amortecimento de Rayleigh, que leva em conta as contribuições da matriz de massa ( $\alpha$ ) e da matriz de rigidez ( $\beta$ ), conforme expresso na Equação (33). Aqui,  $M$  representa a matriz de massa e  $K$  a matriz de rigidez do sistema. A taxa de amortecimento para o  $i$ -ésimo modo pode ser calculada conforme a Equação (34)

$$C = \alpha M + \beta K \quad (33)$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (34)$$

Onde:

$\omega_{0i}$  - frequência natural circular em rad/s;

$\alpha$  - parâmetro que considera a contribuição da matriz de massa

$\beta$  - parâmetro que considera a contribuição da matriz de rigidez

$\xi_i$  - é a taxa do i-ésimo modo de vibração

Considerando o isolamento dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  das equações anteriores, referentes as duas frequências mais significativas ( $\omega_{01}$  e  $\omega_{02}$ ), resultam as Equações (35) e (36). As derivadas matemáticas relacionadas ao estudo do amortecimento de Rayleigh podem ser encontradas em Clough e Penzien (1993), a seguir são apresentadas as equações finais obtidas.

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta\omega_{01} \quad (35)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}\omega_{01} - \omega_{01}\omega_{01}} \quad (36)$$

Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser determinados utilizando os valores de duas frequências naturais de vibração que são pertinentes para a resposta dinâmica estrutural do sistema em análise. Geralmente, a frequência natural  $\omega_{01}$  é considerada como a menor frequência natural, ou seja, a frequência fundamental da estrutura, enquanto  $\omega_{02}$  é escolhida como a segunda frequência mais relevante para o carregamento (Clough & Penzien, 1993).

A Norma Brasileira NBR 6123 (2023) fornece valores recomendados para a taxa de amortecimento de diferentes tipos de estruturas, conforme detalhado na Tabela 8. Para este estudo, foi selecionada uma taxa de 1% ( $\zeta = 1\%$ ) para o

amortecimento estrutural dos modelos em análise, sendo este valor indicado para "Edifícios com estrutura de aço soldada".

Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados nas análises não determinísticas do vento são apresentados nas Tabelas 27, 28 e 29, estes valores serão utilizados nas análises realizadas nos capítulos dez e onze deste estudo. Esses parâmetros foram aplicados aos modelos estruturais desenvolvidos no programa computacional ANSYS (2009) considerando os modos de vibração que geram efeitos de flexão nas direções X e Z, e os que geram efeito de torção no edifício.

Tabela 27 - Parâmetros de amortecimento  $\alpha$  e  $\beta$  (modos associados ao eixo X)

Vento referente a direção Z (flexão em torno do eixo X)					
Modelo flexível			Modelo rígido		
f <sub>01</sub>	0,160647	Hz	f <sub>01</sub>	0.163471	Hz
f <sub>05</sub>	0,566563	Hz	f <sub>05</sub>	0.569656	Hz
$\omega_{01}$	1.009375	rad/s	$\omega_{01}$	1.027119	rad/s
$\omega_{05}$	3.559820	rad/s	$\omega_{05}$	3.579254	rad/s
$\alpha$	0.0157279040303592	-	$\alpha$	0.0159618801341681	-
$\beta$	0.0043771384632196	-	$\beta$	0.0043418109847788	-

Tabela 28 - Parâmetros de amortecimento  $\alpha$  e  $\beta$  (modos associados ao eixo Z)

Vento referente a direção X (flexão em torno do eixo Z)					
Modelo flexível			Modelo rígido		
f <sub>03</sub>	0,194396	Hz	f <sub>03</sub>	0.193867	Hz
f <sub>06</sub>	0,596911	Hz	f <sub>06</sub>	0.577463	Hz
$\omega_{03}$	1.221426	rad/s	$\omega_{03}$	1.218102	rad/s
$\omega_{06}$	3.750502	rad/s	$\omega_{06}$	3.628307	rad/s
$\alpha$	0.0184273024095495	-	$\alpha$	0.0182388601597190	-
$\beta$	0.0040225839804752	-	$\beta$	0.0041267665744077	-

Tabela 29 - Parâmetros de amortecimento  $\alpha$  e  $\beta$  (modos associados ao eixo Y)

Vento com angulação em ambas as direções (torção em torno do eixo Y)					
Modelo flexível			Modelo rígido		
f <sub>02</sub>	0,187886	Hz	f <sub>02</sub>	0.186963	Hz
f <sub>04</sub>	0,564945	Hz	f <sub>04</sub>	0.558628	Hz
$\omega_{02}$	1.180523	rad/s	$\omega_{02}$	1.174723	rad/s
$\omega_{04}$	3.549654	rad/s	$\omega_{04}$	3.509963	rad/s
$\alpha$	0.0177179291135056	-	$\alpha$	0.0176030359157433	-
$\beta$	0.0042281718763413	-	$\beta$	0.0042692291911221	-

## 6.5 Procedimento de aplicação das cargas não determinísticas de vento

Além das cargas verticais usuais de projeto, as cargas de vento geradas de acordo com a metodologia descrita no capítulo 3 foram aplicadas sobre as fachadas do edifício, onde neste trabalho foram utilizados três modelos de carregamento distinto, de acordo com a Figura 39. Os dois primeiros modelos visam avaliar os efeitos de flexão enquanto o terceiro foi desenvolvido para avaliar os efeitos de torção do edifício.

O primeiro modelo de carregamento, considera as forças do vento aplicadas apenas relacionadas a direção perpendicular à lateral do edifício de 32 m. O segundo modelo de carregamento considera as forças do vento aplicadas apenas perpendicularmente à lateral do edifício de 45 m. Em seguida, o terceiro modelo de carregamento considera a aplicação simultânea das cargas de vento em ambas as fachadas do edifício, sendo inclinadas horizontalmente de acordo com os ângulos ( $\alpha$ ) de incidência de 15°, 30°, 45°, 60° e 75°.

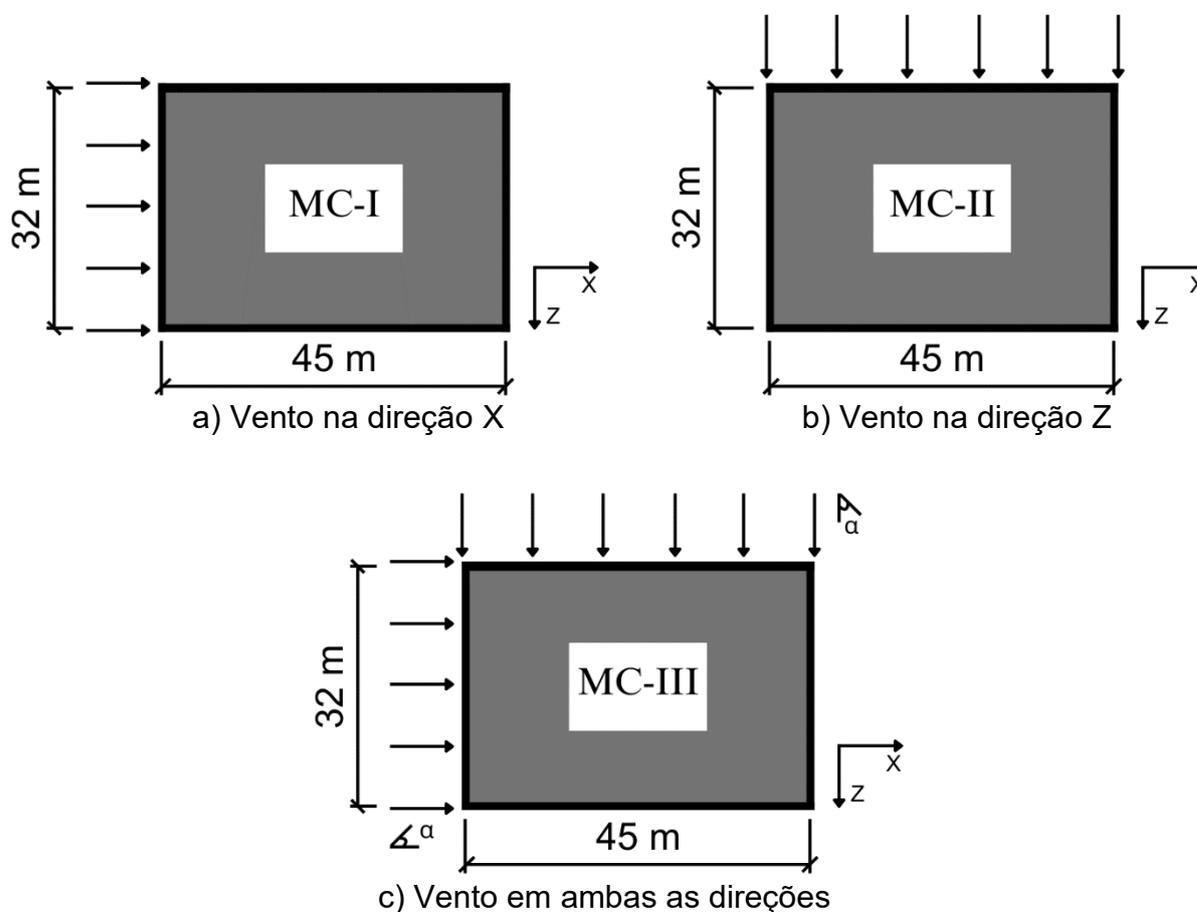


Figura 41 - Modelos de carregamento

## 6.6 Considerações finais do capítulo

Neste capítulo foram apresentados os procedimentos adotados para modelagem em elementos finitos (MEF) dos modelos estudados, destacando as características dos elementos utilizados, assim como o número de nós, elementos e graus de liberdades em cada um dos objetos de estudo. As hipóteses simplificadoras adotadas foram explicitadas, de modo a demonstrar as medidas usadas considerando a otimização do trabalho computacional e facilitar o processo de análise, sem comprometer a precisão dos resultados esperados.

O processo para obtenção do amortecimento estrutural foi exemplificado, onde foram apresentadas as considerações de diversos autores, assim como os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados durante a realização das análises dinâmicas que serão discutidas nos capítulos 10 e 11 deste estudo. Em seguida, os procedimentos de aplicação das cargas não determinísticas de vento foram apresentados, sendo mencionados os ângulos de incidência utilizados com o objetivo de induzir o efeito de torção no edifício através da inclinação horizontal dos carregamentos.

## 7 ANÁLISE ESTÁTICA

### 7.1 Considerações iniciais do capítulo

Neste capítulo, são apresentados os resultados das análises estáticas conduzidas utilizando modelagem computacional através do software ANSYS (2009). A estabilidade global dos modelos estruturais é avaliada em conformidade com os critérios normativos estabelecidos pela NBR 8800 (2008), que trata de projetos de estruturas de aço e mista (aço-concreto) de edifícios, enquanto a geração do carregamento estático segue as diretrizes da NBR 6123 (1988). Além disso, são investigados os dois tipos de apoios em estudo, levando em conta a influência do vento considerando as direções X e Z.

### 7.2 Descrição dos carregamentos estáticos

Os carregamentos utilizados na análise estática foram categorizados em dois grupos. O primeiro inclui cargas verticais, como o peso próprio da estrutura, cargas permanentes dos revestimentos e alvenarias, e sobrecargas de utilização (ou cargas acidentais). O segundo grupo abrange as cargas horizontais provocadas pelo vento.

Com objetivo de avaliar o conforto humano da estrutura quando submetida ao carregamento estático de vento, foram adotados os coeficientes de ponderação e fatores de redução das ações no estado-limite de serviço (ELS) presentes na NBR 8800 (2008), considerando as combinações frequentes de serviço que são aquelas que ocorrem diversas vezes ao longo da vida útil da estrutura. Os coeficientes adotados são apresentados na Tabela 30.

Tabela 30 - Combinação para cargas estáticas

Combinação Frequente (ELS)	$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{QL,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Gi,k})$
	1,0 Cargas Permanentes + 0,3 Vento + 0,3 Cargas Acidentais
	sendo, $\psi_1 = 0,3$ ; $\psi_{2j} = 0,3$

Em relação às cargas verticais, o cálculo do peso próprio foi executado pelo próprio programa de elementos finitos (ANSYS, 2009), que calcula o peso total das

vigas e pilares em aço, além das lajes de concreto armado. Foi considerada uma carga permanente de revestimento (contrapiso e piso cerâmico) sobre as lajes igual a  $1,6 \text{ kN/m}^2$ , além de uma carga acidental de  $0,9 \text{ kN/m}^2$  (valores já considerando os coeficientes mencionados na Tabela 30). Os critérios referentes ao cálculo do carregamento estático ocasionado pela ação do vento estão detalhados na Tabela 31 e seguem as diretrizes da NBR 6123 (1988). Considerando a isopleta de velocidade básica do vento,  $35 \text{ m/s}$  ( $126 \text{ km/h}$ ) foi adotado como velocidade de projeto.

Tabela 31 - Parâmetros para geração do carregamento de vento

Velocidade básica do vento		35 m/s (126 km/h)
Coeficiente de ponderação		0,3
Classe		C
Categoria		IV
Grupo		2
Tempo da rajada		3s
$S_1$		1
$S_2$	Parâmetro b	0,84
	Parâmetro p	0,95
	Parâmetro Fr	0,135
$S_3$		1
Coeficiente de Arrasto - Direção Z		1,41
Coeficiente de Arrasto - Direção X		1,27

A força de arrasto causada pelo vento foi aplicada nos nós de encontro dos pilares da fachada em cada pavimento, levando em consideração uma área específica de influência para a aplicação da carga, que recebeu uma força correspondente à área de contribuição. As Tabelas 32 e 33 apresentam as pressões e as cargas de vento aplicadas considerando a direção Z, e as Tabelas 34 e 35 são referentes a direção X.

Tabela 32 - Cargas horizontais devido ao vento: direção Z (1º ao 4º piso)

Piso	Cota (m)	Pressão q.Ca (kN/m <sup>2</sup> )	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)						Força total p/ pavimento (kN)
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	
térreo	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1º	3,6	0,36	2,49	4,97	4,97	4,97	4,97	2,49	24,87
2º	7,2	0,44	3,00	6,00	6,00	6,00	6,00	3,00	29,99
3º	10,8	0,49	3,35	6,69	6,69	6,69	6,69	3,35	33,46
4º	14,4	0,53	3,62	7,23	7,23	7,23	7,23	3,62	36,16

Tabela 33 - Cargas horizontais devido ao vento: direção Z (5° ao 48° piso)

Piso	Cota (m)	Pressão q.Ca (kN/m <sup>2</sup> )	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)						Força total p/ pavimento (kN)
			P1	P2	P3	P4	P5	P6	
5°	18	0,56	3,84	7,68	7,68	7,68	7,68	3,84	38,40
6°	21,6	0,59	4,03	8,07	8,07	8,07	8,07	4,03	40,34
7°	25,2	0,61	4,21	8,41	8,41	8,41	8,41	4,21	42,06
8°	28,8	0,64	4,36	8,72	8,72	8,72	8,72	4,36	43,60
9°	32,4	0,66	4,50	9,00	9,00	9,00	9,00	4,50	45,01
10°	36	0,68	4,63	9,26	9,26	9,26	9,26	4,63	46,31
11°	39,6	0,69	4,75	9,50	9,50	9,50	9,50	4,75	47,52
12°	43,2	0,71	4,86	9,73	9,73	9,73	9,73	4,86	48,65
13°	46,8	0,73	4,97	9,94	9,94	9,94	9,94	4,97	49,71
14°	50,4	0,74	5,07	10,14	10,14	10,14	10,14	5,07	50,71
15°	54	0,75	5,17	10,33	10,33	10,33	10,33	5,17	51,67
16°	57,6	0,77	5,26	10,51	10,51	10,51	10,51	5,26	52,57
17°	61,2	0,78	5,34	10,69	10,69	10,69	10,69	5,34	53,44
18°	64,8	0,79	5,43	10,85	10,85	10,85	10,85	5,43	54,27
19°	68,4	0,80	5,51	11,01	11,01	11,01	11,01	5,51	55,07
20°	72	0,81	5,58	11,17	11,17	11,17	11,17	5,58	55,84
21°	75,6	0,83	5,66	11,32	11,32	11,32	11,32	5,66	56,58
22°	79,2	0,84	5,73	11,46	11,46	11,46	11,46	5,73	57,29
23°	82,8	0,85	5,80	11,60	11,60	11,60	11,60	5,80	57,99
24°	86,4	0,86	5,87	11,73	11,73	11,73	11,73	5,87	58,66
25°	90	0,87	5,93	11,86	11,86	11,86	11,86	5,93	59,31
26°	93,6	0,87	5,99	11,99	11,99	11,99	11,99	5,99	59,94
27°	97,2	0,88	6,06	12,11	12,11	12,11	12,11	6,06	60,55
28°	100,8	0,89	6,11	12,23	12,23	12,23	12,23	6,11	61,15
29°	104,4	0,90	6,17	12,35	12,35	12,35	12,35	6,17	61,73
30°	108	0,91	6,23	12,46	12,46	12,46	12,46	6,23	62,30
31°	111,6	0,92	6,29	12,57	12,57	12,57	12,57	6,29	62,85
32°	115,2	0,93	6,34	12,68	12,68	12,68	12,68	6,34	63,39
33°	118,8	0,93	6,39	12,78	12,78	12,78	12,78	6,39	63,92
34°	122,4	0,94	6,44	12,89	12,89	12,89	12,89	6,44	64,44
35°	126	0,95	6,49	12,99	12,99	12,99	12,99	6,49	64,95
36°	129,6	0,96	6,54	13,09	13,09	13,09	13,09	6,54	65,44
37°	133,2	0,96	6,59	13,19	13,19	13,19	13,19	6,59	65,93
38°	136,8	0,97	6,64	13,28	13,28	13,28	13,28	6,64	66,41
39°	140,4	0,98	6,69	13,37	13,37	13,37	13,37	6,69	66,87
40°	144	0,98	6,73	13,47	13,47	13,47	13,47	6,73	67,33
41°	147,6	0,99	6,78	13,56	13,56	13,56	13,56	6,78	67,78
42°	151,2	1,00	6,82	13,64	13,64	13,64	13,64	6,82	68,22
43°	154,8	1,00	6,87	13,73	13,73	13,73	13,73	6,87	68,66
44°	158,4	1,01	6,91	13,82	13,82	13,82	13,82	6,91	69,09
45°	162	1,01	6,95	13,90	13,90	13,90	13,90	6,95	69,51
46°	165,6	1,02	6,99	13,98	13,98	13,98	13,98	6,99	69,92
47°	169,2	1,03	7,03	14,07	14,07	14,07	14,07	7,03	70,33
48°	172,8	1,03	7,07	14,15	14,15	14,15	14,15	7,07	70,73

Tabela 34 - Cargas horizontais devido ao vento: direção X (1º ao 43º piso)

Piso	Cota (m)	Pressão q.Ca (kN/m <sup>2</sup> )	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)				Força total p/ pavimento (kN)
			P1	P7	P13	P19	
térreo	0	0	0	0	0	0	0
1º	3,6	0,36	2,86	5,10	5,10	2,86	15,93
2º	7,2	0,44	3,45	6,15	6,15	3,45	19,21
3º	10,8	0,49	3,85	6,86	6,86	3,85	21,43
4º	14,4	0,53	4,16	7,42	7,42	4,16	23,16
5º	18	0,56	4,42	7,88	7,88	4,42	24,60
6º	21,6	0,59	4,64	8,28	8,28	4,64	25,84
7º	25,2	0,61	4,84	8,63	8,63	4,84	26,94
8º	28,8	0,64	5,02	8,95	8,95	5,02	27,93
9º	32,4	0,66	5,18	9,23	9,23	5,18	28,83
10º	36	0,68	5,33	9,50	9,50	5,33	29,66
11º	39,6	0,69	5,47	9,75	9,75	5,47	30,43
12º	43,2	0,71	5,60	9,98	9,98	5,60	31,16
13º	46,8	0,73	5,72	10,20	10,20	5,72	31,84
14º	50,4	0,74	5,84	10,40	10,40	5,84	32,48
15º	54	0,75	5,95	10,60	10,60	5,95	33,09
16º	57,6	0,77	6,05	10,79	10,79	6,05	33,67
17º	61,2	0,78	6,15	10,96	10,96	6,15	34,23
18º	64,8	0,79	6,25	11,13	11,13	6,25	34,76
19º	68,4	0,80	6,34	11,30	11,30	6,34	35,27
20º	72	0,81	6,43	11,46	11,46	6,43	35,77
21º	75,6	0,83	6,51	11,61	11,61	6,51	36,24
22º	79,2	0,84	6,59	11,75	11,75	6,59	36,70
23º	82,8	0,85	6,67	11,90	11,90	6,67	37,14
24º	86,4	0,86	6,75	12,03	12,03	6,75	37,57
25º	90	0,87	6,83	12,17	12,17	6,83	37,99
26º	93,6	0,87	6,90	12,30	12,30	6,90	38,39
27º	97,2	0,88	6,97	12,42	12,42	6,97	38,78
28º	100,8	0,89	7,04	12,55	12,55	7,04	39,17
29º	104,4	0,90	7,10	12,66	12,66	7,10	39,54
30º	108	0,91	7,17	12,78	12,78	7,17	39,90
31º	111,6	0,92	7,23	12,90	12,90	7,23	40,26
32º	115,2	0,93	7,30	13,01	13,01	7,30	40,60
33º	118,8	0,93	7,36	13,11	13,11	7,36	40,94
34º	122,4	0,94	7,42	13,22	13,22	7,42	41,27
35º	126	0,95	7,47	13,32	13,32	7,47	41,60
36º	129,6	0,96	7,53	13,43	13,43	7,53	41,92
37º	133,2	0,96	7,59	13,53	13,53	7,59	42,23
38º	136,8	0,97	7,64	13,62	13,62	7,64	42,53
39º	140,4	0,98	7,70	13,72	13,72	7,70	42,83
40º	144	0,98	7,75	13,81	13,81	7,75	43,13
41º	147,6	0,99	7,80	13,91	13,91	7,80	43,41
42º	151,2	1,00	7,85	14,00	14,00	7,85	43,70
43º	154,8	1,00	7,90	14,09	14,09	7,90	43,98

Tabela 35 - Cargas horizontais devido ao vento: direção X (44° ao 48° piso)

Piso	Cota (m)	Pressão q.Ca (kN/m <sup>2</sup> )	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)				Força total p/ pavimento (kN)
			P1	P7	P13	P19	
44°	158,4	1,01	7,95	14,17	14,17	7,95	44,25
45°	162	1,01	8,00	14,26	14,26	8,00	44,52
46°	165,6	1,02	8,05	14,34	14,34	8,05	44,78
47°	169,2	1,03	8,09	14,43	14,43	8,09	45,05
48°	172,8	1,03	8,14	14,51	14,51	8,14	45,30

### 7.3 Deslocamentos translacionais

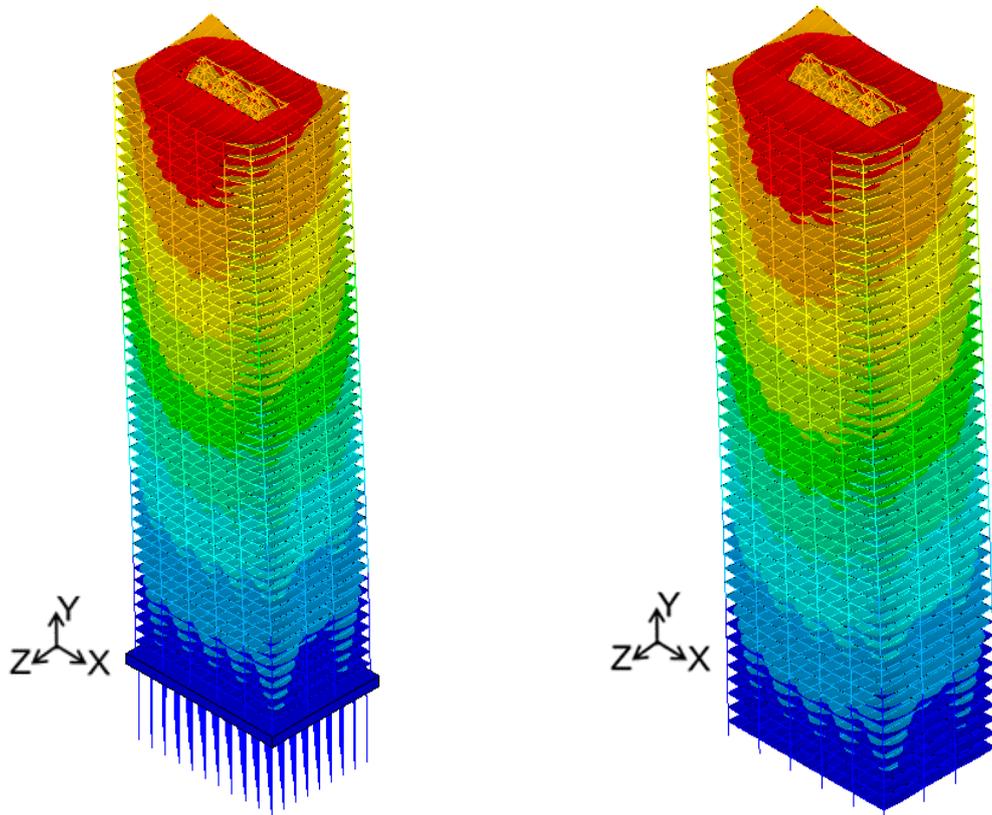
Conforme estabelecido pela NBR 8800 (2008), o deslocamento máximo no topo da edificação não deve ultrapassar a relação  $H/400$ , onde  $H$  representa a altura da edificação. Portanto, referente ao edifício em análise, com 172,8 metros de altura, o deslocamento limite é de 0,432 metros.

A Tabela 36 compara os resultados dos deslocamentos máximos obtidos com o limite estabelecido pela NBR 8800 (2008). Na Figura 42, é exibido o deslocamento resultante da combinação de cargas estáticas, considerando-se a aplicação do carregamento de vento referente a direção global Z no modelo com fundação real (flexível) e no modelo com apoios indeslocáveis (rígido). Em seguida, na Figura 43, o deslocamento é exemplificado com a aplicação do vento associado a global direção X, também em ambos os modelos.

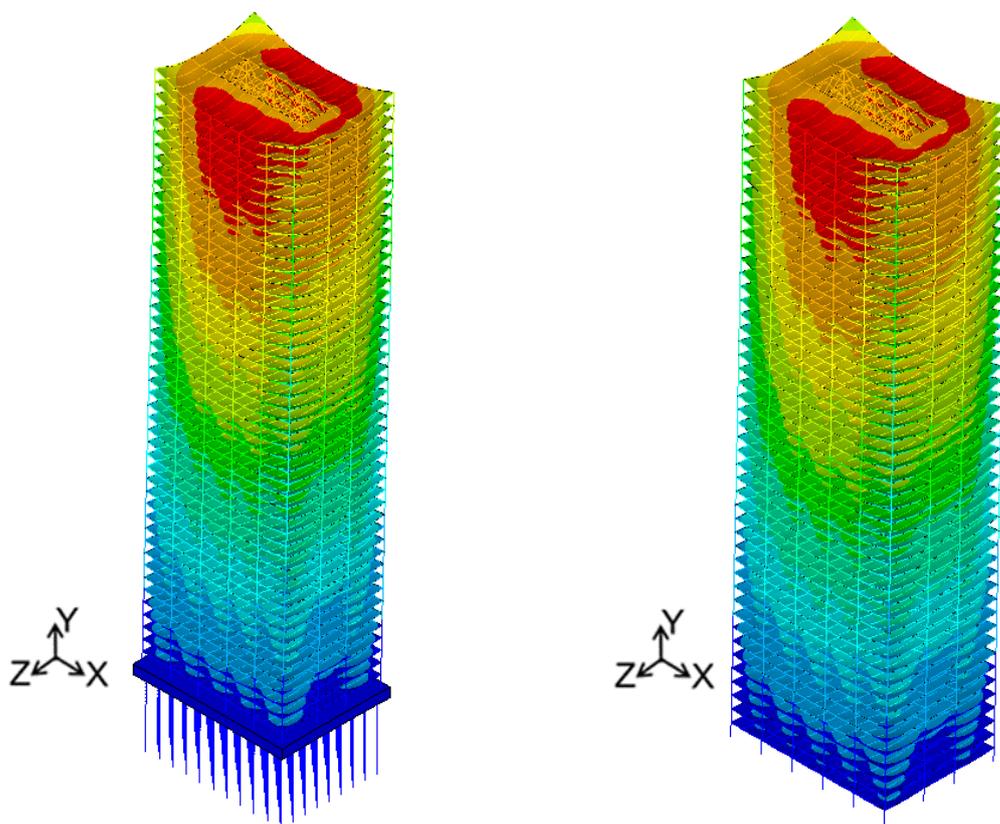
Tabela 36 - Verificação dos deslocamentos no topo da edificação (ELS)

Parâmetro	Modelo flexível		Modelo rígido	
	U <sub>z</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>z</sub>	U <sub>x</sub>
Deslocamento máximo (m)	0,227786	0,164969	0,220051	0,160429
Deslocamento limite (m)	0,432		0,432	
Verificação	Atende	Atende	Atende	Atende

Os resultados apresentados na Tabela 36 demonstram que os dois modelos atendem ao limite de deslocamento máximo ( $U_{lim} = H/400$ ) recomendado pela NBR 8800 (2008), nota-se também que ao considerar a interação solo-estrutura a diferença dos deslocamentos máximos obtidos no topo do edifício são mínimas se comparadas ao modelo com apoios rígidos.



a) Modelo flexível  
b) Modelo rígido  
Figura 42 - Deslocamento da estrutura com vento aplicado na direção Z



a) Modelo flexível  
b) Modelo rígido  
Figura 43 - Deslocamento da estrutura com vento aplicado na direção X

## 7.4 Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o procedimento referente a realização da análise estática considerando os modelos em estudo, foram demonstradas as cargas verticais (peso próprio, sobrecarga e revestimento) utilizadas e os coeficientes de ponderação recomendados pela NBR 8800 (2008). Além disso, foram descritos os parâmetros correspondentes a geração das cargas horizontais (cargas de vento), a magnitude dos carregamentos finais obtidos, assim como os respectivos nós de aplicação.

Destacam-se os valores dos deslocamentos máximos, referentes as direções X e Z [Modelo flexível:  $U_x = 0,164$  m;  $U_z = 0,227$  m. Modelo rígido:  $U_x = 0,160$  m;  $U_z = 0,220$  m], no topo da edificação, sendo constatado que ambos os modelos atendem ao limite estabelecido pela NBR 8800 (2008) ( $U_{lim} = 0,432$  m). Conclui-se que, devido à geometria do edifício, o modelo estrutural apresenta menor rigidez quando o carregamento horizontal é associado a direção Z.

Em relação a interação solo-estrutura, comparando-se os deslocamentos translacionais horizontais calculados entre o modelo com radier estaqueado e o modelo com apoios indeslocáveis, nota-se que os valores determinados são próximos, sendo a diferença percentual pouco significativa.

## **8 ANÁLISE MODAL DO SISTEMA ESTRUTURAL**

### **8.1 Considerações iniciais do capítulo**

A análise modal permite a determinação das frequências naturais (autovalores) e dos modos de vibração (autovetores) de um edifício, fornecendo informações essenciais referentes a avaliação do comportamento estrutural. A importância desta análise reside em sua capacidade de revelar como a estrutura reage a vibrações induzidas por agentes externos, como vento, sismos e cargas dinâmicas, sendo crucial para garantir a segurança e o desempenho adequado das edificações, prevenindo a ocorrência de ressonância e colapso.

Segundo Sá (2018), a ressonância é um fenômeno que ocorre quando a frequência de excitação coincide com a frequência natural da estrutura, o que pode amplificar significativamente os modos de vibração, levando a deformações excessivas e até mesmo ao colapso da estrutura. Buscando evitar a ressonância e garantir a estabilidade da estrutura, é fundamental manter as frequências de excitação em valores baixos em relação às frequências fundamentais, isso garante que os modos de deformação da estrutura permaneçam dentro dos limites aceitáveis de projetos. Através do software ANSYS (2009), será realizada a análise de vibração livre, esta análise permite a obtenção das frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores).

### **8.2 Frequências naturais (autovalores)**

A determinação das frequências naturais de uma estrutura é crucial para a avaliação do seu comportamento dinâmico e garantir sua segurança sob vibrações. Com objetivo de identificar essas frequências, foram analisadas as primeiras dez frequências fundamentais dos dois modelos estruturais em estudo, utilizando a análise numérica conduzida no software ANSYS (2009). É importante ressaltar que, considerando-se esta análise, foram aplicadas apenas restrições translacionais nas bases dos pilares associados ao modelo com apoios indeslocáveis (rígido), enquanto referente ao modelo com fundação flexível, foi realizada a modelagem do radier sobre estacas. Os resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 37 e 38.

Tabela 37 - Frequências (f) e períodos (T) do modelo flexível

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal (kg)	Rigidez modal (N/m)	Amortecimento modal (Ns/m)
f <sub>01</sub>	0,161	6,22	8.053.956,20	8.205.634,91	162.588,87
f <sub>02</sub>	0,188	5,32	6.190.851,50	8.627.755,37	146.168,59
f <sub>03</sub>	0,194	5,14	9.314.564,06	13.896.213,13	228.278,75
f <sub>04</sub>	0,565	1,77	5.003.277,49	63.041.481,28	630.196,97
f <sub>05</sub>	0,567	1,77	6.829.395,58	86.544.201,77	864.716,66
f <sub>06</sub>	0,597	1,68	9.656.736,61	135.834.305,70	1.345.644,53
f <sub>07</sub>	1,023	0,98	4.761.685,43	196.778.835,80	1.848.970,73
f <sub>08</sub>	1,116	0,90	10.363.780,65	509.396.227,40	4.765.023,21
f <sub>09</sub>	1,216	0,82	7.725.748,87	451.306.638,60	4.205.791,17
f <sub>10</sub>	1,558	0,64	4.830.142,18	462.928.751,10	4.280.422,40

Tabela 38 - Frequências (f) e períodos (T) do modelo rígido

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Período (s)	Massa modal (kg)	Rigidez modal (N/m)	Amortecimento modal (Ns/m)
f <sub>01</sub>	0,163	6,12	7.997.877,29	8.437.496,37	164.294,96
f <sub>02</sub>	0,187	5,35	6.248.275,09	8.622.453,97	146.799,81
f <sub>03</sub>	0,194	5,16	9.528.362,65	14.137.957,63	232.847,70
f <sub>04</sub>	0,559	1,79	5.255.016,93	64.740.873,78	645.654,68
f <sub>05</sub>	0,570	1,76	7.131.042,09	91.356.127,39	907.969,88
f <sub>06</sub>	0,577	1,73	9.979.841,79	131.380.902,90	1.302.749,21
f <sub>07</sub>	1,004	1,00	4.915.659,96	195.743.065,30	1.831.868,27
f <sub>08</sub>	1,080	0,93	10.611.391,23	488.537.206,80	4.553.830,42
f <sub>09</sub>	1,213	0,82	7.883.841,54	457.686.248,20	4.243.708,54
f <sub>10</sub>	1,517	0,66	4.998.557,89	454.162.286,30	4.180.077,38

A análise das frequências naturais demonstra que a consideração da interação solo-estrutura não representou um impacto significativo no comportamento estrutural, visto que, a primeira frequência natural [f<sub>01</sub> = 0,161 Hz] considerando-se o modelo com radier estaqueado foi apenas 1,23% inferior se comparada a frequência referente ao modelo com apoios rígidos [f<sub>01</sub> = 0,163 Hz].

A explicação para esta discreta diferença refere-se a rigidez global da estrutura, que se mostrou bastante flexível, mesmo considerando os apoios indeslocáveis (rígidos). Portanto, a presença da fundação proposta com radier de 3 metros de espessura e 179 estacas de 90 cm de diâmetro, não afetou significativamente o comportamento global da estrutura.

### 8.3 Modos de vibração (autovetores)

Os modos de vibração são padrões de movimento da estrutura quando submetida a vibrações, onde cada modo possui uma frequência natural específica. Destaca-se que a visualização dos modos de vibração permite a identificação dos pontos da estrutura que apresentam maior amplitude de movimento, auxiliando na avaliação da vulnerabilidade referente a vibrações. Em edifícios altos, a análise dos modos de vibração é essencial, considerando a avaliação do risco de ressonância devido a ação do vento, fenômeno que pode amplificar as vibrações da estrutura e levar a situações de risco.

As Figuras 44 a 46 apresentam os dez primeiros modos de vibração do modelo flexível, enquanto as Figuras de 47 a 49 ilustram os modos de vibração do modelo rígido, onde são destacadas as frequências associadas a cada modo, assim como são descritos seus comportamentos. Destaca-se que a consideração da interação solo-estrutura não gerou alterações nos modos de vibração, foram identificadas apenas variações nas frequências naturais, como demonstrado na Tabela 37 e na Tabela 38.

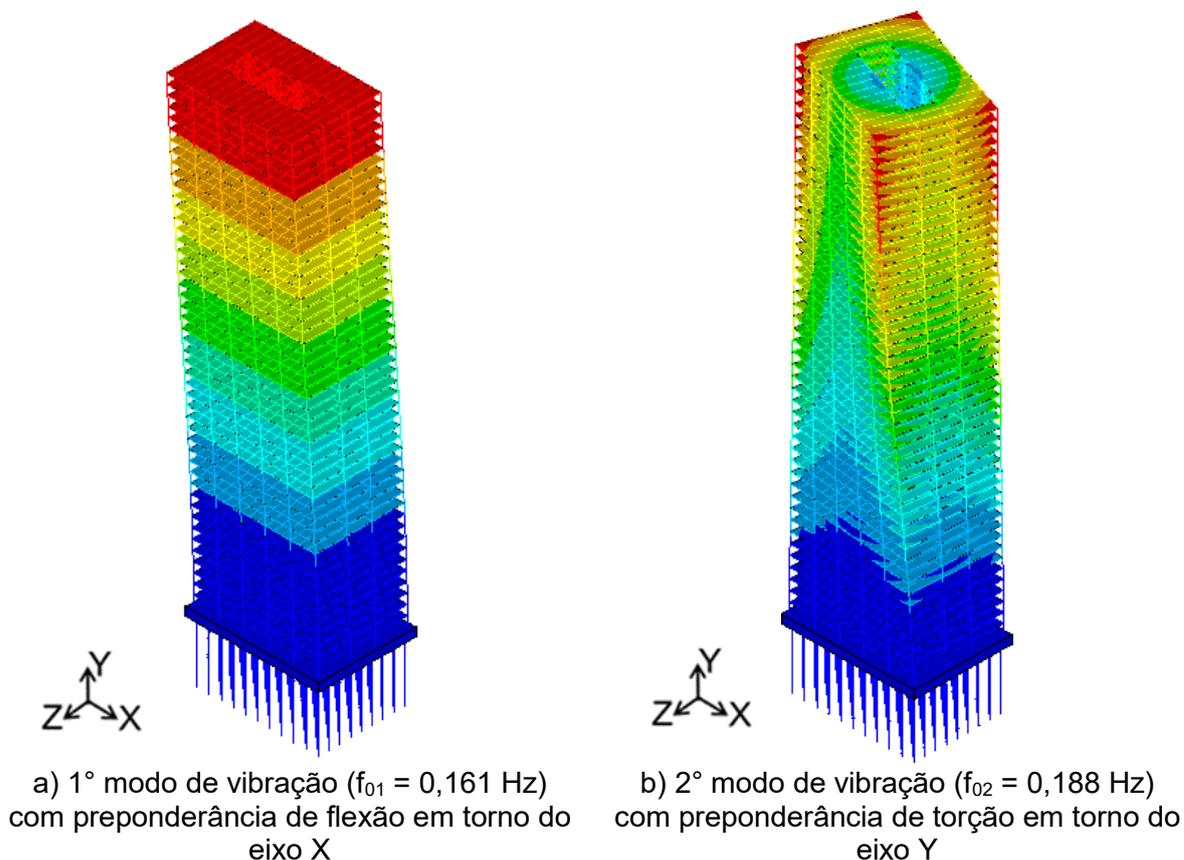
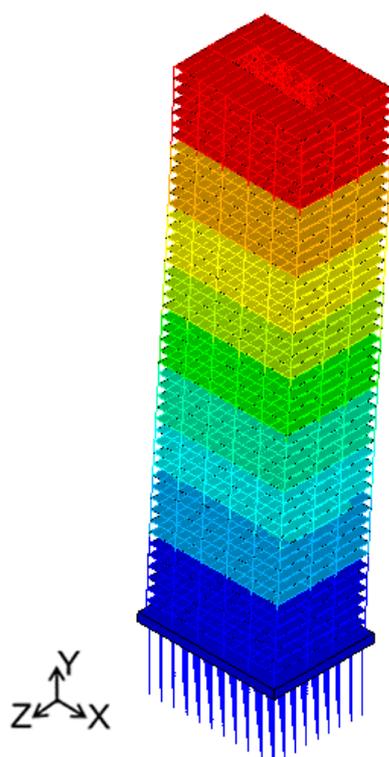
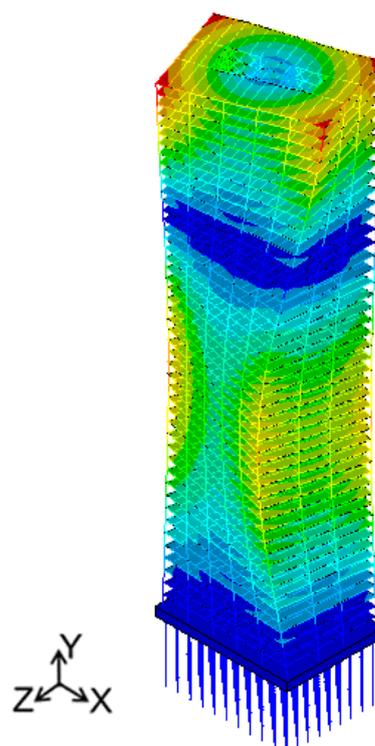


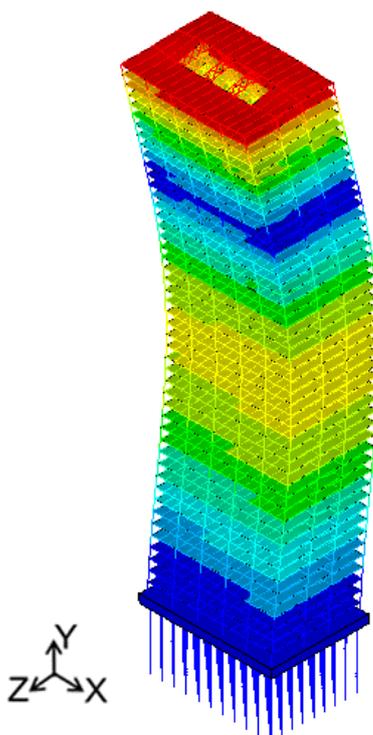
Figura 44 - Modos de vibração do modelo flexível (1° e 2° modo)



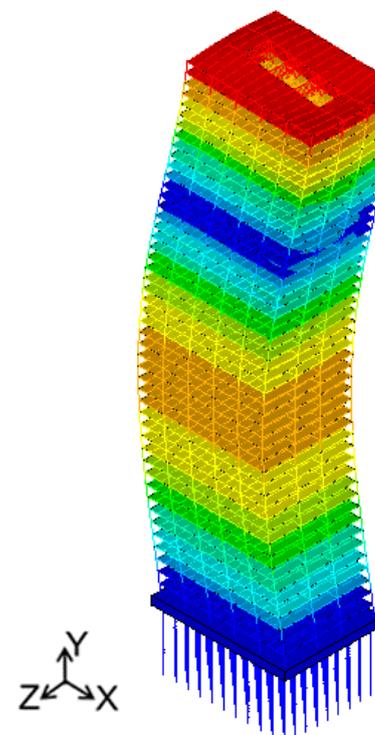
a) 3° modo de vibração ( $f_{03} = 0,194$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo Z



b) 4° modo de vibração ( $f_{04} = 0,565$  Hz)  
com preponderância de torção em torno do  
eixo Y



c) 5° modo de vibração ( $f_{05} = 0,567$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo X



d) 6° modo de vibração ( $f_{06} = 0,597$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo Z

Figura 45 - Modos de vibração do modelo flexível (3° ao 6° modo)

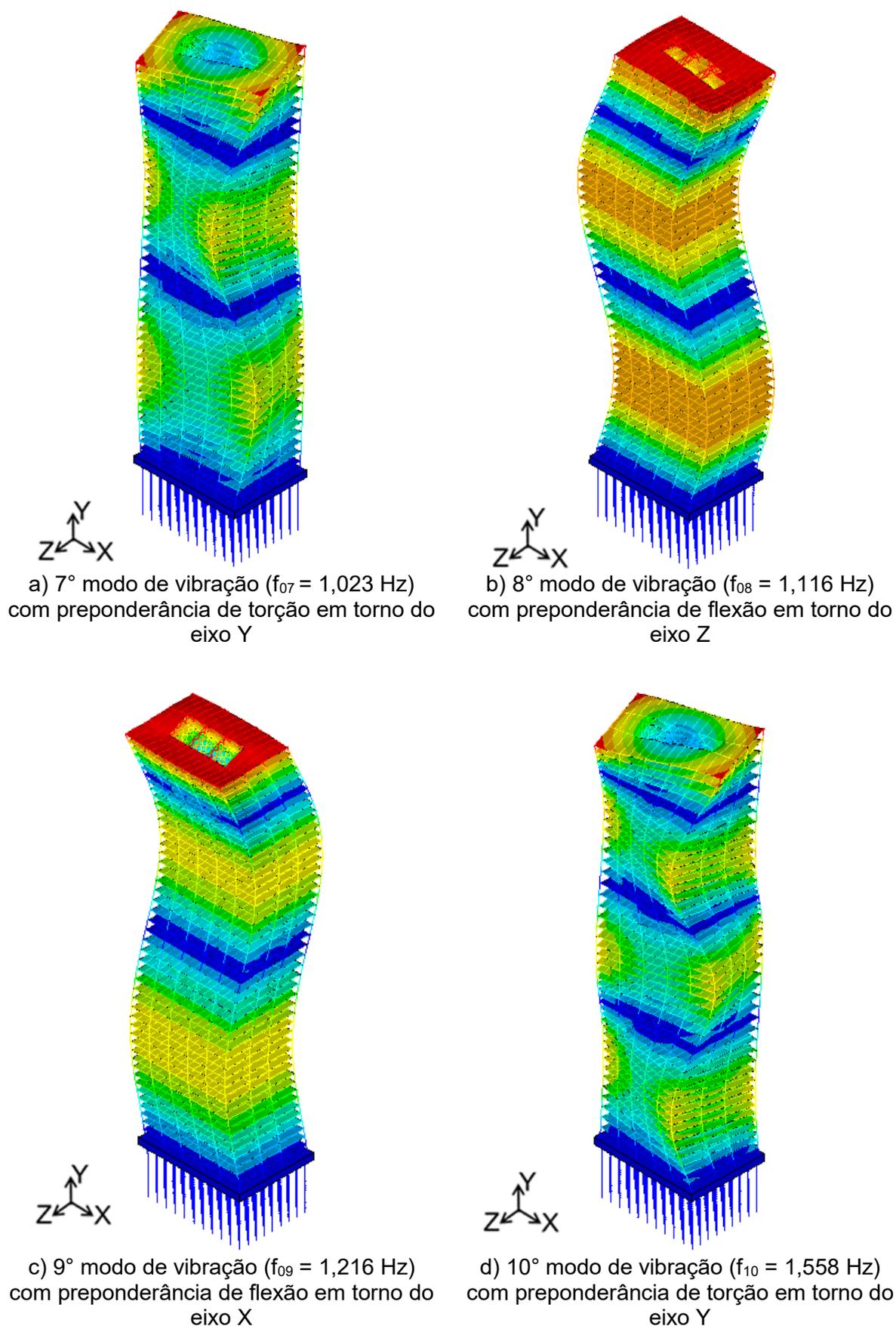
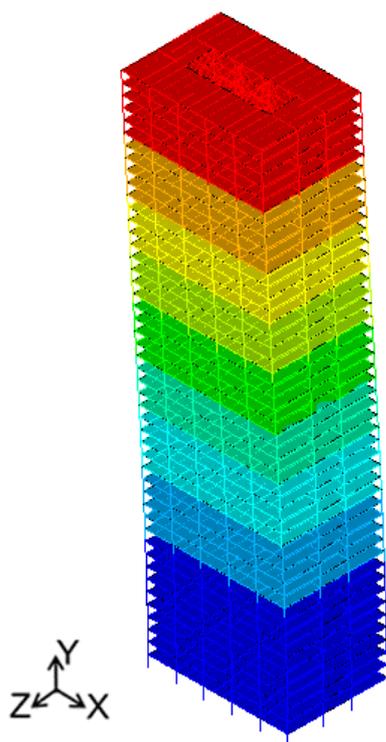
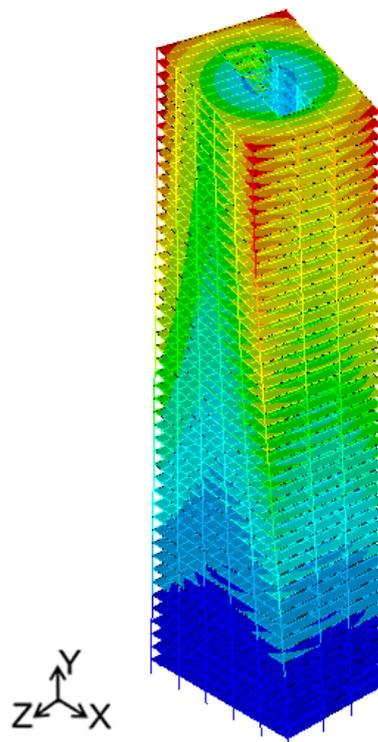


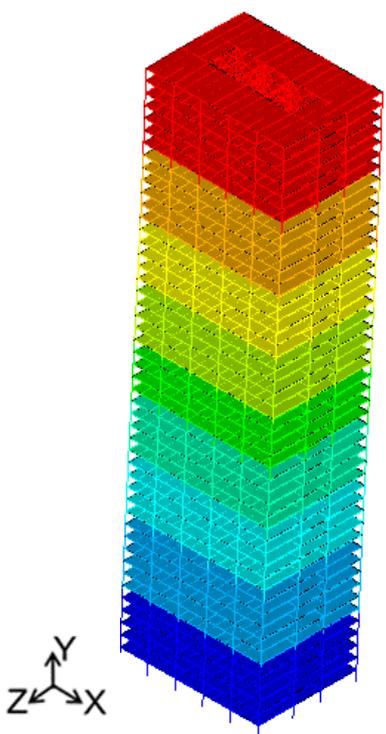
Figura 46 - Modos de vibração do modelo flexível (7° ao 10° modo)



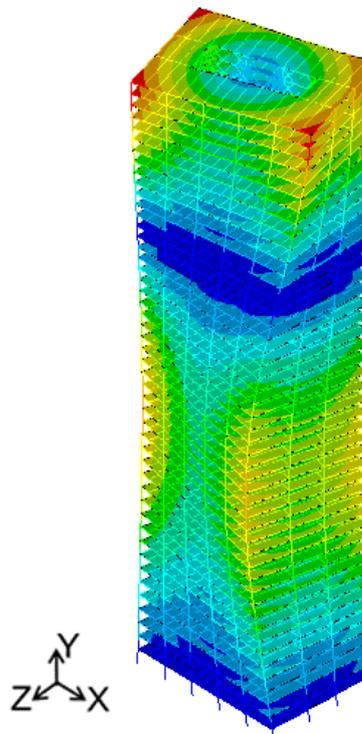
a) 1° modo de vibração ( $f_{01} = 0,163$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo X



b) 2° modo de vibração ( $f_{02} = 0,187$  Hz)  
com preponderância de torção em torno do  
eixo Y

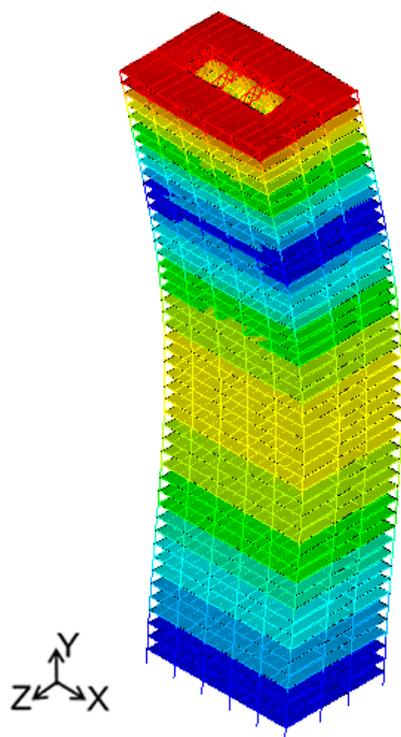


c) 3° modo de vibração ( $f_{03} = 0,194$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo Z

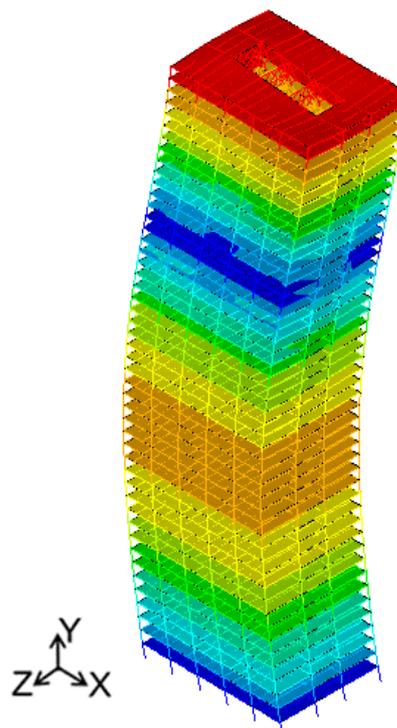


d) 4° modo de vibração ( $f_{04} = 0,559$  Hz)  
com preponderância de torção em torno do  
eixo Y

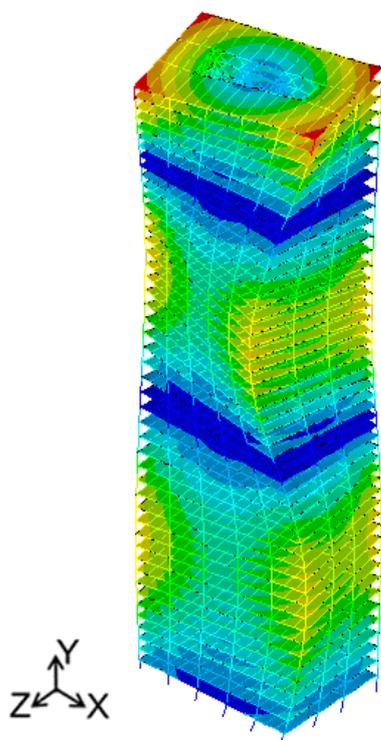
Figura 47 - Modos de vibração do modelo rígido (1° ao 4° modo)



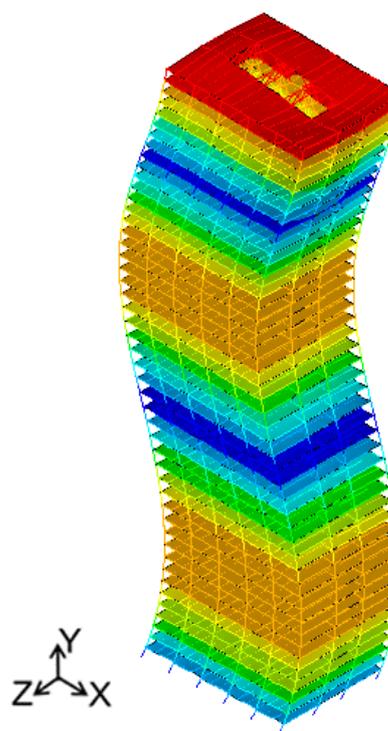
a) 5° modo de vibração ( $f_{05} = 0,570$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo X



b) 6° modo de vibração ( $f_{06} = 0,577$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo Z



c) 7° modo de vibração ( $f_{07} = 1,004$  Hz)  
com preponderância de torção em torno do  
eixo Y



d) 8° modo de vibração ( $f_{08} = 1,080$  Hz)  
com preponderância de flexão em torno do  
eixo Z

Figura 48 - Modos de vibração do modelo rígido (5° ao 8° modo)

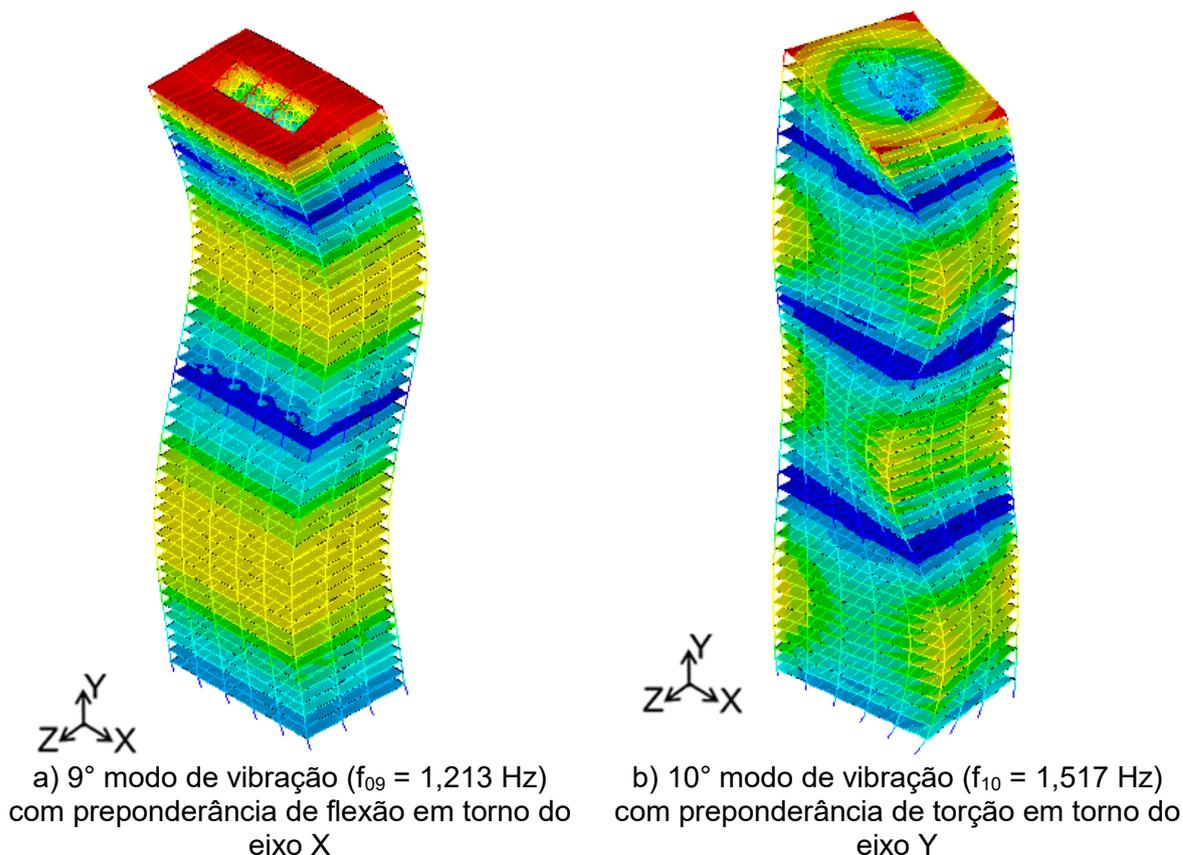


Figura 49 - Modos de vibração do modelo rígido (9° e 10° modo)

#### 8.4 Considerações finais do capítulo

Foram obtidas as dez primeiras frequências naturais (autovalores) da estrutura e avaliados os seus respectivos modos de vibração (autovetores), os quais, em sua maioria, demonstram o fenômeno físico com predominância de flexão. Com essas informações, é possível analisar o conforto humano de acordo com a NBR 6123 (1998) e a NBR 6123 (2023), considerando-se as frequências inferiores a 1 Hz, que incluem as frequências de  $f_{01}$  a  $f_{06}$  em ambos os modelos. Frequências abaixo desse limite indicam uma tendência a vibrações excessivas devido à ação do vento sobre o edifício, de acordo com a velocidade alcançada.

Os dois modelos estudados apresentaram o mesmo comportamento na avaliação dos modos de vibração, visto que suas respectivas frequências naturais são similares. Sendo um edifício com esbelteza elevada, as frequências fundamentais são consideravelmente baixas, o que o torna muito flexível, sendo assim, a consideração da interação solo-estrutura não influenciou a resposta relacionada a vibração livre.

## **9 ANÁLISE HARMÔNICA**

### **9.1 Considerações iniciais do capítulo**

Através da análise harmônica é possível identificar as condições sob as quais a energia é transferida de forma mais eficiente. Destaca-se que em sistemas dinâmicos submetidos a forças vibratórias, a energia é continuamente transferida entre os diferentes componentes da estrutura, essa transferência de energia pode ser amplificada em determinadas frequências, levando a vibrações excessivas e até mesmo à falha da estrutura.

Segundo Santos (2020), a análise harmônica envolve a varredura de uma faixa de frequência, onde um sinal senoidal harmônico é gerado, começando com uma frequência baixa e gradualmente aumentando até cobrir toda a faixa de interesse. A força senoidal é executada com uma taxa de varredura suficientemente lenta, sendo necessária para permitir a medição da resposta do sistema em todas as frequências dentro dessa faixa. Através dessa decomposição, é possível analisar a resposta do sistema referente a cada frequência individual, identificando as frequências associadas aos picos que amplificam as respostas.

### **9.2 Descrição do carregamento: análise harmônica**

Considerando-se a análise harmônica, uma carga harmônica horizontal de 5.000 N foi aplicada na direção do pilar P3 (direção Z), localizado próximo ao centro geométrico da fachada do edifício que possui 45 m de extensão. Posteriormente, a mesma carga foi aplicada na direção do pilar P7, considerando a direção X, próximo ao centro geométrico da fachada com 32 m de extensão. Essa carga foi aplicada nesta seção estrutural da fachada devido à sua maior amplitude modal, uma vez que está situada no topo do edifício. Portanto, foi considerado o nó de número 9217 referente a direção Z e o nó de número 9161 correspondente a direção X.

As Figuras 50 e 51 exemplificam o ponto de aplicação da carga e o espectro de resposta associado a direção Z. As Figuras 52 e 53 demonstram o ponto de aplicação da carga e o espectro de resposta referente a direção X. Este procedimento foi adotado considerando os dois modelos estruturais investigados.

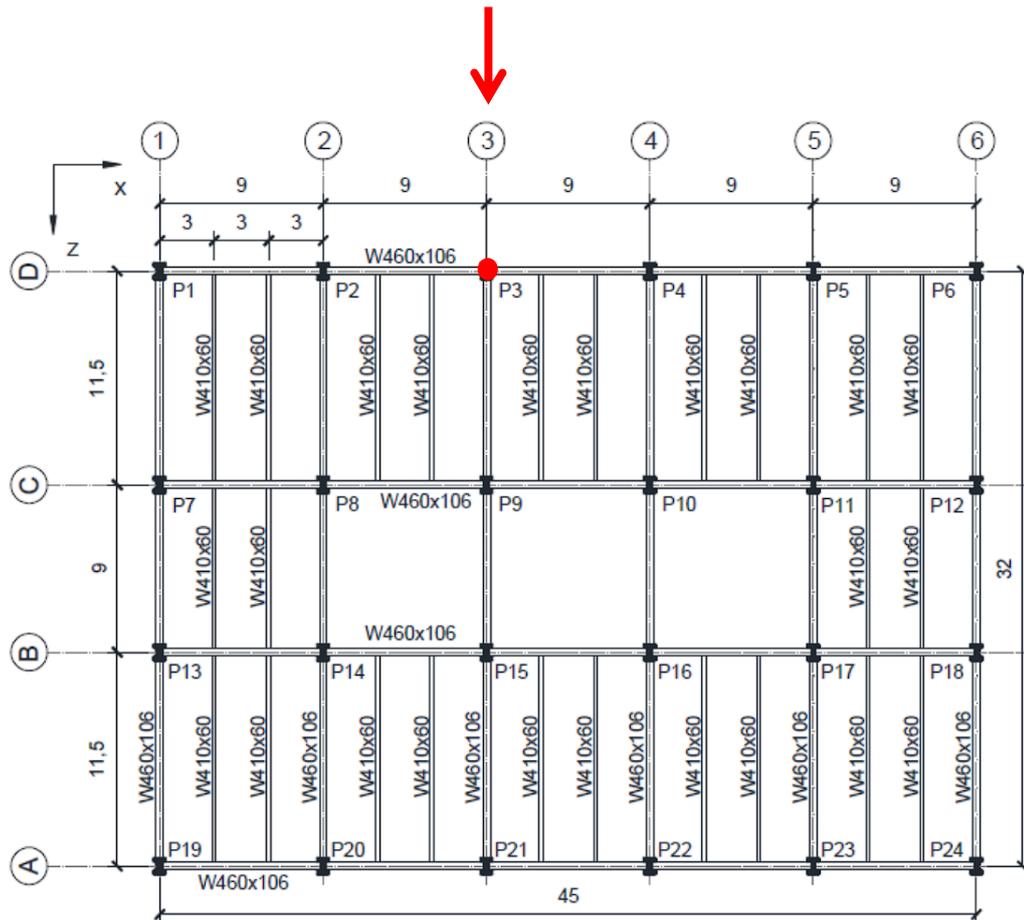


Figura 50 - Local de aplicação da carga harmônica: direção Z

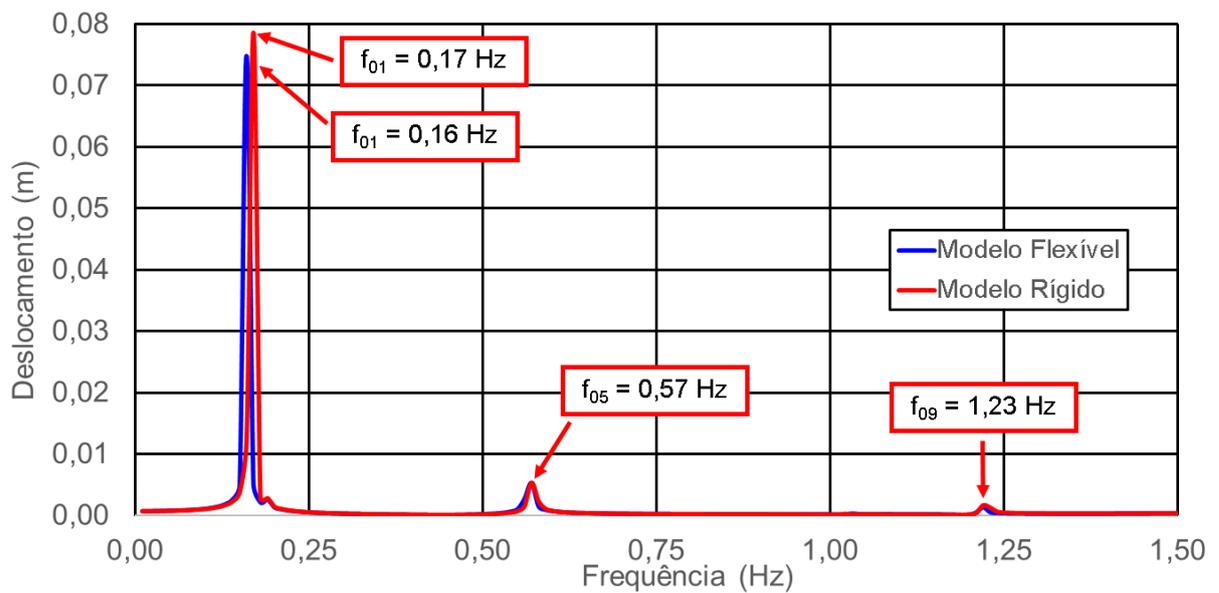


Figura 51 - Espectro de resposta da análise harmônica: direção Z

A Figura 51 apresenta os picos de transferência de energia considerando-se a carga harmônica associada a direção Z, onde estes picos estão relacionados as frequências naturais referentes aos modos de flexão em torno do eixo X [Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161$  Hz;  $f_{05} = 0,567$  Hz e  $f_{09} = 1,216$  Hz. Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163$  Hz;  $f_{05} = 0,570$  Hz e  $f_{09} = 1,213$  Hz].

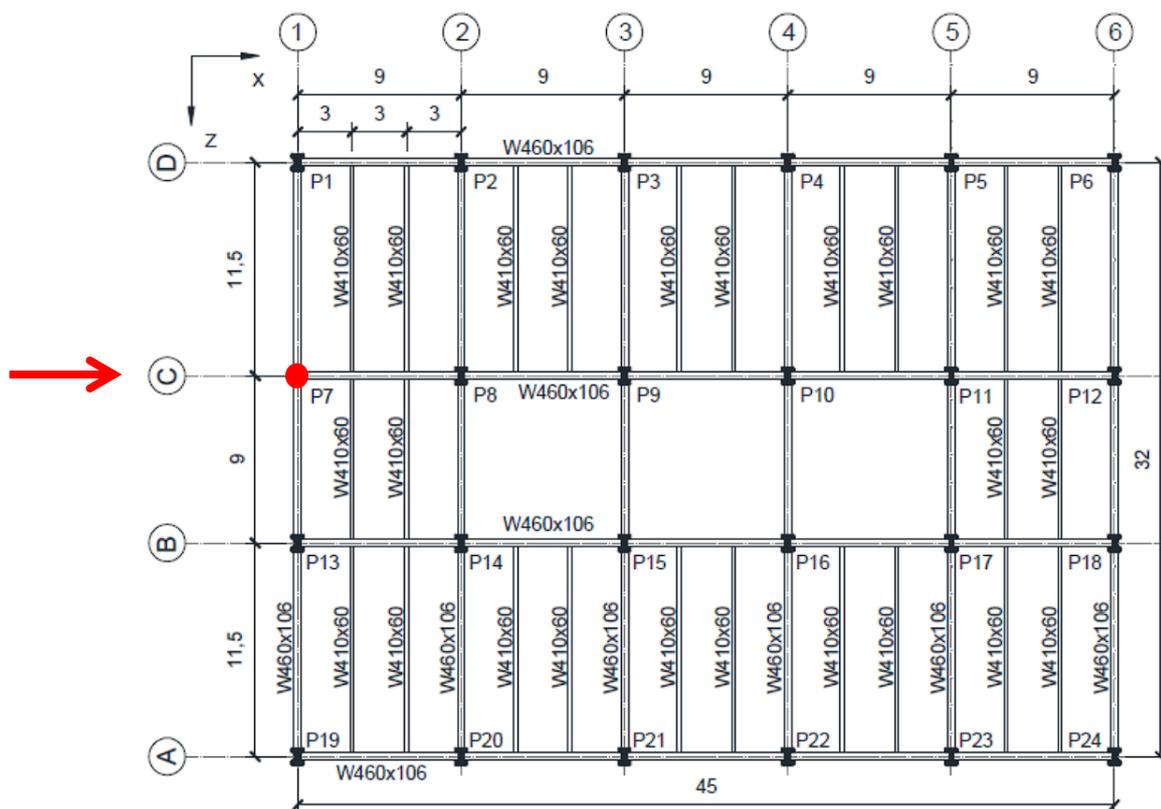


Figura 52 - Local de aplicação da carga harmônica: direção X

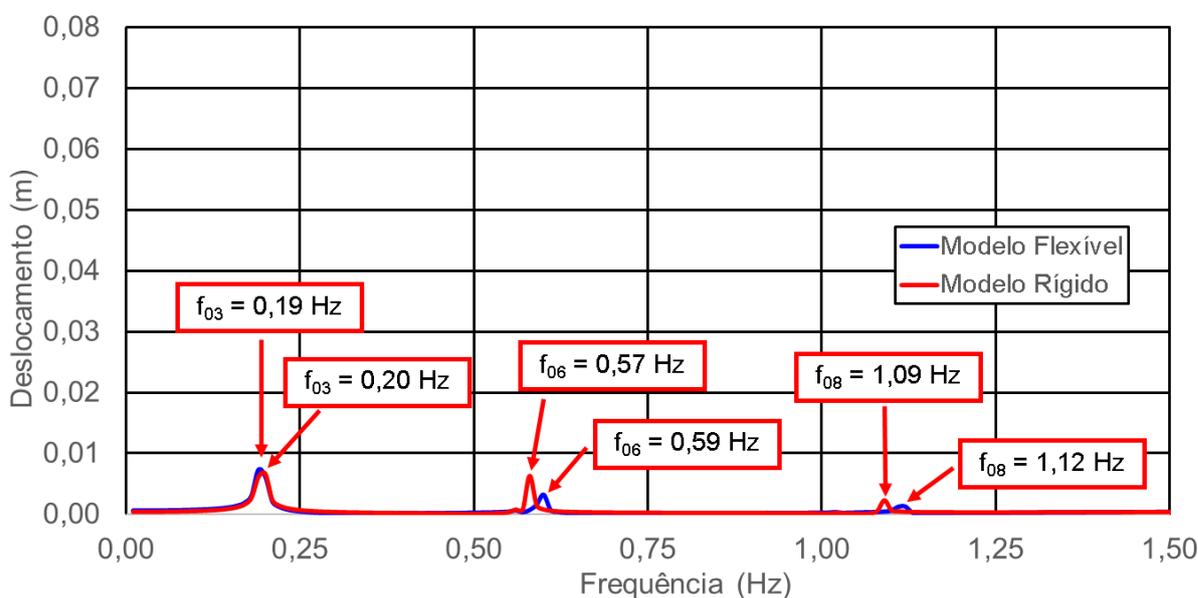


Figura 53 - Espectro de resposta da análise harmônica: direção X

A Figura 53 demonstra os picos de transferência de energia considerando-se a carga harmônica segundo a direção X, sendo os picos referentes as frequências naturais associadas aos modos de flexão em torno do eixo Z [Modelo flexível:  $f_{03} = 0,194$  Hz;  $f_{06} = 0,597$  Hz e  $f_{08} = 1,116$  Hz. Modelo rígido:  $f_{03} = 0,194$  Hz;  $f_{06} = 0,577$  Hz e  $f_{08} = 1,080$  Hz].

### **9.3 Considerações finais do capítulo**

A análise harmônica foi realizada utilizando o software ANSYS (2009), onde foram obtidos os espectros de resposta dos deslocamentos no domínio da frequência. Observa-se que os picos de transferência de energia que representam os deslocamentos atingem valores máximos quando as frequências de excitação coincidem com as frequências naturais da estrutura.

Destaca-se que as frequências associadas aos picos de transferência de energia também são conhecidas como frequências ressonantes, sendo responsáveis por amplificarem as vibrações e os deslocamentos, representando um risco significativo à sua integridade estrutural. Finalmente, assim como na análise modal, a influência da interação solo-estrutura não ocasionou discrepâncias consideráveis nas respostas determinadas.

## **10 ANÁLISE DINÂMICA: EFEITOS DOS MODOS DE FLEXÃO**

### **10.1 Considerações iniciais do capítulo**

Esta análise tem como objetivo avaliar a resposta dinâmica estrutural, com auxílio do software ANSYS (2009). As cargas de vento não determinísticas foram aplicadas horizontalmente ao longo da direção Z, conforme o modelo de carregamento MC-II, apresentado na Figura 41. Referente a análise dos deslocamentos translacionais horizontais, foram considerados os nós no topo do edifício, localizados a uma altura de 172,8 metros. Com relação as acelerações translacionais, os nós do penúltimo pavimento, a uma altura de 169,2 metros, foram considerados.

A hipótese da superposição modal foi considerada neste trabalho de pesquisa. Segundo Silva (2019), a configuração deformada em um determinado momento pode ser obtida somando-se as configurações de cada modo de vibração, resultando na configuração final deformada da estrutura. Assim, é possível construir o histórico de comportamento da estrutura ao longo do tempo.

Os resultados obtidos representam os valores máximos médios, referentes as 30 séries de carregamento, dos deslocamentos e acelerações translacionais, considerando os valores de pico e RMS. Esses resultados são comparados aos limites normativos, sendo realizada a avaliação dos estados limite de serviço, especificamente relacionados ao conforto humano. Considerando os dois modelos em estudo, neste capítulo foram realizadas 600 análises de vibração forçada.

### **10.2 Descrição do carregamento: análise estrutural dinâmica**

A modelagem das cargas não determinísticas de vento foi realizada de acordo com o procedimento recomendado pela NBR 6123 (1988), apresentado no capítulo 3. Esta versão da norma foi adotada pois o desenvolvimento destas análises ocorreram antes da revisão publicada em 20 de dezembro de 2023, onde o prefácio determina que a versão de 1988 segue em vigência até 180 dias após sua publicação. Objetivando demonstrar as diferenças entre as versões, o Apêndice A apresenta a conversão dos resultados obtidos considerando a atualização dos critérios de conforto humano conforme a NBR 6123 (2023).

Foram adotadas todas as velocidades básicas de vento ( $V_0$ ) referentes ao mapa de isopletas da NBR 6123 (1988) (Figura 7), sendo 5 m/s (18 km/h), 10 m/s (36 km/h), 15 m/s (54 km/h), 20 m/s (72 km/h), 25 m/s (90 km/h), 30 m/s (108 km/h), 35 m/s (126 km/h), 40 m/s (144 km/h), 45 m/s (162 km/h), 50 m/s (180 km/h), onde a velocidade de 35 m/s (126 km/h) foi considerada como a velocidade de projeto.

A análise harmônica realizada no capítulo 9 demonstra que os picos de transferência de energia mais significantes ocorrem quando as cargas de vento são associadas a direção Z, estando de acordo com a frequência fundamental do edifício que apresenta modo de flexão em torno do eixo global X. Portanto, as velocidades descritas foram aplicadas de acordo com o MC-II (Figura 41), este procedimento tem como objetivo otimizar a realização das análises, visto que os resultados mais relevantes são referentes a direção em que a estrutura apresenta menor rigidez.

Neste capítulo os resultados apresentados são baseados na velocidade de projeto, enquanto as respostas referentes as outras velocidades são disponibilizadas no Apêndice B. Portanto, foram geradas 30 séries de carregamento com auxílio do programa MATLAB (MATHWORKS, 2015), onde foram desenvolvidas rotinas considerando as características aleatórias do vento, a arquitetura do edifício, e os parâmetros definidos pela NBR 6123 (1988).

De acordo com a norma, considerando a velocidade básica do vento, a ocorrência é estimada sendo pelo menos uma vez a cada 50 anos, com uma duração de 3 segundos. O fator topográfico  $S_1$ , quando igual a 1, indica uma situação de terreno plano que é pouco desigual. A categoria atribuída a região é a IV, caracterizada por terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Essa categorização refere-se à determinação dos parâmetros necessários ao cálculo do fator  $S_2$ , que indica a variação da velocidade do vento de acordo com a altura e a rugosidade do terreno.

O fator probabilístico  $S_3$  adotado corresponde a um vento com um período de recorrência de 10 anos, com uma probabilidade de ocorrência de 63%. Conforme a atualização da norma ocorrida em 2023, o tempo de recorrência passou a ser de 1 ano, o que ocasiona uma alteração no fator  $S_3$  e conseqüentemente na magnitude das séries de carregamento obtidas. Foram geradas novas séries referentes a velocidade de projeto considerando o fator  $S_3$  atualizado, onde os impactos dessa mudança são apresentados no Apêndice A.

Normalmente, o tempo de duração de 10 minutos (600 segundos) é adotado em estudos dos efeitos do vento em estruturas. A definição dos coeficientes de amortecimento estrutural foi realizada conforme o procedimento descrito no item 6.4, e os valores de  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados em cada modelo foram apresentados na Tabela 27. Por fim, a Tabela 39 apresenta os parâmetros adotadas na modelagem das cargas não determinísticas de vento.

Tabela 39 - Propriedades da modelagem da carga não determinística do vento

Propriedades do carregamento	Direção Z	Direção X
Velocidade básica do vento ( $V_0$ )	5 m/s - 10 m/s - 15 m/s - 20 m/s - 25 m/s - 30 m/s - 35 m/s - 40 m/s - 45 m/s - 50 m/s	
Tempo de recorrência	10 anos	
Duração da análise (Tempo total)	600 segundos (10 minutos)	
Coefficiente de arrasto ( $C_a$ )	1,41	1,27
Coefficiente de rugosidade ( $Z_0$ )	1,00	
Terreno	Plano ou fracamente acidentado	
Classe	C - Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m	
Grupo	2 - Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	
Fator topográfico ( $S_1$ )	1,00	
Categoria do terreno ( $S_2$ )	IV - Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados	
Fator de rajada ( $F_r$ )	0,69	
Parâmetro meteorológico ( $b$ )	0,84	
Coefficiente exponencial ( $p$ )	0,135	
Fator estatístico ( $S_3$ )	0,78	

### 10.3 Resposta estrutural dinâmica

O tratamento dos dados obtidos foi realizado através de um método estatístico, considerando as 30 séries de carregamentos referentes a cada velocidade de vento, onde foram gerados gráficos de convergência dos deslocamentos e acelerações máximas médias. Em seguida, um estudo paramétrico tendo como objetivo a avaliação dos critérios de conforto humano, de acordo com os valores máximos médios calculados, será apresentado no item 10.4.

Visto que as ações dinâmicas do vento abordadas neste estudo possuem caráter não determinísticos, a previsão da resposta estrutural em um instante específico torna-se inviável. Portanto, uma abordagem confiável pode ser alcançada por meio de um tratamento estatístico adequado, utilizando a Equação (37).

$$R_{95\%} = 1,96 \sigma + \mu \quad (37)$$

Onde:

$R_{95\%}$  - valor característico da resposta dinâmica (deslocamentos e acelerações)

$\sigma$  - Desvio padrão

$\mu$  - Valor médio da resposta

O valor característico ( $R_{95\%}$ ) representa um parâmetro estatístico que determina o valor limite de uma variável aleatória, com uma probabilidade específica de 5% de ser excedido. Desta forma, o valor real da variável estará abaixo do valor característico em 95% dos casos, garantindo sua confiabilidade (Chávez, 2006). A Tabela 40 apresenta os valores dos deslocamentos e acelerações translacionais de pico e RMS, referentes a direção Z, com base na velocidade básica de vento de 35 m/s (126 km/h), enquanto a Figura 54 ilustra os gráficos de convergência. Os resultados associados as outras velocidades básicas são apresentados no Apêndice B.

Através da análise da convergência dos resultados numéricos de deslocamentos e acelerações em séries múltiplas, identifica-se que 30 séries configuram um número adequado referente ao tratamento estatístico dos dados. Essa informação garante a confiabilidade e a precisão dos resultados obtidos, permitindo a realização de análises confiáveis e a validação do comportamento estrutural.

Tabela 40 - Tratamento estatístico: direção Z [ $V_0 = 35$  m/s (126 km/h)]

Séries	Modelo flexível				Modelo rígido			
	RMS		Pico		RMS		Pico	
	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
1	0,071	0,051	0,213	0,184	0,068	0,049	0,200	0,169
2	0,068	0,042	0,178	0,152	0,070	0,049	0,174	0,148
3	0,077	0,053	0,227	0,173	0,073	0,051	0,194	0,142
4	0,074	0,049	0,206	0,134	0,070	0,046	0,171	0,137
5	0,079	0,057	0,218	0,169	0,071	0,049	0,204	0,150
6	0,072	0,048	0,171	0,132	0,068	0,045	0,177	0,133
7	0,069	0,043	0,206	0,179	0,066	0,042	0,189	0,142
8	0,069	0,046	0,194	0,151	0,067	0,046	0,165	0,144
9	0,066	0,039	0,182	0,167	0,067	0,045	0,177	0,117
10	0,070	0,047	0,207	0,145	0,073	0,055	0,207	0,176
11	0,068	0,047	0,202	0,148	0,060	0,038	0,165	0,117
12	0,066	0,038	0,163	0,115	0,062	0,035	0,169	0,148
13	0,072	0,047	0,168	0,129	0,070	0,048	0,197	0,156
14	0,076	0,050	0,213	0,147	0,074	0,052	0,190	0,155
15	0,075	0,049	0,210	0,148	0,072	0,049	0,173	0,138
16	0,075	0,052	0,212	0,153	0,074	0,054	0,207	0,174
17	0,069	0,041	0,202	0,162	0,073	0,051	0,182	0,148
18	0,072	0,050	0,204	0,156	0,070	0,051	0,173	0,155
19	0,073	0,052	0,232	0,179	0,070	0,051	0,228	0,169
20	0,076	0,054	0,206	0,161	0,073	0,053	0,179	0,149
21	0,070	0,045	0,222	0,177	0,069	0,048	0,211	0,169
22	0,076	0,052	0,232	0,130	0,071	0,048	0,179	0,143
23	0,074	0,054	0,189	0,163	0,067	0,047	0,185	0,139
24	0,074	0,051	0,244	0,190	0,072	0,051	0,212	0,157
25	0,076	0,051	0,199	0,144	0,070	0,047	0,161	0,141
26	0,069	0,043	0,228	0,150	0,068	0,046	0,193	0,130
27	0,069	0,043	0,228	0,150	0,070	0,051	0,217	0,178
28	0,067	0,037	0,194	0,148	0,066	0,039	0,181	0,142
29	0,068	0,049	0,174	0,149	0,067	0,050	0,171	0,128
30	0,079	0,056	0,232	0,194	0,071	0,049	0,203	0,158
$\mu$	0,072	0,048	0,205	0,156	0,069	0,048	0,188	0,148
$\sigma$	0,004	0,005	0,021	0,019	0,003	0,005	0,018	0,016
$R_{z95\%}$	0,079	0,058	0,247	0,193	0,076	0,057	0,222	0,180

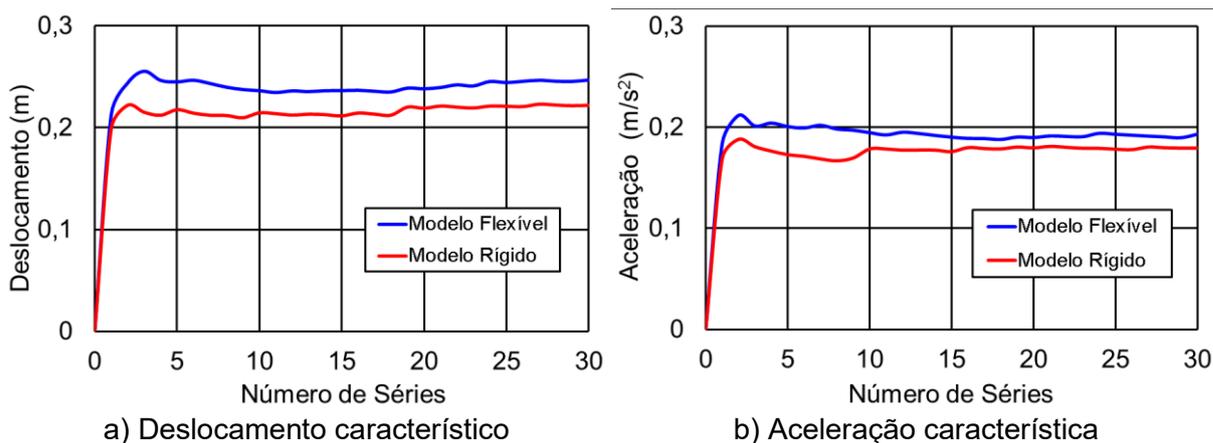


Figura 54 - Convergência dos resultados: direção Z [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h)]

Considerando-se os resultados apresentados na Tabela 40, pode-se destacar que referente a velocidade de  $35 \text{ m/s}$ , o modelo flexível apresenta deslocamento máximo médio RMS de  $0,079 \text{ m}$  e o deslocamento máximo médio de pico de  $0,247 \text{ m}$ , além disso, o valor da aceleração máxima média RMS é de  $0,058 \text{ m/s}^2$  e a aceleração máxima média de pico é de  $0,193 \text{ m/s}^2$ . Considerando o modelo com apoios rígidos, o deslocamento máximo médio RMS é de  $0,076 \text{ m}$  e o deslocamento máximo médio de pico é de  $0,222 \text{ m}$ , enquanto, o valor da aceleração máxima média RMS é de  $0,057 \text{ m/s}^2$  e a aceleração máxima média de pico é de  $0,180 \text{ m/s}^2$ .

De acordo com os resultados apresentados, os valores de deslocamento e aceleração RMS associados aos dois modelos possuem valores de magnitudes semelhantes, porém, analisando os valores de pico, a consideração da interação solo-estrutura levou a resultados de deslocamento e aceleração característicos, respectivamente, 11% e 7% superiores.

Em seguida são apresentados os resultados das respostas estruturais no domínio do tempo e no domínio da frequência, sendo selecionadas as séries de carregamento que possuem os deslocamentos e acelerações de pico próximas aos valores característicos calculados, desta forma, a série 30 refere-se ao modelo flexível, enquanto a série 27 refere-se ao modelo rígido.

Os deslocamentos e acelerações máximas estão destacadas, enquanto as frequências associadas as amplitudes máximas são comparadas. Considera-se o tempo de análise total de  $600 \text{ s}$ , onde os primeiros  $100 \text{ s}$  são referentes a fase transiente da resposta, e o outros  $500 \text{ s}$  a fase permanente. As Figura 55 e 56 apresentam os deslocamentos e acelerações de ambos os modelos no domínio do tempo, enquanto a Figura 57 apresenta os resultados no domínio da frequência.

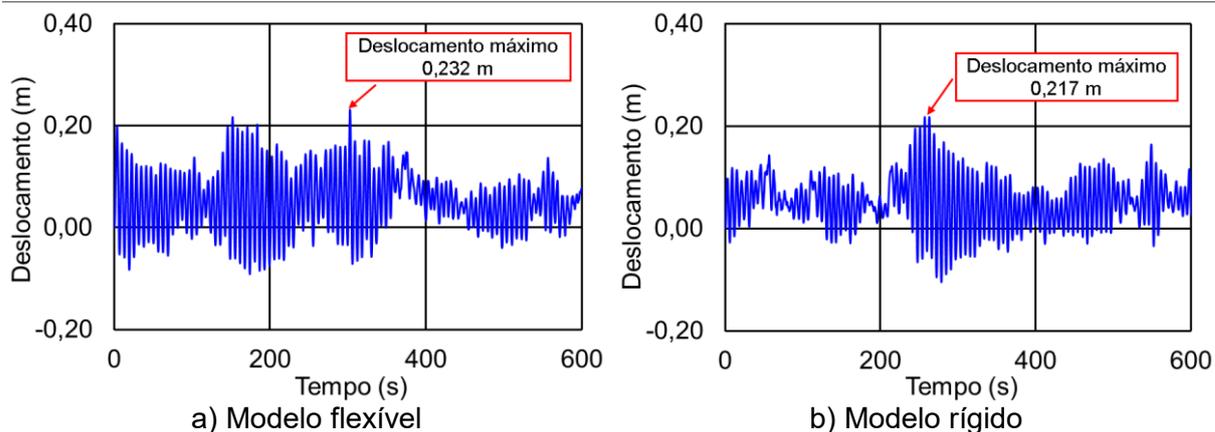


Figura 55 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 35$  m/s (126 km/h)]

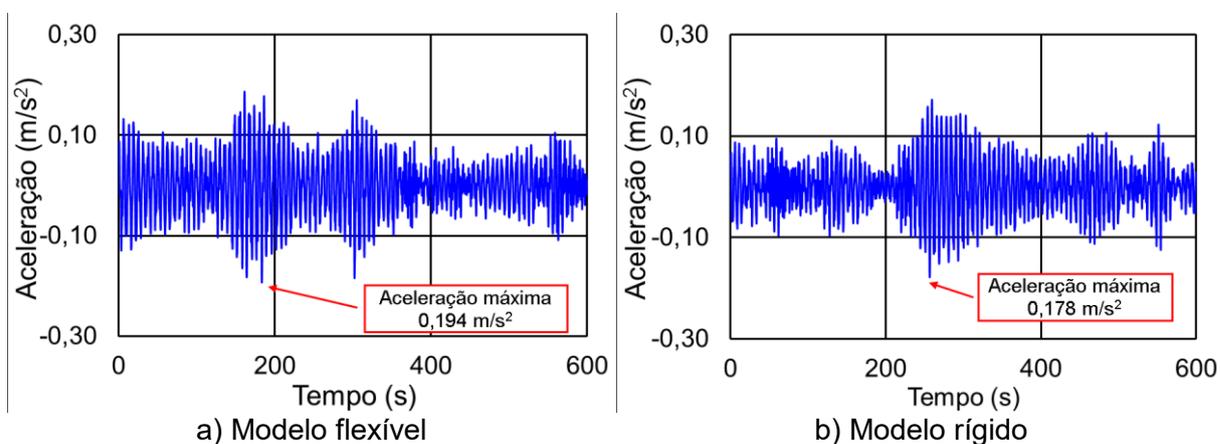


Figura 56 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 35$  m/s (126 km/h)]

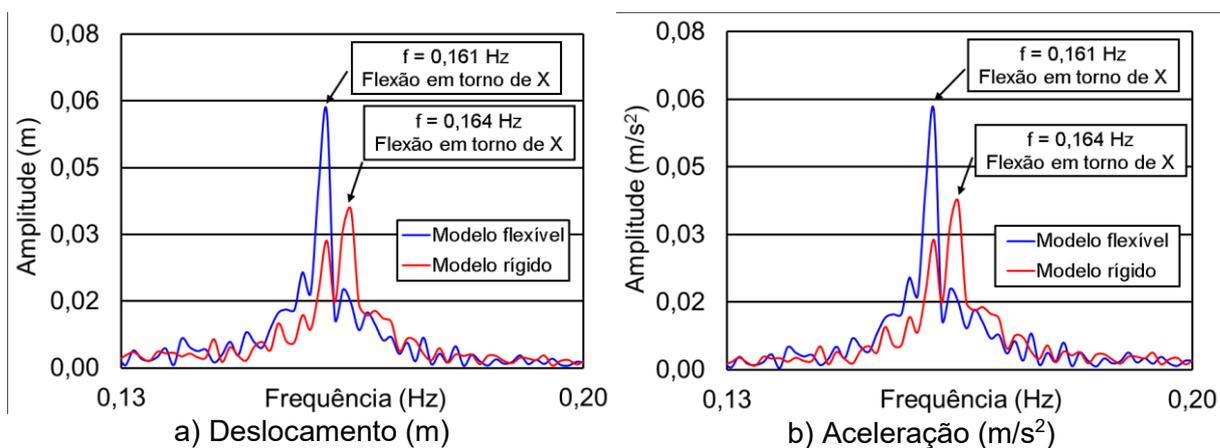


Figura 57 - Resultados no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 35$  m/s (126 km/h)]

Analisando a Figura 55, tem-se que o modelo flexível apresenta deslocamento translacional horizontal máximo igual a 0,232 m, enquanto o modelo rígido apresenta deslocamento máximo igual a 0,217 m. Considerando-se a Figura 56, destaca-se que o modelo flexível apresenta aceleração translacional máxima igual a 0,194 m/s<sup>2</sup>, sendo a aceleração máxima referente ao modelo rígido igual a 0,178 m/s<sup>2</sup>. A partir da Figura 57, verifica-se a influência do primeiro modo de vibração na resposta dinâmica [modelo flexível:  $f_{01} = 0,161$  Hz; modelo rígido:  $f_{01} = 0,163$  Hz], sendo o efeito preponderante de flexão em torno do eixo X (carregamento associado a direção Z).

Em resumo, de acordo com o observado no tratamento estatístico realizado, o deslocamento translacional horizontal máximo e a aceleração translacional máxima apresentam diferenças de 7% a 10% superiores ao considerar a interação solo-estrutura. Verifica-se, também, maior amplitude da resposta no domínio da frequência se considerado o modelo com fundação flexível.

#### 10.4 Estudo paramétrico e avaliação do conforto humano

A Tabela 41 apresenta os valores máximos médios dos deslocamentos translacionais horizontais e das acelerações translacionais, determinados após a realização do tratamento estatístico, considerando-se as dez velocidades presentes no mapa de a isopletas de velocidade básica da NBR 6123 (1988).

Tabela 41 - Resultados máximos médios (efeitos dos modos de flexão)

$V_0$ (m/s)	Direção	Modelo flexível				Modelo rígido			
		$U_z$ (m)		$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )		$U_z$ (m)		$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	
		RMS	Pico	RMS	Pico	RMS	Pico	RMS	Pico
5	Z	0,001	0,003	0,001	0,002	0,001	0,003	0,001	0,002
10		0,005	0,016	0,003	0,011	0,005	0,015	0,003	0,011
15		0,013	0,037	0,008	0,026	0,013	0,038	0,008	0,027
20		0,024	0,072	0,016	0,054	0,023	0,069	0,015	0,052
25		0,039	0,115	0,026	0,087	0,037	0,113	0,026	0,086
30		0,056	0,178	0,039	0,135	0,054	0,165	0,039	0,137
35		0,079	0,247	0,058	0,193	0,076	0,222	0,057	0,180
40		0,104	0,318	0,075	0,252	0,100	0,312	0,076	0,283
45		0,133	0,418	0,100	0,347	0,128	0,421	0,095	0,351
50		0,171	0,523	0,130	0,437	0,164	0,522	0,128	0,433

Observa-se que os valores máximos médios de deslocamentos e acelerações referentes as velocidades de 30 m/s (108 km/h) [Modelo flexível:  $U_z = 0,178$  m;  $a_z = 0,135$  m/s<sup>2</sup>. Modelo rígido:  $U_z = 0,165$  m;  $a_z = 0,137$  m/s<sup>2</sup>] e 35 m/s (126 km/h) [Modelo flexível:  $U_z = 0,247$  m;  $a_z = 0,193$  m/s<sup>2</sup>. Modelo rígido:  $U_z = 0,222$  m;  $a_z = 0,180$  m/s<sup>2</sup>] apresentaram diferenças relevantes, da ordem de 10% superiores ao considerar a interação solo-estrutura. Em relação às outras velocidades e aos valores RMS, a disparidade entre os resultados não são significativas.

Destaca-se que o edifício em estudo apresenta grande esbeltez e, conseqüentemente, pouca rigidez estrutural, evidenciada pela frequência fundamental consideravelmente abaixo de 1 Hz ( $f_{01} = 0,16$  Hz), sendo assim, apenas em cenários específicos foram observadas variações relevantes referentes aos valores máximos médios de pico. Portanto, a modelagem da fundação real (radier estaqueado) demonstrou-se pertinente na elaboração de um projeto estrutural, visto que desta forma é possível avaliar os deslocamentos laterais gerados pela interação solo-estrutura, que é minimizado quanto maior for a quantidades de estacas adotadas, pois o carregamento aplicado sobre a fundação é melhor distribuído.

A Tabela 42 apresenta a adequação dos deslocamentos horizontais máximos médios em relação ao limite determinado pela NBR 8800 (2008), enquanto a Tabela 43 demonstra a verificação dos critérios de conforto humano associados as acelerações máximas médias de acordo com diversas normas e recomendações.

Tabela 42 - Verificação dos deslocamentos máximos médios (limites normativos)

$V_0$ (m/s)	Direção	Deslocamento máximo (m)		Deslocamento limite (m)
		Modelo flexível	Modelo rígido	NBR 8800 (2008) ( $H/400 = 0,432$ m)
5	Z	0,003	0,003	Atende
10		0,016	0,015	Atende
15		0,037	0,038	Atende
20		0,072	0,069	Atende
25		0,115	0,113	Atende
30		0,178	0,165	Atende
35		0,247	0,222	Atende
40		0,318	0,312	Atende
45		0,418	0,421	Atende
50		0,523	0,522	Não atende

Destaca-se que os deslocamentos máximos médios ultrapassaram o limite estabelecido pela NBR 8800 (2008) ( $a_{lim} = 0,432$  m) considerando apenas a velocidade de 50 m/s (180 km/h) [Modelo flexível:  $U_z = 0,523$  m. Modelo rígido:  $U_z = 0,522$  m]. Portanto, referente a velocidade de projeto de 35 m/s (126 km/h) os modelos estruturais do edifício atendem a recomendação vigente.

Tabela 43 - Verificação das acelerações máximas médias (limites normativos)

$V_0$ (m/s)	Direção	Aceleração máxima ( $m/s^2$ )		Normas e recomendações de projeto		
		Modelo flexível	Modelo rígido	NBR 6123 (1988) ( $0,1 m/s^2$ )	Hirsch & Bachmann (1995)	ISO 2631 (1985) ISO
5	Z	0,002	0,002	Atende	Imperceptível	Confortável
10		0,011	0,011	Atende	Imperceptível	Confortável
15		0,026	0,027	Atende	Imperceptível	Confortável
20		0,054	0,052	Atende	Perceptível	Confortável
25		0,087	0,086	Atende	Perceptível	Confortável
30		0,135	0,137	Não atende	Perceptível	Confortável
35		0,193	0,180	Não atende	Incômodo	Confortável
40		0,252	0,283	Não atende	Incômodo	Confortável
45		0,347	0,351	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
50		0,437	0,433	Não atende	Incômodo	Pouco confortável

Considerando-se o limite estipulado pela NBR 6123 (1988) ( $a_{lim} = 0,1 m/s^2$ ), a partir da velocidade de 30 m/s (108 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,135 m/s^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,137 m/s^2$ ] as acelerações determinadas excedem o recomendado. Entretanto, referente ao critério de projeto de Hirsch & Bachmann (1995), a partir da velocidade de 20 m/s (72 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,054 m/s^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,052 m/s^2$ ] as vibrações são perceptíveis, sendo incomodadas a partir de 35 m/s (126 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,193 m/s^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,180 m/s^2$ ]. Por fim, de acordo com a ISO 2631 (1997), as acelerações são pouco confortáveis a partir de 45 m/s (162 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,347 m/s^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,351 m/s^2$ ].

Levando-se em conta a aceleração RMS, a ISO 6897 (1984) propõe curvas que determinam os limites máximos de acordo com frequência de vibração associada a aceleração de maior amplitude. Considerando-se a frequência natural referente ao modo de flexão em torno do eixo X ( $f = 0,16$  Hz), a Figura 58 apresenta a avaliação do conforto humano, onde a curva 1 é indicada a edifícios utilizados para fins gerais.

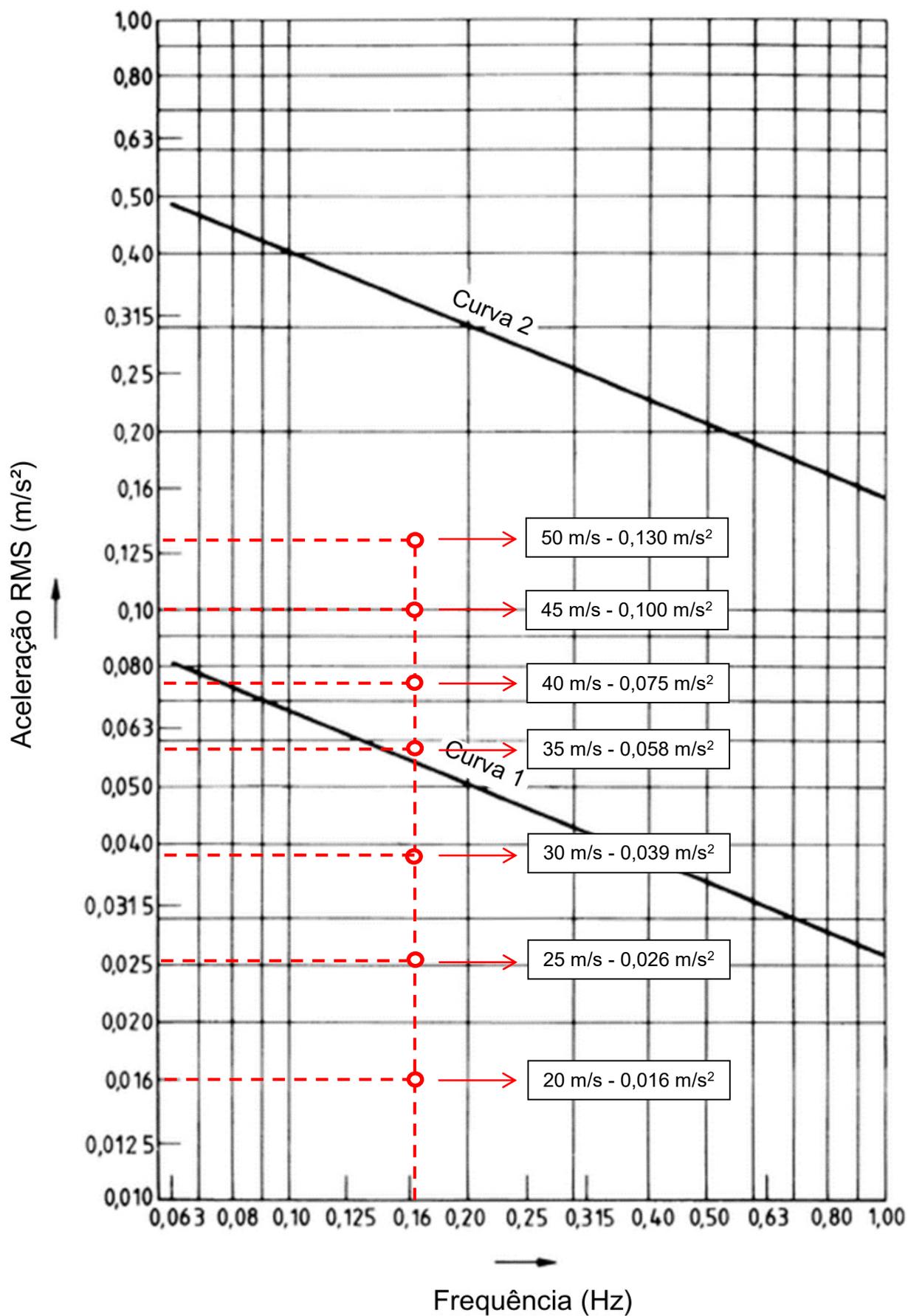


Figura 58 - Curva de acelerações RMS limite da ISO 6897: direção Z (modelo flexível)

Conforme a análise da Figura 58, destaca-se que a partir da velocidade de projeto de 35 m/s (126 km/h) [Modelo flexível:  $a_{zRMS} = 0,058 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_{zRMS} = 0,057 \text{ m/s}^2$ ], os valores máximos médios de acelerações RMS ultrapassam o limite referente a curva 1 (curva indicada para edifícios) ( $a_{limRMS} = 0,055 \text{ m/s}^2$ ).

## 10.5 Considerações finais do capítulo

Com objetivo de compreender o comportamento dinâmico da estrutura, foi detalhado o estudo sobre os efeitos dos modos de flexão causados pela ação do vento em ambos os modelos do edifício, onde foram consideradas as velocidades de vento referentes a isopletras de velocidade básica da NBR 6123 (1988). A influência da interação solo-estrutura foi analisada, e os valores calculados foram comparados com as normas e recomendações de projeto mencionadas nos capítulos 2 e 3, sendo verificado o atendimento aos critérios de conforto humano estabelecidos.

Devido ao valor significativamente baixo associado a frequência fundamental do edifício [Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161 \text{ Hz}$ . Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163 \text{ Hz}$ ], o efeito da interação solo-estrutura não ocasionou alterações consideráveis referentes aos deslocamentos translacionais horizontais e as acelerações translacionais, sendo observadas somente entre as velocidades de 30 m/s (108 km/h) a 35 m/s (126 km/h) variações de aproximadamente 10% superiores no modelo com fundação flexível. Verifica-se que a adoção de uma elevada quantidade de estacas resulta em um contato maior entre o solo e a fundação, reduzindo os deslocamentos laterais causados pela interação solo-estrutura, e conseqüentemente diminuindo o efeito de vibração provocado pela ação do vento.

Considerando-se a avaliação do conforto humano, foi constatado que o deslocamento limite determinado pela NBR 8800 (2008) pode ser ultrapassado caso a velocidade do vento alcance 50 m/s (180 km/h). Entretanto, com relação as acelerações máximas médias de pico, até a velocidade de 25 m/s (90 km/h) a resposta do edifício está dentro dos limites estabelecidos, porém, acima desta velocidade o edifício pode apresentar problemas relacionados a vibrações excessivas de acordo com a norma utilizada para avaliação. Finalmente, conforme os critérios determinados pela norma ISO 6897 (1984), os valores máximos médios referentes as acelerações RMS podem ultrapassar os limites normativos quando consideradas velocidades acima de 35 m/s (126 km/h).

## **11 ANÁLISE DINÂMICA: EFEITOS DOS MODOS DE TORÇÃO**

### **11.1 Considerações iniciais do capítulo**

O propósito desta análise é avaliar a resposta dinâmica da estrutura sob cargas de vento não determinísticas, utilizando o software ANSYS (2009). Com objetivo de induzir os efeitos dos modos de torção, as cargas de vento foram aplicadas simultaneamente considerando as direções globais Z e X, onde foram adotados ângulos predeterminados em relação às fachadas do edifício, conforme o modelo de carregamento MC-III, ilustrado na Figura 41.

Referente a análise dos deslocamentos translacionais horizontais máximos, foram considerados os nós localizados no topo do edifício, a uma altura de 172,8 metros. Entretanto, considerando as acelerações translacionais, foram avaliados os nós do penúltimo pavimento, situados a uma altura de 169,2 metros.

Os valores máximos médios determinados são referentes as 30 séries de carregamento, considerando os valores de pico e RMS. Os deslocamentos e acelerações serão comparados com os limites normativos referentes a avaliação dos estados limite de serviço. Neste capítulo foram realizados 3010 análises de vibração forçada, considerando as diferentes configurações propostas.

### **11.2 Descrição do carregamento: análise estrutural dinâmica**

O procedimento de modelagem dos carregamentos segue o descrito no item 10.2, portanto, foram utilizadas 30 séries de carregamento geradas através do programa MATLAB (MATHWORKS, 2015) considerando cada velocidade de vento referente ao mapa de isopletas da NBR 6123 (1988). Porém, ao contrário do capítulo 10, além das cargas associadas a direção Z, também foram determinadas séries de carregamento referentes a direção X.

Os ângulos de 15°, 30°, 45°, 60° e 75° foram adotados na aplicação das cargas, como forma de simplificação, a mesma angulação foi aplicada em ambas as direções, entretanto, a última análise deste capítulo apresentará a resposta estrutural considerando a variação dos ângulos de incidência.

### 11.3 Resposta estrutural dinâmica

A seguir serão apresentadas as respostas estruturais dinâmicas referentes aos dois modelos estudados, em relação aos valores máximos médios dos deslocamentos translacionais horizontais e das acelerações translacionais, determinadas através da análise numérica conduzida através do software ANSYS (2009). Com objetivo de induzir o efeito do modo de torção, o carregamento foi aplicado de maneira simultânea contra as duas fachadas da edificação, considerando o mesmo ângulo de incidência.

O tratamento estatístico realizado foi o mesmo apresentado no item 10.2, onde as Tabelas 44 e 45 exibem os deslocamentos translacionais horizontais e as acelerações translacionais, sendo os valores máximos médios de pico e RMS, referentes a cada configuração de direcionamento do vento, considerando o carregamento relacionado a velocidade de projeto [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h)], enquanto as respostas associadas as outras velocidades são disponibilizadas no Apêndice C.

As Figuras 59 e 60 apresentam os gráficos de convergência, onde estão ilustrados os resultados dos tratamentos estatísticos. Portanto, são demonstrados os comportamentos dinâmicos dos modelos estruturais quando ocorre a mudança dos ângulos de incidência dos ventos que atuam contra as fachadas.

Tabela 44 - Valores máximos médios:  $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h) (modelo flexível)

$\alpha$	Pico				RMS			
	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )
15°	0,228	0,145	0,185	0,138	0,071	0,053	0,057	0,040
30°	0,205	0,205	0,175	0,191	0,063	0,076	0,055	0,054
45°	0,171	0,260	0,160	0,241	0,054	0,094	0,052	0,067
60°	0,140	0,298	0,140	0,278	0,047	0,107	0,046	0,076
75°	0,146	0,317	0,126	0,297	0,044	0,113	0,040	0,082

Tabela 45 - Valores máximos médios:  $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h) (modelo rígido)

$\alpha$	Pico				RMS			
	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )
15°	0,210	0,146	0,175	0,140	0,068	0,053	0,055	0,041
30°	0,191	0,204	0,169	0,200	0,059	0,076	0,053	0,055
45°	0,162	0,257	0,153	0,254	0,050	0,095	0,050	0,067
60°	0,141	0,297	0,134	0,293	0,043	0,108	0,044	0,077
75°	0,141	0,317	0,123	0,313	0,041	0,114	0,038	0,083

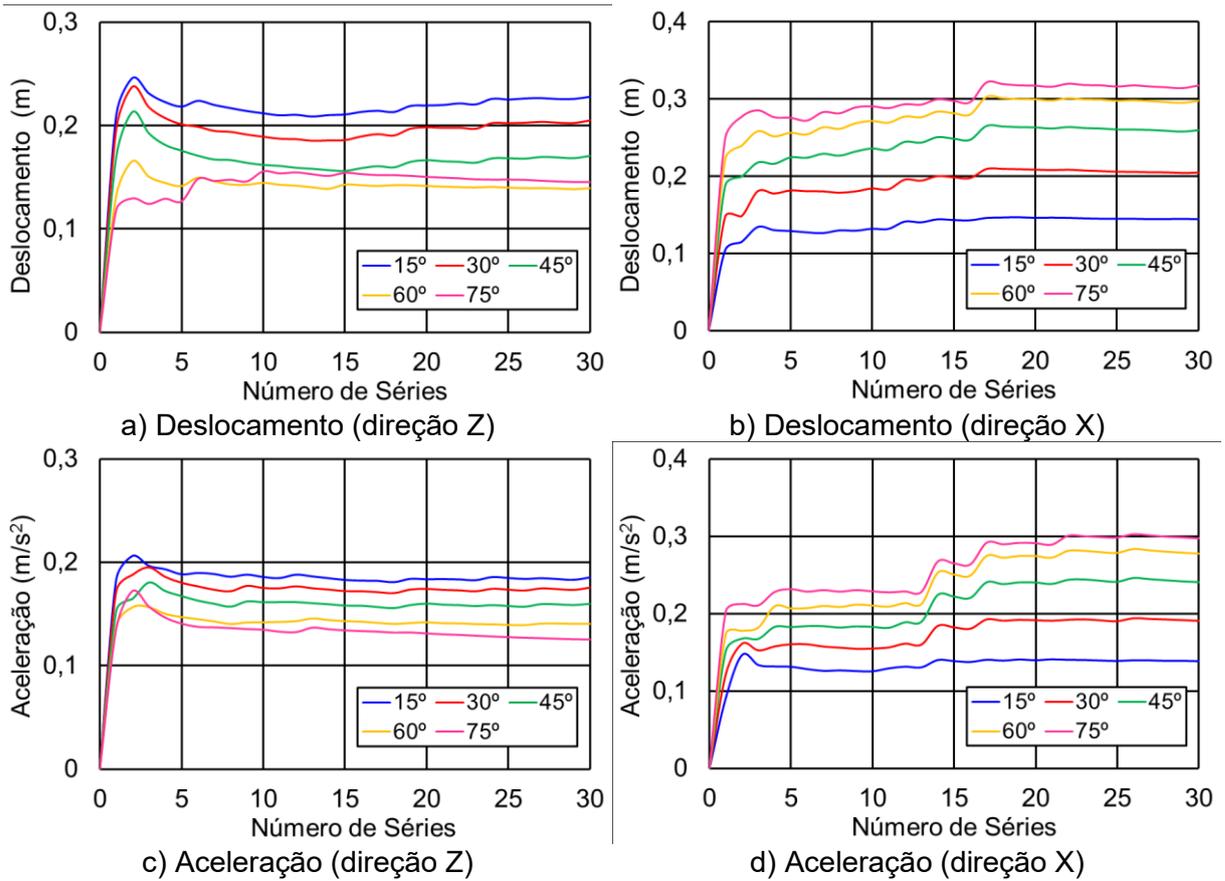


Figura 59 - Convergência dos resultados do modelo flexível:  $V_0 = 35$  m/s (126 km/h)

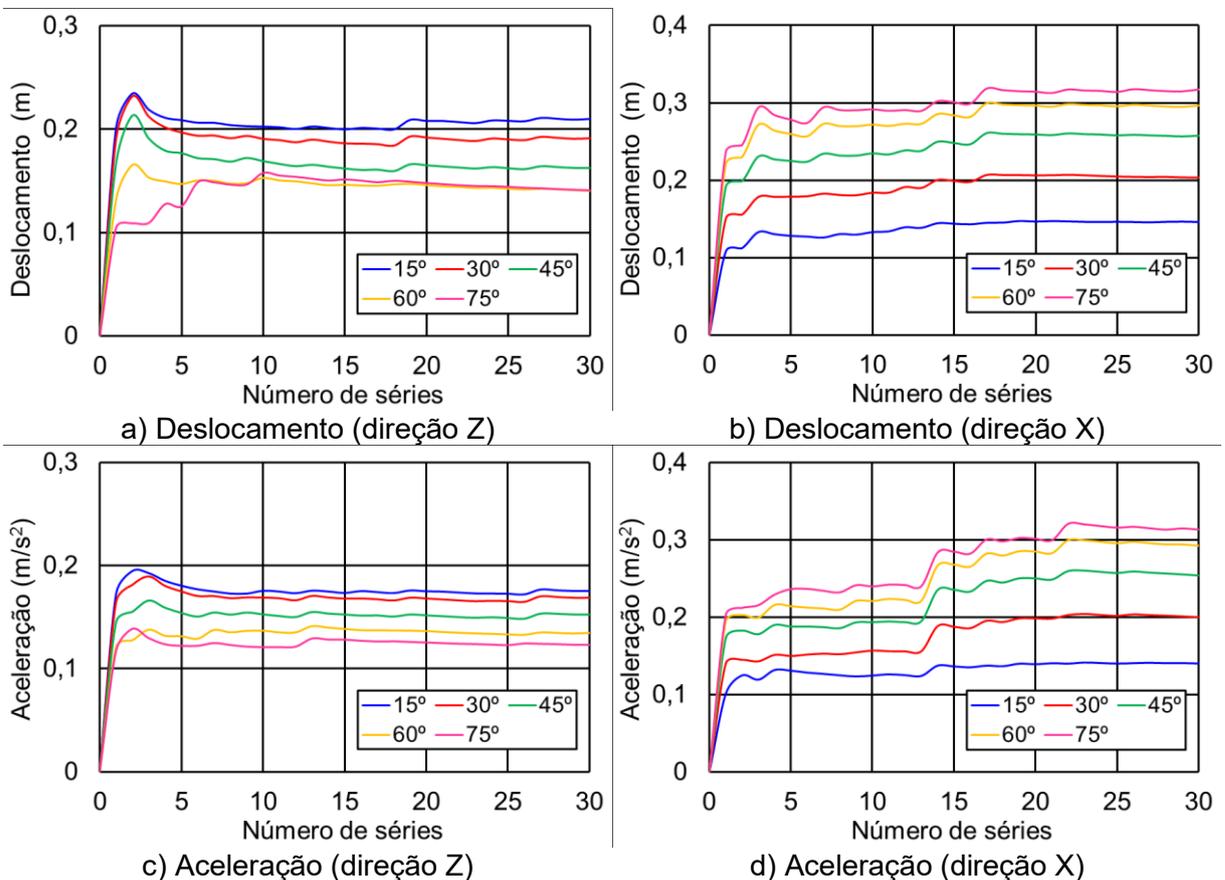


Figura 60 - Convergência dos resultados do modelo rígido:  $V_0 = 35$  m/s (126 km/h)

Destaca-se que, devido ao aumento do ângulo de inclinação dos carregamentos, os deslocamentos e acelerações referentes a direção Z diminuíram, enquanto o oposto ocorre considerando os resultados referentes a direção X. Este comportamento se deve ao modo como os carregamentos foram aplicados, a Figura 41 mostra que o ângulo adotado rotaciona a carga entorno do eixo Y no sentido anti-horário, com isso, as componentes de força decompostas do carregamento no eixo Z se contrapõem, enquanto as componentes no eixo X são somadas.

Os resultados mais significativos são referentes a direção X, sendo o ângulo de aplicação do carregamento de 75°. Considerando o modelo flexível, os deslocamentos máximos médios de pico e RMS foram, respectivamente, 0,317 m e 0,113 m, enquanto as acelerações máximas médias de pico e RMS foram 0,297 m/s<sup>2</sup> e 0,082 m/s<sup>2</sup>. Considerando o modelo rígido, os deslocamentos máximos médios de pico e RMS foram, respectivamente, 0,317 m e 0,114 m, enquanto as acelerações máximas médias de pico e RMS foram 0,303 m/s<sup>2</sup> e 0,083 m/s<sup>2</sup>.

Do mesmo modo que o observado durante a análise dos modos de flexão, considerando o carregamento referente a direção Z, a comparação entre as respostas determinadas para cada tipo de fundação apresentam valores de pico com diferenças significativas, entretanto, os deslocamentos e acelerações RMS possuem magnitudes semelhantes. Outrossim, as respostas associadas a direção X não apresentaram diferenças consideráveis entre os dois modelos.

Considerando-se os valores referentes a direção Z, sendo o ângulo de incidência de 15°, o deslocamento translacional horizontal [Modelo flexível:  $U_z = 0,228$  m. Modelo rígido:  $U_z = 0,210$  m] associado ao modelo flexível foi 8% superior em comparação ao modelo rígido. Nota-se que a aceleração máxima média apresenta o mesmo comportamento, sendo 6% acima com a inclinação do carregamento a 15° [Modelo flexível:  $a_z = 0,185$  m/s<sup>2</sup>. Modelo rígido:  $a_z = 0,175$  m/s<sup>2</sup>]. Portanto, conclui-se a avaliação da interação solo-estrutura torna-se relevante na análise dos efeitos dos modos de torção.

Em seguida são apresentadas as respostas no domínio do tempo e da frequência referentes à série de carregamento 22, escolhida aleatoriamente. Destaca-se que a manutenção da mesma série de carregamento permite a realização de um estudo paramétrico onde a alteração do ângulo de incidência torna-se a única variável. Sendo assim, as Figuras 61 e 62 ilustram o comportamento estrutural dinâmico do modelo flexível, considerando a velocidade de projeto de 35 m/s (126 km/h).

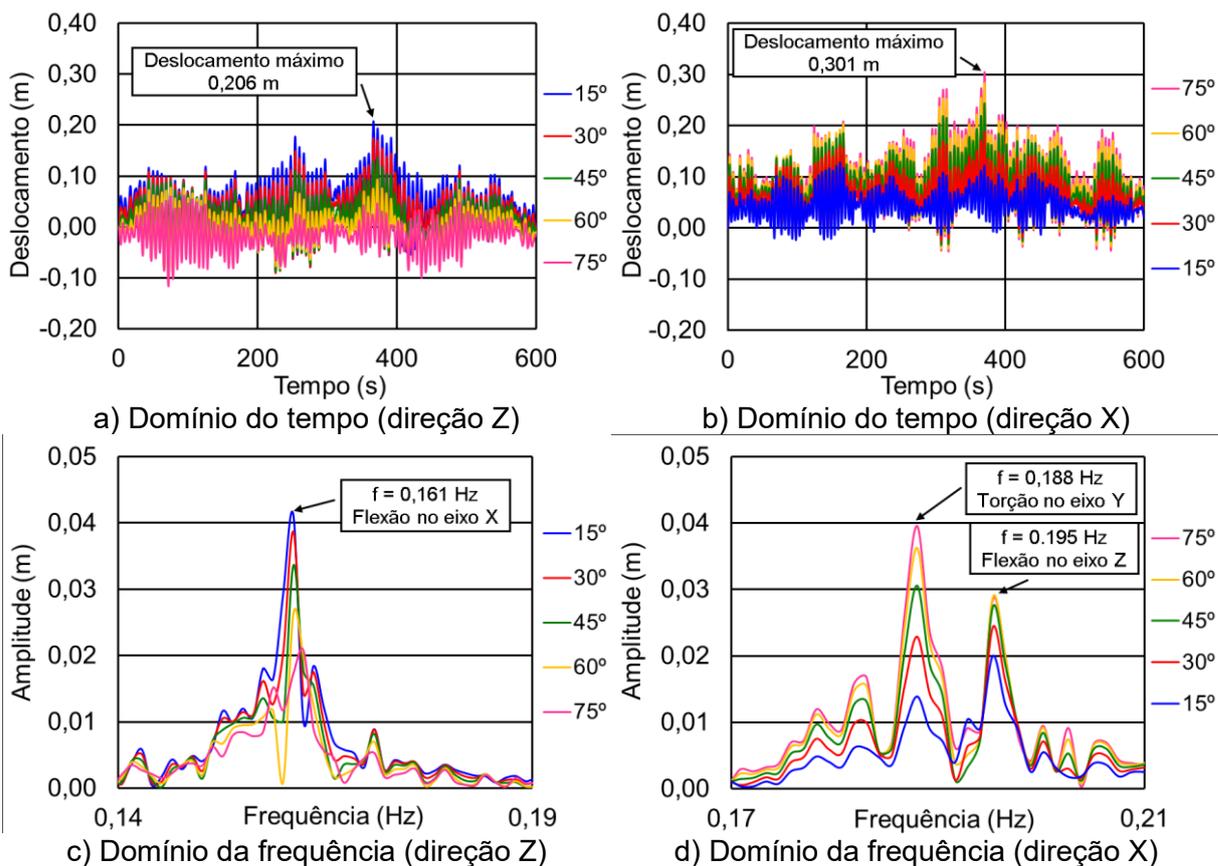


Figura 61 - Deslocamento característico:  $V_0 = 35$  m/s (modelo flexível)

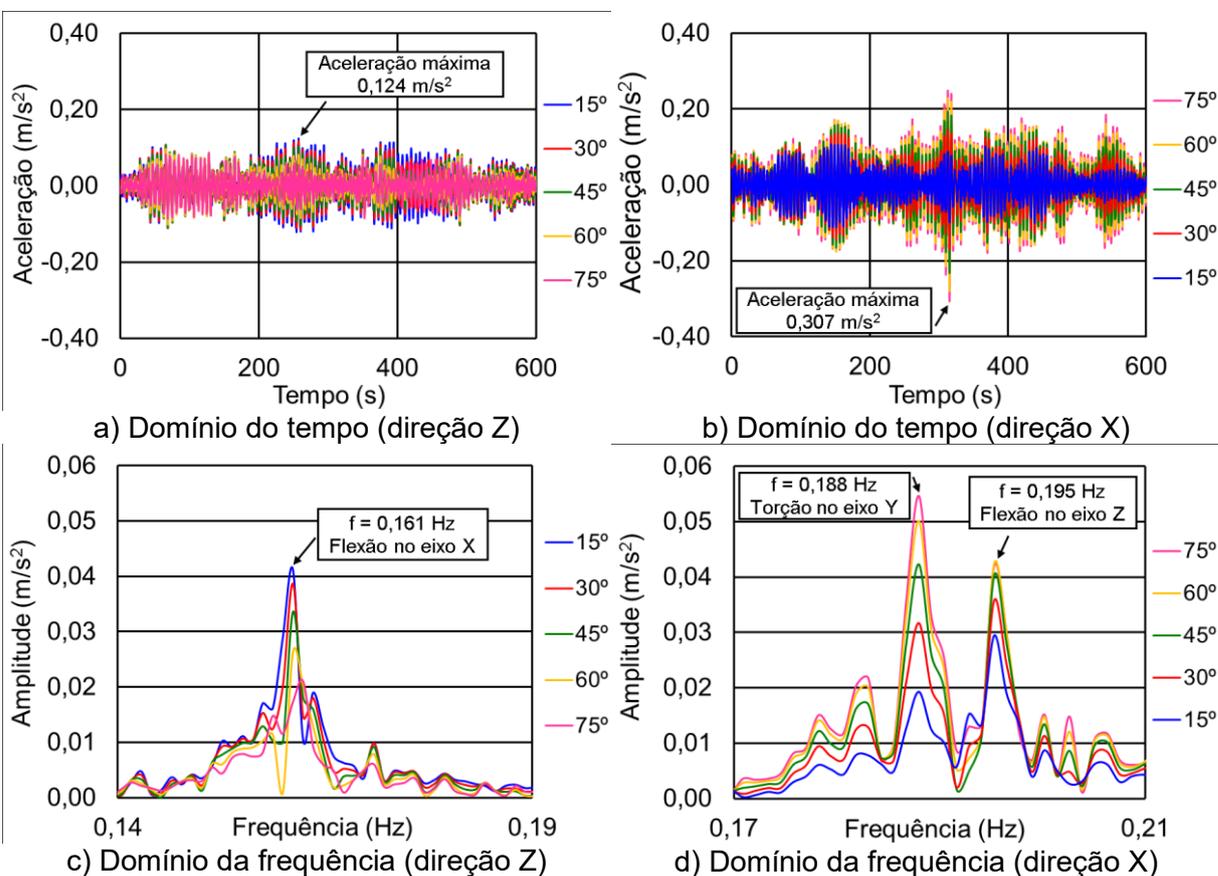


Figura 62 - Aceleração característica:  $V_0 = 35$  m/s (modelo flexível)

Analisando a Figuras 61, considerando-se o modelo flexível, o deslocamento horizontal máximo médio referente a direção Z é igual a 0,206 m, sendo a inclinação de 15°, enquanto a amplitude máxima relacionada a frequência de 0,161 Hz está de acordo com o primeiro modo de vibração da estrutura (flexão em torno do eixo X), que possui a frequência natural  $f_{01} = 0,161$  Hz. O deslocamento horizontal máximo médio referente a direção X é igual a 0,301 m, com a inclinação de 75°, onde os picos associados as frequências de 0,188 Hz e 0,195 Hz referem-se, respectivamente, ao primeiro modo de torção da estrutura, que possui a frequência  $f_{02} = 0,188$  Hz, e ao primeiro modo de flexão em torno do eixo Z, sendo  $f_{03} = 0,195$  Hz.

A Figura 62 demonstra que a aceleração translacional máxima média referente a direção Z é igual a 0,124 m/s<sup>2</sup>, sendo o ângulo de incidência de 15°, de modo que o pico de resposta na frequência de 0,161 Hz está de acordo com o primeiro modo de vibração da estrutura (flexão em torno do eixo X), que possui a frequência natural  $f_{01} = 0,161$  Hz. A aceleração translacional máxima média referente a direção X é igual a 0,307 m/s<sup>2</sup> sendo a inclinação de 75°, onde novamente destaca-se dois picos associados as frequências 0,188 Hz e  $f = 0,195$  Hz, a primeira refere-se ao primeiro modo de torção da estrutura, que possui a frequência  $f_{02} = 0,188$  Hz, e a segunda ao primeiro modo de flexão em torno do eixo Z, sendo  $f_{03} = 0,195$  Hz.

Desta forma, o comportamento dinâmico dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e da frequência estão de acordo com o observado no tratamento estatístico, onde, de acordo com a configuração de carregamento adotada, o aumento do ângulo de incidência do carregamento diminui os efeitos dos modos de flexão e, conseqüentemente, elevam os efeitos dos modos de torção. Conclui-se que, este comportamento ocorre, pois, a componente perpendicular ao eixo de aplicação da força se torna mais significativa, sendo amplificados os efeitos dos modos de torção.

Destaca-se que os efeitos dos modos de torção foram evidenciados apenas nas análises das respostas referentes a direção global X. Isso se deve ao fato de que o modo de vibração fundamental da estrutura apresenta flexão em torno do eixo X (com carregamento referente a direção Z), sendo predominante na avaliação dos deslocamentos e acelerações associadas a direção Z.

Considerando o modelo com apoios indesejáveis (modelo rígido), a Figura 63 apresenta os deslocamentos característicos da estrutura no domínio do tempo e no domínio da frequência referentes as direções Z e X, enquanto a Figura 64 exhibe, também no domínio do tempo e no domínio da frequência, a aceleração característica.

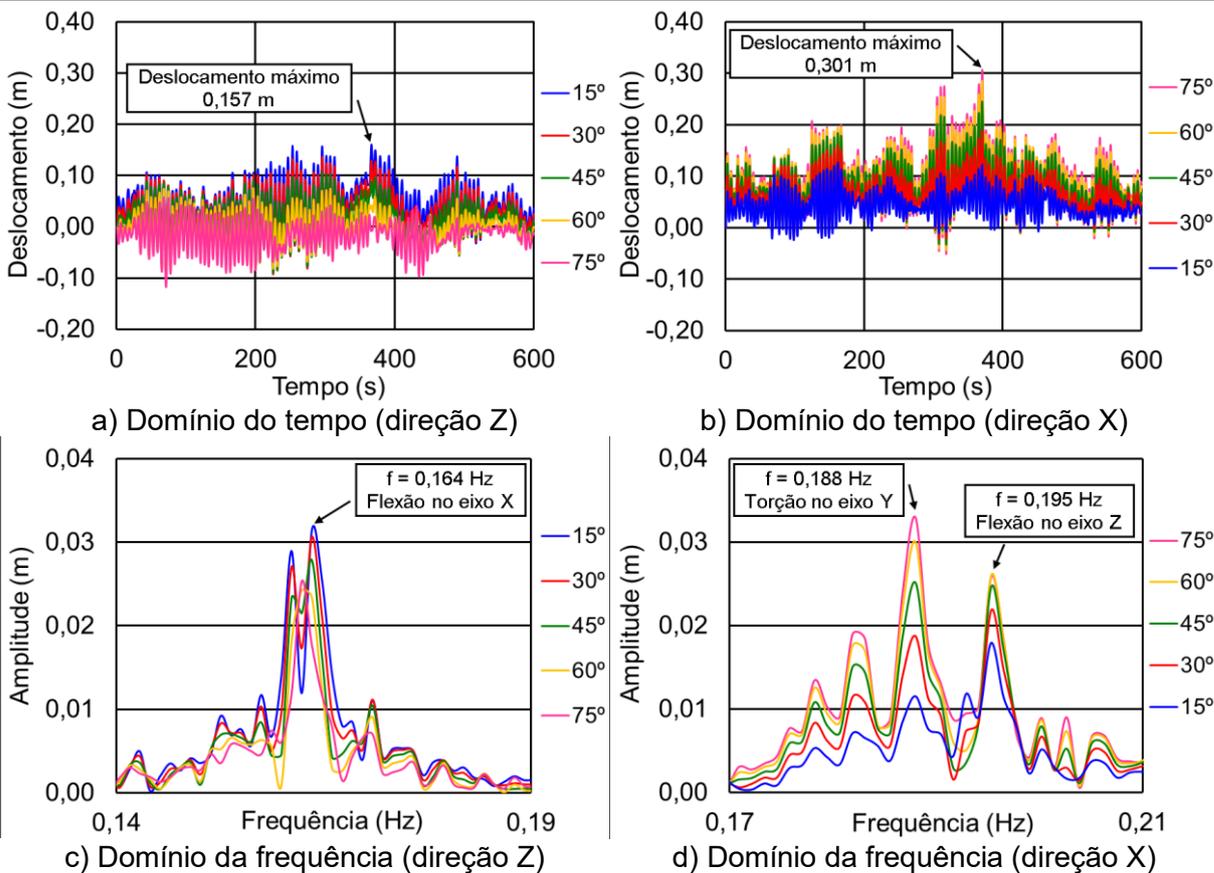


Figura 63 - Deslocamento característico:  $V_0 = 35$  m/s (modelo rígido)

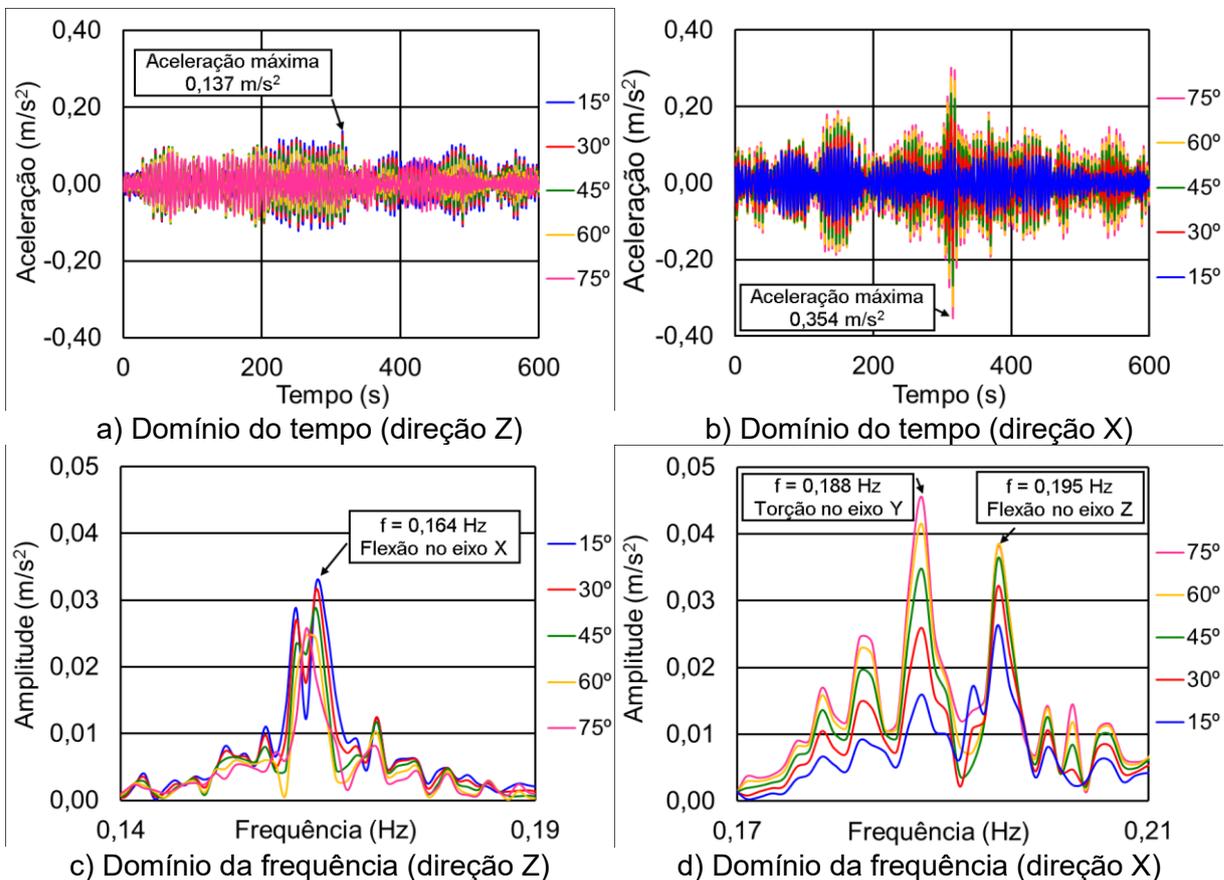


Figura 64 - Aceleração característica:  $V_0 = 35$  m/s (modelo rígido)

Analisando a Figura 63, considerando-se o modelo rígido, o deslocamento horizontal máximo médio referente a direção Z é igual a 0,157 m, sendo a inclinação de 15°, enquanto a frequência relacionada a amplitude máxima ( $f = 0,164$  Hz) está de acordo com o primeiro modo de vibração da estrutura ( $f_{01} = 0,164$  Hz; flexão em torno do eixo X). O deslocamento horizontal máximo médio referente a direção X é igual a 0,301 m, sendo a inclinação de 75°, de modo que picos associados a duas frequências foram encontrados ( $f = 0,188$  Hz e  $f = 0,195$  Hz), a primeira refere-se ao primeiro modo de torção da estrutura, que possui a frequência  $f_{02} = 0,188$  Hz, e a segunda ao primeiro modo de flexão em torno do eixo Z, sendo  $f_{03} = 0,195$  Hz

A Figura 64 demonstra que a aceleração translacional máxima média referente a direção Z é igual a 0,137 m/s<sup>2</sup>, sendo a inclinação de 15°, onde o pico de resposta referente a frequência de 0,164 Hz está de acordo com o primeiro modo de vibração da estrutura ( $f_{01} = 0,164$  Hz; flexão em torno do eixo X). A aceleração translacional máxima média referente a direção X é igual a 0,354 m/s<sup>2</sup>, onde novamente picos referentes as frequências de 0,188 Hz e 0,195 Hz se destacaram, a primeira refere-se ao primeiro modo de torção da estrutura, que possui a frequência  $f_{02} = 0,188$  Hz, e a segunda ao primeiro modo de flexão em torno do eixo Z, sendo  $f_{03} = 0,195$  Hz

Assim como no modelo com radier estaqueado, os resultados obtidos estão de acordo com o apresentado no tratamento estatístico, onde o aumento do ângulo de incidência do carregamento amplifica os efeitos dos modos de torção da edificação. Nota-se que em ambos os modelos o efeito do modo de torção somente foi destacado considerando as respostas associadas a direção X, como mencionado anteriormente, isso ocorre pois o modo de vibração fundamental da estrutura apresenta flexão em torno do eixo X (carregamento referente a direção Z), sendo este preponderante ao avaliar os deslocamento e acelerações segundo a direção Z.

#### **11.4 Estudo paramétrico e avaliação do conforto humano**

As Tabelas 46 a 49 apresentam, considerando os dois modelos em estudo, um resumo das respostas referente as dez velocidades presentes no mapa de isopletas da NBR 6123 (1988) e os ângulos de incidência analisados. São demonstrados os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos médios de pico e RMS, assim como as acelerações translacionais máximas médias de pico e RMS.

Tabela 46 - Respostas máximas médias: modelo flexível (5m/s a 35m/s)

V <sub>0</sub> (m/s)	α	Pico				RMS			
		U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )
5	15°	0,003	0,002	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,0004
	30°	0,003	0,003	0,002	0,002	0,001	0,002	0,001	0,001
	45°	0,002	0,004	0,002	0,003	0,001	0,002	0,001	0,001
	60°	0,002	0,004	0,001	0,003	0,001	0,002	0,0005	0,001
	75°	0,002	0,004	0,001	0,003	0,001	0,002	0,0004	0,001
10	15°	0,015	0,009	0,011	0,008	0,005	0,004	0,003	0,002
	30°	0,013	0,013	0,010	0,011	0,004	0,006	0,003	0,003
	45°	0,011	0,016	0,009	0,013	0,003	0,007	0,003	0,004
	60°	0,008	0,019	0,008	0,015	0,002	0,008	0,002	0,004
	75°	0,009	0,020	0,007	0,017	0,003	0,009	0,002	0,005
15	15°	0,034	0,023	0,024	0,020	0,011	0,009	0,007	0,005
	30°	0,029	0,032	0,023	0,027	0,009	0,013	0,007	0,008
	45°	0,023	0,040	0,022	0,033	0,007	0,017	0,006	0,010
	60°	0,019	0,046	0,020	0,038	0,006	0,019	0,006	0,011
	75°	0,020	0,049	0,017	0,042	0,006	0,020	0,005	0,012
20	15°	0,066	0,046	0,052	0,042	0,021	0,017	0,015	0,011
	30°	0,058	0,062	0,049	0,056	0,018	0,024	0,014	0,015
	45°	0,047	0,076	0,045	0,067	0,015	0,030	0,014	0,019
	60°	0,038	0,087	0,040	0,076	0,012	0,034	0,012	0,021
	75°	0,041	0,094	0,035	0,082	0,012	0,035	0,011	0,023
25	15°	0,106	0,072	0,083	0,068	0,034	0,027	0,025	0,019
	30°	0,093	0,097	0,078	0,089	0,030	0,038	0,024	0,025
	45°	0,078	0,118	0,070	0,109	0,025	0,048	0,023	0,031
	60°	0,066	0,134	0,064	0,124	0,021	0,054	0,020	0,036
	75°	0,071	0,142	0,062	0,133	0,020	0,057	0,018	0,039
30	15°	0,165	0,109	0,132	0,101	0,049	0,039	0,037	0,030
	30°	0,147	0,155	0,127	0,136	0,042	0,055	0,036	0,040
	45°	0,123	0,196	0,116	0,174	0,036	0,069	0,034	0,049
	60°	0,097	0,224	0,103	0,205	0,031	0,079	0,030	0,056
	75°	0,099	0,239	0,090	0,222	0,030	0,083	0,027	0,061
35	15°	0,228	0,145	0,185	0,138	0,071	0,053	0,057	0,040
	30°	0,205	0,205	0,175	0,191	0,063	0,076	0,055	0,054
	45°	0,171	0,260	0,160	0,241	0,054	0,094	0,052	0,067
	60°	0,140	0,298	0,140	0,278	0,047	0,107	0,046	0,076
	75°	0,146	0,317	0,126	0,297	0,044	0,113	0,040	0,082

Tabela 47 - Respostas máximas médias: modelo flexível (40 m/s a 50 m/s)

V <sub>0</sub> (m/s)	α	Pico				RMS			
		U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )
40	15°	0,300	0,205	0,241	0,207	0,093	0,070	0,072	0,058
	30°	0,270	0,282	0,227	0,265	0,082	0,101	0,071	0,077
	45°	0,226	0,351	0,208	0,324	0,070	0,126	0,067	0,095
	60°	0,189	0,406	0,185	0,372	0,060	0,143	0,060	0,109
	75°	0,189	0,436	0,168	0,399	0,057	0,151	0,051	0,117
45	15°	0,377	0,246	0,326	0,244	0,119	0,088	0,095	0,074
	30°	0,332	0,335	0,306	0,324	0,105	0,126	0,092	0,097
	45°	0,282	0,421	0,279	0,409	0,090	0,158	0,086	0,121
	60°	0,242	0,493	0,247	0,477	0,078	0,181	0,077	0,140
	75°	0,240	0,536	0,221	0,521	0,073	0,192	0,066	0,152
50	15°	0,482	0,300	0,411	0,307	0,153	0,112	0,124	0,093
	30°	0,431	0,414	0,380	0,411	0,135	0,159	0,119	0,124
	45°	0,365	0,523	0,350	0,514	0,116	0,198	0,111	0,153
	60°	0,294	0,606	0,312	0,595	0,099	0,226	0,099	0,176
	75°	0,306	0,653	0,284	0,638	0,092	0,239	0,085	0,190

Tabela 48 - Respostas máximas médias: modelo rígido (5 m/s a 15 m/s)

V <sub>0</sub> (m/s)	α	Pico				RMS			
		U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )
5	15°	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,0004
	30°	0,002	0,003	0,002	0,002	0,001	0,002	0,001	0,001
	45°	0,002	0,004	0,002	0,003	0,001	0,002	0,001	0,001
	60°	0,002	0,004	0,002	0,003	0,0005	0,002	0,0005	0,001
	75°	0,002	0,004	0,001	0,003	0,001	0,002	0,0004	0,001
10	15°	0,014	0,009	0,011	0,008	0,005	0,004	0,003	0,002
	30°	0,012	0,013	0,011	0,011	0,004	0,006	0,003	0,003
	45°	0,010	0,016	0,010	0,013	0,003	0,007	0,003	0,004
	60°	0,009	0,019	0,009	0,015	0,003	0,008	0,003	0,004
	75°	0,009	0,020	0,008	0,017	0,003	0,009	0,002	0,005
15	15°	0,034	0,023	0,026	0,020	0,011	0,009	0,008	0,006
	30°	0,030	0,032	0,024	0,027	0,009	0,013	0,007	0,008
	45°	0,024	0,040	0,023	0,033	0,007	0,017	0,007	0,010
	60°	0,021	0,046	0,021	0,038	0,006	0,019	0,006	0,011
	75°	0,021	0,049	0,019	0,041	0,006	0,020	0,005	0,012

Tabela 49 - Respostas máximas médias: modelo rígido (20 m/s a 50 m/s)

V <sub>0</sub> (m/s)	α	Pico				RMS			
		U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )	U <sub>z</sub> (m)	U <sub>x</sub> (m)	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )
20	15°	0,063	0,046	0,049	0,042	0,020	0,017	0,015	0,011
	30°	0,055	0,063	0,046	0,057	0,017	0,024	0,014	0,015
	45°	0,045	0,076	0,044	0,070	0,014	0,030	0,014	0,019
	60°	0,037	0,087	0,039	0,078	0,012	0,034	0,012	0,021
	75°	0,042	0,093	0,035	0,083	0,012	0,036	0,011	0,023
25	15°	0,102	0,072	0,081	0,066	0,033	0,027	0,025	0,019
	30°	0,088	0,097	0,075	0,088	0,028	0,038	0,024	0,025
	45°	0,072	0,119	0,067	0,109	0,023	0,048	0,022	0,031
	60°	0,061	0,135	0,062	0,124	0,019	0,054	0,019	0,036
	75°	0,067	0,143	0,058	0,134	0,019	0,057	0,017	0,039
30	15°	0,152	0,111	0,130	0,101	0,047	0,039	0,037	0,030
	30°	0,136	0,157	0,120	0,140	0,041	0,056	0,036	0,040
	45°	0,116	0,196	0,108	0,179	0,035	0,069	0,034	0,049
	60°	0,092	0,225	0,099	0,208	0,030	0,079	0,031	0,057
	75°	0,095	0,241	0,092	0,225	0,030	0,084	0,027	0,061
35	15°	0,210	0,146	0,175	0,140	0,068	0,053	0,055	0,041
	30°	0,191	0,204	0,169	0,200	0,059	0,076	0,053	0,055
	45°	0,162	0,257	0,153	0,254	0,050	0,095	0,050	0,067
	60°	0,141	0,297	0,134	0,293	0,043	0,108	0,044	0,077
	75°	0,141	0,317	0,123	0,313	0,041	0,114	0,038	0,083
40	15°	0,293	0,209	0,276	0,205	0,091	0,071	0,075	0,058
	30°	0,264	0,285	0,258	0,272	0,080	0,101	0,073	0,077
	45°	0,223	0,358	0,229	0,331	0,069	0,126	0,069	0,096
	60°	0,182	0,415	0,197	0,377	0,060	0,144	0,061	0,110
	75°	0,181	0,446	0,175	0,406	0,056	0,152	0,053	0,118
45	15°	0,396	0,248	0,345	0,242	0,115	0,089	0,093	0,075
	30°	0,356	0,339	0,330	0,333	0,102	0,127	0,092	0,098
	45°	0,294	0,427	0,303	0,422	0,087	0,159	0,087	0,122
	60°	0,235	0,493	0,267	0,493	0,075	0,182	0,078	0,141
	75°	0,231	0,534	0,227	0,531	0,071	0,193	0,066	0,153
50	15°	0,495	0,305	0,428	0,304	0,148	0,112	0,123	0,094
	30°	0,450	0,423	0,413	0,407	0,131	0,159	0,120	0,124
	45°	0,380	0,535	0,378	0,500	0,114	0,199	0,113	0,153
	60°	0,298	0,617	0,327	0,575	0,099	0,226	0,102	0,175
	75°	0,297	0,660	0,289	0,623	0,092	0,239	0,088	0,189

Sendo o deslocamento limite determinado pela NBR 8800 (2008) considerando o edifício analisado igual a 0,432 m, os valores apresentados mostram que este limite somente é ultrapassado a partir da velocidade básica de 40 m/s (144 km/h), portanto, a Tabela 50 apresenta em quais direções e angulações o deslocamento é excedido.

Tabela 50 - Verificação dos deslocamentos máximos médios (limites normativos)

$V_0$ (m/s)	$\alpha$	$U_z$ (m)		NBR 8800 (2008)	$U_x$ (m)		NBR 8800 (2008)
		Modelo flexível	Modelo rígido	$U_{Lim} = 0,432$ m	Modelo flexível	Modelo rígido	$U_{Lim} = 0,432$ m
40	15°	0,300	0,293	Atende	0,205	0,209	Atende
	30°	0,270	0,264	Atende	0,282	0,285	Atende
	45°	0,226	0,223	Atende	0,351	0,358	Atende
	60°	0,189	0,182	Atende	0,406	0,415	Atende
	75°	0,189	0,181	Atende	0,436	0,446	Não atende
45	15°	0,377	0,396	Atende	0,246	0,248	Atende
	30°	0,332	0,356	Atende	0,335	0,339	Atende
	45°	0,282	0,294	Atende	0,421	0,427	Atende
	60°	0,242	0,235	Atende	0,493	0,493	Não atende
	75°	0,240	0,231	Atende	0,536	0,534	Não atende
50	15°	0,482	0,495	Não atende	0,300	0,305	Atende
	30°	0,431	0,450	Não atende	0,414	0,423	Atende
	45°	0,365	0,380	Atende	0,523	0,535	Não atende
	60°	0,294	0,298	Atende	0,606	0,617	Não atende
	75°	0,306	0,297	Atende	0,653	0,660	Não atende

Analisando a Tabela 50, constata-se que somente a partir da velocidade de 40 m/s (144 km/h) os deslocamentos máximos médios ultrapassam o limite definido pela NBR 8800 (2008) ( $U_{lim} = 0,432$  m), considerando a direção X e o ângulo de incidência de 75° [Modelo flexível:  $U_x = 0,436$  m ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $U_x = 0,446$  m ( $\alpha = 75^\circ$ )]. Portanto, os deslocamentos associados a velocidade de projeto de 35 m/s (126 km/h) atendem ao limite estabelecido pela referida norma ( $U_{lim} = 0,432$  m).

De acordo com as Tabelas 46 a 49, até a velocidade de 15 m/s (54 km/h) as acelerações máximas médias de pico estão abaixo do limite de 0,1 m/s<sup>2</sup> determinado pela NBR 6123 (1988), sendo os níveis de vibrações considerados imperceptíveis e confortáveis pelos critérios de Hirsch & Bachmann (1995) e pela norma ISO 2631 (1997). Portanto, as Tabelas 51 e 52 apresentam as respostas associadas as velocidades a partir de 20 m/s (72 km/h).

Tabela 51 - Verificação das acelerações máximas médias (direção Z)

V <sub>0</sub> (m/s)	α	a <sub>z</sub> (m/s <sup>2</sup> )		Normas e recomendações de projeto		
		Modelo flexível	Modelo rígido	NBR 6123 (1988) (0,1 m/s <sup>2</sup> )	Hirsch & Bachmann (1995)	ISO 2631 (1985) ISO 2631 (1997)
20	15°	0,052	0,049	Atende	Perceptível	Confortável
	30°	0,049	0,046	Atende	Imperceptível	Confortável
	45°	0,045	0,044	Atende	Imperceptível	Confortável
	60°	0,040	0,039	Atende	Imperceptível	Confortável
	75°	0,035	0,035	Atende	Imperceptível	Confortável
25	15°	0,083	0,081	Atende	Perceptível	Confortável
	30°	0,078	0,075	Atende	Perceptível	Confortável
	45°	0,070	0,067	Atende	Perceptível	Confortável
	60°	0,064	0,062	Atende	Perceptível	Confortável
	75°	0,062	0,058	Atende	Perceptível	Confortável
30	15°	0,132	0,130	Não atende	Perceptível	Confortável
	30°	0,127	0,120	Não atende	Perceptível	Confortável
	45°	0,116	0,108	Não atende	Perceptível	Confortável
	60°	0,103	0,099	Não atende	Perceptível	Confortável
	75°	0,090	0,092	Atende	Perceptível	Confortável
35	15°	0,185	0,175	Não atende	Incômodo	Confortável
	30°	0,175	0,169	Não atende	Incômodo	Confortável
	45°	0,160	0,153	Não atende	Incômodo	Confortável
	60°	0,140	0,134	Não atende	Perceptível	Confortável
	75°	0,126	0,123	Não atende	Perceptível	Confortável
40	15°	0,241	0,276	Não atende	Incômodo	Confortável
	30°	0,227	0,258	Não atende	Incômodo	Confortável
	45°	0,208	0,229	Não atende	Incômodo	Confortável
	60°	0,185	0,197	Não atende	Incômodo	Confortável
	75°	0,168	0,175	Não atende	Incômodo	Confortável
45	15°	0,326	0,345	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	30°	0,306	0,330	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	45°	0,279	0,303	Não atende	Incômodo	Confortável
	60°	0,247	0,267	Não atende	Incômodo	Confortável
	75°	0,221	0,227	Não atende	Incômodo	Confortável
50	15°	0,411	0,428	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	30°	0,380	0,413	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	45°	0,350	0,378	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	60°	0,312	0,327	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	75°	0,284	0,289	Não atende	Incômodo	Confortável

Tabela 52 - Verificação das acelerações máximas médias (direção X)

V <sub>0</sub> (m/s)	α	a <sub>x</sub> (m/s <sup>2</sup> )		Normas e recomendações de projeto		
		Modelo flexível	Modelo rígido	NBR 6123 (1988) (0,1 m/s <sup>2</sup> )	Hirsch & Bachmann (1995)	ISO 2631 (1985) ISO 2631 (1997)
20	15°	0,042	0,042	Atende	Imperceptível	Confortável
	30°	0,056	0,057	Atende	Perceptível	Confortável
	45°	0,067	0,070	Atende	Perceptível	Confortável
	60°	0,076	0,078	Atende	Perceptível	Confortável
	75°	0,082	0,083	Atende	Perceptível	Confortável
25	15°	0,068	0,066	Atende	Perceptível	Confortável
	30°	0,089	0,088	Atende	Perceptível	Confortável
	45°	0,109	0,109	Não atende	Perceptível	Confortável
	60°	0,124	0,124	Não atende	Perceptível	Confortável
	75°	0,133	0,134	Não atende	Perceptível	Confortável
30	15°	0,101	0,101	Não atende	Perceptível	Confortável
	30°	0,136	0,140	Não atende	Perceptível	Confortável
	45°	0,174	0,179	Não atende	Incômodo	Confortável
	60°	0,205	0,208	Não atende	Incômodo	Confortável
	75°	0,222	0,225	Não atende	Incômodo	Confortável
35	15°	0,138	0,140	Não atende	Perceptível	Confortável
	30°	0,191	0,200	Não atende	Incômodo	Confortável
	45°	0,241	0,254	Não atende	Incômodo	Confortável
	60°	0,278	0,293	Não atende	Incômodo	Confortável
	75°	0,297	0,313	Não atende	Incômodo	Confortável
40	15°	0,207	0,205	Não atende	Incômodo	Confortável
	30°	0,265	0,272	Não atende	Incômodo	Confortável
	45°	0,324	0,331	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	60°	0,372	0,377	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	75°	0,399	0,406	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
45	15°	0,244	0,242	Não atende	Incômodo	Confortável
	30°	0,324	0,333	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	45°	0,409	0,422	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	60°	0,477	0,493	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	75°	0,521	0,531	Não atende	Muito Incômodo	Pouco confortável
50	15°	0,307	0,304	Não atende	Incômodo	Confortável
	30°	0,411	0,407	Não atende	Incômodo	Pouco confortável
	45°	0,514	0,500	Não atende	Muito Incômodo	Pouco confortável
	60°	0,595	0,575	Não atende	Muito Incômodo	Pouco confortável
	75°	0,638	0,623	Não atende	Muito Incômodo	Pouco confortável

Tendo em mente a aceleração limite determinada pela NBR 6123 (1988) ( $a_{lim} = 0,1 \text{ m/s}^2$ ), destaca-se que o limite pode ser excedido a partir da velocidade de 25 m/s (90 km/h), considerando-se a direção X e o ângulo de incidência a partir de 45° [Modelo flexível:  $a_x = 0,109 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 45^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_x = 0,109 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 45^\circ$ )].

Segundo os critérios de Hirsch & Bachmann (1995), a partir de 20 m/s (72 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,052 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 15^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_z = 0,049 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 15^\circ$ )] as vibrações são perceptíveis, se tornado incomodas a partir de 30 m/s (108 km/h) [Modelo flexível:  $a_x = 0,174 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 45^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_x = 0,179 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 45^\circ$ )]. Por fim, sendo muito incomodas a partir de 45 m/s (162 km/h) [Modelo flexível:  $a_x = 0,521 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_x = 0,531 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 75^\circ$ )].

De acordo com a norma ISO 2631 (1997), a partir da velocidade de 45 m/s (162 km/h), as vibrações em decorrência das acelerações translacionais máximas médias são pouco confortáveis, considerando a direção global X e ângulo de incidência a partir de 45° [Modelo flexível:  $a_x = 0,109 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 45^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_x = 0,109 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 45^\circ$ )].

Considerando-se os valores máximos médio de acelerações RMS, a ISO 6897 (1984) propõe curvas (curva 1: edifícios) que determinam a aceleração limite com base na frequência natural associada a aceleração de maior amplitude. Portanto, de acordo com a avaliação das respostas no domínio da frequência, o valor adotado na abcissa associada a direção Z refere-se à primeira frequência natural (flexão em torno do eixo X) [Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161 \text{ Hz}$ . Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163 \text{ Hz}$ ], enquanto referente a direção X, adotou-se a segunda frequência natural (torção em torno do eixo Y) [Modelo flexível:  $f_{02} = 0,188 \text{ Hz}$ . Modelo rígido:  $f_{02} = 0,187 \text{ Hz}$ ].

Levando-se em à conta a direção Z, a avaliação do conforto humano foi realizada com base nas acelerações RMS referentes ao ângulo de incidência de 15°, sendo este o ângulo associado aos valores mais significativos. Destaca-se que a partir de 35 m/s (126 km/h) [Modelo flexível:  $a_{zRMS} = 0,058 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 15^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_{zRMS} = 0,057 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 15^\circ$ )] o limite determinado é excedido ( $a_{zlim} = 0,055 \text{ m/s}^2$ ).

Em relação a direção X, considerou-se o ângulo de incidência de 75° na avaliação do conforto humano, sendo as principais respostas referentes a este ângulo. Portanto, verifica-se que o limite determinado pela norma ISO 6897 (1984) ( $a_{xlim} = 0,051 \text{ m/s}^2$ ) é ultrapassado a partir de 30 m/s (108 km/h) [Modelo flexível:  $a_{xRMS} = 0,061 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_{xRMS} = 0,061 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 75^\circ$ )].

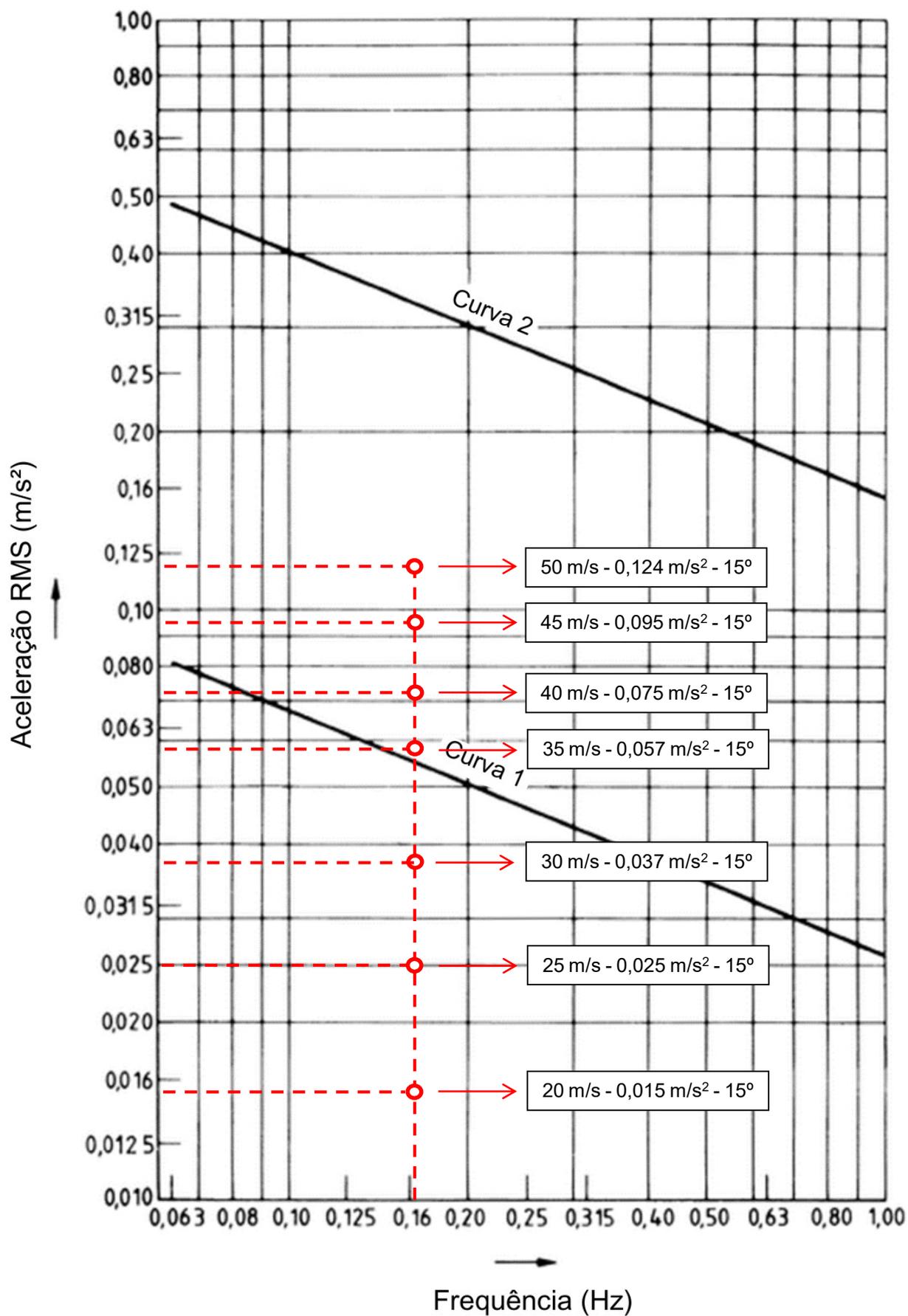


Figura 65 - Curva de aceleração RMS limite da ISO 6897: direção Z (modelo flexível, 15°)

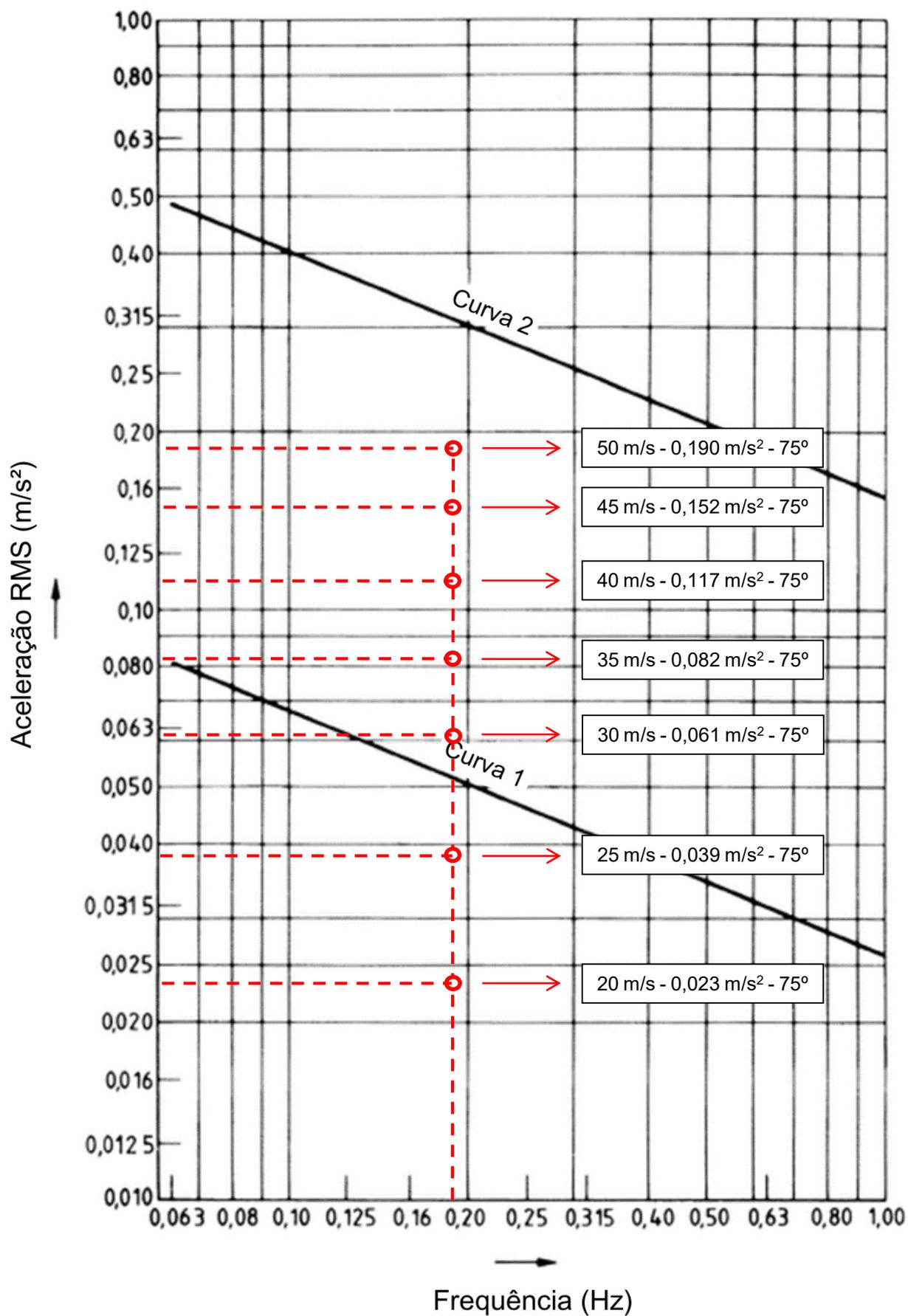


Figura 66 - Curva de aceleração RMS limite da ISO 6897: direção X (modelo flexível, 75°)

### 11.5 Resposta estrutural dinâmica: variação dos ângulos de incidência

Conforme os itens anteriores, os modelos em estudo foram analisados considerando a aplicação do carregamento de vento com o mesmo ângulo de incidência em ambas as fachadas do edifício, porém, de fato, a direção do vento apresenta caráter aleatório, podendo agir contra a estrutura com ângulos variados.

Realizou-se então um estudo paramétrico onde o comportamento estrutural do edifício quando submetido as cargas de vento associadas a diferentes ângulos foi investigado, considerando os deslocamentos e acelerações de pico e RMS. A configuração de carregamento segue o MC-III apresentado na Figura 41, sendo adotada a velocidade básica de projeto [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h)], onde o carregamento referente a direção Z foi fixado com o ângulo de  $45^\circ$ , enquanto o carregamento referente direção X teve sua inclinação variada de  $15^\circ$  a  $75^\circ$ .

Como o objetivo deste estudo é a avaliação somente da resposta dinâmica do edifício, foi utilizada apenas uma série de carga não determinística de vento, portanto, não sendo a necessária a realização de um tratamento estatístico. Desta forma, as Tabelas 53 e 54 apresentam, respectivamente, os valores de deslocamentos e acelerações máximas de pico e RMS referentes a cada modelo investigado.

Tabela 53 - Deslocamentos e acelerações máximos:  $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (modelo flexível)

$\alpha$	Pico				RMS			
	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )
$45^\circ \times 15^\circ$	0,160	0,160	0,140	0,139	0,050	0,074	0,041	0,045
$45^\circ \times 30^\circ$	0,166	0,174	0,146	0,143	0,051	0,081	0,046	0,049
$45^\circ \times 45^\circ$	0,170	0,188	0,153	0,152	0,053	0,085	0,051	0,051
$45^\circ \times 60^\circ$	0,171	0,197	0,163	0,161	0,056	0,087	0,055	0,053
$45^\circ \times 75^\circ$	0,170	0,205	0,168	0,163	0,057	0,086	0,057	0,054

Tabela 54 - Deslocamentos e acelerações máximos:  $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (modelo rígido)

$\alpha$	Pico				RMS			
	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$U_x$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )
$45^\circ \times 15^\circ$	0,155	0,179	0,133	0,180	0,046	0,075	0,038	0,050
$45^\circ \times 30^\circ$	0,163	0,184	0,141	0,178	0,045	0,082	0,042	0,053
$45^\circ \times 45^\circ$	0,168	0,192	0,146	0,173	0,047	0,086	0,046	0,055
$45^\circ \times 60^\circ$	0,170	0,200	0,149	0,167	0,048	0,088	0,049	0,056
$45^\circ \times 75^\circ$	0,169	0,203	0,149	0,169	0,050	0,088	0,050	0,057

De acordo com os resultados apresentados nas Tabelas 53 e 54, considerando a configuração de carregamento adotada, a ampliação do ângulo de incidência do vento referente a direção X levou ao aumento dos deslocamentos de pico e RMS, em ambas as direções, entre os ângulos de 15° a 45°. Porém, a partir de 45°, os resultados associados a direção Z se estabilizaram, enquanto seguiram apresentando pequenos incrementos referentes a direção X.

Considerando as acelerações de pico segundo a direção Z, notou-se um crescimento relacionado ao aumento da inclinação em ambos os modelos, porém, referente a direção X nota-se a diminuição da resposta do modelo rígido, a Figura 81 demonstra que este comportamento está associado a um pico isolado no início da resposta permanente (a partir de 100s). Por fim, avaliando as acelerações RMS, destaca-se um aumento conforme a ampliação do ângulo de incidência.

Levando-se em conta a comparação entre as respostas, identifica-se que os valores referentes a direção Z foram superiores ao considerar a interação solo-estrutura, entretanto, considerando a direção X, o modelo rígido apresentou valores acima. Portanto, conclui-se que a presença da interação solo-estrutura torna a estrutura mais flexível, visto que a frequência fundamental da estrutura possui modo de vibração de flexão em torno do eixo X (carregamento longitudinal a direção Z).

As Figuras 67 a 74 apresentam os deslocamentos translacionais horizontais e acelerações translacionais máximas no domínio do tempo e da frequência do modelo flexível, as Figuras 75 a 82 apresentam o modelo rígido. É realizada uma comparação referente a variação do ângulo de incidência do carregamento associado a direção X.

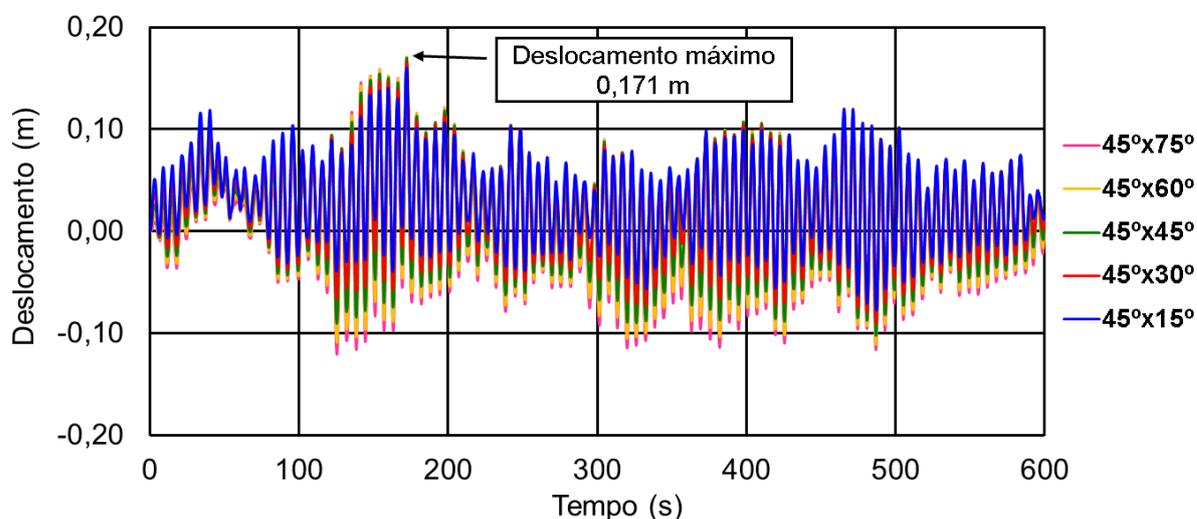


Figura 67 - Deslocamento no domínio do tempo na direção Z (modelo flexível)

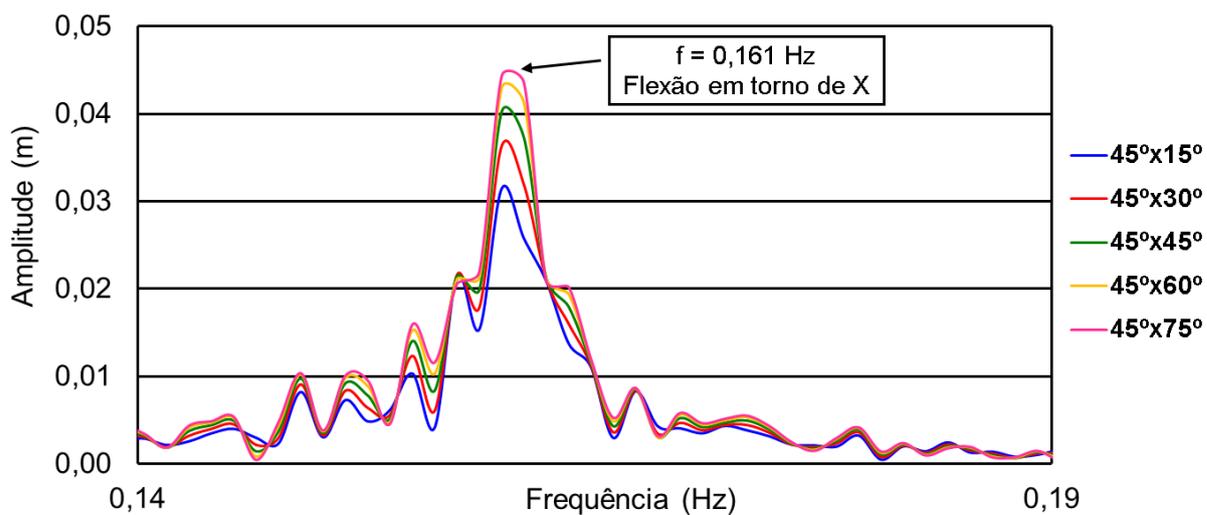


Figura 68 - Deslocamento no domínio da frequência: direção Z (modelo flexível)

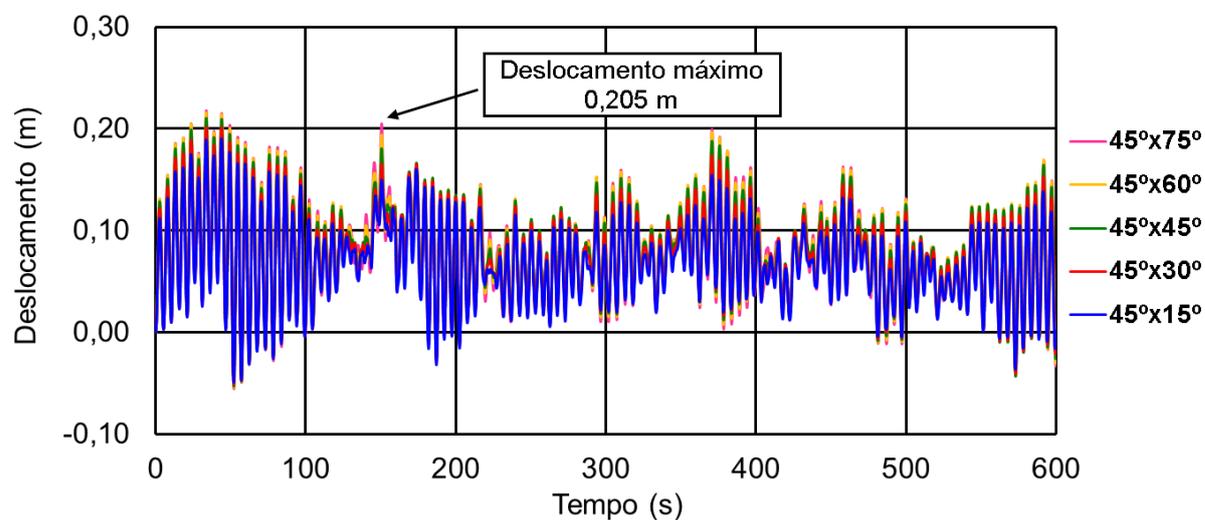


Figura 69 - Deslocamento no domínio do tempo: direção X (modelo flexível)

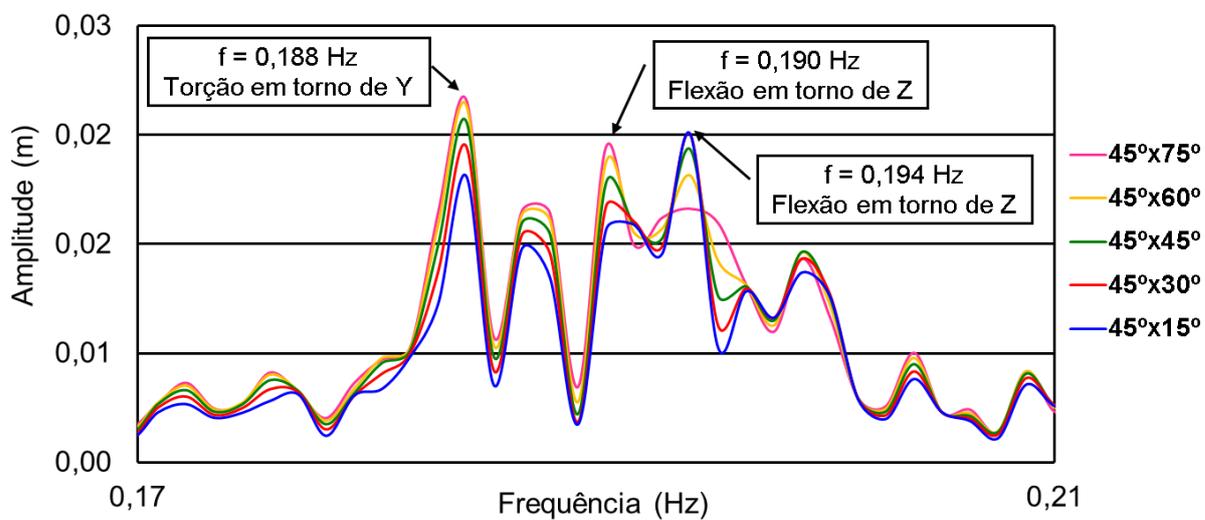
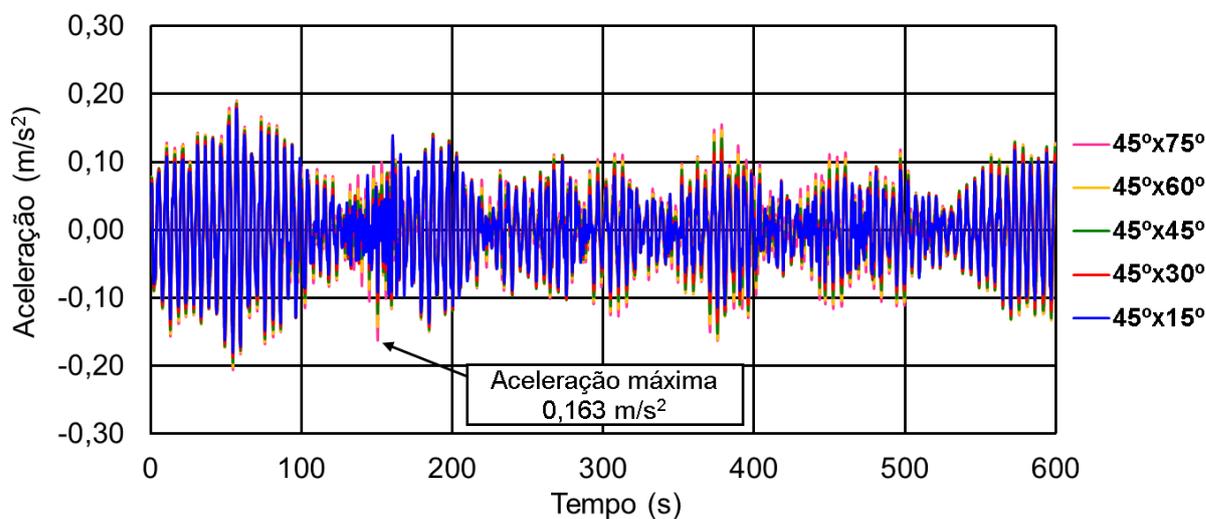
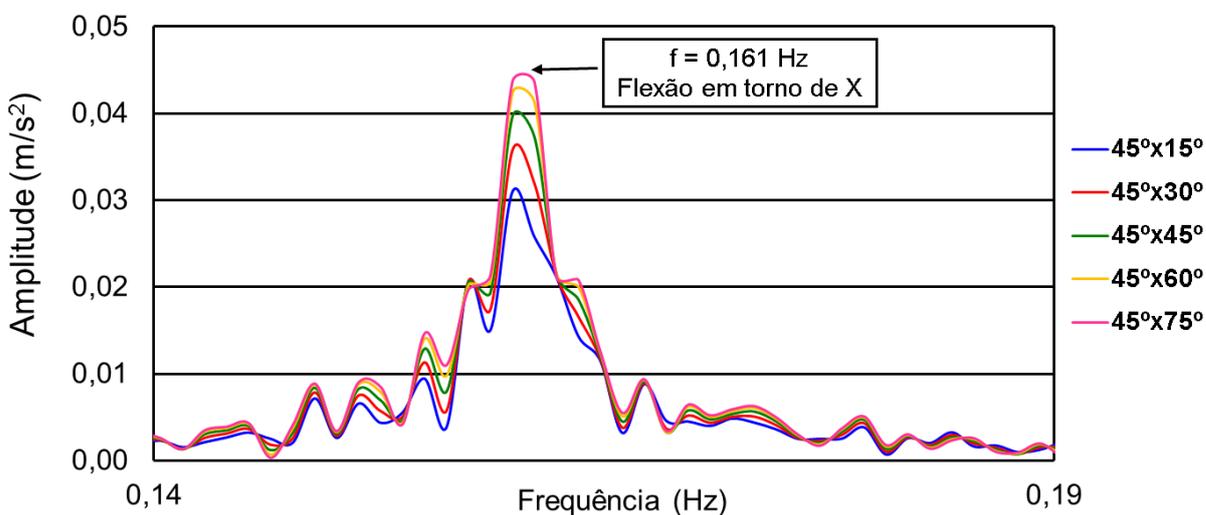
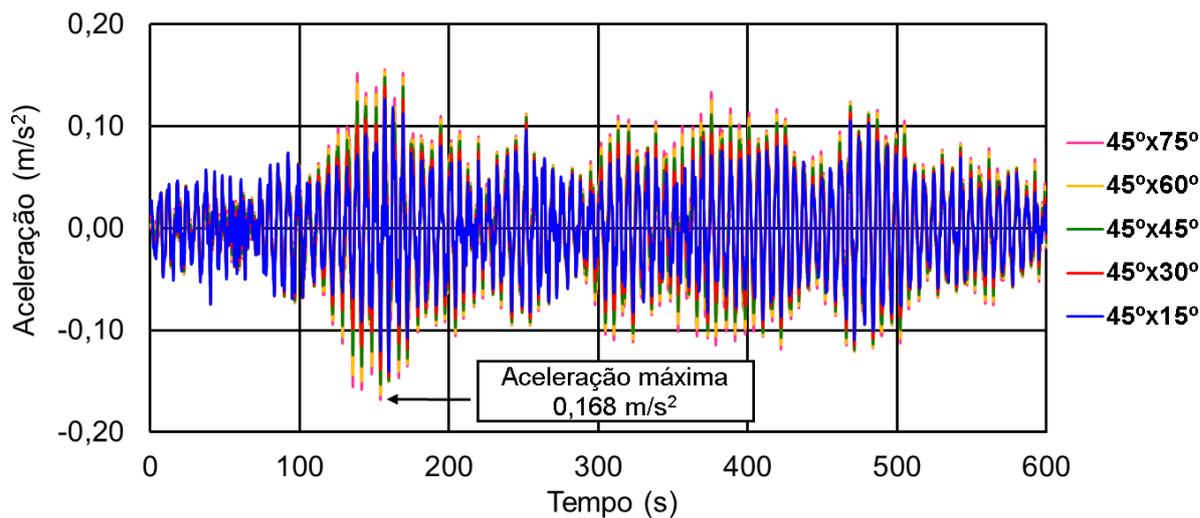


Figura 70 - Deslocamento no domínio da frequência: direção X (modelo flexível)



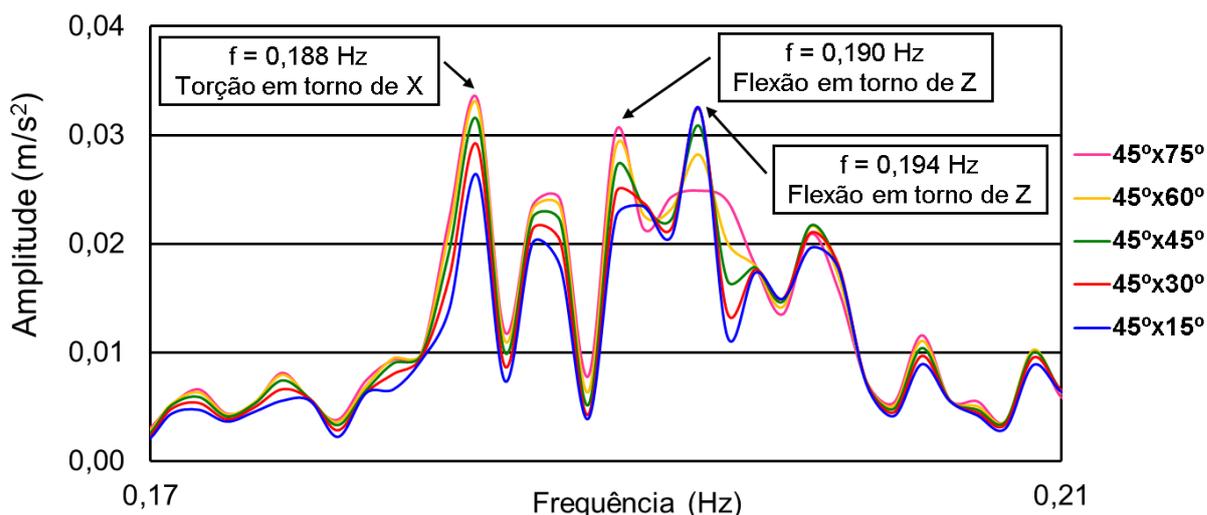


Figura 74 - Aceleração no domínio da frequência: direção X (modelo flexível)

Analisando os gráficos no domínio da frequência, os resultados referentes a direção Z exibem a preponderância do modo de flexão em torno do eixo X da estrutura, e exemplificam o apresentado na Tabela 53, onde a amplitude obtida é maior de acordo com o aumento do ângulo de incidência.

Os resultados referentes a direção X ilustram o comportamento imprevisível que a mudança de angulação da carga de vento pode causar na estrutura, nota-se que os modos de vibrações de torção foram dominantes e estão de acordo com a segunda frequência natural do modelo [ $f_{02} = 0,188$  Hz (torção em torno de Y)], porém, os modos de flexão em torno Z considerando as configurações de  $45^\circ \times 75^\circ$  e  $45^\circ \times 60^\circ$  apresentaram maior amplitude na frequência  $f = 0,190$  Hz, enquanto as outras configurações tiveram maior amplitude na frequência  $f = 0,194$  Hz. Estas frequências estão próximas a terceira frequência natural [ $f_{03} = 0,194$  Hz (flexão em torno de Z)].

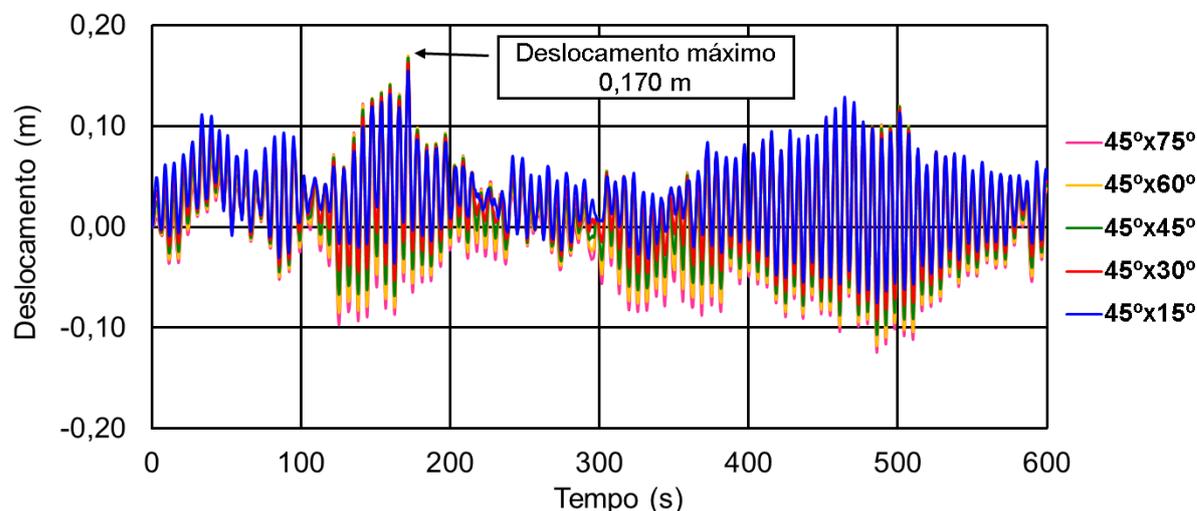


Figura 75 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z (modelo rígido)

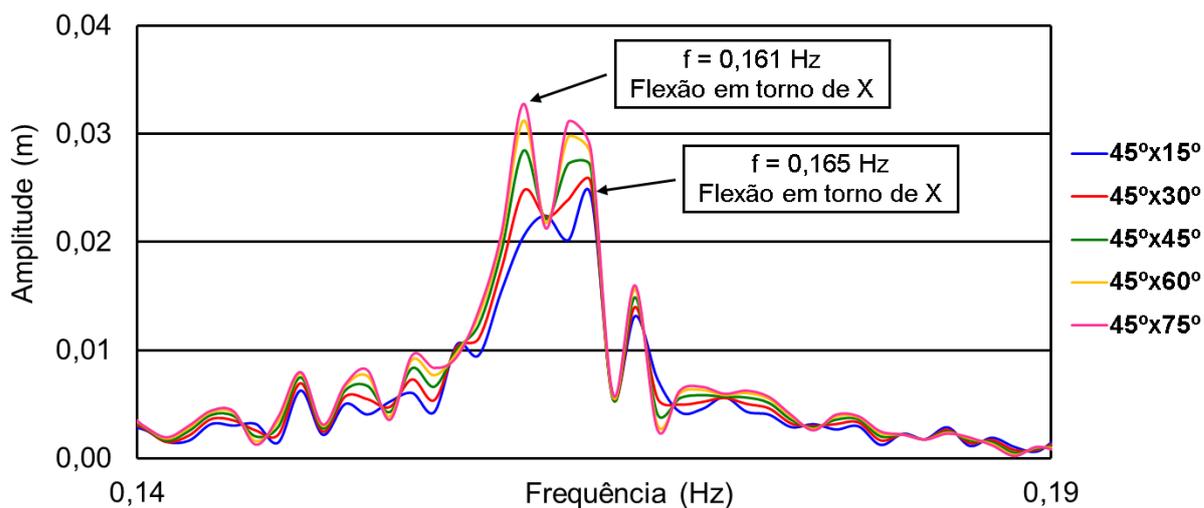


Figura 76 - Deslocamento no domínio da frequência: direção Z (modelo rígido)

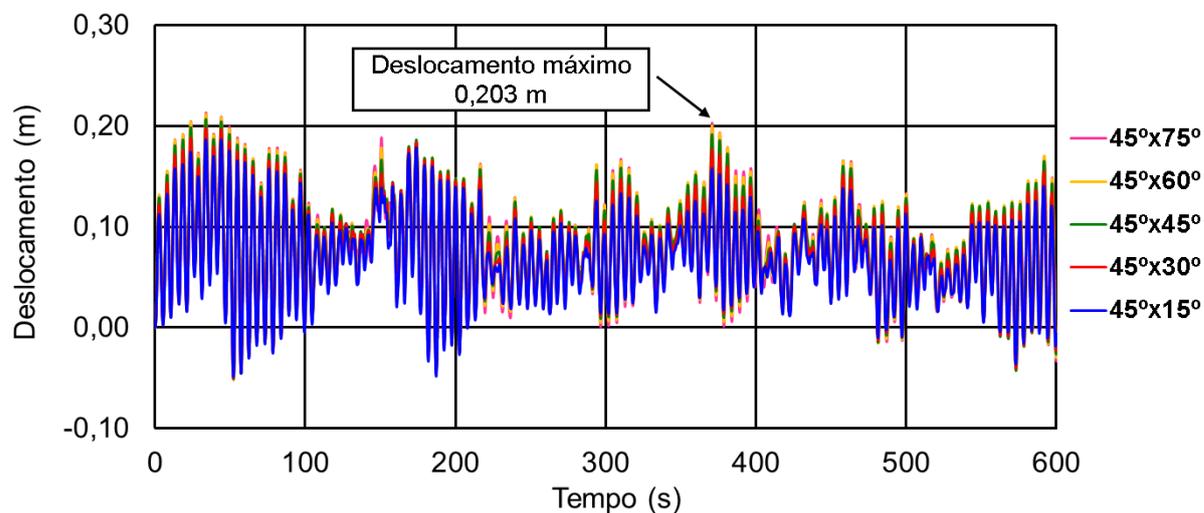


Figura 77 - Deslocamento no domínio do tempo: direção X (modelo rígido)

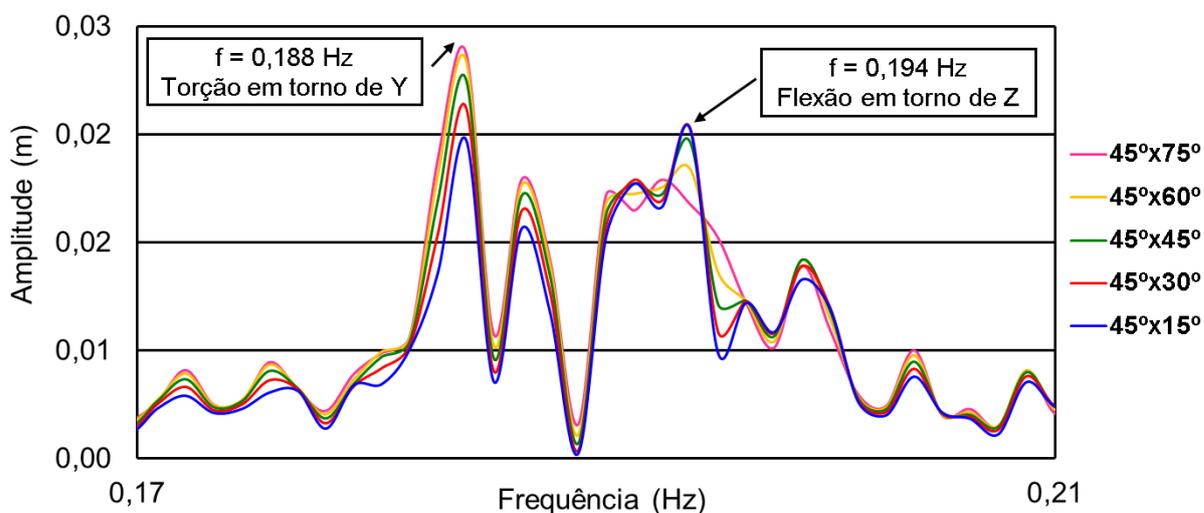


Figura 78 - Deslocamento no domínio da frequência: direção X (modelo rígido)

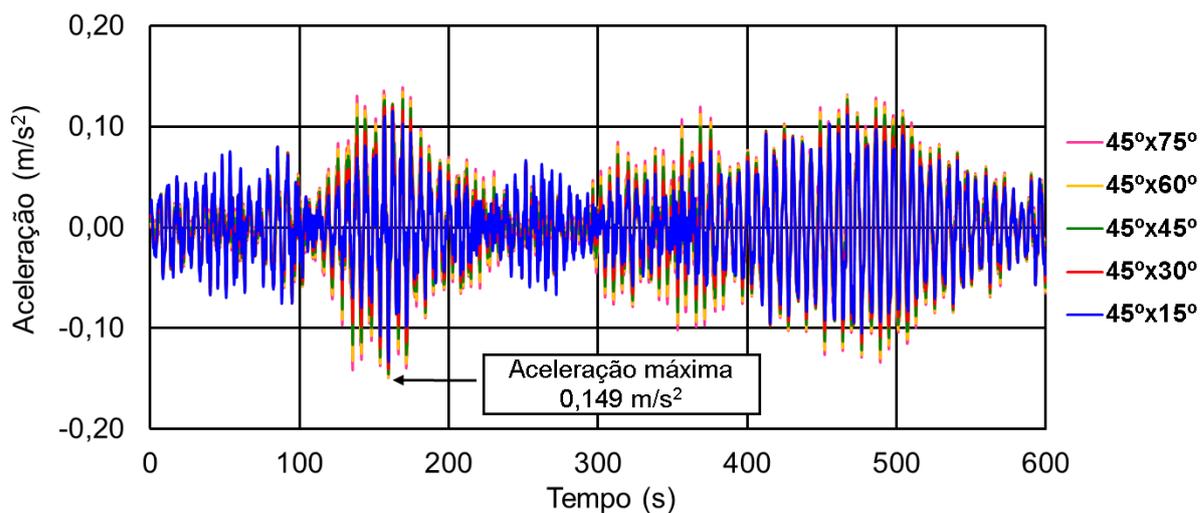


Figura 79 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z (modelo rígido)

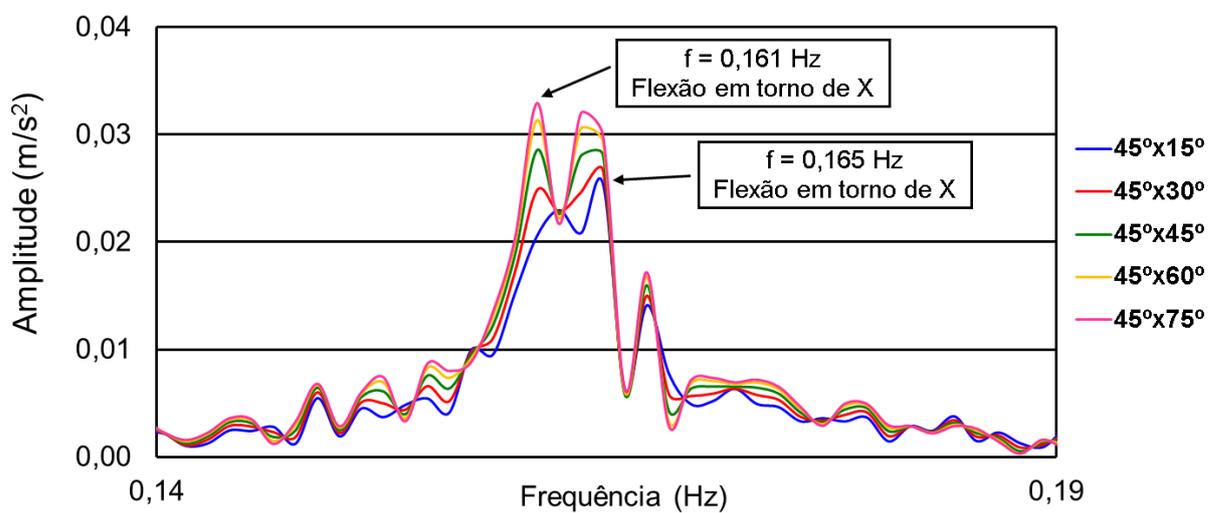


Figura 80 - Aceleração no domínio da frequência: direção Z (modelo rígido)

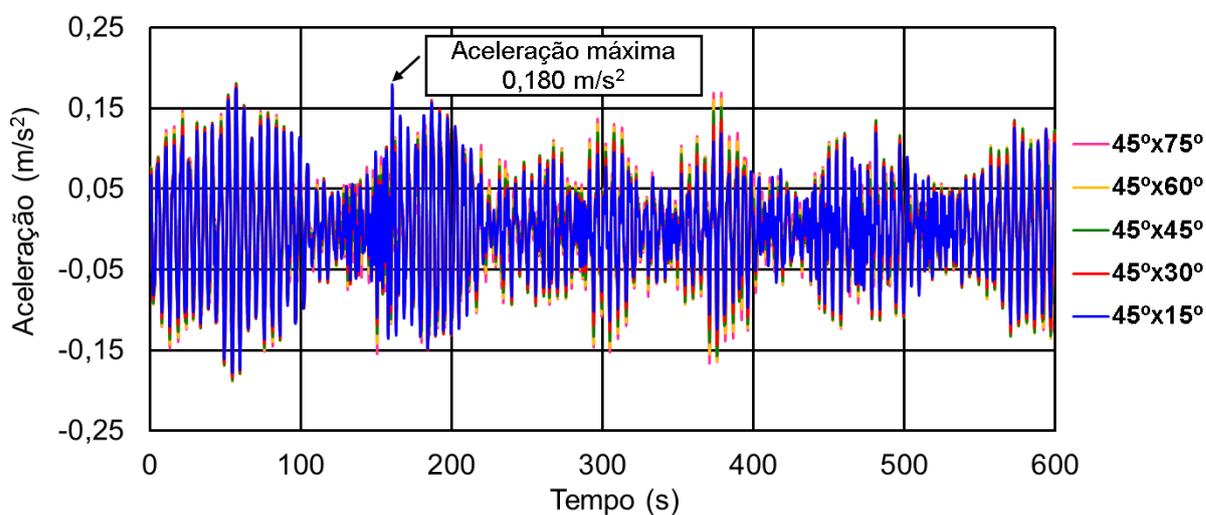


Figura 81 - Aceleração no domínio do tempo: direção X (modelo rígido)



As análises dos resultados demonstraram que o aumento do ângulo de incidência do carregamento amplificou os efeitos dos modos de torção, de modo que devido a configuração de carregamento adotada, os deslocamentos e acelerações referentes a direção Z diminuíram, enquanto as respostas associadas a direção X aumentaram, destaca-se que os resultados gráficos no domínio da frequência ilustram este comportamento. Conclui-se que devido ao aumento do ângulo de incidência, a amplitude relacionada a frequência do modo de flexão em torno do eixo X foi reduzida, sendo amplificadas considerando as frequências do modo de torção e de flexão em Z, porém com o efeito de torção passando a ser preponderante.

Assim como observado durante a análise dos modos de flexão, o efeito da interação solo-estrutura não ocasionou grandes alterações nas respostas determinadas. Como mencionado, isso demonstra que a adoção de uma elevada quantidade de estacas na fundação resulta em um contato maior entre o solo e a fundação, o que reduz os deslocamentos laterais causados pela interação solo-estrutura, diminuindo os efeitos das vibrações dinâmicas provocadas pelo vento.

Após a avaliação do conforto humano, foi constatado que o deslocamento limite determinado pela NBR 8800 (2008) pode ser ultrapassado a partir da velocidade básica ( $V_0$ ) de 40 m/s (144 km/h), dependendo do ângulo adotado. Com relação as acelerações máximas médias, até a velocidade de 15 m/s (54 km/h) a resposta do edifício está dentro dos limites estabelecidos, porém, acima desta velocidade as recomendações podem ser excedidas de acordo com o ângulo de incidência considerado e da norma utilizada para avaliação. Por fim, de acordo com os critérios da ISO 6897 (1984), as acelerações RMS podem ultrapassar os limites normativos considerando as velocidades acima de 35 m/s (126 km/h) referente a direção Z, e acima de 30 m/s (108 km/h) referente a direção X.

Considerando a análise onde foram adotados diferentes ângulos de incidência dos carregamentos em cada fachada, notou-se que essa mudança é suficiente para alterar os valores dos deslocamentos e acelerações, assim como pode gerar uma imprevisibilidade na resposta dinâmica da estrutura, causando pequenas alterações associadas as frequências que são influenciadas pelos modos de vibração.

## **12 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

### **12.1 Aspectos gerais**

O principal objetivo desta pesquisa foi a investigação do comportamento dinâmico de um edifício com altura total de 172,8 m quando submetido a ação do vento. Dado que essas estruturas podem enfrentar problemas com vibrações excessivas, o estudo avaliou os critérios de conforto humano considerando os modos de vibração de flexão e torção, obtidos a partir da aplicação de cargas não determinísticas de vento relacionadas ao mapa de isopletas da velocidade básica presente na NBR 6123 (1998) e na NBR 6123 (2023).

Com intuito de avaliar a influência da interação solo-estrutura, considerou-se dois modelos de fundações distintas, primeiramente o edifício foi modelado sobre um radier de 3 m de altura, contendo 179 estacas (modelo flexível). Posteriormente, foi elaborado um modelo onde os deslocamentos translacionais foram impedidos nas bases dos pilares (modelo rígido). A modelagem foi realizada através do Método dos Elementos Finitos (MEF) com auxílio do programa ANSYS (2009).

Durante o estudo, as respostas dinâmicas do edifício foram obtidas através da aplicação de cargas de vento não determinísticas, utilizando o espectro de potência de Kaimal. Posteriormente, por meio do tratamento estatístico dos deslocamentos e acelerações gerados, foram avaliados os níveis de conforto humano de acordo com diversas normas e recomendações de projeto. Considerando a avaliação dos efeitos dos modos de flexão e dos modos de torção, no total foram realizadas 3610 análises de vibração forçada.

### **12.2 Análise estática**

Em relação aos carregamentos considerados neste estudo, foram adotadas as cargas horizontais estáticas de vento, as cargas verticais (peso próprio, sobrecarga e revestimento), e os coeficientes de ponderação recomendados pela NBR 8800 (2008), relacionados a avaliação da estrutura no Estado Limite de Serviço (ELS). Deste modo, os valores dos deslocamentos translacionais horizontais determinados segundo as direções globais X e Z atendem ao limite máximo determinado pela NBR 8800 (2008)

[Modelo flexível:  $U_x = 0,164 \text{ m} < U_{lim} = 0,432 \text{ m}$ ;  $U_z = 0,227 \text{ m} < U_{lim} = 0,432 \text{ m}$ . Modelo rígido:  $U_x = 0,160 \text{ m} < U_{lim} = 0,432 \text{ m}$ ;  $U_z = 0,220 \text{ m} < U_{lim} = 0,432 \text{ m}$ ]. Ressalta-se, também, que devido à geometria do edifício misto (aço-concreto) investigado a resposta estrutural (deslocamentos translacionais horizontais) segundo a direção Z é da ordem de 40% superior quando comparada em relação à direção X.

### 12.3 Análise modal

Os resultados da análise modal (autovalores e autovetores) indicaram que seis das dez primeiras frequências naturais do edifício misto (aço-concreto) investigado se encontram abaixo do valor de 1 Hz, sendo  $f_{01} = 0,161 \text{ Hz}$ ,  $f_{02} = 0,188 \text{ Hz}$ ,  $f_{03} = 0,194 \text{ Hz}$ ,  $f_{04} = 0,565 \text{ Hz}$ ,  $f_{05} = 0,567 \text{ Hz}$  e  $f_{06} = 0,597 \text{ Hz}$  referentes ao modelo flexível que inclui a modelagem das fundações; e  $f_{01} = 0,163 \text{ Hz}$ ,  $f_{02} = 0,187 \text{ Hz}$ ,  $f_{03} = 0,194 \text{ Hz}$ ,  $f_{04} = 0,559 \text{ Hz}$ ,  $f_{05} = 0,570 \text{ Hz}$  e  $f_{06} = 0,577 \text{ Hz}$  relacionadas ao modelo rígido que considera os apoios da edificação como sendo rígidos. Considerando-se a avaliação do conforto humano, destaca-se que valores de frequências naturais inferiores a 1 Hz são críticas segundo a NBR 6123 (2023), visto que indicam a possibilidade de ressonância entre as vibrações da estrutura e a ação do vento sobre as fachadas, o que pode amplificar os efeitos dos modos de vibração.

### 12.4 Análise harmônica

A análise harmônica foi realizada com objetivo de identificar os picos de transferência de energia no domínio da frequência que amplificam a resposta do sistema. Assim sendo, foram aplicadas duas cargas harmônicas senoidais, sendo uma em cada fachada de maneira individual, onde os picos de transferência de energia obtidos estão de acordo com os modos de vibração de flexão encontrados após a realização da análise modal do edifício.

Considerando-se o carregamento longitudinal segundo a direção Z, os picos de transferência de energia encontrados estão relacionados com as seguintes frequências naturais da estrutura: Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161 \text{ Hz}$ ;  $f_{05} = 0,567 \text{ Hz}$  e  $f_{09} = 1,216 \text{ Hz}$ , correspondentes aos modos de flexão em torno do eixo X; Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163 \text{ Hz}$ ;  $f_{05} = 0,570 \text{ Hz}$  e  $f_{09} = 1,213 \text{ Hz}$ , correspondentes aos modos de flexão em torno do eixo X.

De outra forma, considerando-se o carregamento referente a direção X, os picos de transferência de energia estão associados com as seguintes frequências naturais do edifício: Modelo flexível:  $f_{03} = 0,194$  Hz;  $f_{06} = 0,597$  Hz e  $f_{08} = 1,116$  Hz, correspondentes aos modos de flexão em torno do eixo Z; Modelo rígido:  $f_{03} = 0,194$  Hz;  $f_{06} = 0,577$  Hz e  $f_{08} = 1,080$  Hz, correspondentes aos modos de flexão em torno do eixo Z.

As amplitudes relacionadas as frequências de pico demonstram maior transferência de energia considerando a aplicação da carga harmônica associada a direção Z. Este comportamento está de acordo com o modo de vibração fundamental da estrutura, sendo de flexão em torno do eixo global X, portanto, este efeito é preponderante em relação a outros comportamentos estruturais.

## 12.5 Avaliação da interação solo-estrutura

De acordo com os resultados obtidos, não ocorreram mudanças significativas relacionadas a rigidez global da edificação ao considerar a fundação composta pelo radier estaqueado, este comportamento relaciona-se ao elevado índice de flexibilidade do edifício, mesmo considerando os apoios dos pilares indeslocáveis.

A fundação proposta, com radier de 3 metros de altura e 179 estacas de 90 cm de diâmetro, projetadas para suportar os carregamentos estáticos, não afetou significativamente o comportamento global da estrutura. A frequência fundamental do modelo considerando o sistema de fundações do tipo radier-estacas [ $f_{01}=0,161$  Hz (modelo flexível)] é apenas 1,23% inferior à frequência obtida sem considerar a interação solo-estrutura [ $f_{01}=0,163$  Hz (modelo rígido)].

A consideração de um grande número de estacas faz com que ocorra um maior contato entre o solo e o elemento estrutural de fundação, onde a carga aplicada é melhor distribuída, diminuindo os deslocamentos laterais gerados em decorrência da interação solo-estrutura e, conseqüentemente, minimizando os efeitos das vibrações dinâmicas causadas pelas cargas de vento.

Analisando as respostas calculadas, a diferença entre os modelos foram pouco significativas, porém, em alguns casos específicos, principalmente considerando os valores de deslocamentos e acelerações de pico, foram observadas variações em torno de 10% superiores relacionadas ao modelo flexível. Portanto, a avaliação da interação solo-estrutura torna-se relevante para identificação destes casos.

## 12.6 Análise dinâmica: efeitos dos modos de flexão

Com objetivo de analisar a resposta estrutural dinâmica do edifício quando submetido a cargas não determinísticas de vento, de modo avaliar as vibrações excessivas e os níveis de conforto humano, foram geradas 30 séries de carregamento referentes a cada velocidade básica de vento presente no mapa de isopletas da NBR 6123 (1988), sendo a variação de velocidades de 5 m/s (18 km/h) a 50 m/s (180 km/h), aplicadas de acordo com a direção Z global da estrutura (níveis de transferência de energia máximos da resposta). Considerando-se esta etapa, foram realizadas o total de 600 análises de vibração forçada.

Desta maneira, após o tratamento estatístico foram determinados os deslocamentos translacionais horizontais máximos médios e as acelerações translacionais máximas médias, onde os deslocamentos referem-se ao topo do edifício, enquanto as acelerações correspondem a laje do último andar. Ao analisar os resultados apresentados, observa-se que somente considerando a velocidade de 50 m/s (180 km/h), os deslocamentos translacionais horizontais máximos médios [Modelo flexível:  $U_z = 0,523$  m. Modelo rígido:  $U_z = 0,522$  m] excederam o limite estabelecido pela NBR 8800 (2008) ( $U_{lim} = 0,432$  m).

Com relação as acelerações translacionais máximas médias de pico, de acordo com o critério de Hirsch & Bachmann (1995) a partir da velocidade de vento de 20 m/s (90 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,054$  m/s<sup>2</sup>. Modelo rígido:  $a_z = 0,052$  m/s<sup>2</sup>], os efeitos de vibrações começam a ser considerados perceptíveis. Porém, estão dentro do limite estabelecido pela NBR 6123 (1988) ( $a_{lim} = 0,1$  m/s<sup>2</sup>), e são classificadas como confortáveis conforme o critério da norma ISO 2631 (1997). Destaca-se que somente a partir da velocidade de vento de 30 m/s (108 km/h) os valores das acelerações máximas médias [Modelo flexível:  $a_z = 0,135$  m/s<sup>2</sup>. Modelo rígido:  $a_z = 0,137$  m/s<sup>2</sup>] excederam o limite da NBR 6123 (1988) ( $a_{lim} = 0,1$  m/s<sup>2</sup>), entretanto, seguem classificadas como confortáveis de acordo com a norma ISO 2631 (1997).

Considerando-se os valores referentes as velocidades mais elevadas, observa-se que a partir de 45 m/s (162 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,347$  m/s<sup>2</sup>. Modelo rígido:  $a_z = 0,351$  m/s<sup>2</sup>] a norma ISO 2631 (1997) classifica as acelerações máximas médias calculadas como pouco confortáveis, e segundo o critério de projeto de Hirsch & Bachmann (1995), os valores são incômodos para os usuários. Entretanto, é importante destacar que de acordo com Hirsch & Bachmann (1995), as vibrações

seriam consideradas incomodadas a partir da velocidade de 35 m/s (126 km/h) [Modelo flexível:  $a_z = 0,193 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,180 \text{ m/s}^2$ ].

Analisando agora os valores máximos médios referentes as acelerações RMS, adotou-se como referência a curva limite proposta pela norma ISO 6897 (1984), que determina a aceleração limite de acordo com a frequência natural referente a aceleração de maior magnitude. Sendo assim, considerando a frequência natural associada ao modo de flexão em torno do eixo global X [Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161 \text{ Hz}$ . Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163 \text{ Hz}$ ], o valor limite determinado pela curva 1 (curva indicada para edifícios) foi de  $0,055 \text{ m/s}^2$  ( $a_{\text{limRMS}} = 0,055 \text{ m/s}^2$ ), sendo ultrapassado a partir de velocidade de vento de 35 m/s (126 km/h) [Modelo flexível:  $a_{z\text{RMS}} = 0,058 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_{z\text{RMS}} = 0,057 \text{ m/s}^2$ ].

De acordo com os resultados apresentados, considerando a velocidade de projeto adotada [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h)] e o limite de aceleração máxima de pico determinado pela NBR 6123 (1988) ( $a_{\text{lim}} = 0,1 \text{ m/s}^2$ ), o modelo estrutural analisado não atende ao critério estabelecido pela referida norma [Modelo flexível:  $a_z = 0,193 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,180 \text{ m/s}^2$ ]. No entanto, apesar dos valores máximos médios terem sido classificados como confortáveis pela norma ISO 2631 (1997), segundo o critério de Hirsch & Bachmann (1995) os mesmos foram considerados incômodos. Além disso, também não atendem ao limite de aceleração RMS ( $a_{\text{limRMS}} = 0,055 \text{ m/s}^2$ ) estipulado pela ISO 6897 (1984) [Modelo flexível:  $a_{z\text{RMS}} = 0,058 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_{z\text{RMS}} = 0,057 \text{ m/s}^2$ ].

Considera-se que a estrutura apresenta grande flexibilidade relacionada a avaliação das frequências naturais, sendo os valores determinados referentes as frequências fundamentais inferiores a 1 Hz [Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161 \text{ Hz}$ . Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163 \text{ Hz}$ ]. Destaca-se este fator como fundamental, considerando a falta de adequação aos critérios de conforto humano.

## 12.7 Análise dinâmica: efeitos dos modos de torção

Nesta fase da pesquisa foram consideradas as mesmas cargas não determinísticas de vento utilizadas durante a avaliação dos efeitos dos modos de flexão, porém, em adição a elas foram geradas outras 30 séries de carregamento referentes a cada velocidade básica mencionada no mapa de isopletas da NBR 6123 (1988), segundo a direção global X. Objetivando a indução do efeito de torção no

edifício, as cargas de vento foram aplicadas simultaneamente contra as duas fachadas da estrutura, sendo adotado um ângulo ( $\alpha$ ) de incidência, conforme o modelo de carregamento MC-III, apresentado na Figura 41, onde foram adotados os ângulos de 15°, 30°, 45°, 60° e 75°.

Primeiramente, de forma a avaliar a resposta estrutural relacionada aos efeitos de torção de maneira controlada, a mesma angulação foi aplicada em ambas as direções, desta forma permitindo a verificação da influência da inclinação do carregamento durante a convergência dos resultados e através dos valores de deslocamentos e acelerações máximas médias de pico e RMS, onde estes resultados foram analisados de acordo com os critérios de conforto humano. Em seguida, com objetivo de avaliar a resposta estrutural relacionada a imprevisibilidade da ação do vento, realizou-se um estudo considerando a variação do ângulo de incidência. Tendo em mente todas as configurações de carregamento adotadas, foram realizadas o total de 3010 análises de vibração forçada.

Devido ao sentido de aplicação das cargas e a rotação gerada pelo ângulo adotado (sentido anti-horário), as componentes de forças referentes ao eixo Z se contrapõem, enquanto as componentes referentes ao eixo X são somadas. Com isso, o aumento do ângulo de incidências do carregamento reduz os deslocamentos e acelerações translacionais associados a direção Z, sendo aumentados considerando a direção X. Este comportamento pode ser observado nos gráficos de convergência obtidos após o tratamento estatístico.

Considerando-se os resultados no domínio da frequência, como a estrutura apresenta modo de vibração fundamental sendo de flexão em torno do eixo X (carregamento associado a direção Z), a amplitude máxima referente a frequência natural associada ao modo de torção [Modelo flexível:  $f_{02} = 0,188$  Hz. Modelo rígido:  $f_{02} = 0,187$  Hz] foi identificada apenas na avaliação dos deslocamentos e acelerações referentes a direção X. Estes gráficos ilustram que o aumento do ângulo de incidência intensificam os efeitos de torção e diminuem os efeitos de flexão.

Levando-se em conta o deslocamento limite determinado pela NBR 8800 (2008) ( $U_{lim} = 0,432$  m), destaca-se que a partir da velocidade de 40 m/s (144 km/h) os deslocamentos máximos médios ultrapassam o limite da norma, considerando a direção X e o ângulo de incidência de 75° [Modelo flexível:  $U_x = 0,436$  m ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $U_x = 0,446$  m ( $\alpha = 75^\circ$ )]. A partir desta velocidade o limite de

deslocamento horizontal pode ser ultrapassado de acordo com o ângulo de incidência empregado, sendo o caso mais significativo referente a velocidade de 50 m/s (180 km/h) associado com o ângulo de 75° [Modelo flexível:  $U_x = 0,653$  m ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $U_x = 0,660$  m ( $\alpha = 75^\circ$ )]

Considerando-se as acelerações máximas médias de pico, destaca-se que a partir de 25 m/s (90 km/h) [Modelo flexível:  $a_x = 0,109$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 45^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_x = 0,109$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 45^\circ$ )] os valores excedem o limite determinado pela NBR 6123 (1988) ( $a_{lim} = 0,1$  m/s<sup>2</sup>). Portanto, devido a elevada quantidade de análises realizadas e a constatação de que as acelerações associadas as velocidades acima de 25 m/s (90 km/h) não atendem ao limite estabelecido pela norma brasileira, somente será destacada a avaliação do conforto humano referente a velocidade de projeto [35 m/s (126 km/h)].

Analisando as acelerações translacionais máximas médias de pico associadas a direção global Z, referentes a velocidade de projeto [35 m/s (126 km/h)], considerando o critério de Hirsch & Bachmann (1995), os efeitos de vibrações excessivas são incômodos até os ângulos de incidências alcançarem 45° [Modelo flexível:  $a_z = 0,160$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 45^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_z = 0,153$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 45^\circ$ )], portanto, a partir de 45° as acelerações são classificadas como perceptíveis até a angulação de 75° [Modelo flexível:  $a_z = 0,126$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_z = 0,123$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 75^\circ$ )]. Destaca-se que as acelerações máximas médias ultrapassam o limite determinado pela NBR 6123 (1988) ( $a_{lim} = 0,1$  m/s<sup>2</sup>) e são classificadas como confortáveis pela norma ISO 2631 (1997).

Considerando-se as acelerações translacionais máximas médias de pico referentes a direção global X, relacionadas a velocidade de projeto [35 m/s (126 km/h)], de acordo com o critério de Hirsch & Bachmann (1995), os efeitos de vibrações excessivas são perceptíveis até os ângulos de incidências alcançarem 15° [Modelo flexível:  $a_x = 0,138$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 15^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_x = 0,140$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 15^\circ$ )], com isso, a partir de 15° as acelerações são classificadas como incomodas até a angulação de 75° [Modelo flexível:  $a_x = 0,297$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_x = 0,313$  m/s<sup>2</sup> ( $\alpha = 75^\circ$ )]. Observa-se que as acelerações máximas médias ultrapassam o limite determinado pela NBR 6123 (1988) ( $a_{lim} = 0,1$  m/s<sup>2</sup>) e são classificadas como confortáveis pela norma ISO 2631 (1997).

Analisando as acelerações RMS (valores máximos médios), adotou-se a ISO 6897 (1984), a qual determina a aceleração limite de acordo com a frequência natural onde a aceleração apresenta maior magnitude. Desta forma, considerando a direção Z, a aceleração máxima refere-se à frequência natural associada ao modo de flexão em torno do eixo global X [Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161$  Hz. Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163$  Hz]. Entretanto, referente a direção X, a aceleração máxima relaciona-se a frequência natural associada ao modo de torção em torno do eixo global Y [Modelo flexível:  $f_{02} = 0,188$  Hz. Modelo rígido:  $f_{02} = 0,187$  Hz]. Portanto, os limites estabelecidos pela curva 1 (curva indicada para edifícios) são, respectivamente,  $0,055 \text{ m/s}^2$  ( $a_{z\text{lim}} = 0,055 \text{ m/s}^2$ ) e  $0,051 \text{ m/s}^2$  ( $a_{x\text{lim}} = 0,051 \text{ m/s}^2$ ).

Considerando-se as acelerações RMS referentes a direção Z, a partir da velocidade de vento de  $35 \text{ m/s}$  ( $126 \text{ km/h}$ ) [Modelo flexível:  $a_{z\text{RMS}} = 0,057 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 15^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_{z\text{RMS}} = 0,055 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 15^\circ$ )], o limite determinado pela norma ISO 6897 (1984) é excedido ( $a_{z\text{lim}} = 0,055 \text{ m/s}^2$ ). Desta forma, verificando as acelerações RMS associadas a direção X, destaca-se que a partir da velocidade de  $30 \text{ m/s}$  ( $108 \text{ km/h}$ ) [Modelo flexível:  $a_{x\text{RMS}} = 0,061 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 75^\circ$ ). Modelo rígido:  $a_{x\text{RMS}} = 0,061 \text{ m/s}^2$  ( $\alpha = 75^\circ$ )] o valor limite é ultrapassado ( $a_{x\text{lim}} = 0,051 \text{ m/s}^2$ ).

Levando-se em conta a variação dos ângulos de incidência, sendo o objetivo do estudo a verificação do comportamento estrutural dinâmico do edifício, considerou-se apenas uma série de carregamento referente a velocidade de projeto [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  ( $126 \text{ km/h}$ )], portanto, não sendo realizado o tratamento estatístico e a avaliação do conforto humano, visto que não foram calculados os valores máximos médios.

Destaca-se que as amplitudes máximas relacionadas aos deslocamentos e acelerações no domínio da frequência apresentaram um comportamento não padronizado. Considerando-se a direção Z, as frequências de excitação associadas ao modo de flexão em torno do eixo X [Modelo flexível:  $f_{01} = 0,161$  Hz. Modelo rígido:  $f_{01} = 0,163$  Hz] variaram entre  $0,161$  Hz ( $\alpha_z$  igual a  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $75^\circ$ ) e  $0,165$  Hz ( $\alpha_z$  igual a  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ). Outrossim, referente a direção X, as frequências de vibração associadas ao modo de flexão em torno do eixo Z [Modelo flexível:  $f_{03} = 0,194$  Hz. Modelo rígido:  $f_{03} = 0,194$  Hz] variaram entre  $0,190$  Hz ( $\alpha_x$  igual a  $60^\circ$  e  $75^\circ$ ) e  $0,194$  Hz ( $\alpha_x$  igual a  $15^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $45^\circ$ ). Portanto, conclui-se ser relevante a análise aprofundada do comportamento estrutural dinâmico associado ao carregamento não determinístico de vento sujeito a variação dos ângulos de incidência.

## 12.8 Comparação de resultados: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023)

Ao longo desta pesquisa destacou-se as alterações ocorridas na revisão da NBR 6123 publicada em dezembro de 2023, dentre elas a mais relevante consiste na modificação do tempo de recorrência referente a avaliação do conforto humano. Segundo a NBR 6123 (1988) a aceleração translacional máxima não deve exceder o limite de  $0,1 \text{ m/s}^2$  ( $a_{\text{lim}} = 0,1 \text{ m/s}^2$ ), considerando o tempo de recorrência de 10 anos, após a revisão, a NBR 6123 (2023) adotou o critério determinado pela norma ISO 10137 (2007), estabelecendo curvas limites calculadas com base no tempo de recorrência de 1 ano. Deste modo, a Figura 83 apresenta os novos limites associados a frequência fundamental do modelo estrutural em estudo [ $f_{01} = 0,16 \text{ Hz}$ ].

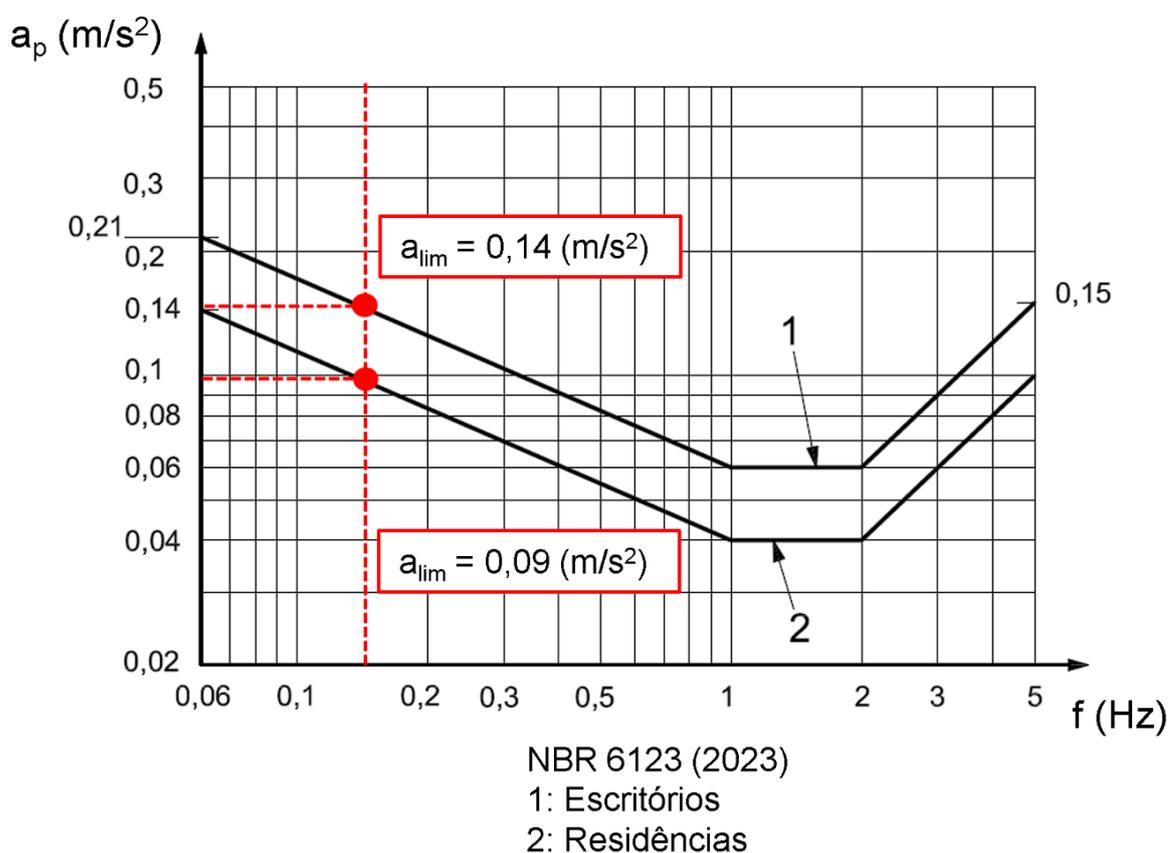


Figura 83: Aceleração máxima limite ( $f = 0,16 \text{ Hz}$ ): NBR 6123 (2023)

Considerando-se as alterações mencionadas, o Apêndice A apresenta duas abordagens distintas de comparações entre as normas. Primeiramente, recalculou-se as curvas limites [curva 1: referente a escritórios; curva 2: referente a residências] com

base no tempo de recorrência de 10 anos, onde os valores de acelerações máximas médias determinados durante a avaliação dos efeitos dos modos de flexão foram avaliados de acordo com as novas curvas calculadas. Em seguida, considerando-se a velocidade de projeto [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h)], foram geradas novas séries de carregamento referentes ao tempo de recorrência de 1 ano, sendo comparados os valores de acelerações máximas médias, assim como os gráficos de convergência e as avaliações no domínio do tempo e da frequência.

Conclui-se que, referente a velocidade de projeto [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h)], considerando a NBR 6123 (1988) as acelerações translacionais máximas médias [Modelo flexível:  $a_z = 0,193 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,180 \text{ m/s}^2$ ] não atendem ao critério de avaliação do conforto humano determinado ( $a_{\text{lim}} = 0,1 \text{ m/s}^2$ ). Entretanto, de acordo com os novos parâmetros apresentados pela a NBR 6123 (2023), as acelerações máximas médias calculadas [Modelo flexível:  $a_z = 0,102 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,101 \text{ m/s}^2$ ] excedem o limite estipulado para edifícios residenciais ( $a_{\text{lim}} = 0,09 \text{ m/s}^2$ ), porém estando abaixo do limite recomendado para edifícios comerciais ( $a_{\text{lim}} = 0,14 \text{ m/s}^2$ ).

## 12.9 Considerações finais

Constata-se que a avaliação do estado limite de serviço (ELS) de edifícios altos através simplesmente da análise estática pode ser insuficiente, visto que os valores de deslocamento translacionais horizontais máximo determinados não abrangem na totalidade todos os critérios de conforto humano relevantes. Portanto, torna-se necessária a avaliação mediante análise estrutural dinâmica não determinística, considerando o tratamento estatístico das respostas e a análise das acelerações translacionais máximas médias.

Finalmente, as análises demonstram que o modelo estrutural apresenta flexibilidade elevada, visto que as frequências naturais referentes aos modos de vibrações de flexão e torção são consideravelmente abaixo do valor de 1 Hz [ $f_{01} = 0,16 \text{ Hz}$  (flexão em torno do eixo X);  $f_{02} = 0,18 \text{ Hz}$  (torção em torno do eixo Y);  $f_{03} = 0,19 \text{ Hz}$  (flexão em torno do eixo Z)]. Portanto, os deslocamentos translacionais horizontais máximos médios e as acelerações translacionais máximas médias associadas a velocidade de projeto [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  (126 km/h)] não atendem as normas e recomendações de projeto relacionadas aos níveis de conforto humano.

### 12.10 Sugestão para trabalhos futuros

- a) Considerar outros projetos de edifícios reais com diferentes alturas, geometrias e materiais (sistemas estruturais de concreto armado), sendo realizada a avaliação do conforto humano.
- b) Adotar o tempo de recorrência de 1 ano, conforme recomendado pela revisão da NBR 6123 realizada em 2023, considerando todas as velocidades de vento presentes na isopletas de velocidade básica.
- c) Considerar o emprego de métodos de amostragem aleatória, como o Método de Monte Carlo, na determinação dos ângulos de incidência.
- d) Considerar a modelagem numérica das alvenarias, a fim de avaliar a influência sobre os valores da resposta dinâmica dos edifícios (deslocamentos e acelerações).
- e) Realizar ensaios experimentais utilizando túneis de vento, com o objetivo de avaliar qualitativamente os resultados destes testes.
- f) Verificar o comportamento das cargas de vento através de simulações computacionais dinâmicas utilizando a metodologia Computational Fluid Dynamics (CFD).

## REFERÊNCIAS

- ALGABA, F. G. Avaliação de Métodos Teóricos para Estimativa do Comportamento de Edifícios Altos Sob Ação de Vento Turbulento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERING STANDARD. ASCE: Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures. Virginia, 2010.
- ANSYS Swanson Analysis Systems Inc., 2009. Theory Reference (versão 12.1)
- ANTONIAZZI, J. P. Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Marina. Santa Maria, 2016.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A., An approximate method to estimate the bearing capacity of piles, 1975.
- ARAÚJO, A. C. Análise da interação solo-estrutura em edifícios altos. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Construção Civil. Universidade Federal de Goiás. Goiás, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- BARBOZA, R. R. 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, 2016.
- BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S. Análise de conforto humano em edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento. XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-18, 2015.
- BARILE, Alan. Avaliação da resposta estrutural dinâmica de edifícios submetidos à ação do vento com base na comparação entre metodologias distintas para estimativa das acelerações. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

BASHOR, R. KAREEM, A. Probabilistic Performance Evaluation of Buildings: Na Occupant Comfort Perspective. 12th International Conference on Wind Engineering, Australia, July 1-6, 2007.

BASKARAN, A. Wind engineering studies on tall buildings – transitions in research. Building and Environment, Montreal, v. 28, n. 1, p. 1-19, Jan. 1993.

BASTOS, L. de 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 (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

BASTOS, L. S., SILVA, J. G. S. S. Modelagem numérica do comportamento estrutural dinâmico e análise de conforto humano de edifícios altos submetidos à ação de cargas de vento não determinísticas. XXXVII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-19. Brasília, 2016.

BENEKE, D. L.; KWOK, K. C. S. Aerodynamic effect of wind induced torsion on tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol.50, 1993 - pp.271-280.

BLESSMANN, J. Ação do vento em edifícios. 2ª.ed. Porto Alegre. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1989. 81p. ISBN 85-7025-177-7.

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

BLESSMANN, J. Wind excitation of neighbouring tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, v. 18, p. 91-103, 1985.

BOGGS, D. W. Acceleration indexes for human comfort in tall buildings - peak or RMS? Council on Tall Buildings and Urban Habitat, 1997.

BOGGS, D. W.; HOSOYA, N.; COCHRAN, L. Sources of torsional wind on tall buildings: lessons from the wind tunnel. Advanced Technology in Structural Engineering (Proceedings of the 2000 Structures Congress & Exposition), Philadelphia, May 2000, SEI/ASCE.

BORGES, A. C. L. Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2009.

BORGES, A. C. L.; FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CAVALCANTI, G. A. A. Análise do comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos. In: Anais do 51º Congresso Brasileiro de Concreto (CBC), Recife, 2009.

BOSE, P. R.; DATTA, T. K. Lateral-torsional motion of tall buildings to along windforces. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol.50, 1993 - pp.299-308.

BRASIL, R. & SILVA, M. Introdução à dinâmica das estruturas para engenharia civil. 1ª edição. Editora Blucher, São Paulo, 2013.

BURTON, M. D., KWOK, K. C. S., HITCHCOCK, P. A., DENOON R. O. Frequency Dependence Of Human Response To Wind-Induced Building Motion. Journal of Structural Engineering, pp. 296-303, 2006.

CAMELO, Henrique do Nascimento; LUCIO, Paulo Sérgio; GOMES, Oseas Machado; LEAL JUNIOR, João Bosco Verçosa. Utilização de análise de correspondência para classificação da velocidade do vento no nordeste brasileiro. Revista Principia, João Pessoa, nº 31, p. (24-30), dezembro, 2016. Disponível em: <https://periodicos.ifpb.edu.br/index.php/principia/article/download/642/563>. Acesso em: 24/04/2023.

CARPEGGIANI, E. A. Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento. 2004. Dissertação (Mestre em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2004.

CARVALHO, Marcelo Meirelles de. Conforto humano em edifícios altos devido ao efeito do vento. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

CHANG, F. at all. Human Response to Motions in Tall Buildings. Journal of the Structural Division, v. 99, Issue 6, pp. 1259-1272, New York, 1973.

CHANG, F. Wind and movement in tall buildings. Civil Engineering. ASCE, New York, 1967.

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, 2006.

CHIEN, N.; FENG, T.; SIAO, T.; WANG, H. Wind-tunnel studies os pressure distribution on elementary building forms. Iowa Institute of Hydraulic Research, Iowa City, 1951.

CLOGH, R. W; PENZIEN, J. Dynamic of Structures; McGraw-Hill, 634p. 1993.

DAVENPORT, A. G. How can we simplify and generalize Wind loads? Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Ontario, v. 54-55, p.657-669, 1995.

DAVENPORT, A.G. Buffeting of Structures by Gusts. Symposium N.16, Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington/ England, v.01, Paper 09, 357-391, 1963.

DRUMMOND, Rodrigo C. O. Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo estrutura. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

FARIAS, Juliana Mattos. Investigação sobre a resposta estrutural dinâmica não determinística e análise do conforto humano de edifícios. 148f. Dissertação (Mestrado

em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia (FEN). Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2023.

FARIAS, Rômulo da Silva. Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto com a incorporação da interação solo-estrutura e das ações evolutivas. 2018. 263p. Tese de doutorado – Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos-SP, 2018.

FERNANDES, Carolina Ribeiro. Vibração de edifícios em flexão e em torção induzida pelo vento. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

FRANCO, M. A torção nos edifícios altos. In: V Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, CD. 2002.

FRANCO, M. Direct along-wind dynamics analysis of tall structures. Boletim Técnico da Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. São Paulo, 1993.

FRANCO, M., MEDEIROS, S. R. P. O método do “vento sintético” - Novas considerações. Revista TQS News. n 33, pp. 38-46, 2011.

GODOY, N. S., TEIXEIRA, A. T. Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas. Fundação: Teoria e Prática. Editora Pini, São Paulo, 1996.

GONÇALVES, F. Comportamento Dinâmico de um Modelo Simples Solo-Estrutura. 2012. 171f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Perfil Estruturas) - Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2012.

GOTO, T. Studies On Wind-Induced Motion Of Tall Buildings Based On Occupants Reactions. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 13, pp. 241-252, 1983.

HANSEN, R. J., REED J. W., VANMARCKE, E. H. Human Response to Wind-Induced Motion of Buildings. Journal of Structural Division, ASCE, v. 99, July 1973.

HARRIS, C. L. Influence of neighboring structures on the wind pressure on tall buildings. Bureau of Standards Journal of Research-Research. Paper RP 637, vol. 12, January 1934.

HELSLEY, Robert W.; STRANGE, William C. A game-theoretic analysis of skyscrapers. Journal of Urban Economics, v. 64, n. 1, p. 49-64, 2008.

HIRSCH & BACHMANN. Wind-induced vibrations. In: BACHMANN et al. Vibration problems in structures: practical guidelines. Boston, Belim: Birkhäuser, 1995.

HUANG, M. F., CHAN, C. M., KWOK, K., HITCHCOCK, P. Cross correlations of modal responses of tall buildings in wind-Induced lateral-torsional motion. Engineering Mechanics, v. 135, n. 8, pp. 802-812, 2009.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations, Switzerland, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements, Switzerland, 1985.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements, Switzerland, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. ISO 6897: Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0,063 to 1 Hz), Switzerland, 1984.

IRWING, A. W. Perception, Comfort and Performance Criteria For Human Beings Exposed To Whole Body Pure Yaw Vibration and Vibration Containing Yaw And Translational Components. *Journal of Sound and Vibration*, v. 76, n. 4, pp. 481-497, 1981.

KASPERSKI, M. Extreme wind load distributions for linear and nonlinear design. *Engineering Structures*, Bochum, v. 14, n. 1, p. 27-34, 1992.

KWOK, K. C. S., HITCHCOCK, P. A., BURTON, M. Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 97, pp. 368-380, 2009.

KWON, D. K., KAREEM, A. Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings. *Engineering Structures*, v. 51, pp. 23-35, 2013.

KWON, D. K., KAREEM, A. Multiple Database-Enabled Design Module with Embedded Features of International Codes and Standards. *International Journal of High-Rise Buildings*, v. 3, pp. 257-269, 2013.

LAMB, S., KWOK, K. C. S., WALTON, D. A longitudinal field study of the effects of wind-induced building motion on occupant wellbeing and work performance. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 133, pp. 39-51, 2014.

LAVÔR, L. Conforto Humano em Edifícios Altos Excitados pelo Vento: Metodologias de Determinação das Acelerações e Critérios de Conforto. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

LIAG, B.; TAMURA, Y.; SUGANUMA, S. Simulation of wind-induced lateraltorsional motion of tall buildings. *Computers & Structures*, Great Britain, vol.63, no.3, 1997 - pp.601-606.

LIMA, G. Análise do efeito de torção em prédios altos submetidos à ação do vento. Trabalho de conclusão de curso. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Paraná, 2019

LYUBLINSKIY, Valery. Torsion of asymmetric buildings during non-linear deformation of reinforced concrete. Moscow State University of Civil Engineering, 26, Yaroslavskoye shosse, Moscow, 129337, Russia

MASOTTI, D. Comparação de métodos de determinação do amortecimento estrutural através de técnicas de ajuste de curvas de funções de resposta em frequência. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Santa Catarina. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2013.

MATHWORKS, Inc., MATLAB Compiler (Versão 2015a), 2015.

MENDES, E. J., Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016.

MENDES, R. S. Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado. Revista Especialize On-line IPOG. Goiânia, 2015.

MENDONÇA, F. R. S. 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, 2012.

MORAIS, V. C. Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – PGE CIV). Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2014.

MOTA, M. M. C. Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados em campo. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

NASCIMENTO NETO, et al. (2002). Análise tridimensional de edifícios em alvenaria estrutural submetidos à ação do vento. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n.19, p.81-100, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC São Paulo, Brasil. POULOS, H. Pile draft foundations for tall buildings. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, v.42, n.2, Sydney, Australia, 2011.

RIOS, Marina Polónia. Efeito de amortecedores no comportamento dinâmico de edifícios altos sob cargas de vento. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2015.

SÁ, Luiz Daniel Silva de. Estudo do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e Análise de Conforto Humano de Edifícios Considerando-se o Efeito dos Painéis das Alvenarias de Vedação. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

SALEHINEJAD, Mahdi; LI, Yin Fai; MA, Quincy; FLAY, Richard George James. Tall building synthetic aerodynamic wind load generation for preliminary design. 22nd AWES Wind Engineering Workshop, Townsville, 20-21 June, 2024.

SANTOS, C. Vibrações/Christian dos Santos. Centro Universitário Leonardo da Vinci, Indaial, 2020

SANTOS, V. H. Comparação Do Método Discreto Da NBR 6123 E Do Método Do Vento Sintético Para Edificações Em Concreto Armado De Múltiplos Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2018.

SHINOZUKA, M. Monte Carlo Solution Of Structural Dynamics. Computers & Structures, v. 2, pp. 855-784, 1972.

SHINOZUKA, M. Stochastic Fields And Their Digital Simulation. Mechanics: Dynamical Systems, pp. 102-142, 1987.

SHINOZUKA, M., JAN, C. M. Digital Simulation Of Random Processes And Its Applications. Journal of Sound and Vibration, v. 25, n. 1, pp. 111-128, 1972.

SHINOZUKA, M., YUN, C. B., SEYA, H. Stochastics Methods in Wind Engineering. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 36, pp. 829-843, 1990."

SILVA, Jean Carlos Mota. Análise de conforto humano de edifícios considerando-se o efeito dos painéis das alvenarias de vedação e a influência da interação soloestrutura. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

SNAEBJORNSSON, J. T.; REED, D. A. Full-scale results of wind-induced motion in multi-story buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, V. 42, n. 1-3, p. 1113-1123, out. 1992.

TAMURA, Y. KAWANA, S., NAKAMURA, O., KANDA, J., NAKATA, S. Evaluation perception of wind-induced vibration in buildings. Structures and Buildings, v. 159, n. 5, pp. 283-293, 2006.

TEIXEIRA, Fabio Paiva. Modelagem do comportamento estrutural estático e dinâmico e avaliação de conforto humano de edifícios de concreto armado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015.

TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Géotechnique, London, v. 4, n. 4, pp. 297-326, 1955.

THORODDSEN, S. T.; PETERKA, J. A.; CERMAK, J. E. Correlation of the components of wind-loading on tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Amsterdam, vol.28, 1988 - pp.351-360.

VELLOSO, D. A. & LOPES, F.R. Fundações. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

VITOR, Karina Almeida. Um modelo simplificado de radier estaqueado em solo estratificado aplicado a casos com interação solo-estrutura / Carlos Augusto Paiva da Silva. Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2024.

XIE, Weiping; HUA, Yumeng. Structural Vibration Comfort: A Review of Recent Developments. Buildings 2024, 14, 1592, 2024.

ZHOU, Y., A. Kareem e M. Gu. Mode Shape Corrections for Wind Load Effects. Em: Journal of engineering mechanics v.128.n.1, pp. 15-23, 2002.

ZOU, L., HUANG, K., WANG, L., BUTTERWORTH, J., MA, X. Vibration control of adjacent buildings considering pile-soil-structure interaction. Journal of Vibration and Control, v. 18, n. 5, pp.684-695, 2012.

## APÊNDICE A - COMPARATIVO: NBR 6123 (1988) E NBR 6123 (2023)

O limite de aceleração máxima recomendada de  $0,1 \text{ m/s}^2$  segundo a NBR 6123 (1988) considera a ação do vento referente a um tempo de recorrência de 10 anos, sendo esta recomendação revisada na atualização da norma ocorrida em dezembro de 2023. Portanto, a NBR 6123 (2023) adotou o critério de avaliação recomendado pela norma ISO 10137 (2007), onde são apresentadas curvas de aceleração limite, calculadas com base no tempo de recorrência de 1 ano.

Devido a mudança no tempo de recorrência, o procedimento de determinação do fator estatístico ( $S_3$ ) foi alterado, onde o valor do parâmetro foi reduzido de 0,78 para 0,54, referente ao tempo de recorrência de 1 ano. Sendo assim, visto que as cargas de vento utilizadas neste trabalho foram determinadas com base na NBR 6123 (1988), e com objetivo de verificar os critérios de conforto humano de acordo com a nova recomendação, considerou-se a realização de duas comparações distintas.

Primeiramente as curvas limites (curva 1: edifícios comerciais; curva 2: edifícios residenciais) foram multiplicadas pela razão dos fatores estatísticos  $S_3$  associados a cada versão da norma. Em seguida, as acelerações máximas médias de pico referentes a direção Z, calculadas no Capítulo 10, são analisadas na Figura 84.

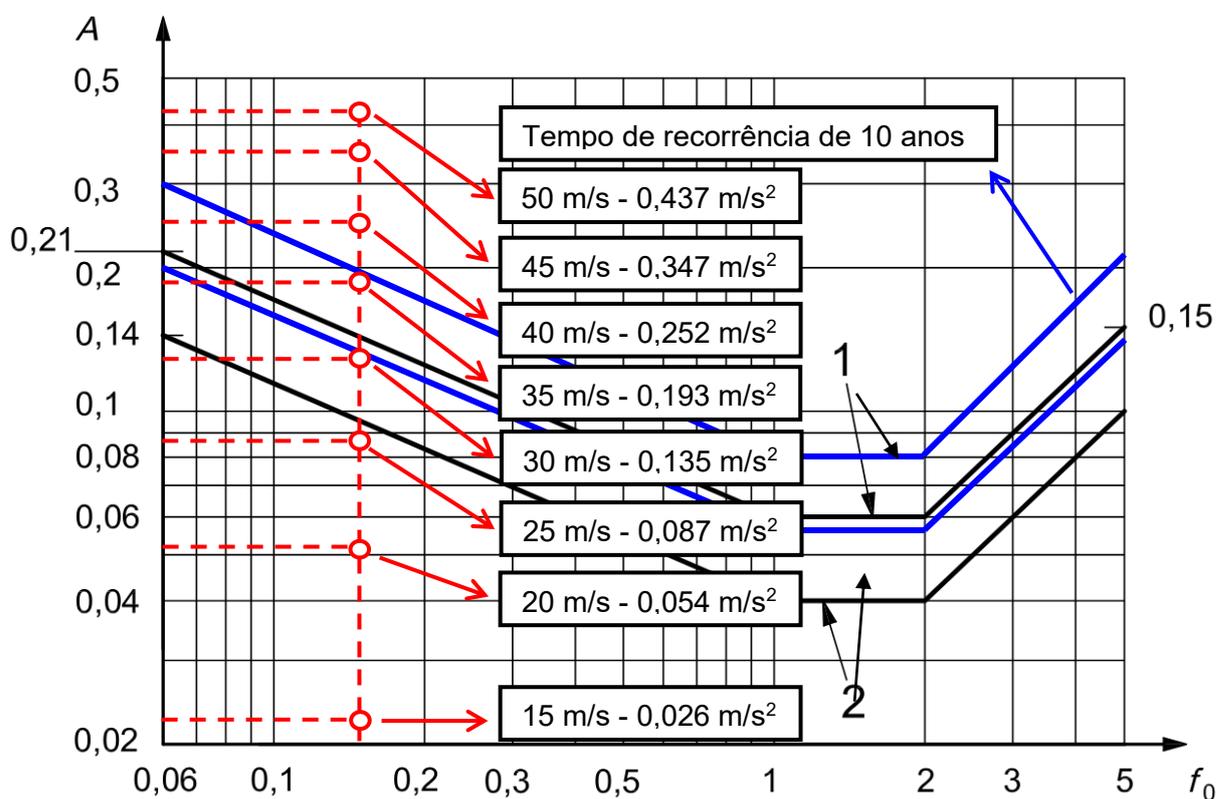


Figura 84 - Curvas limites: Tempo de recorrência de 10 anos - NBR 6123 (2023)

De acordo com as curvas recalculadas associadas ao tempo de recorrência de 10 anos, destaca-se que a aceleração translacional máxima média referente a velocidade de 35 m/s (126 km/h) ( $a_z = 0,193 \text{ m/s}^2$ ) excede o limite determinado para edifícios residenciais ( $a_{lim} = 0,137 \text{ m/s}^2$ ), porém atende ao limite estipulado para edifícios comerciais ( $a_{lim} = 0,20 \text{ m/s}^2$ ). Entretanto, a partir da velocidade de 40 m/s (144 km/h) ( $a_z = 0,252 \text{ m/s}^2$ ) as acelerações máximas médias não são adequadas aos limites apresentados [curva 1:  $a_{lim} = 0,20 \text{ m/s}^2$ ; curva 2:  $a_{lim} = 0,137 \text{ m/s}^2$ ].

Outro procedimento adotado, referente a verificação das diferenças entre as normas, consiste na geração de novas séries de carregamento considerando o tempo de recorrência de 1 ano. Portanto, os carregamentos foram aplicados individualmente em cada direção, de acordo com velocidade de projeto de 35 m/s (126 km/h), sendo os deslocamentos e acelerações máximas médias, assim como a diferença percentual entre as normas, apresentadas nas Tabelas 55 e 56.

Tabela 55 - Comparação: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023) (Modelo flexível)

NBR 6123	Direção Z				Direção X			
	RMS		Pico		RMS		Pico	
	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_x$ (m)	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_x$ (m)	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )
1988	0,079	0,058	0,247	0,193	0,030	0,032	0,097	0,106
2023	0,037	0,024	0,113	0,102	0,014	0,014	0,045	0,049
$\Delta\%$	53,79%	58,28%	54,26%	48,19%	54,67%	56,42%	54,06%	53,53%

Tabela 56 - Comparação: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023) (Modelo rígido)

NBR 6123	Direção Z				Direção X			
	RMS		Pico		RMS		Pico	
	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_x$ (m)	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_x$ (m)	$a_x$ (m/s <sup>2</sup> )
1988	0,076	0,057	0,222	0,180	0,031	0,032	0,098	0,107
2023	0,036	0,025	0,114	0,101	0,014	0,014	0,044	0,050
$\Delta\%$	53,15%	56,65%	48,73%	44,33%	54,90%	56,60%	55,29%	53,78%

De acordo com os valores apresentados, a magnitude das respostas associadas a NBR 6123 (2023) equivalem na ordem de 50% das respostas referentes a NBR 6123 (1988), destaca-se esta diferença nos gráficos de convergência ilustrados na Figura 85. Em seguida, a Figura 86 apresenta as acelerações características, referentes a direção Z, no domínio do tempo e da frequência.

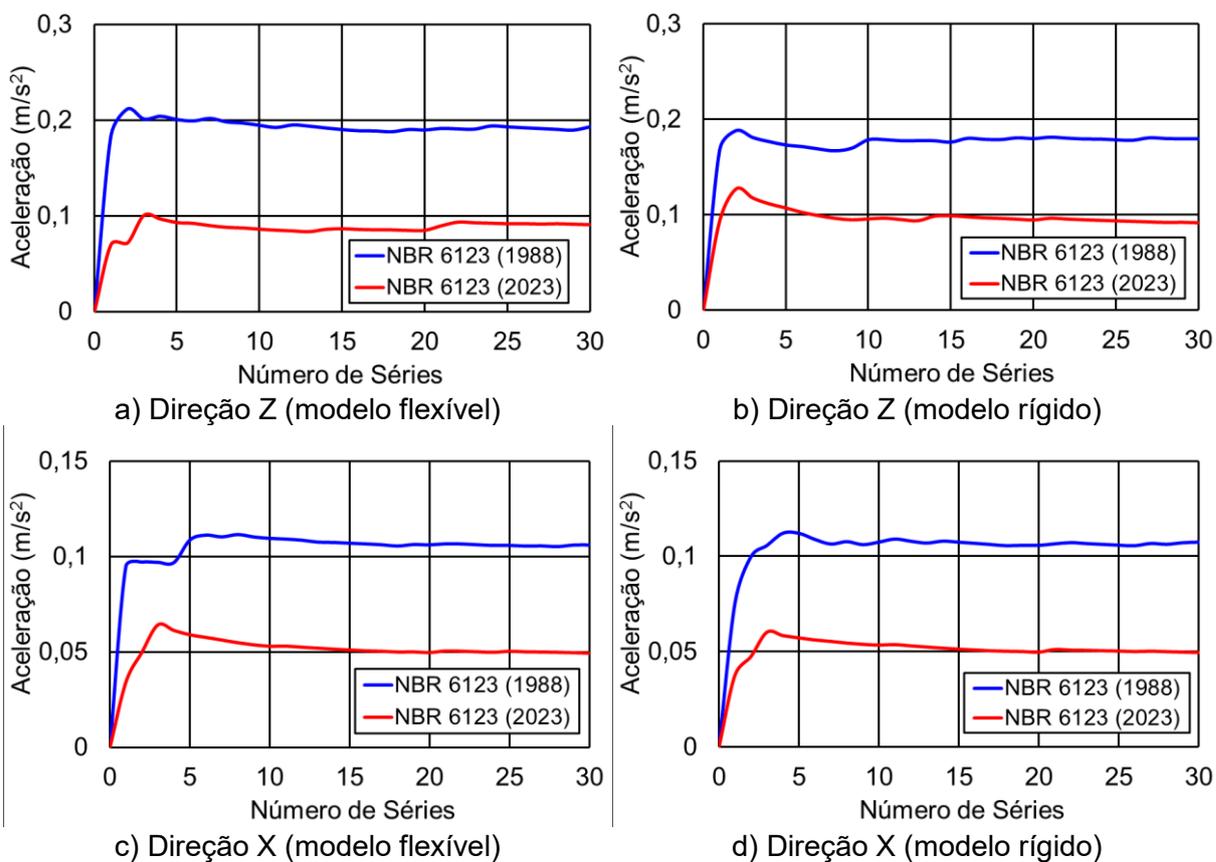


Figura 85 - Comparação de convergência: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023)

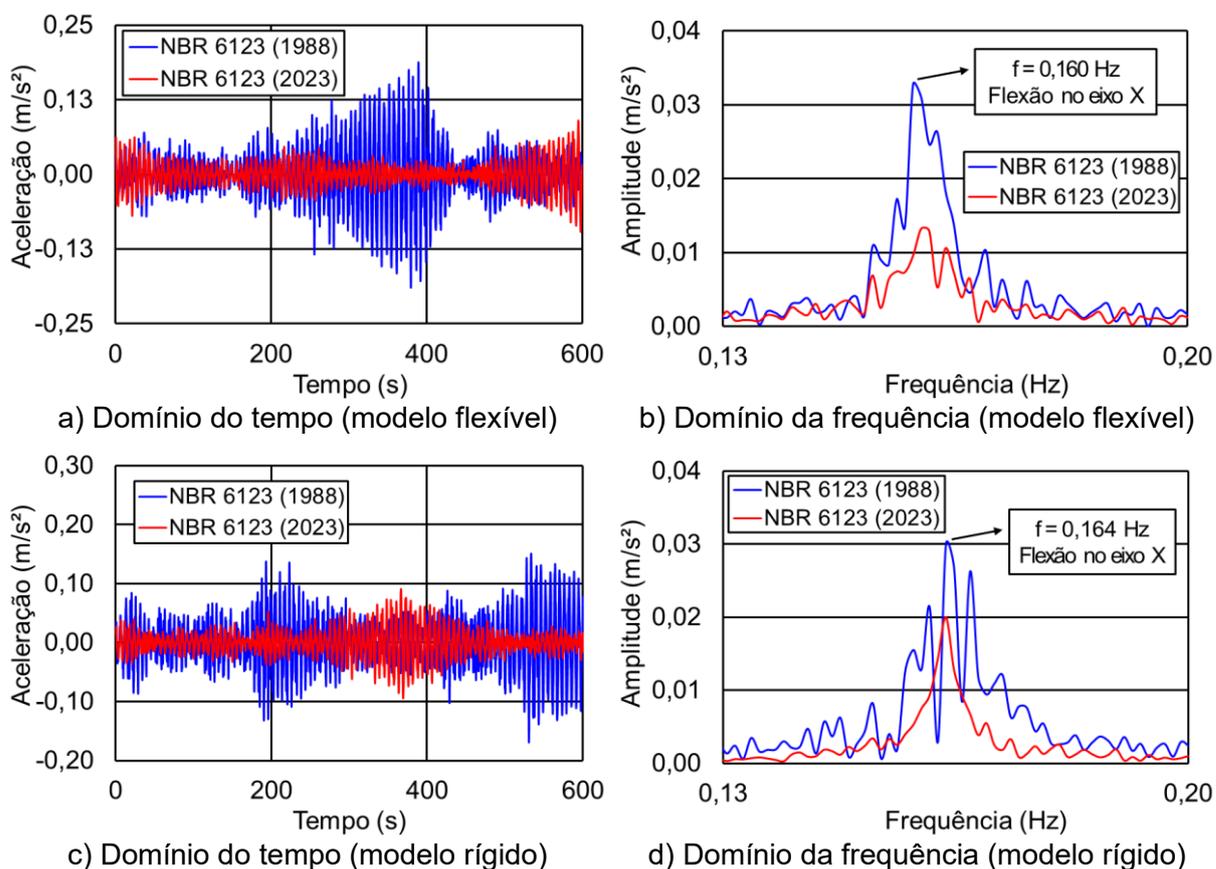


Figura 86 - Comparação das respostas: NBR 6123 (1988) e NBR 6123 (2023)

Considerando-se a aceleração translacional máxima média associada a velocidade de projeto [ $V_0 = 35 \text{ m/s}$  ( $126 \text{ km/h}$ );  $a_z = 0,1 \text{ m/s}^2$ ], determinada de acordo com as recomendações fornecidas pela NBR 6123 (2023) (tempo de recorrência de 1 ano), a Figura 87 apresenta a avaliação do valor determinado de acordo com o critério de conforto humano adotado pela referida norma.

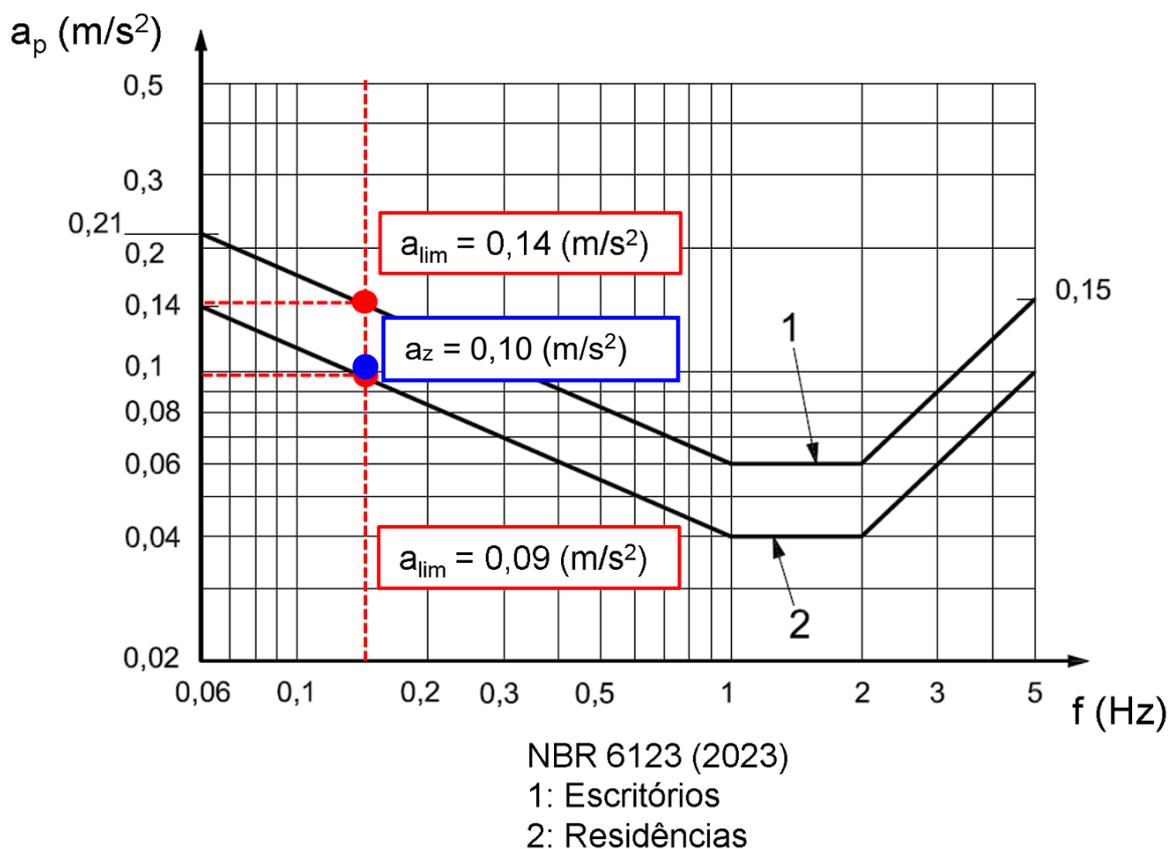


Figura 87 - Curvas limites: Tempo de recorrência de 1 ano - NBR 6123 (2023)

Pode-se concluir que, considerando a NBR 6123 (1988), as acelerações translacionais máximas médias referentes a velocidade de projeto de  $35 \text{ m/s}$  ( $126 \text{ km/h}$ ) [Modelo flexível:  $a_z = 0,193 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,180 \text{ m/s}^2$ ], não atendem ao critério de avaliação do conforto humano determinado pela referida norma ( $a_{lim} = 0,1 \text{ m/s}^2$ ). Porém, conforme as novas recomendações apresentadas na NBR 6123 (2023), apesar de as acelerações máximas médias [Modelo flexível:  $a_z = 0,1 \text{ m/s}^2$ . Modelo rígido:  $a_z = 0,1 \text{ m/s}^2$ ] excederem o limite referente aos edifícios residenciais ( $a_{lim} = 0,09 \text{ m/s}^2$ ), elas atendem a recomendação associada aos edifícios comerciais ( $a_{lim} = 0,14 \text{ m/s}^2$ ).

## **APÊNDICE B - ANÁLISE DINÂMICA (EFEITOS DOS MODOS DE FLEXÃO)**

Este apêndice tem como objetivo apresentar os valores da resposta dinâmica dos modelos estruturais, considerando os efeitos dos modos de flexão, incluindo os valores máximos médios dos deslocamentos translacionais horizontais no topo do edifício, assim como os valores máximos médios das acelerações de pico e das acelerações RMS.

Serão apresentados os resultados referentes as velocidades de vento onde a aceleração máxima média obtidas foram acima de  $0,1 \text{ m/s}^2$ , estando estes valores de aceleração acima do limite recomenda pela NBR 6123 (1988).

A Tabela 57 apresenta o tratamento estatístico referente a velocidade de vento de  $30 \text{ m/s}$  ( $108 \text{ km/h}$ ), onde as Figuras de 88 a 90 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e no domínio da frequência nos modelos estudados.

A Tabela 58 apresenta o tratamento estatístico da velocidade de vento de  $40 \text{ m/s}$  ( $144 \text{ km/h}$ ), onde as Figuras de 91 a 93 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e no domínio da frequência nos modelos estudados.

A Tabela 59 apresenta o tratamento estatístico da velocidade de vento de  $45 \text{ m/s}$  ( $162 \text{ km/h}$ ), onde as Figuras de 94 a 96 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e no domínio da frequência nos modelos estudados.

A Tabela 60 apresenta o tratamento estatístico da velocidade de vento de  $50 \text{ m/s}$  ( $180 \text{ km/h}$ ), onde as Figuras de 97 a 99 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e no domínio da frequência nos modelos estudados.

Tabela 57 - Tratamento estatístico: direção Z [ $V_0 = 30$  m/s (108 km/h)]

Séries	Modelo flexível				Modelo rígido			
	RMS		Pico		RMS		Pico	
	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
1	0,054	0,036	0,184	0,129	0,051	0,034	0,159	0,125
2	0,055	0,039	0,157	0,117	0,050	0,035	0,142	0,115
3	0,052	0,033	0,136	0,093	0,049	0,030	0,137	0,109
4	0,050	0,033	0,148	0,117	0,050	0,035	0,133	0,102
5	0,055	0,037	0,145	0,112	0,052	0,035	0,154	0,106
6	0,050	0,032	0,123	0,095	0,049	0,033	0,137	0,100
7	0,053	0,034	0,133	0,094	0,050	0,033	0,140	0,089
8	0,053	0,035	0,136	0,106	0,050	0,032	0,145	0,111
9	0,053	0,033	0,153	0,098	0,053	0,037	0,161	0,115
10	0,053	0,038	0,176	0,122	0,047	0,031	0,125	0,092
11	0,057	0,039	0,161	0,120	0,053	0,035	0,138	0,101
12	0,050	0,030	0,121	0,101	0,051	0,034	0,117	0,091
13	0,053	0,035	0,149	0,121	0,051	0,034	0,152	0,124
14	0,050	0,032	0,135	0,106	0,048	0,032	0,132	0,083
15	0,050	0,031	0,115	0,101	0,048	0,031	0,111	0,092
16	0,052	0,033	0,137	0,105	0,053	0,037	0,127	0,102
17	0,050	0,031	0,146	0,094	0,049	0,032	0,123	0,097
18	0,052	0,034	0,144	0,105	0,050	0,033	0,133	0,108
19	0,051	0,031	0,122	0,089	0,051	0,034	0,120	0,087
20	0,052	0,035	0,140	0,097	0,047	0,031	0,138	0,103
21	0,051	0,034	0,168	0,126	0,051	0,037	0,138	0,100
22	0,053	0,036	0,152	0,130	0,050	0,035	0,148	0,129
23	0,051	0,034	0,140	0,110	0,053	0,039	0,151	0,140
24	0,055	0,038	0,174	0,129	0,052	0,037	0,162	0,124
25	0,051	0,030	0,125	0,096	0,049	0,031	0,144	0,090
26	0,053	0,036	0,135	0,124	0,052	0,038	0,140	0,148
27	0,049	0,028	0,123	0,093	0,048	0,029	0,105	0,088
28	0,052	0,034	0,142	0,113	0,047	0,028	0,114	0,102
29	0,052	0,034	0,133	0,108	0,050	0,034	0,127	0,092
30	0,053	0,037	0,165	0,130	0,048	0,031	0,139	0,103
$\mu$	0,052	0,034	0,144	0,109	0,050	0,034	0,136	0,106
$\sigma$	0,002	0,003	0,017	0,013	0,002	0,003	0,015	0,016
$R_{z95\%}$	0,056	0,039	0,178	0,135	0,054	0,039	0,165	0,137

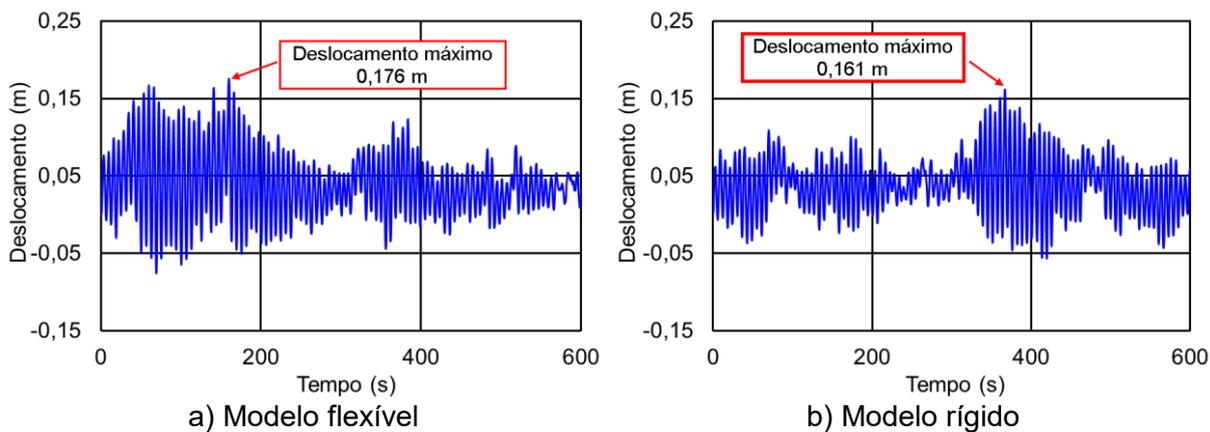


Figura 88 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 30$  m/s (108 km/h)]

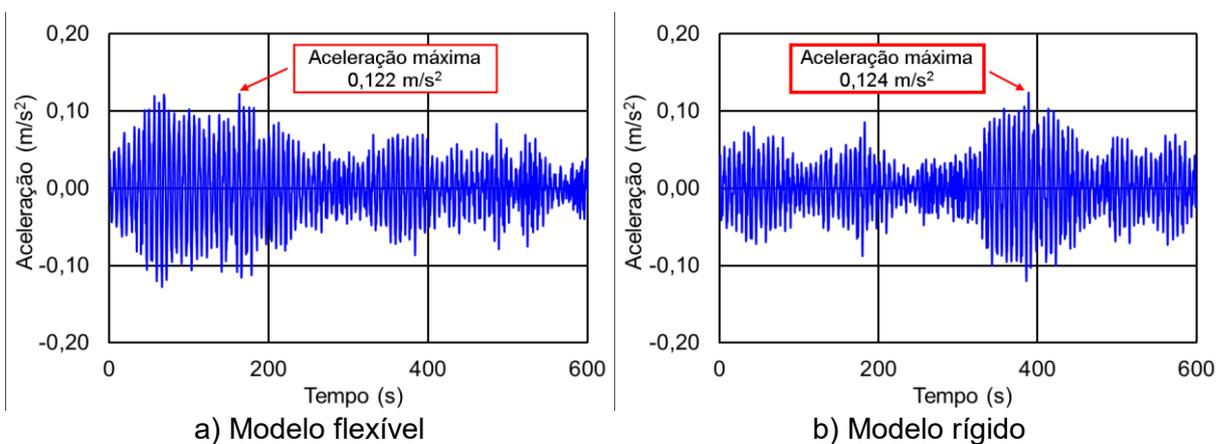


Figura 89 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 30$  m/s (108 km/h)]

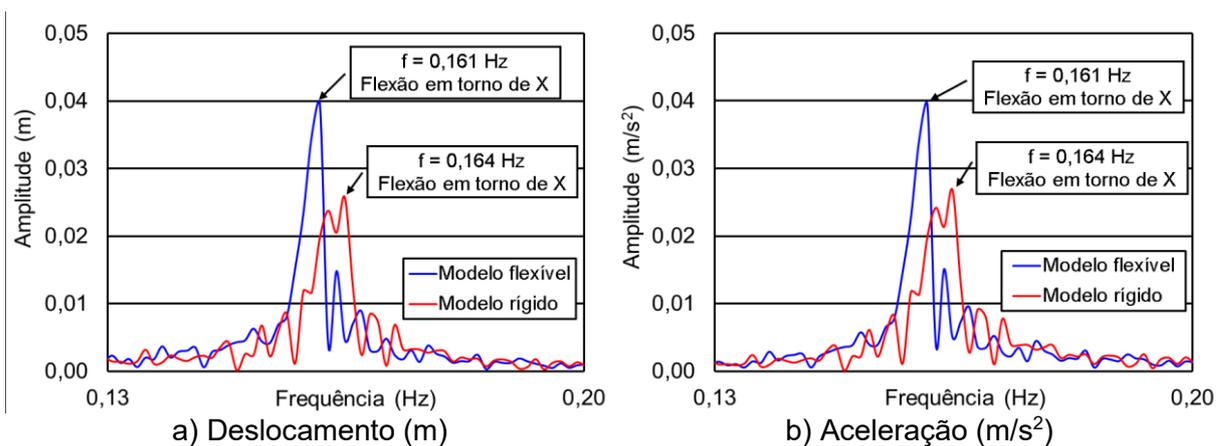


Figura 90 - Respostas no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 30$  m/s (108 km/h)]

Tabela 58 - Tratamento estatístico na direção Z [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]

Séries	Modelo flexível				Modelo rígido			
	RMS		Pico		RMS		Pico	
	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
1	0,103	0,072	0,270	0,229	0,095	0,065	0,242	0,208
2	0,097	0,066	0,225	0,189	0,095	0,069	0,247	0,235
3	0,102	0,070	0,329	0,212	0,100	0,072	0,266	0,230
4	0,103	0,074	0,309	0,251	0,096	0,071	0,271	0,220
5	0,094	0,063	0,226	0,188	0,094	0,067	0,276	0,287
6	0,102	0,072	0,261	0,188	0,097	0,070	0,242	0,206
7	0,098	0,068	0,276	0,195	0,094	0,067	0,228	0,188
8	0,098	0,067	0,283	0,204	0,099	0,074	0,262	0,239
9	0,094	0,064	0,262	0,214	0,094	0,069	0,293	0,208
10	0,095	0,067	0,269	0,236	0,092	0,068	0,255	0,223
11	0,093	0,063	0,215	0,162	0,093	0,068	0,261	0,176
12	0,095	0,067	0,228	0,187	0,088	0,061	0,210	0,171
13	0,099	0,071	0,300	0,217	0,100	0,075	0,302	0,252
14	0,093	0,060	0,286	0,186	0,090	0,061	0,250	0,197
15	0,097	0,063	0,269	0,185	0,091	0,059	0,210	0,179
16	0,094	0,062	0,260	0,229	0,090	0,061	0,234	0,214
17	0,094	0,061	0,246	0,189	0,090	0,059	0,230	0,183
18	0,097	0,067	0,292	0,214	0,093	0,065	0,313	0,243
19	0,090	0,059	0,249	0,175	0,091	0,065	0,229	0,192
20	0,088	0,054	0,225	0,174	0,088	0,059	0,236	0,199
21	0,099	0,071	0,269	0,232	0,087	0,058	0,277	0,181
22	0,095	0,068	0,265	0,218	0,095	0,072	0,270	0,220
23	0,097	0,065	0,232	0,178	0,089	0,059	0,238	0,169
24	0,098	0,068	0,261	0,232	0,095	0,068	0,268	0,233
25	0,100	0,071	0,288	0,211	0,098	0,073	0,280	0,275
26	0,102	0,074	0,268	0,230	0,097	0,071	0,273	0,262
27	0,092	0,065	0,269	0,235	0,090	0,066	0,231	0,200
28	0,099	0,066	0,261	0,202	0,094	0,063	0,254	0,209
29	0,094	0,063	0,281	0,192	0,094	0,068	0,250	0,212
30	0,093	0,065	0,293	0,238	0,089	0,064	0,324	0,297
$\mu$	0,096	0,066	0,265	0,206	0,093	0,066	0,257	0,217
$\sigma$	0,004	0,005	0,027	0,023	0,004	0,005	0,028	0,034
$R_{z95\%}$	0,104	0,075	0,318	0,252	0,100	0,076	0,312	0,283

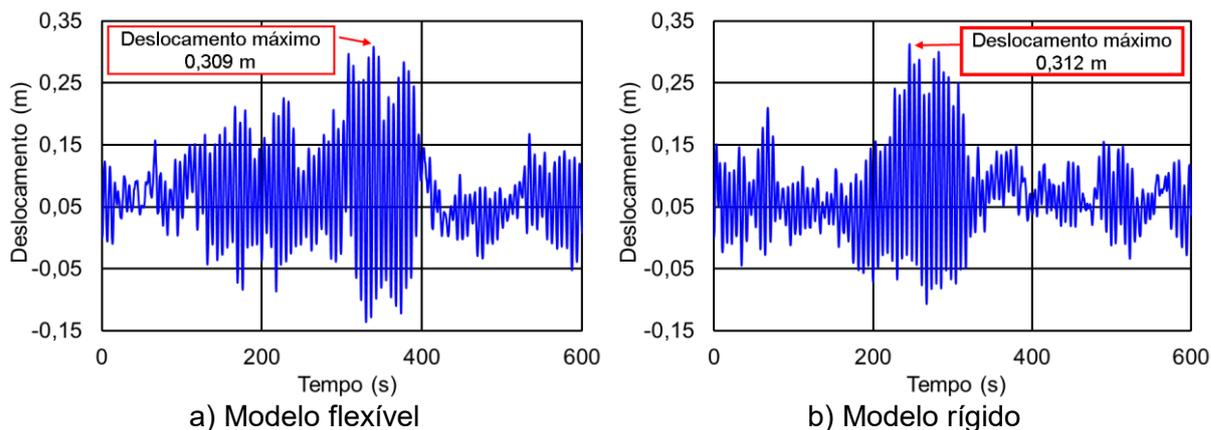


Figura 91 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]

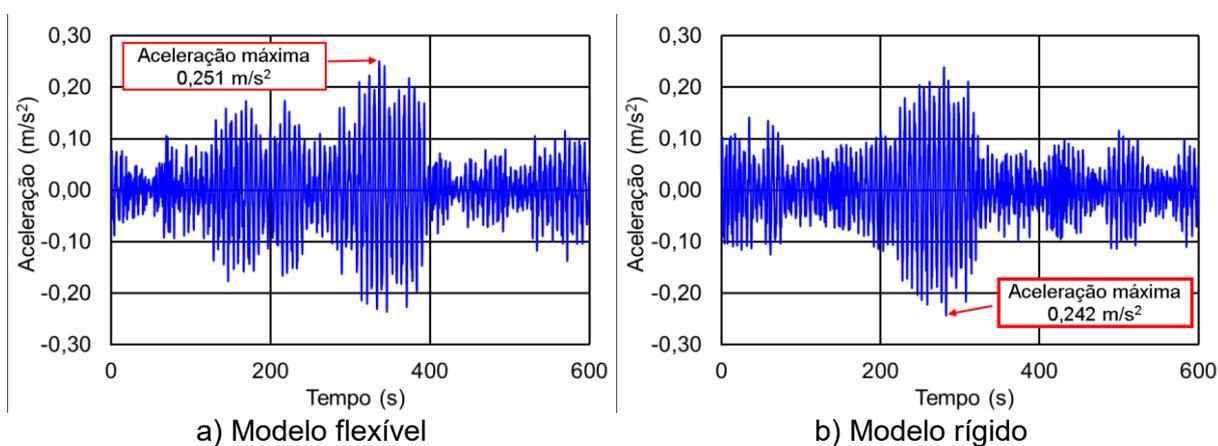


Figura 92 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]

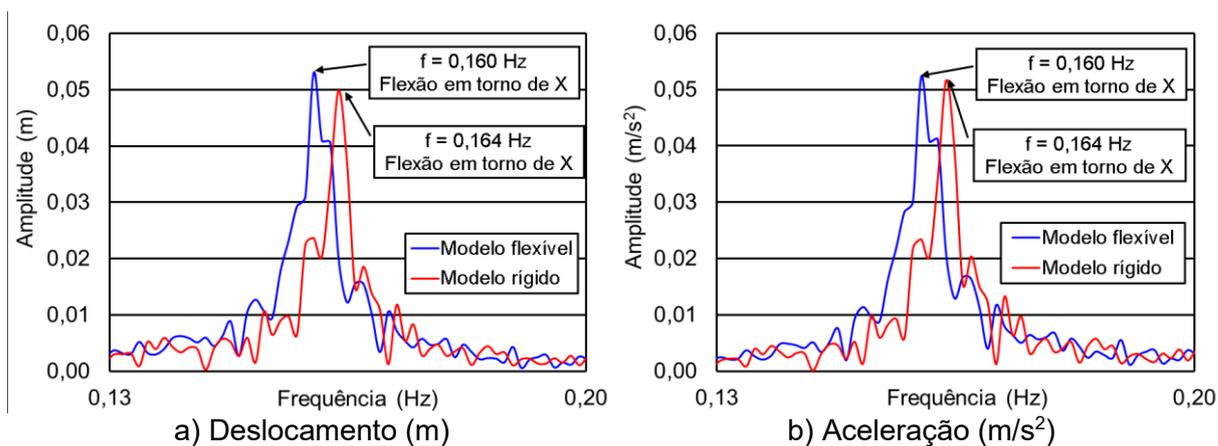


Figura 93 - Respostas no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]

Tabela 59 - Tratamento estatístico na direção Z [ $V_0 = 45 \text{ m/s}$  (162 km/h)]

Séries	Modelo flexível				Modelo rígido			
	RMS		Pico		RMS		Pico	
	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
1	0,126	0,086	0,287	0,248	0,116	0,079	0,271	0,232
2	0,121	0,078	0,372	0,274	0,119	0,083	0,358	0,262
3	0,133	0,099	0,384	0,330	0,123	0,090	0,405	0,329
4	0,124	0,086	0,401	0,262	0,123	0,091	0,361	0,253
5	0,124	0,086	0,401	0,262	0,110	0,077	0,325	0,239
6	0,130	0,093	0,379	0,294	0,124	0,092	0,378	0,338
7	0,124	0,083	0,358	0,246	0,127	0,094	0,453	0,361
8	0,123	0,088	0,392	0,306	0,118	0,086	0,384	0,292
9	0,127	0,095	0,371	0,290	0,110	0,076	0,333	0,253
10	0,121	0,085	0,342	0,333	0,112	0,079	0,255	0,283
11	0,124	0,085	0,371	0,249	0,118	0,082	0,303	0,230
12	0,130	0,092	0,337	0,304	0,113	0,072	0,292	0,217
13	0,125	0,092	0,361	0,318	0,118	0,088	0,332	0,307
14	0,116	0,078	0,296	0,283	0,114	0,081	0,290	0,271
15	0,129	0,090	0,394	0,278	0,127	0,093	0,405	0,315
16	0,115	0,073	0,278	0,222	0,113	0,076	0,288	0,209
17	0,120	0,077	0,333	0,240	0,123	0,089	0,349	0,265
18	0,127	0,090	0,336	0,240	0,121	0,087	0,362	0,278
19	0,119	0,075	0,349	0,213	0,117	0,078	0,317	0,221
20	0,128	0,087	0,320	0,307	0,121	0,084	0,338	0,324
21	0,118	0,077	0,318	0,276	0,116	0,080	0,342	0,318
22	0,131	0,097	0,398	0,329	0,122	0,090	0,336	0,301
23	0,124	0,087	0,315	0,280	0,114	0,079	0,325	0,262
24	0,121	0,084	0,280	0,211	0,112	0,077	0,247	0,207
25	0,125	0,087	0,368	0,307	0,123	0,089	0,350	0,287
26	0,126	0,094	0,354	0,283	0,117	0,087	0,304	0,268
27	0,127	0,092	0,316	0,288	0,114	0,080	0,313	0,257
28	0,126	0,094	0,325	0,319	0,114	0,084	0,328	0,290
29	0,123	0,086	0,316	0,307	0,116	0,081	0,338	0,264
30	0,130	0,091	0,333	0,292	0,125	0,090	0,321	0,277
$\mu$	0,125	0,087	0,346	0,280	0,118	0,084	0,333	0,274
$\sigma$	0,004	0,007	0,037	0,034	0,005	0,006	0,045	0,039
$R_{z95\%}$	0,133	0,100	0,418	0,347	0,128	0,095	0,421	0,351

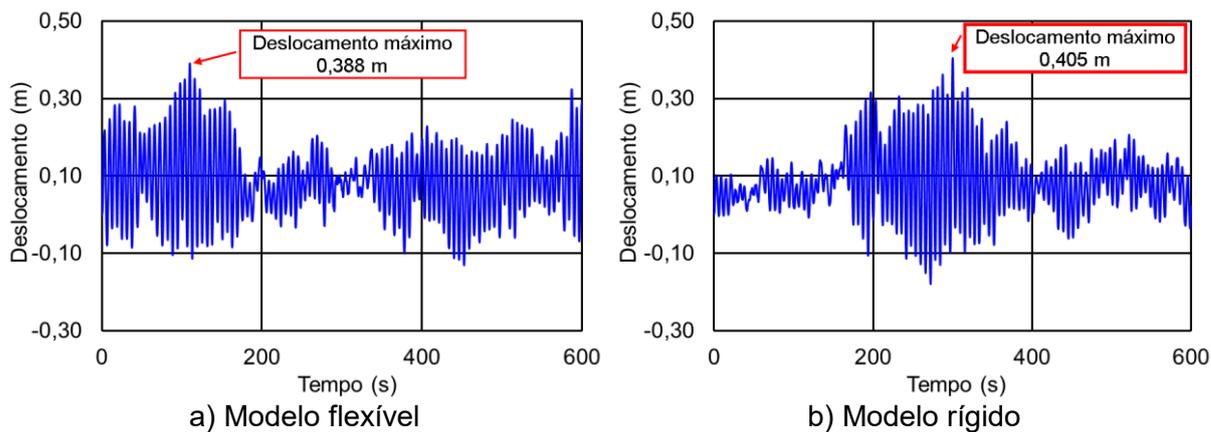


Figura 94 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 45$  m/s (162 km/h)]

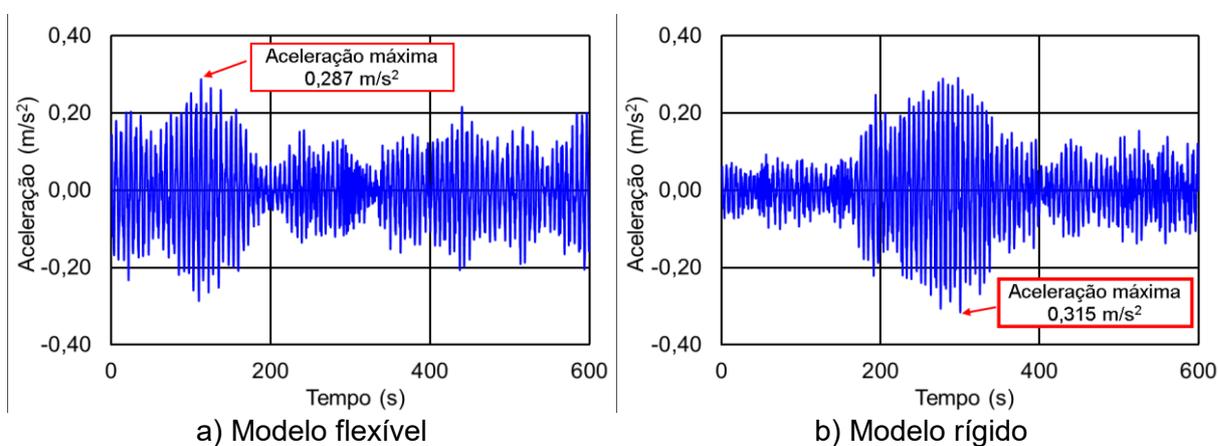


Figura 95 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 45$  m/s (162 km/h)]

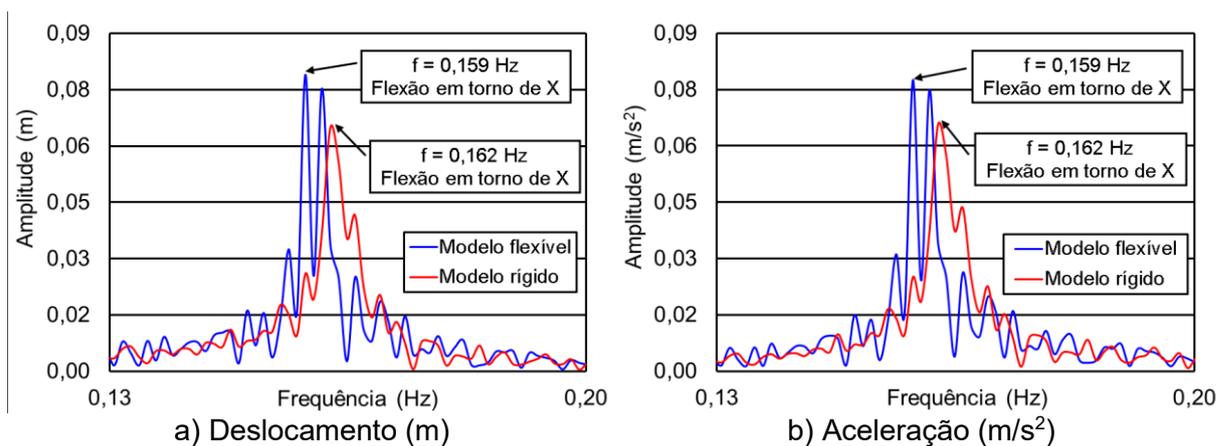


Figura 96 - Respostas no domínio da frequência na: direção Z [ $V_0 = 45$  m/s (162 km/h)]

Tabela 60 - Tratamento estatístico na direção Z [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]

Séries	Modelo flexível				Modelo rígido			
	RMS		Pico		RMS		Pico	
	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )	$U_z$ (m)	$a_z$ (m/s <sup>2</sup> )
1	0,166	0,123	0,470	0,365	0,152	0,112	0,463	0,334
2	0,161	0,117	0,514	0,448	0,152	0,112	0,424	0,360
3	0,151	0,115	0,406	0,336	0,140	0,108	0,360	0,314
4	0,146	0,098	0,539	0,362	0,141	0,099	0,391	0,364
5	0,149	0,105	0,413	0,324	0,147	0,110	0,437	0,352
6	0,144	0,106	0,367	0,298	0,145	0,114	0,394	0,334
7	0,167	0,123	0,494	0,444	0,164	0,125	0,449	0,417
8	0,160	0,112	0,460	0,322	0,155	0,114	0,493	0,406
9	0,156	0,109	0,424	0,317	0,150	0,109	0,476	0,407
10	0,150	0,105	0,373	0,338	0,146	0,105	0,375	0,350
11	0,154	0,113	0,499	0,308	0,150	0,114	0,539	0,369
12	0,153	0,104	0,413	0,384	0,155	0,114	0,444	0,397
13	0,149	0,101	0,379	0,327	0,148	0,109	0,412	0,328
14	0,169	0,125	0,494	0,420	0,157	0,117	0,467	0,415
15	0,144	0,094	0,459	0,367	0,142	0,101	0,410	0,361
16	0,150	0,109	0,361	0,331	0,147	0,113	0,389	0,334
17	0,147	0,101	0,378	0,308	0,150	0,114	0,456	0,349
18	0,145	0,099	0,378	0,304	0,141	0,101	0,373	0,320
19	0,141	0,083	0,400	0,282	0,134	0,082	0,351	0,291
20	0,154	0,106	0,443	0,329	0,149	0,106	0,467	0,358
21	0,151	0,103	0,445	0,384	0,143	0,098	0,535	0,460
22	0,162	0,118	0,397	0,317	0,157	0,119	0,441	0,392
23	0,164	0,114	0,411	0,331	0,150	0,102	0,384	0,307
24	0,149	0,101	0,364	0,286	0,149	0,109	0,399	0,341
25	0,164	0,119	0,430	0,334	0,159	0,119	0,408	0,347
26	0,143	0,095	0,406	0,264	0,147	0,110	0,418	0,301
27	0,153	0,106	0,423	0,364	0,148	0,107	0,428	0,324
28	0,170	0,127	0,485	0,441	0,167	0,130	0,464	0,385
29	0,164	0,126	0,381	0,354	0,149	0,112	0,357	0,345
30	0,155	0,107	0,384	0,303	0,159	0,120	0,436	0,342
$\mu$	0,154	0,109	0,426	0,343	0,150	0,110	0,428	0,357
$\sigma$	0,009	0,011	0,050	0,048	0,007	0,009	0,048	0,039
$R_{z95\%}$	0,171	0,130	0,523	0,437	0,164	0,128	0,522	0,433

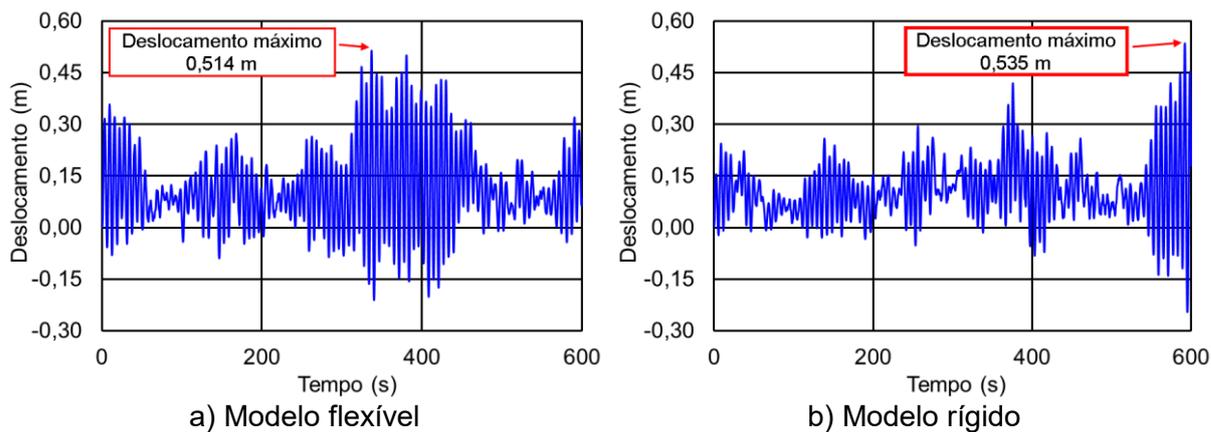


Figura 97 - Deslocamento no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]

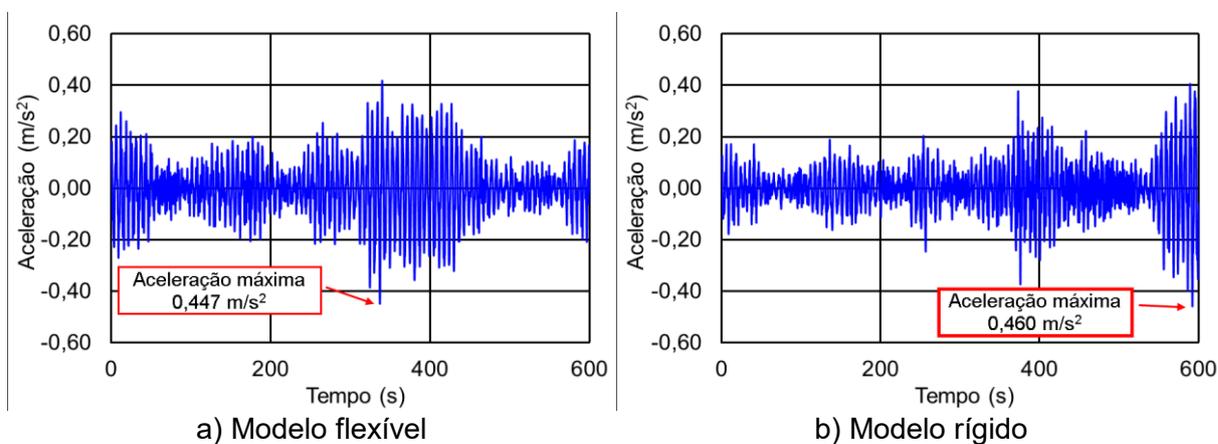


Figura 98 - Aceleração no domínio do tempo: direção Z [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]

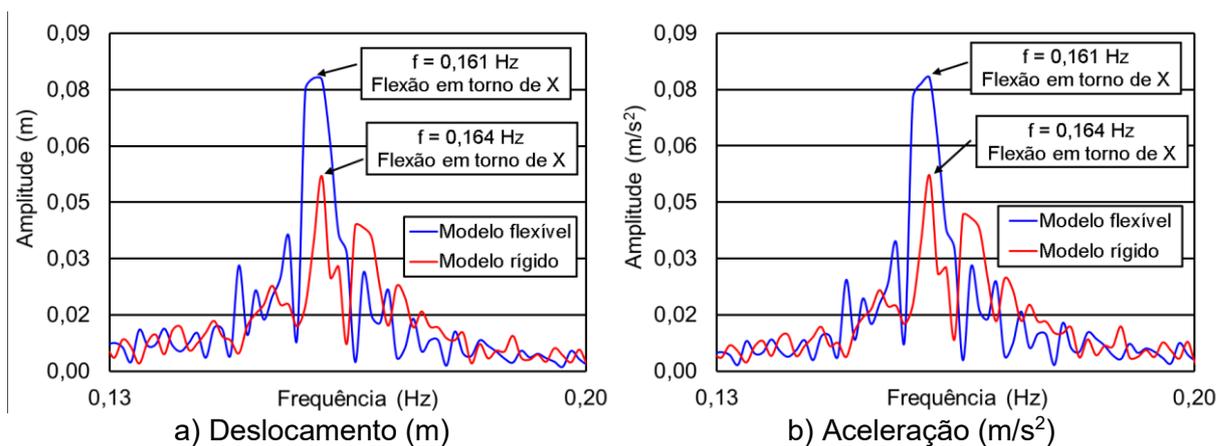


Figura 99 - Respostas no domínio da frequência: direção Z [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]

## **APÊNDICE C - ANÁLISE DINÂMICA (EFEITOS DOS MODOS DE TORÇÃO)**

Este apêndice tem como objetivo apresentar os valores da resposta dinâmica dos modelos estruturais, considerando os efeitos dos modos de torção, de acordo com os resultados máximos médios apresentados nas Tabelas 43 e 44.

Serão apresentados os resultados referentes as velocidades de vento onde a aceleração máxima média obtidas foram acima de  $0,1 \text{ m/s}^2$ , estando estes valores de aceleração acima do limite recomenda pela NBR 6123 (1988).

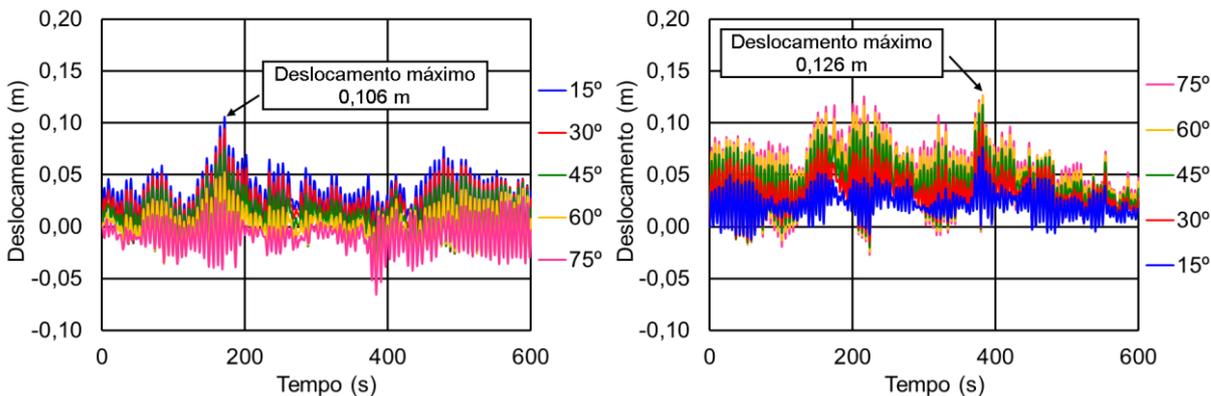
Considerando a velocidade básica de vento de  $25 \text{ m/s}$  ( $90 \text{ km/h}$ ), as Figuras 100 e 101 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e da frequência referente ao modelo com fundação flexível, enquanto as Figuras 102 e 103 apresentam os resultados do modelo com fundação rígida.

Considerando a velocidade básica de vento de  $30 \text{ m/s}$  ( $108 \text{ km/h}$ ), as Figuras 104 e 105 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e da frequência referente ao modelo com fundação flexível, enquanto as Figuras 106 e 107 apresentam os resultados do modelo com fundação rígida.

Considerando a velocidade básica de vento de  $40 \text{ m/s}$  ( $144 \text{ km/h}$ ), as Figuras 108 e 109 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e da frequência referente ao modelo com fundação flexível, enquanto as Figuras 110 e 111 apresentam os resultados do modelo com fundação rígida.

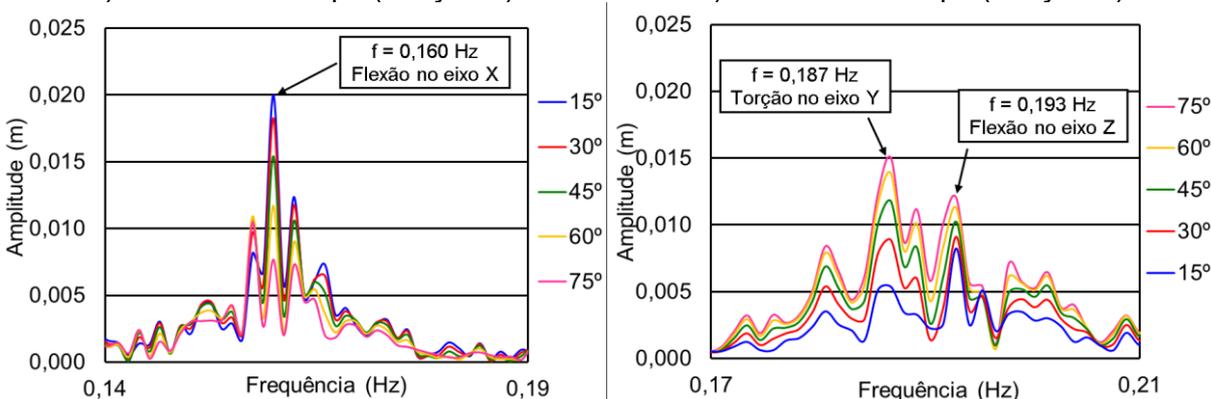
Considerando a velocidade básica de vento de  $45 \text{ m/s}$  ( $162 \text{ km/h}$ ), as Figuras 112 e 113 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e da frequência referente ao modelo com fundação flexível, enquanto as Figuras 114 e 115 apresentam os resultados do modelo com fundação rígida.

Considerando a velocidade básica de vento de  $50 \text{ m/s}$  ( $180 \text{ km/h}$ ), as Figuras 116 e 117 demonstram os resultados dos deslocamentos e acelerações no domínio do tempo e da frequência referente ao modelo com fundação flexível, enquanto as Figuras 118 e 119 apresentam os resultados do modelo com fundação rígida.



a) Domínio do tempo (direção Z)

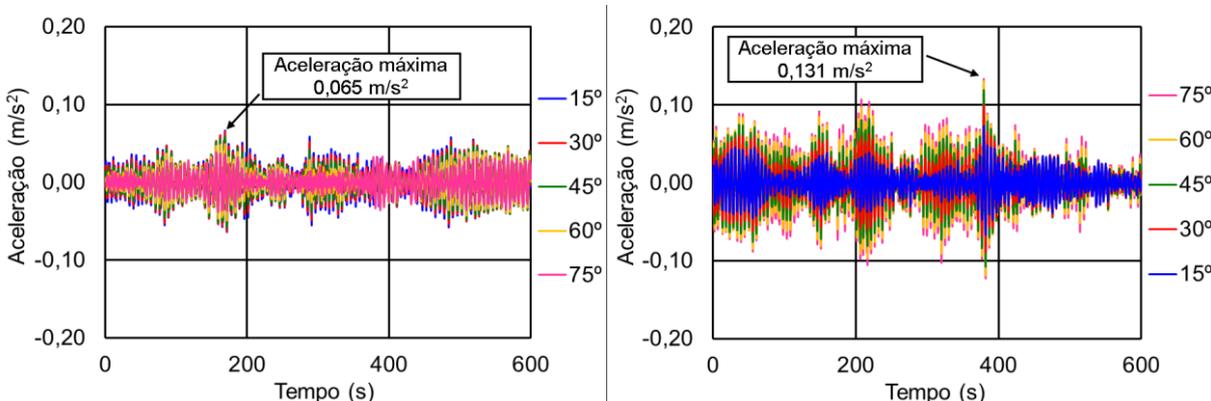
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

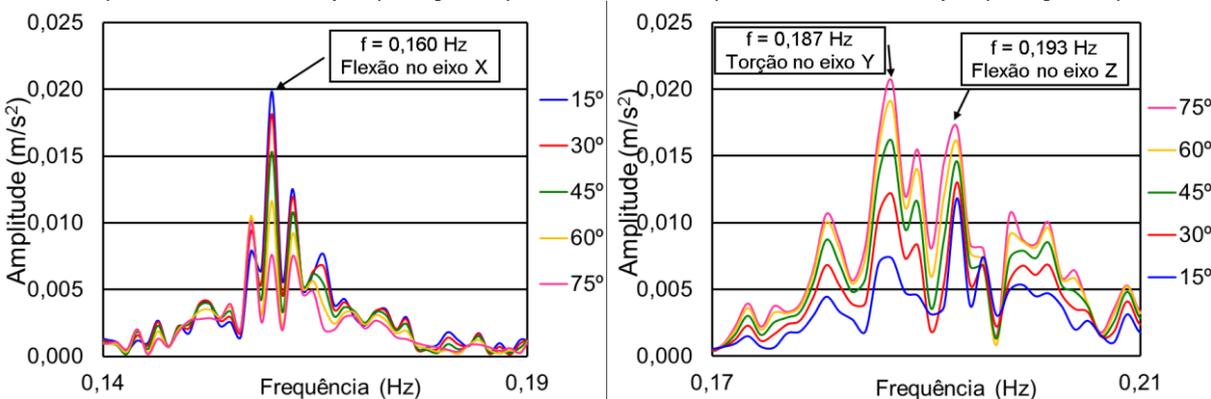
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 100 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 25 \text{ m/s}$  (90 km/h)]



a) Domínio do tempo (direção Z)

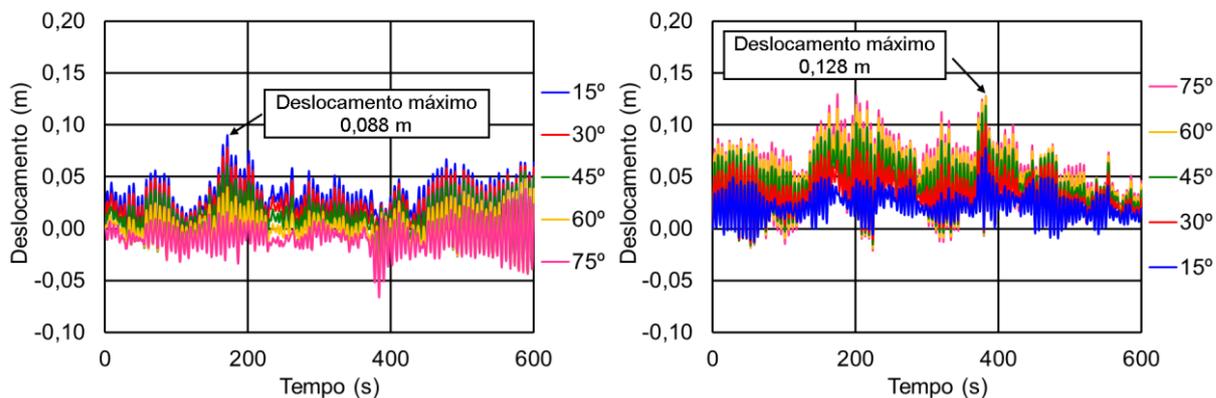
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

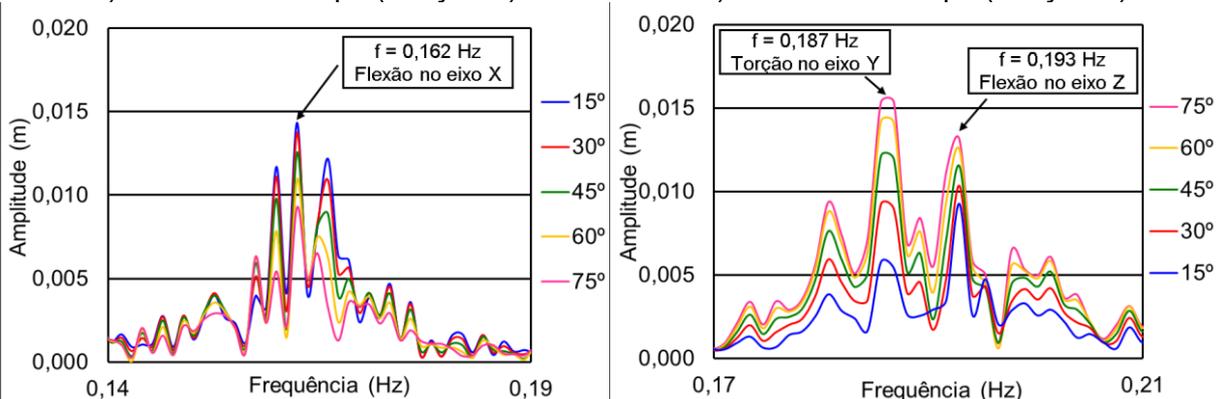
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 101 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 25 \text{ m/s}$  (90 km/h)]



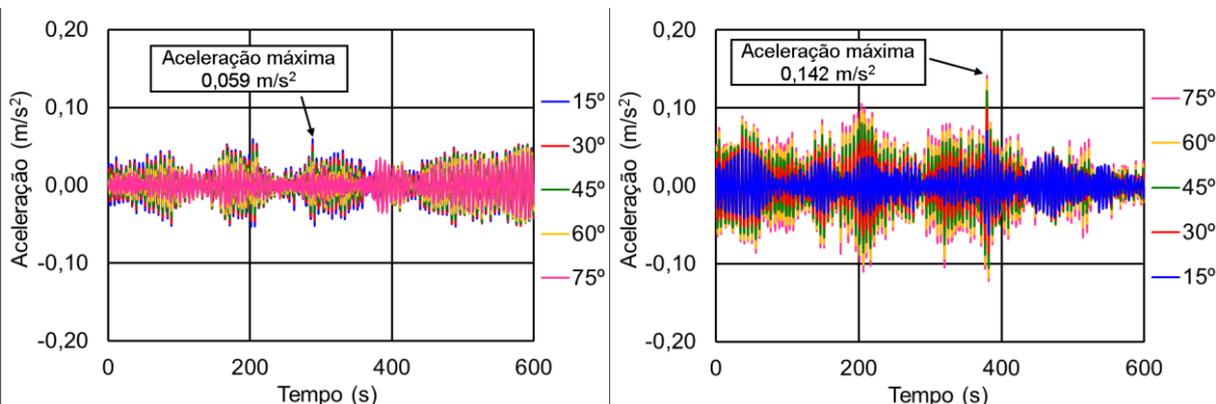
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



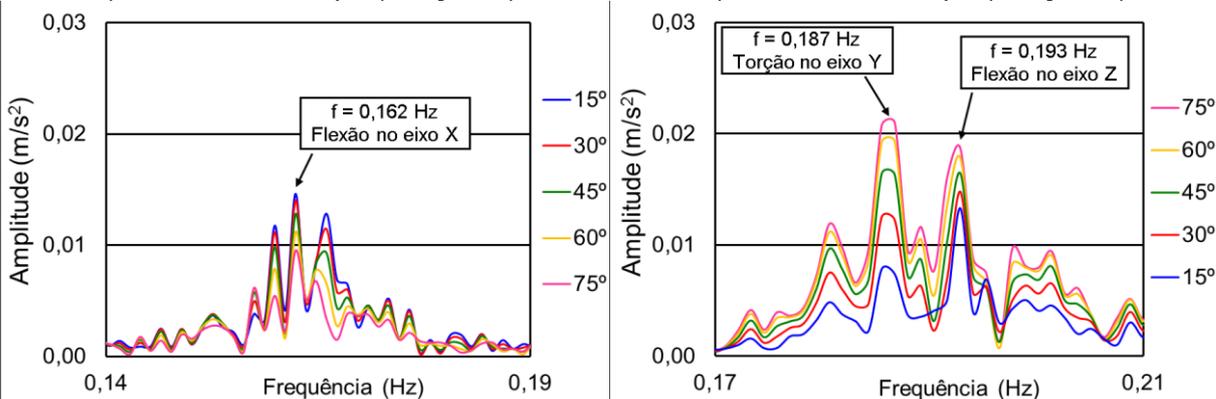
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 102 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 25$  m/s (90 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

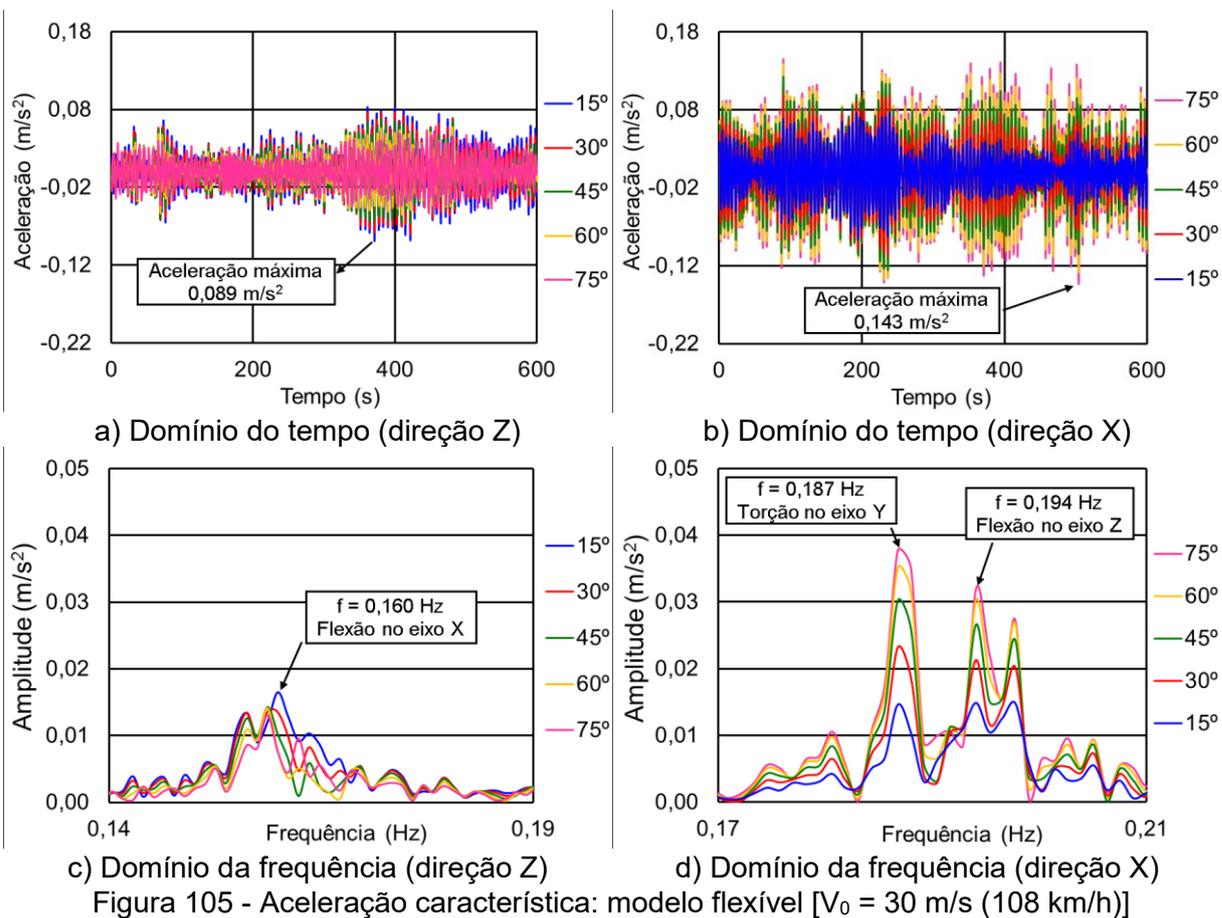
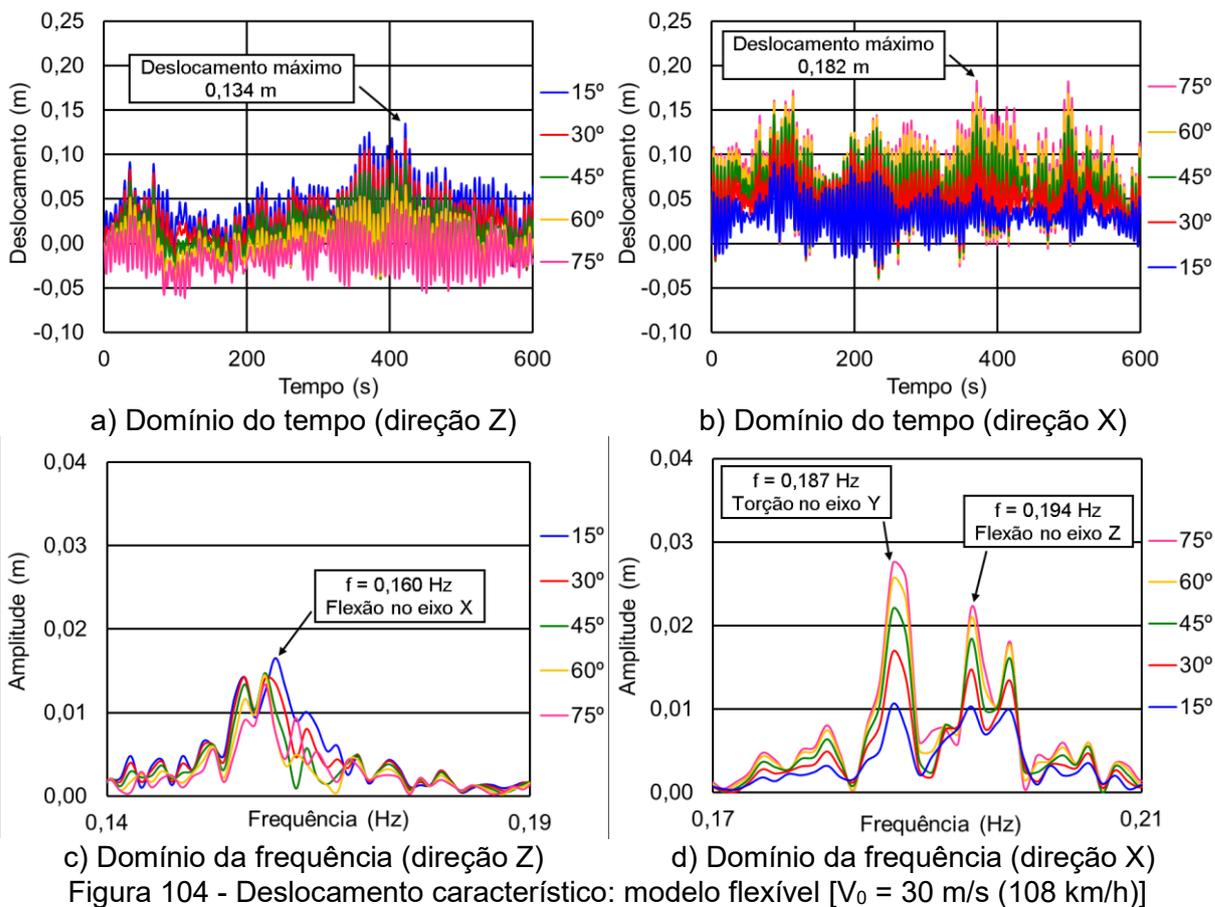
b) Domínio do tempo (direção X)

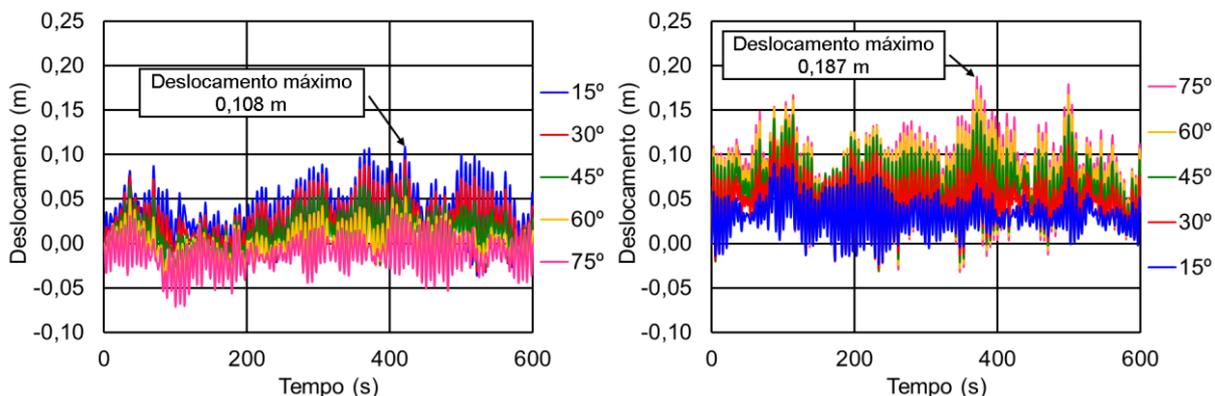


c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

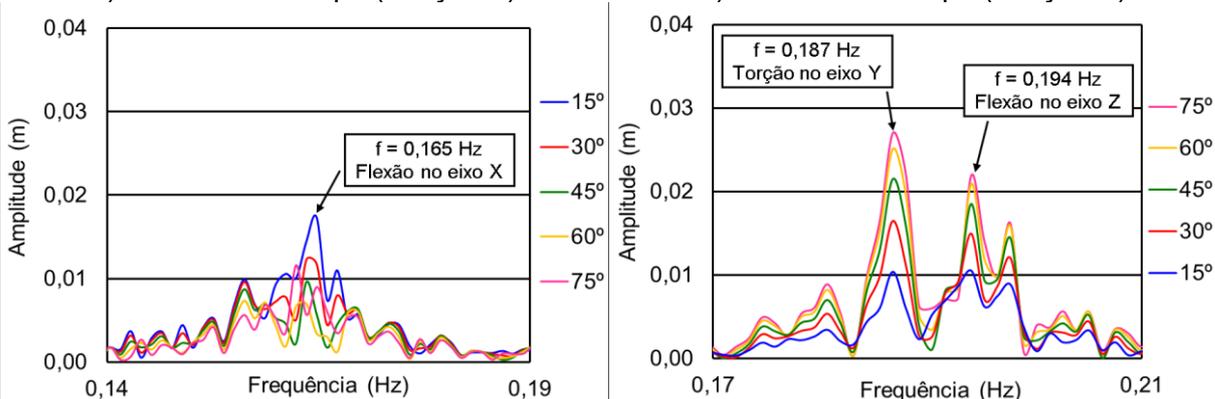
Figura 103 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 25$  m/s (90 km/h)]





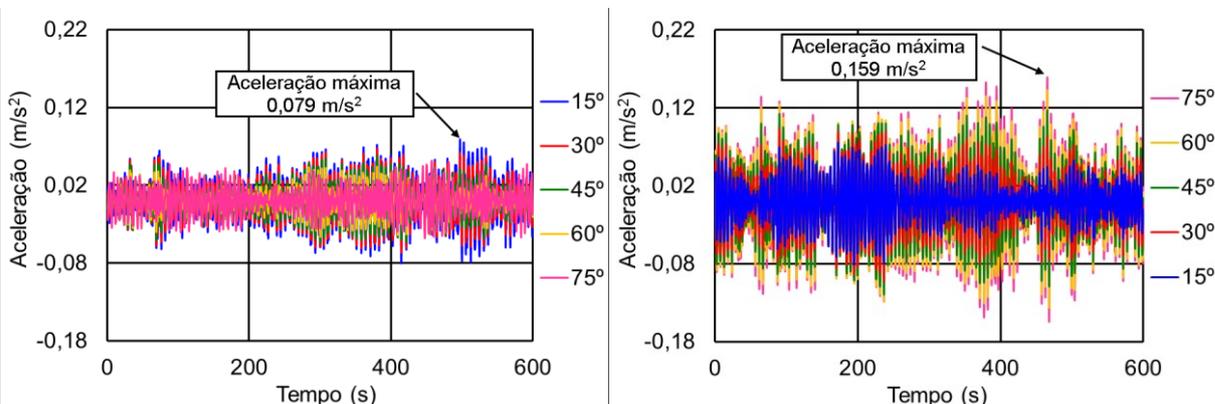
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



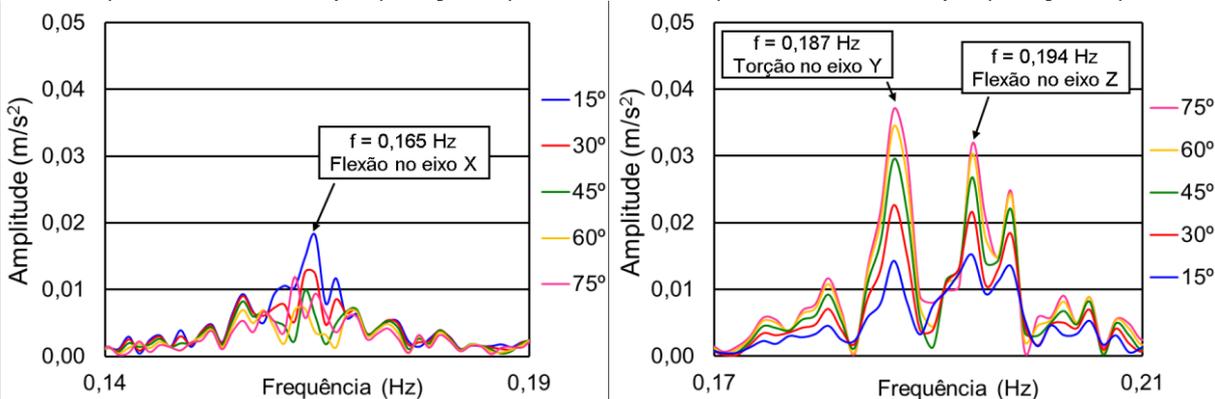
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 106 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 30 \text{ m/s}$  (108 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

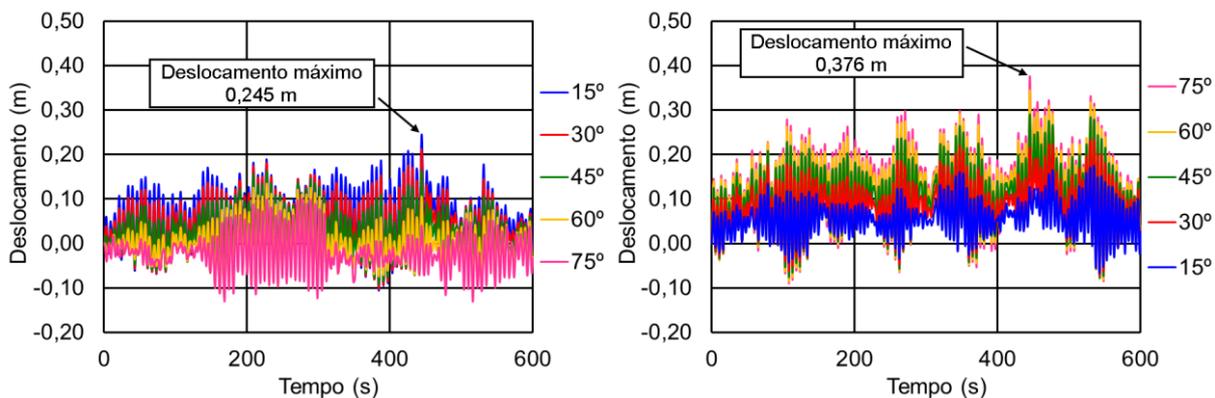
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

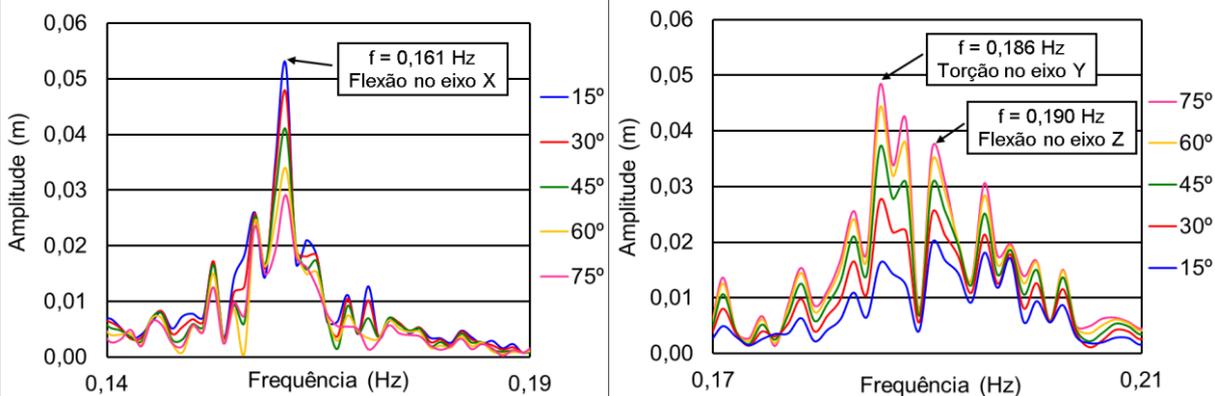
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 107 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 30 \text{ m/s}$  (108 km/h)]



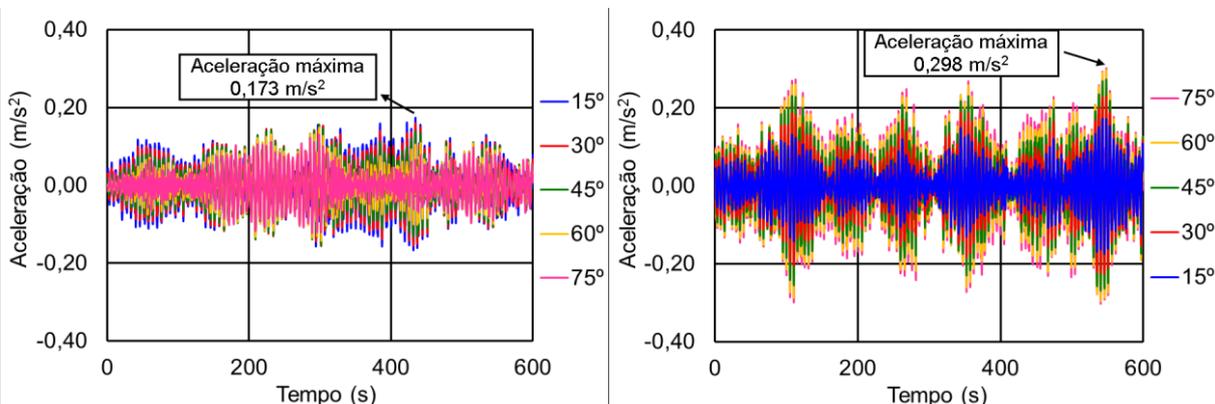
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



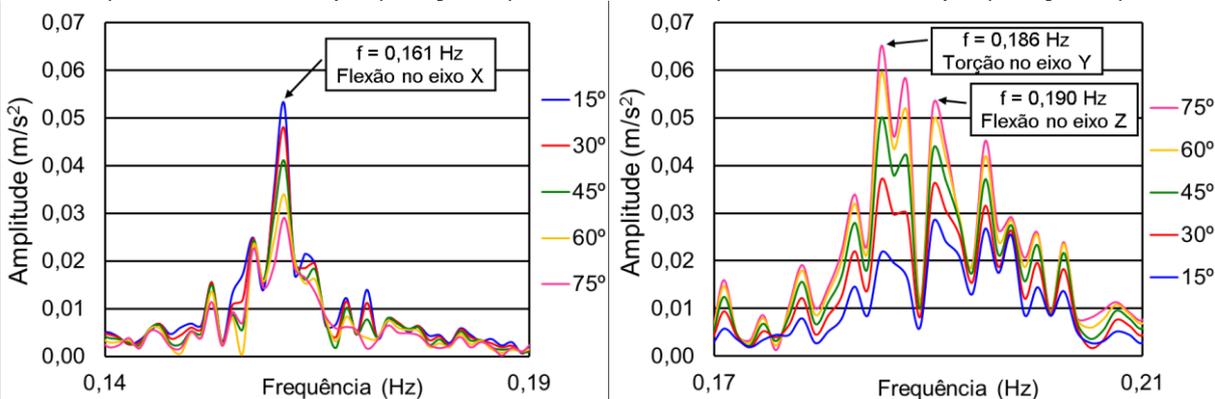
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 108 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

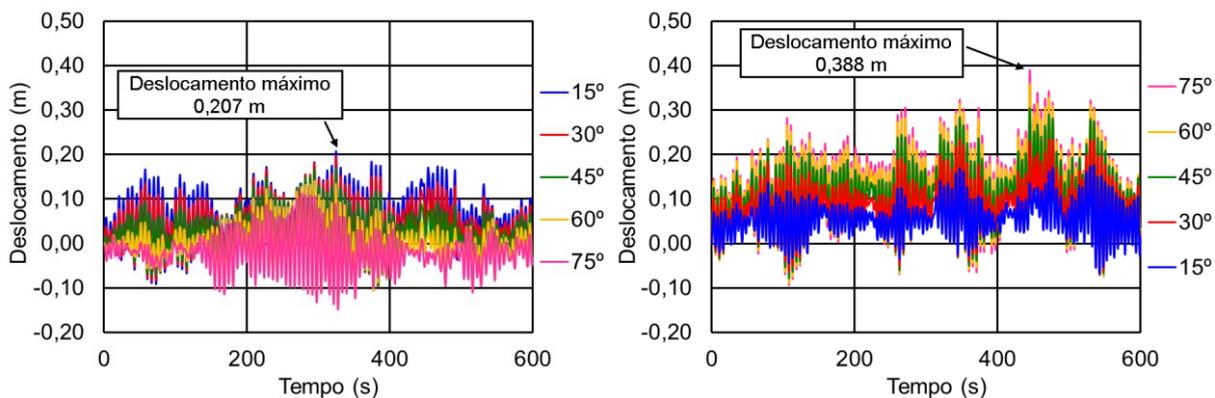
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

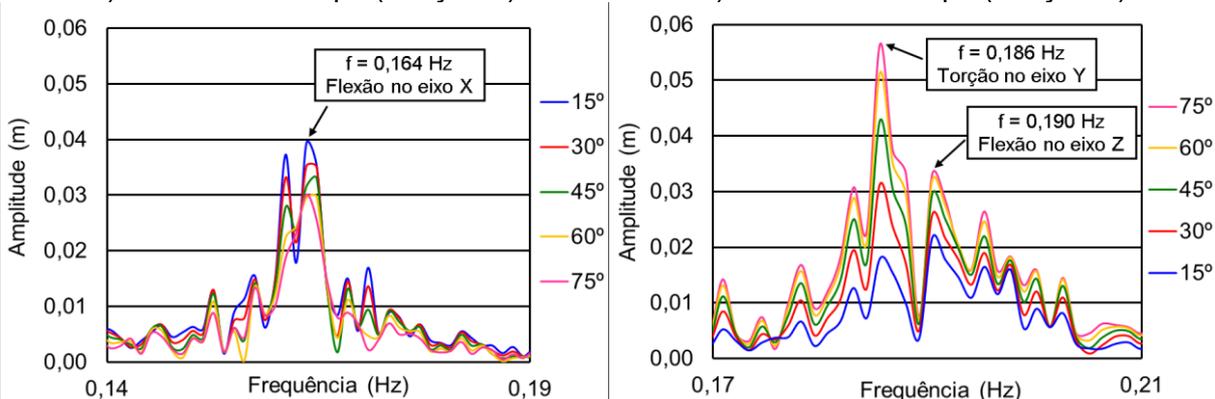
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 109 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]



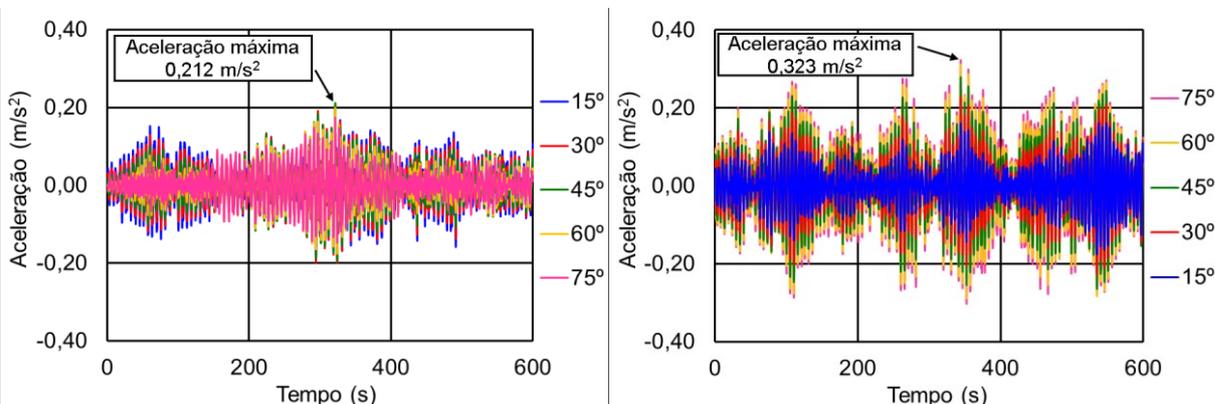
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



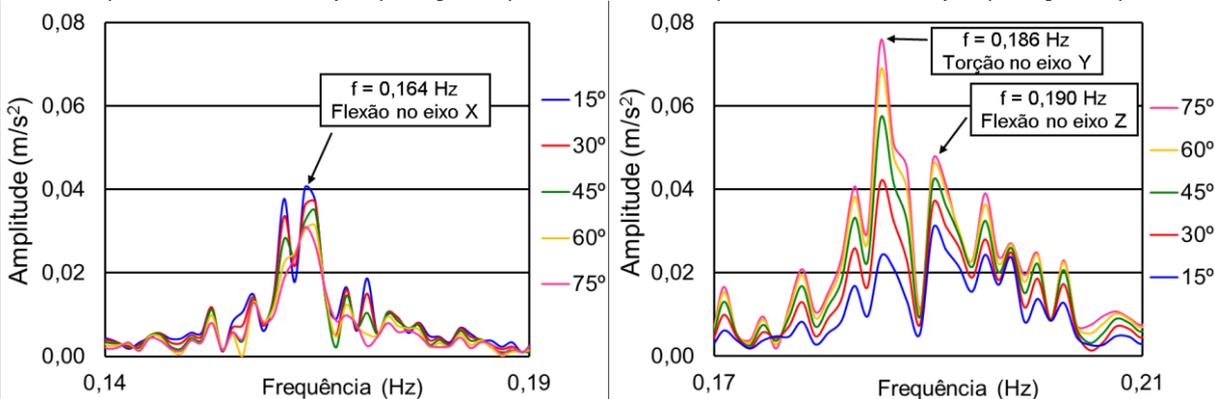
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 110 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

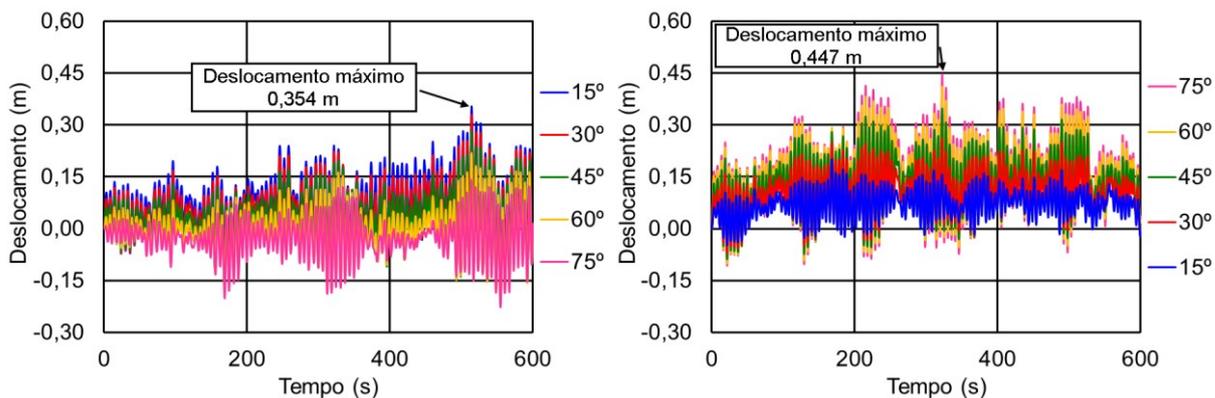
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

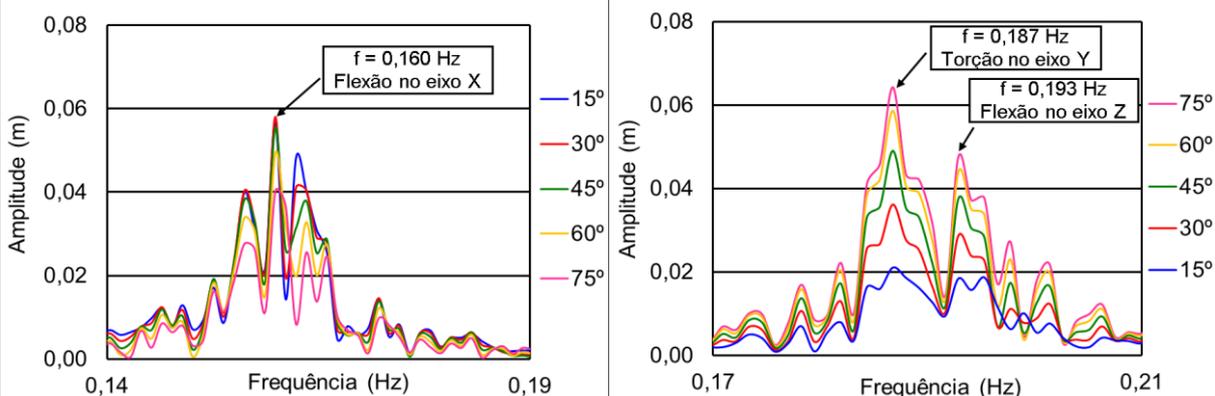
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 111 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 40$  m/s (144 km/h)]



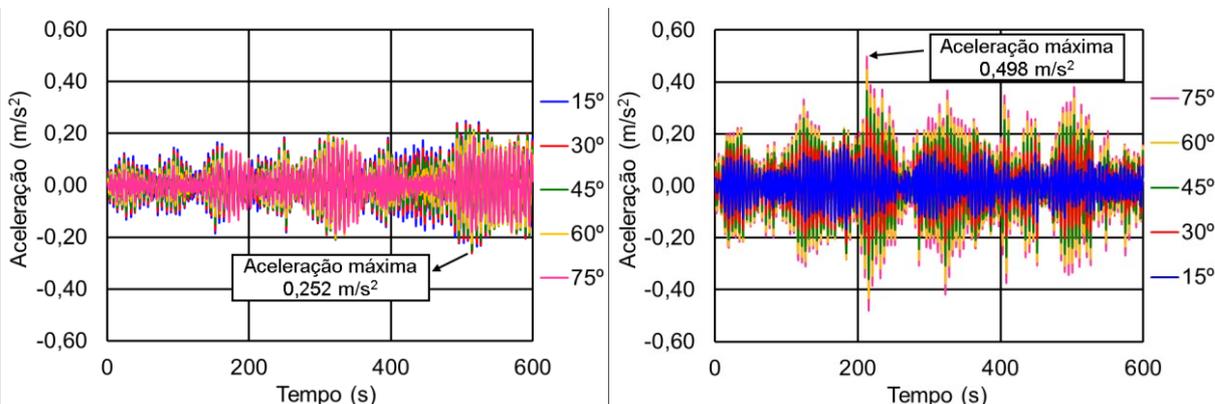
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



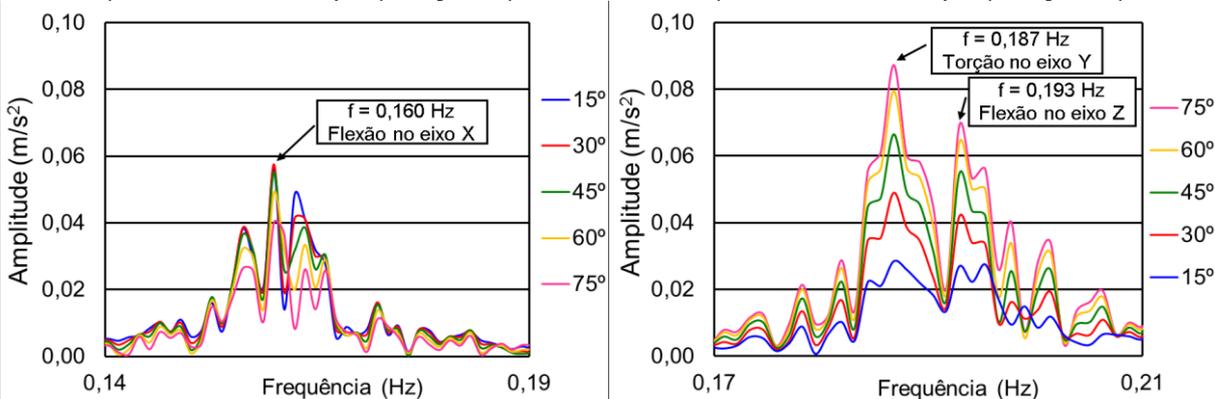
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 112 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 45$  m/s (162 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

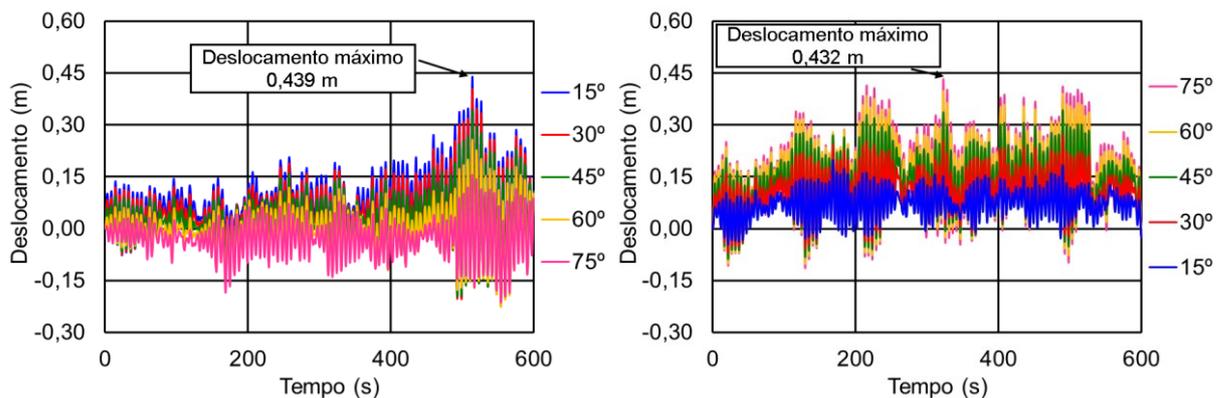
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

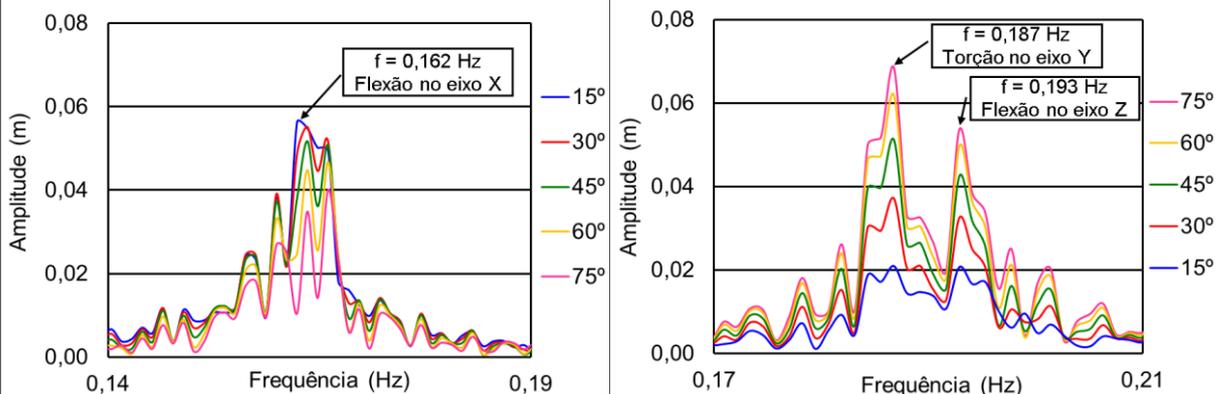
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 113 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 45$  m/s (162 km/h)]



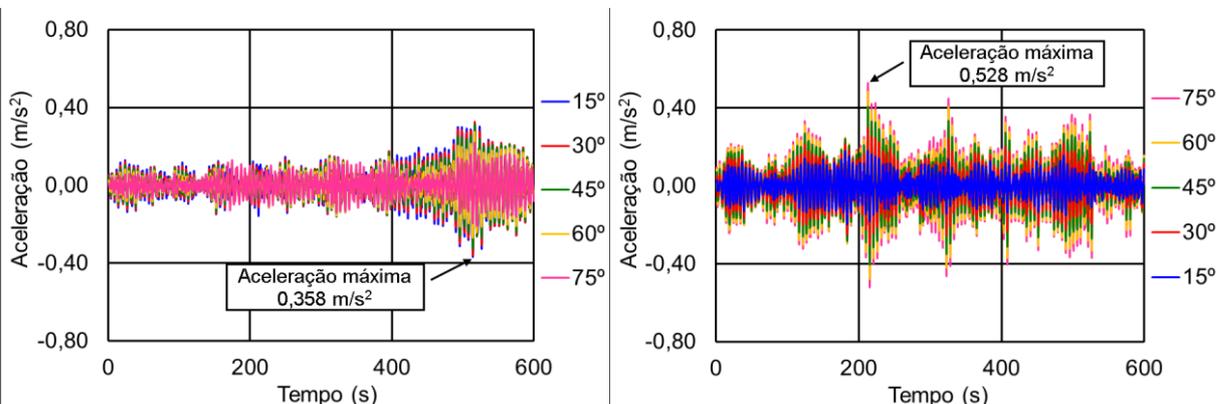
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



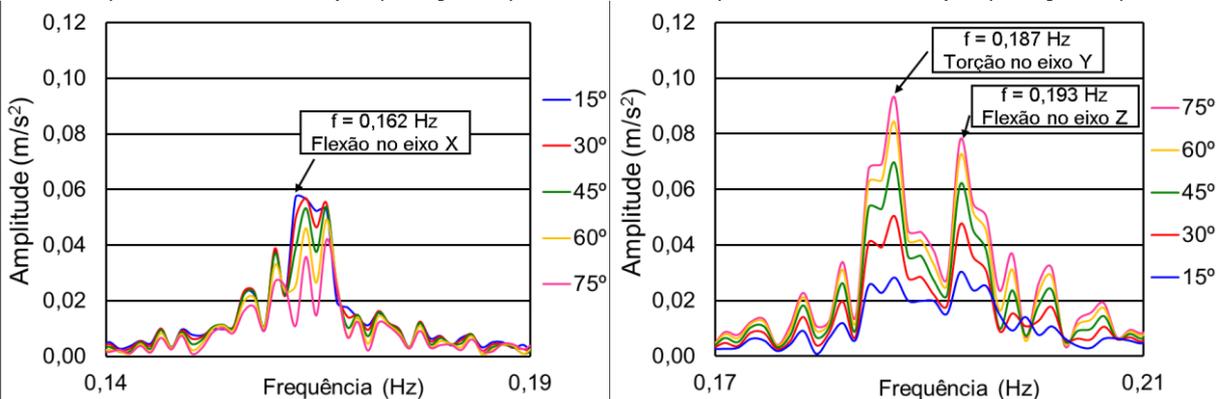
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 114 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 45 \text{ m/s}$  (162 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

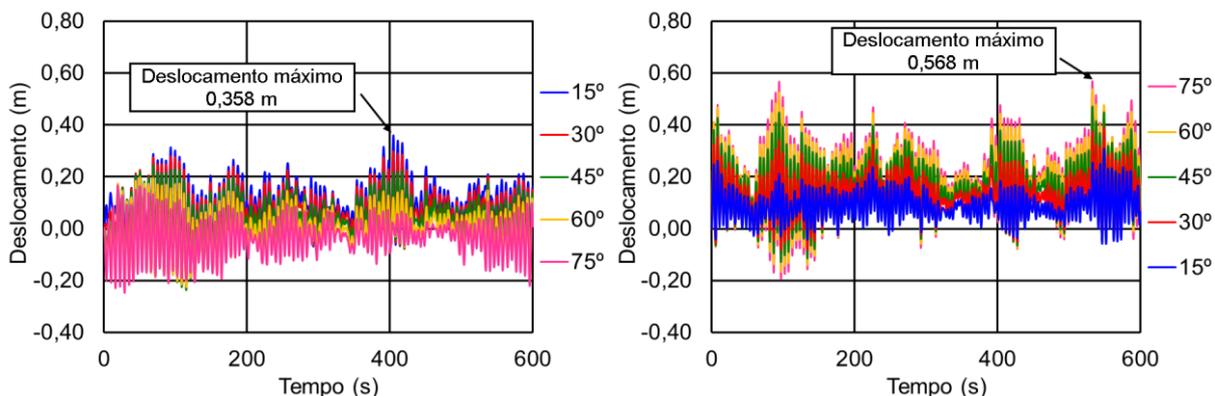
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

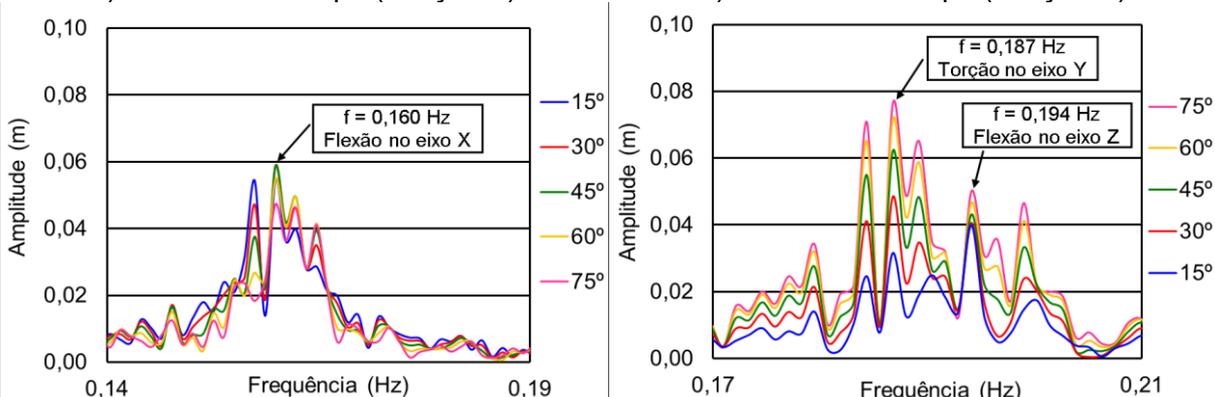
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 115 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 45 \text{ m/s}$  (162 km/h)]



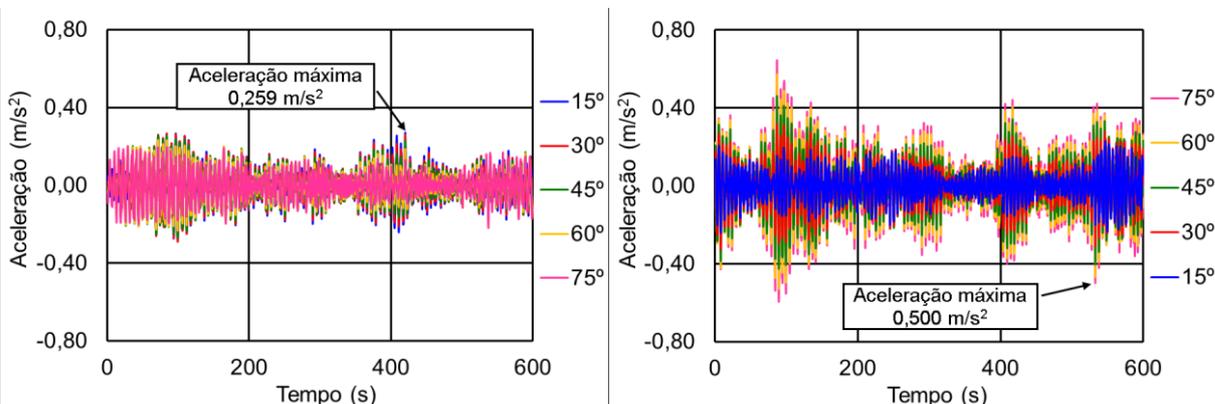
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



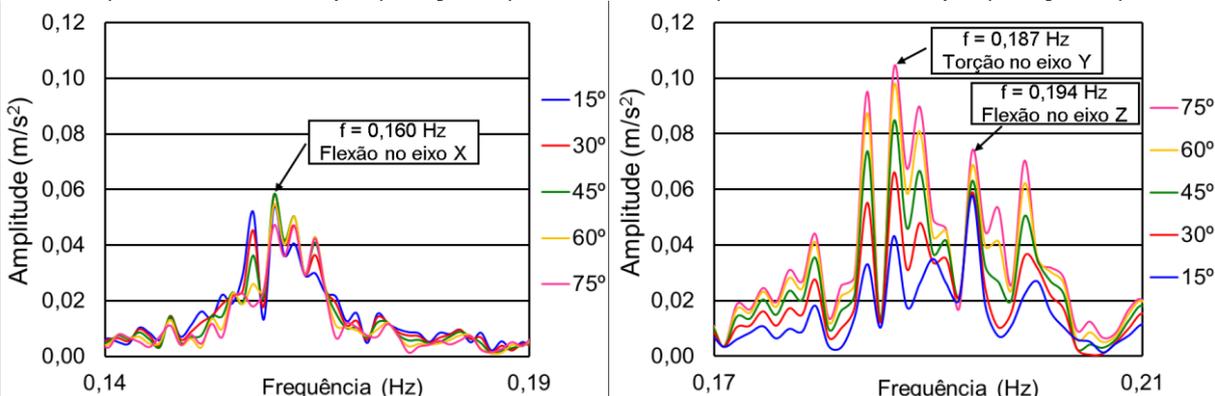
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 116 - Deslocamento característico: modelo flexível [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

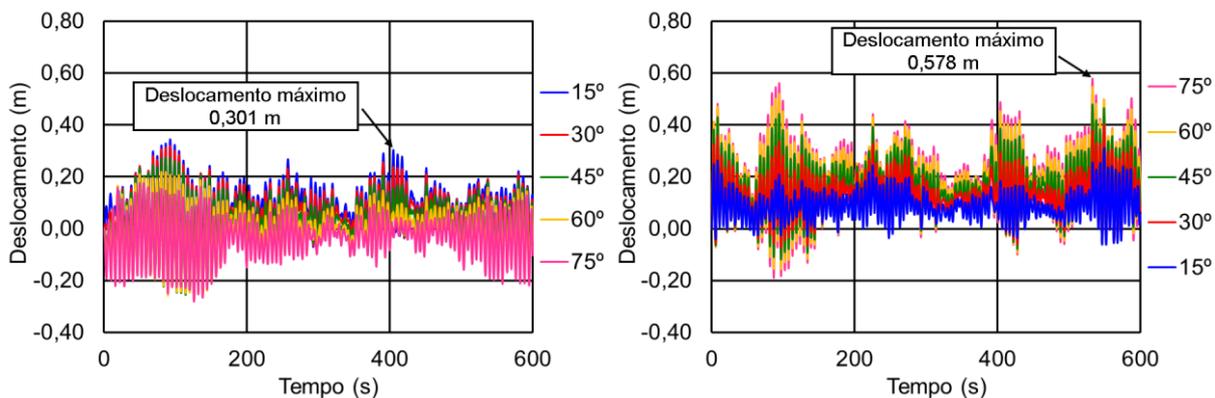
b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

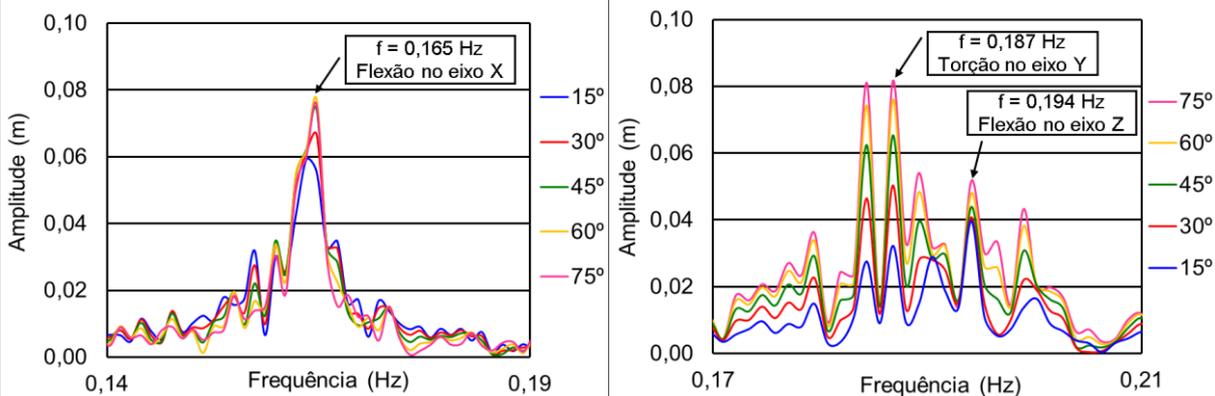
d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 117 - Aceleração característica: modelo flexível [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]



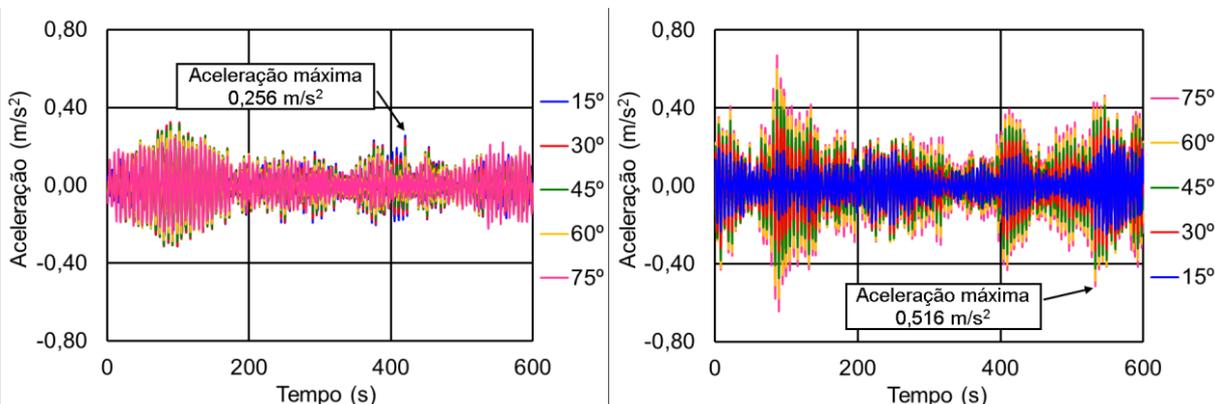
a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



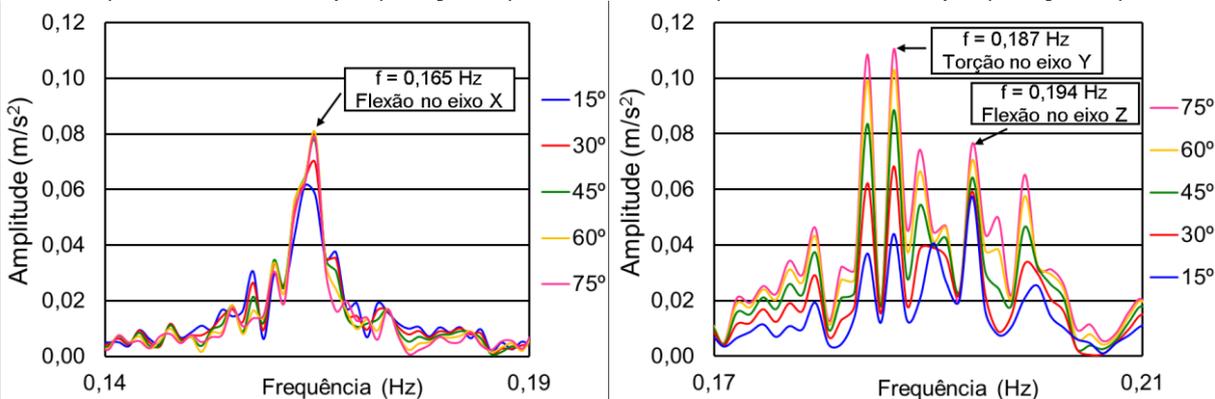
c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 118 - Deslocamento característico: modelo rígido [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]

a) Domínio do tempo (direção Z)

b) Domínio do tempo (direção X)



c) Domínio da frequência (direção Z)

d) Domínio da frequência (direção X)

Figura 119 - Aceleração característica: modelo rígido [ $V_0 = 50$  m/s (180 km/h)]