



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Leonardo de Souza Bastos

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

Rio de Janeiro

2020

Leonardo de Souza Bastos

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 apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, 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

2020

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

B327 Bastos, Leonardo de Souza.
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 / Leonardo de Souza Bastos. – 2020.
343f.

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

1. Engenharia civil - Teses. 2. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. 3. Edifícios - Aerodinâmica - Teses. 4. Pressão do vento - Teses. 5. Mecânica do solo - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.016

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

Leonardo de Souza Bastos

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 apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, 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 (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Profa. Dra. Maria Fernanda Figueiredo de Oliveira
Faculdade de Engenharia - UERJ

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

Prof. Dr. Raul Rosas e Silva
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio

Prof. Dr. André Maués Brabo Pereira
Universidade Federal Fluminense - UFF

Prof. Dr. Gilvan Lunz Debona
Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro - UFRRJ
Rio de Janeiro

2020

DEDICATÓRIA

À minha esposa Danielle e aos meus filhos Mariana e João.

AGRADECIMENTOS

À minha família, pelo companheirismo e apoio incondicional nesse período de estudos, em especial à minha esposa Danielle, que sempre me incentivou.

Aos meus pais, Ricardo e Leila, pela excelente educação que proporcionaram a mim ao longo da vida, pelo apoio, amor e carinho dedicados. Agradeço igualmente aos meus irmãos Flávia, Pedro e Diogo, pelo constante incentivo.

Aos meus tios, José Carlos (in memorian) e Elisabete, por todo amor, carinho e ajuda que sempre ofereceram e, em especial, por me acolherem no início desse processo acadêmico.

Ao meu orientador Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva, por ter acreditado no meu trabalho, pelos ensinamentos transmitidos e por sua dedicação.

Aos meus professores Prof^a. Dra. Maria Elizabeth Tavares, Prof. Dr. Francisco José Cunha Soeiro, Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos pelas excelentes aulas e ensinamentos decorrer do curso de doutorado.

Aos meus amigos e companheiros de trabalho Rodrigo Drummond, Felipe Aguiar e Marcelo Donas, por todos momentos de amizade e pelos conhecimentos compartilhados.

Em especial ao excelentíssimo amigo Alan Barile, pela parceria nesta pesquisa, ideias desenvolvidas e pelos momentos de estudo que tivemos.

Ao Prof. Dr. Almir Venâncio, do CEFET, pelo empréstimo do Anemômetro Ultrassônico 3D, que foi de grande valia para a elaboração desta tese.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

RESUMO

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*. 2020. 343f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Nas últimas décadas, as grandes cidades brasileiras têm apresentado um crescimento substancial em relação ao projeto e construção de edifícios altos e esbeltos. Esta tendência arquitetônica tem produzido sistemas estruturais flexíveis, com valores de frequências naturais muito baixas; e, portanto, mais suscetíveis a problemas de vibração excessivas, oriundas da ação dinâmica do vento. De acordo com este contexto atual, torna-se necessário que a análise estrutural sobre o projeto destes edifícios seja realizada de forma mais precisa, considerando-se as ações dinâmicas do vento, de maneira mais realista, com base na correta definição de suas propriedades não determinísticas. Para tal, cabe ressaltar que além da consideração das ações dinâmicas longitudinais do vento (*along-wind*), as ações dinâmicas atuantes sobre a estrutura em relação à direção transversal (*across-wind*), provocadas pelo surgimento de vórtices, também devem ser levadas em conta na análise. De outra forma, destaca-se a importância da consideração da interação solo-estrutura (modelagem das fundações), tendo em mente a influência deste efeito sobre a rigidez global da estrutura. Assim sendo, este trabalho de pesquisa tem por objetivo principal a investigação do comportamento estrutural dinâmico não determinístico e análise de conforto humano de edifícios altos. Deste modo, ao longo do estudo são considerados três projetos de edifícios, a saber: dois edifícios em concreto armado com alturas de 90 m e 140 m, respectivamente, e um edifício em estrutura mista aço-concreto com altura total de 173 m. O Método da Representação Espectral (MRE) foi utilizado para caracterizar as ações dinâmicas longitudinais do vento. O efeito das ações dinâmicas do vento em relação à direção transversal (efeito de vórtices) foi concebido a partir do desenvolvimento de uma metodologia de análise denominada de Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M), com base no emprego de coeficientes obtidos através do uso de dados de testes experimentais realizados em túnel de vento. Os resultados alcançados neste estudo demonstram a relevância da modelagem da interação solo-estrutura, que contribui para a diminuição dos valores das frequências naturais; e, conseqüentemente, produz um crescimento das acelerações longitudinais e transversais dos edifícios. Ressalta-se, também, que na maioria das situações de projeto, as acelerações transversais apresentam valores mais elevados, representando assim um fator determinante para a análise e verificação do conforto humano de edifícios altos.

Palavras-chave: Edifícios altos; Ação não determinística do vento; Interação solo-estrutura; Análise de conforto humano; Análise dinâmica de edifícios.

ABSTRACT

BASTOS, L. de S. *Assessment of the nondeterministic dynamic structural behaviour of tall buildings considering the across-wind effect and the modelling of the soil-structure interaction*. 2020. 343f. Thesis (Civil Engineering PhD) - Faculty of Engineering, State University of Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

In the last few decades, large Brazilian cities have shown substantial growth in relation to the design and construction of tall and slender buildings. This architectural trend has produced flexible structural systems, with very low natural frequency values; and therefore, more susceptible to excessive vibration problems, coming from the wind dynamic action. According to this context, it is necessary that the buildings structural analysis can be carried out more precisely, considering the wind dynamic actions, in a more realistic way, based on the correct definition of their nondeterministic dynamic properties. This way, it should be noted that in addition to considering the wind longitudinal dynamic actions (along-wind), the dynamic actions acting on the structure in relation to the transverse direction (across-wind), caused by the existence of vortices, also must be taken into account in the analysis. On the other hand, the relevance of considering the soil-structure interaction (modelling of foundations) is highlighted, having in mind the influence of this effect on the structure global stiffness. Therefore, this research work aims the investigation of the nondeterministic dynamic structural behaviour and the human comfort analysis of tall buildings. Thus, in this study three building projects are considered: two reinforced concrete buildings with heights of 90 m and 140 m, respectively, and one building based on a steel-concrete composite structure with a total height of 173 m. The Spectral Representation Method (MRE) was used to characterize the longitudinal wind dynamic actions. The effect of wind dynamic actions associated to the transversal direction (vortex effect) was conceived based on the development of an analysis methodology called the Modified Spectral Representation Method (MRE-M), considering the coefficients obtained through the use of data from experimental tests carried out in a wind tunnel. The results achieved in this study demonstrate the relevance of modelling the soil-structure interaction, which contributes to the decrease in the natural frequencies values; and, consequently, it produces an increase in the buildings longitudinal and transversal accelerations. It is also noteworthy that in most design situations, the transversal accelerations present higher values, thus representing a key factor for the analysis and verification of the tall buildings human comfort.

Keywords: Tall buildings; Wind nondeterministic action; Soil-structure interaction; Human comfort analysis; Buildings dynamic analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplos de edifícios com alturas superiores a 100 m no Brasil.....	29
Figura 2 – Torres Yachthouse Residence - Balneário Camboriú - Santa Catarina. ...	30
Figura 3 – Esquema de modelagem computacional mais realista.	31
Figura 4 – Balneário Camboriú - Santa Catarina - Brasil.....	37
Figura 5 – Exemplo de um processo não determinístico (THOMSON,1995).	38
Figura 6 – Esquema simplificado da ação transversal do vento.....	44
Figura 7 – Edifícios altos estudados no trabalho de Jiurong. (JIURONG, 2006).....	45
Figura 8 – Modelo reduzido e numérico utilizado no trabalho de Aly (ALY, 2013). ...	49
Figura 9 – Modelo reduzido investigado por Mohammadi (MOHAMMADI, 2016).	50
Figura 10 – Resultado da verificação do conforto humano (MOHAMMADI, 2016). ..	51
Figura 11 – Tela inicial da base de dados WAD (KIM, 2013).	52
Figura 12 – Comparação dos métodos discutidos no trabalho de Kim (KIM, 2013). ..	52
Figura 13 – Diagrama esquemático da plataforma DEDM-HR (KWON, 2013).	53
Figura 14 – Comparação entre as acelerações obtidas com a utilização da plataforma DEDM-HR e as normas de projeto para estado limite de serviço (KWON, 2013).	54
Figura 15 – Níveis limites de acelerações RMS (IRWING, 1981).	55
Figura 16 – Simulador de vibração (MICHAELS et al, 2013).	57
Figura 17 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.	64
Figura 18 – Isopletas de velocidade básica (NBR 6123, 1988).	64
Figura 19 – Camada limite atmosférica (ALGABA, 2016).	65
Figura 20 – Ajuste de curva da densidade espectral (BLESSMANN, 2013).	66
Figura 21 – Espectros de potência do vento (BLESSMANN, 2013).	67
Figura 22 – Coeficientes de arrasto para edificações (NBR 6123, 1988).....	71
Figura 23 – Anemômetro ultrassônico 3D.	72
Figura 24 – Edifício onde foi realizada a monitoração.....	72
Figura 25 – Unidade de processamento EC100.....	73
Figura 26 – Datalogger CR1000.....	73
Figura 27 – Anemômetro posicionado na última laje do edifício $z = 22$ m.....	74
Figura 28 – Anemômetro e unidade de processamento EC100.....	74
Figura 29 – Datalogger e computador para captura dos dados.	75

Figura 30 – Monitoração 1 - 11/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	76
Figura 31 – Monitoração 2 - 16/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	76
Figura 32 – Monitoração 3 - 16/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	77
Figura 33 – Monitoração 4 - 17/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	77
Figura 34 – Monitoração 5 - 17/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	77
Figura 35 – Monitoração 6 - 23/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	78
Figura 36 – Monitoração 7 - 23/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	78
Figura 37 – Monitoração 8 - 26/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s)..	78
Figura 38 – Transformada de Fourier da monitoração 1 - 11/01/19.	79
Figura 39 – Densidades espectrais das monitorações realizadas.....	80
Figura 40 – Comparação entre PSDs com eixo horizontal em escala log.....	81
Figura 41 – Comparação entre PSDs com eixo horizontal e vertical em escala log.	81
Figura 42 – Perfil longitudinal do vento sobre interferência de uma edificação alta.	82
Figura 43 – Comparação entre as densidades espectrais, com eixo horizontal em escala log.	82
Figura 44 – Comparação entre as densidades com eixo horizontal e vertical em escala log	83
Figura 45 – Parcela flutuante da velocidade do vento do sinal numérico e monitorado.	83
Figura 46 – Ensaio com modelo aeroelástico. (TAMURA, 2006).	86
Figura 47 – Modelo reduzido instrumentado para medição das pressões - HFPI (ALY, 2013).	87
Figura 48 – Balança aerodinâmica - HFBB (TSE, 2009).	89
Figura 49 – Página inicial para escolha da geometria e perfil vertical (TPU-DB).	91
Figura 50 – Escolha das relações geométricas (TPU-DB).	92
Figura 51 – Página de resultados TPU-DB.	92
Figura 52 – Localização dos pontos instrumentados (TPU-DB).	93
Figura 53 – Dados contendo as pressões para ângulos variando entre 0° e 100°....	93
Figura 54 – Exemplo gráfico de isovalores das pressões médias (TPU-DB).	94
Figura 55 – Pressão no domínio do tempo para o ponto 155 de um modelo 1:2:5 (TPU-DB).....	95
Figura 56 – Tela de seleção da geometria da edificação (DEDM-HR).	96
Figura 57 – Tela de seleção geometria da edificação e velocidade do vento (DEDM- HR).....	97

Figura 58 – Tela para informar as características modais da edificação (DEDM-HR).	97
Figura 59 – Resumo dos dados de entrada informados (DEDM-HR).	99
Figura 60 – Tempo de recorrência e velocidades de referência utilizadas para a determinação das respostas (DEDM-HR).	99
Figura 61 – Tela com os resultados - Deslocamentos e Acelerações (DEDM-HR).	100
Figura 62 – Desprendimentos de vórtices (MENDIS ET AL., 2007).	102
Figura 63 – Desprendimentos de vórtices (MENDIS ET AL., 2007).	103
Figura 64 – Ações do vento sobre uma edificação.	103
Figura 65 – Túnel de vento construído.	104
Figura 66 – Detalhes do túnel de vento.	105
Figura 67 – Peças do túnel de vento construído.	105
Figura 68 – Maquete 1 - Construída em espuma de alta densidade.	106
Figura 69 – Software TRACKER.	107
Figura 70 – TRACKER realizando o rastreamento da seção selecionada para análise.	108
Figura 71 – Anemômetro de fio quente utilizado na investigação.	109
Figura 72 – Deslocamentos translacionais horizontais do topo da maquete na direção da ação longitudinal do vento.	110
Figura 73 – Deslocamentos translacionais horizontais do topo da maquete na direção da ação transversal do vento.	110
Figura 74 – Deslocamentos translacionais no topo da maquete nas direções longitudinal e transversal da ação do vento.	111
Figura 75 – Acelerações determinadas no topo da maquete referente às direções longitudinal e transversal.	111
Figura 76 – Maquete 2 - 1:2:5 – Direções do vento nos ensaios.	112
Figura 77 – Deslocamentos longitudinais Maquete 2 (1:2:5).	113
Figura 78 – Deslocamentos transversais Maquete 2 (1:2:5).	113
Figura 79 – Deslocamentos somente parcela flutuante Vento 0° - Maquete 2(1:2:5).	114
Figura 80 – Deslocamentos somente parcela flutuante Vento 90° - Maquete 2 (1:2:5).	114
Figura 81 – Acelerações Vento 0° - Maquete 2 (1:2:5).	115
Figura 82 – Acelerações Vento 90° - Maquete 2 (1:2:5).	115

Figura 83 – Maquete 3 (1:1,67:10) - Direções do vento nos ensaios.....	116
Figura 84 – Deslocamentos longitudinais Maquete 3 (1:1,67:10).....	116
Figura 85 – Deslocamentos transversais Maquete 3 (1:1,67:10).	117
Figura 86 – Acelerações Vento 0° - Maquete 3 (1:1,67:10).....	117
Figura 87 – Acelerações Vento 90° - Maquete 3 (1:1,67:10).....	118
Figura 88 – Direções das cargas dinâmicas de vento e definição dos coeficientes γ (MRE-M).....	121
Figura 89 – Pressões de Vento Longitudinal a 0° TPU-DB	122
Figura 90 – Pressões de Vento Longitudinal a 90° TPU-DB	122
Figura 91 – Pontos de tomadas de pressão para o Modelo 1:2:5	123
Figura 92 – Forças atuando na linha i com vento longitudinal a 0°	124
Figura 93 – Forças atuando na linha i com vento longitudinal a 90°.	125
Figura 94 – Fluxograma para determinação dos coeficientes γ_1 e γ_2	129
Figura 95 – Fluxograma para determinação dos coeficientes γ_3 e γ_4	130
Figura 96 – Destaque para Linha $i=4$ (ponto 391) $z = 0,15$ m.	131
Figura 97 – Vetor $f_{45}^{1-0^\circ}$ - Ponto 395 - Vento Longitudinal a 0°.	131
Figura 98 – Vetor Soma Face 1- F_{41-0° - pontos 391 a 400 -Vento 0°.	132
Figura 99 – Vetor Soma Face 1 e 3 – Pontos 391 a 400 e 406 a 415 – Vento 90°.	132
Figura 100 – Planta estrutural - modelo 1A.....	136
Figura 101 – Planta estrutural - modelo 1B.....	136
Figura 102 – Planta estrutural - modelo 1C.....	137
Figura 103 – Planta estrutural - modelo 1D.....	137
Figura 104 – Cortes dos modelos Grupo 1.....	137
Figura 105 – Perspectivas dos modelos Grupo 1 (1:1:5)	138
Figura 106 – Planta estrutural - modelo 2A.....	139
Figura 107 – Planta estrutural - modelo 2B.....	139
Figura 108 – Planta estrutural - modelo 2C.....	140
Figura 109 – Planta estrutural - modelo 2D.....	140
Figura 110 – Perspectivas dos modelos Tipo 1 (1:2:5).	141
Figura 111 – Modelo 1A (1:1:5).....	141
Figura 112 – Modelo 1B (1:1:5).....	142
Figura 113 – Modelo 1C (1:1:5).....	142
Figura 114 – Modelo 1D (1:1:5).....	142
Figura 115 – Modelo 2A (1:2:5).....	143

Figura 116 – Modelo 2B (1:2:5).....	143
Figura 117 – Modelo 2C (1:2:5).....	143
Figura 118 – Modelo 2D (1:2:5).....	144
Figura 119 – Modos de vibração do modelo 1A (1º ao 4º modo).	145
Figura 120 – Modos de vibração do modelo 1B (1º ao 4º modo).	145
Figura 121 – Modos de vibração do modelo 1C (1º ao 4º modo).	146
Figura 122 – Modos de vibração do modelo 1D (1º ao 4º modo).	146
Figura 123 – Modos de vibração do modelo 2A (1º ao 4º modo).	148
Figura 124 – Modos de vibração do modelo 2B (1º ao 4º modo).	148
Figura 125 – Modos de vibração do modelo 2C (1º ao 4º modo).	149
Figura 126 – Modos de vibração do modelo 2D (1º ao 4º modo).	149
Figura 127 – Acelerações longitudinais RMS - modelos Grupo 1 - Vento 0°	157
Figura 128 – Acelerações transversais RMS – modelos Grupo 1 - Vento 0°	157
Figura 129 – Acelerações longitudinais RMS – modelos Grupo 1 - Vento 90°	158
Figura 130 – Acelerações transversais RMS - modelos 1 - Vento 90°	159
Figura 131 – Acelerações longitudinais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 0°	164
Figura 132 – Acelerações transversais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 0°	164
Figura 133 – Acelerações longitudinais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 90°	165
Figura 134 – Acelerações transversais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 90°	166
Figura 135 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (VELLOSO, 2010).	168
Figura 136 – Estaca submetida a uma força transversal (VELLOSO, 2010).....	169
Figura 137 – Exemplo de modelo estrutural sobre radier estaqueado. (SOUZA, 2010).	172
Figura 138 – Torre Incheon na Coréia do Sul (POULOS, 2011).	173
Figura 139 – Modelo estrutural do radier estaqueado - Torre Incheon - (POULOS, 2011).	173
Figura 140 – Torre de teste de elevadores - radier estaqueado - (BATTISTA, 2013).	174
Figura 141 – Modelagem numérica radier-estacas - torre de teste - (BATTISTA, 2013).	175
Figura 142 – Percepção humana aos efeitos da vibração (HIRSCH & BACHMANN,1995).....	178

Figura 143 – Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007).	180
Figura 144 – Magnitudes aceitáveis de aceleração horizontal de edifícios utilizadas para fins gerais (curva 1) e de estruturas off-shore fixas (curva 2)) (adaptada da ISO 6897, 1984).	181
Figura 145 – Arquitetura do Pavimento Tipo Edifício de 140 m	183
Figura 146 – Planta de Estrutura do Edifício de 140 m	184
Figura 147 – Corte Pavimento Tipo Edifício de 140 m.	184
Figura 148 – Perspectiva e Corte da Estrutura do Edifício de 140 m.	185
Figura 149 – Pavimento tipo em elementos finitos - Modelo 140 m.	186
Figura 150 – Perspectiva pavimento tipo em elementos finitos - Modelo 140 m.	186
Figura 151 – Perspectiva e Corte em elementos finitos - Modelo 140 m.	187
Figura 152 – Ensaio de SPT - Solo - Modelo H = 140 m.	191
Figura 153 – Distribuição das Estacas - modelo H = 140 m.	193
Figura 154 – Esquema de forças devido ao vento na fundação.	193
Figura 155 – Faixas dividindo as estacas em grupos.	194
Figura 156 – Corte detalhando a profundidade da fundação - modelo H = 140 m. .	196
Figura 157 – Modelo estrutural H = 140 m com estacas.	197
Figura 158 – Detalhe da fundação sobre estacas - modelo H = 140 m.	197
Figura 159 – Vistas da modelagem numérica da fundação - modelo 140 m.	199
Figura 160 – Modelo em elementos finitos considerando as estacas - modelo 140 m	199
Figura 161 – Modos de vibração do modelo 140 m (1 ^o ao 8 ^o modo) - Sob Apoios Rígidos.	201
Figura 162 – Modos de vibração do Modelo 140 m - Hipótese C (1 ^o ao 4 ^o modo)..	204
Figura 163 – Direções do vento Modelo H = 140 m.	205
Figura 164 – Força no domínio do tempo aplicado ao P5 z = 140 m Série 01	206
Figura 165 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 0 ^o - Apoio Rígido – MRE	207
Figura 166 – Aceleração no domínio da frequência - Série 01 - Vento 0 ^o - Apoio Rígido.	208
Figura 167 – Acelerações - Série 01 - Vento 0 ^o - Apoio Rígido - MRE-M ²	208
Figura 168 – Acelerações no domínio da frequência - Vento 0 ^o - Apoio Rígido – MRE-M	209

Figura 169 – Acelerações - Série 01 - Vento 90° - Apoio Rígido - MRE-M	210
Figura 170 – Acelerações no domínio da frequência - Série 01 - Vento 90° - Apoio Rígido.....	210
Figura 171– Exemplo de avaliação da média dos picos.....	211
Figura 172 – Acelerações RMS – Vento 0° - Modelo 140 metros	218
Figura 173 – Curva limite ISO 6897 - acelerações RMS – Vento 0° - Modelo 140 m	218
Figura 174 – Acelerações RMS – Vento 90° - Modelo 140 m	219
Figura 175 – Acelerações de pico – Vento 0° - Modelo 140 m.....	220
Figura 176 – Acelerações de pico – Vento 90° - Modelo 140 m.....	221
Figura 177 – Acelerações de pico – ISO 10137 (2007) - Modelo 140 m.....	222
Figura 178 – Acelerações Transversais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 140 m	223
Figura 179 – Acelerações Transversais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 140 m	224
Figura 180 – Acelerações Longitudinais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 140 m	224
Figura 181 – Acelerações Longitudinais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 140 m	224
Figura 182 – Planta estrutural – Modelo H = 90 m - unidades em metro.	227
Figura 183 – Corte A - Pavimento tipo – Modelo H = 90 m - unidades em metro. ..	228
Figura 184 – Perspectiva e corte do Modelo H = 90 m - unidades em metro.....	228
Figura 185 – Fundação para os Modelo H = 90 m.	230
Figura 186 – Esquema de perfil dos solos Modelo H = 90 m	231
Figura 187 – Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional - Modelo 90 m..	232
Figura 188 – Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional - Modelo H = 90 m.	232
Figura 189 – Modelo numérico fundação blocos sobre estacas Modelo H = 90 m.	233
Figura 190 – Vistas do modelo numérico da fundação - Modelo H = 90 m.	233
Figura 191 – Modelo em elementos finitos considerando as estacas - Modelo 90 metros.	234
Figura 192 – Modos de vibração do Modelo 90 m (1° ao 8° modo) Sob Apoios Rígidos.	235

Figura 193 – Modos de vibração Modelo B - (1º ao 8º modos) - bloco-estaca solo 1	236
Figura 194 – Comparativo entre frequências - Modelo B - (1º ao 4º modos)	237
Figura 195 – Direções do vento Modelo H = 90 m.	239
Figura 196 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 0º - Apoio Rígido - MRE-M	240
Figura 197 – Aceleração no domínio da frequência - Vento 0º - Apoio Rígido - MRE- M	240
Figura 198 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 90º - Apoio Rígido - MRE-M	241
Figura 199 – Aceleração no domínio da frequência - Vento 90º - Apoio Rígido - MRE- M	241
Figura 200 – Acelerações RMS - Vento 0º - Modelo 90 m.....	250
Figura 201 – Acelerações RMS - Vento 90º - Modelo 90 m.....	250
Figura 202 – Curva limite ISO 6897 - acelerações RMS - Vento 0º - Modelo 90 m	251
Figura 203 – Acelerações de Pico - Vento 0º - Modelo 90 m.....	251
Figura 204 – Acelerações de Pico - Vento 90º - Modelo 90 m.....	252
Figura 205 – Acelerações de pico - ISO 10137 (2007) - Modelo 90 m.....	253
Figura 206 – Acelerações Transversais - Vento 0º - Pico e Média - Modelo 90 m..	254
Figura 207 – Acelerações Transversais - Vento 90º - Pico e Média - Modelo 90 m	255
Figura 208 – Acelerações Longitudinais - Vento 0º - Pico e Média - Modelo 90 m.	255
Figura 209 – Acelerações Longitudinais - Vento 90º - Pico e Média - Modelo 90 m	255
Figura 210 – Planta baixa do pavimento tipo do Modelo 173 m (RIOS, 2015).....	259
Figura 211 – Sistema de travamento lateral - Vista frontal (RIOS, 2015).....	259
Figura 212 – Sistema de travamento lateral - Vista lateral (RIOS, 2015).....	259
Figura 213 – Ensaio de SPT - Solo - Modelo H = 173 m.....	261
Figura 214 – Distribuição das Estacas - modelo H = 173 m.....	263
Figura 215 – Corte longitudinal - radier sobre as estacas - modelo H = 173 m.....	263
Figura 216 – Divisão em 2 faixas a planta de estaqueamento modelo H = 173 m..	263
Figura 217 – Corte detalhando a profundidade da fundação - modelo H = 173 m..	267
Figura 218 – Perspectiva fundação - modelo H = 173 m.	267
Figura 219 – Modelo em elementos finitos Modelo 173 m.	268

Figura 220 – Modos de vibração do Modelo Estrutural 173 m - Apoios rígidos.	269
Figura 221 – Modos de vibração do Modelo Estrutural 173 m - Radier-estacas.	270
Figura 222 – Direções de atuação das cargas dinâmicas de vento.	271
Figura 223 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 0° - Apoio Rígido - MRE-M	272
Figura 224 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 90° - Apoio Rígido - MRE-M	273
Figura 225 – Acelerações no domínio da frequência - Apoio Rígido - MRE-M	273
Figura 226 – Acelerações RMS - Vento 0° - Modelo 90 metros	280
Figura 227 – Acelerações RMS - Vento 90° - Modelo 90 metros	280
Figura 228 – Curva limite ISO 6897 - acelerações RMS - Modelo 173 metros	281
Figura 229 – Acelerações de Pico - Vento 0° - Modelo 173 metros	282
Figura 230 – Acelerações de Pico - Vento 90° - Modelo 173 metros	282
Figura 231 – Acelerações de pico - ISO 10137 (2007) - Modelo 173 metros.	283
Figura 232 – Acelerações Transversais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 173 metros	284
Figura 233 – Acelerações Transversais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 173 metros	285
Figura 234 – Acelerações Longitudinais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 173 metros	285
Figura 235 – Acelerações Longitudinais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 173 metros	285
Figura A.236 – Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988).	311
Figura A.237 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988).	312
Figura A.238 – Fator topográfico S1 para morros e taludes [NBR 6123 (1988)].	313
Figura A.239 – Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV (L=1800 m; h em metros)	320
Figura B.240 – Elemento BEAM44 (ANSYS, 2009)	321
Figura B.241 – Elemento SHELL63 (ANSYS, 2009)	322
Figura B.242 – Elemento SOLID45 (ANSYS, 2009)	322
Figura B. 243 – Excentricidade entre os elementos de laje e vigas.	323
Figura G.244 – Anemômetro de fio quente	334
Figura G.245 – Ensaio de SPT - Solo 01	335

Figura G.246 – Monitoração 01 com anemômetro de fio quente Texto 405i.....	335
Figura G.247 – Monitoração 02 com anemômetro de fio quente Texto 405i.....	336
Figura G.248 – Densidades espectrais da monitoração 01.....	336
Figura G.249 – Densidades espectrais da monitoração 02.....	336
Figura G.250 – Densidades espectrais da monitoração 01 x monitoração 02	337
Figura G.251 – Comparação das densidades espectrais.....	337
Figura H.252 – Comparação das densidades espectrais.....	339
Figura H.253 – Modelo construído em laboratório com 19 pavimentos em HDF	339
Figura H.254 – Modelo estrutural em elementos finitos (MEF).	340
Figura H.255 – Modos de vibração e frequências naturais da estrutura.	340
Figura H.256 – Posicionamento dos acelerômetros na estrutura investigada.....	341
Figura H.257 – Medidas experimentais obtidas no ensaio com acelerômetros.....	341
Figura H.258 – Vibrometria a laser (PDV).	342
Figura H.259 – Medidas experimentais obtidas no ensaio com vibrometria a laser.	342

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Monitorações realizadas.....	75
Tabela 2 – Descrição dos parâmetros de entrada utilizados pelo módulo DEDM-HR	98
Tabela 3 – Coeficientes γ MRE-M	121
Tabela 4 – Coeficiente lateral vento a 90° - γ_2 – Modelo 1:2:5.....	133
Tabela 5 – Coeficiente lateral vento a 0° - γ_1 – Modelo 1:2:5.....	134
Tabela 6 – Características dos modelos Grupo 1 (1:1:5).	136
Tabela 7 – Características dos modelos Grupo 2 (1:2:5).	138
Tabela 8 – Frequências naturais e modos de vibração - Grupo 1 (1:1:5).....	144
Tabela 9 – Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Grupo 1	147
Tabela 10 – Frequências naturais e modos de vibração - Grupo 2 (1:2:5).....	147
Tabela 11 – Parâmetros α e β utilizados análise de vibração forçada - Grupo 2	150
Tabela 12 – Métodos utilizados para avaliação dos modelos teóricos.....	150
Tabela 13 – Parâmetros adotados modelos Grupo 1	151
Tabela 14 – Parâmetros adotados modelos Grupo 2.....	151
Tabela 15 – Direções do vento adotadas nos modelos teóricos.	152
Tabela 16 – Acelerações para o modelo 1A - Vento 0°	153
Tabela 17 – Acelerações para o modelo 1B - Vento 0°	154
Tabela 18 – Acelerações para o modelo 1B – Vento 90°	154
Tabela 19 – Acelerações para o modelo 1C – Vento 0°	155
Tabela 20 – Acelerações para o modelo 1C - Vento 90°	155
Tabela 21 – Acelerações para o modelo 1D - Vento 0°	156
Tabela 22 – Acelerações para o modelo 1D – Vento 90°	156
Tabela 23 – Acelerações para o modelo 2A - Vento 0°	159
Tabela 24 – Acelerações para o modelo 2A - Vento 90°	160
Tabela 25 – Acelerações para o modelo 2B - Vento 0°	160
Tabela 26 – Acelerações para o modelo 2B - Vento 90°	161
Tabela 27 – Acelerações para o modelo 2C - Vento 0°	161
Tabela 28 – Acelerações para o modelo 2C - Vento 90°	162
Tabela 29 – Acelerações para o modelo 2D - Vento 0°	162
Tabela 30 – Acelerações para o modelo 2D - Vento 90°	163

Tabela 31 – Valores típicos de k_{s1} em kN/m^3 (TERZAGHI, 1955).....	169
Tabela 32 – Valores típicos de n_h em kN/m^3 (TERZAGHI, 1955).....	170
Tabela 33 – Valores do coeficiente α (GODOY & TEXEIRA ,1996).....	171
Tabela 34 – Valores do coeficiente k (GODOY & TEXEIRA ,1996).....	171
Tabela 35 – Valores limites de aceleração (HIRSCH & BACHMANN,1995)......	177
Tabela 36 – Critérios de avaliação do conforto segundo a ISO 2631 (1997).....	179
Tabela 37 – Combinações com coeficientes finais adotados.....	188
Tabela 38 – Parâmetros para geração do carregamento de vento Modelo 140m	188
Tabela 39 – Análise Estática ELS - Combinação 1 - modelo H = 140 m.....	189
Tabela 40 – Análise Estática ELU - Combinação 2 - modelo H = 140 m.	189
Tabela 41 – Tabela dos estados de compacidade e de consistência - NBR 6484 (2001)......	190
Tabela 42 – Tabelas de reações dos pilares - modelo H = 140 m.....	192
Tabela 43 – Tabela de cargas dos pilares Faixa 3 – Modelo 40 m.....	194
Tabela 44 – Tabela Décourt-Quaresma - Solo 01 - modelo H = 140 m.....	195
Tabela 45 – Aoki-Velloso - Solo 01 - modelo H = 140 m.....	196
Tabela 46 – Reações horizontais sobre as estacas - modelo H = 140 m.....	198
Tabela 47 – Frequências naturais do Modelo 140 m - Sobre Apoios Rígidos.....	200
Tabela 48 – Parâmetros α e β - Modelo 140 m – Apoio rígido.....	202
Tabela 49 – Frequências naturais considerando perfil geotécnico - modelo H = 140	202
Tabela 50 – Parâmetros α e β - Modelo 140 m – sobre estacas.....	204
Tabela 51 – Parâmetros para geração do carregamento de vento.....	205
Tabela 52 – Acelerações Longitudinais - Modelo 140 m - MRE - Apoio Rígido.....	212
Tabela 53 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M - Vento 0° - Apoio Rígido.....	213
Tabela 54 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M - Vento 90° - Apoio Rígido.....	214
Tabela 55 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M - Vento 0° - Apoio Estacas.....	215
Tabela 56 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M - Vento 90° - Apoio Estacas.....	216
Tabela 57 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 0°	217
Tabela 58 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 90°	217
Tabela 59 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 0° - Pico e Média dos Picos	223
Tabela 60 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 90° - Pico e Média dos Picos	223

Tabela 61 – Acelerações método simplificado NBR 6123 (1988) - Modelo 140 m	225
Tabela 62 – Reação de apoio para o Modelo H = 90 m.	229
Tabela 63 – Números de nós, elementos e graus de liberdade - Modelo H = 90 m	234
Tabela 64 – Frequências naturais para o Modelo B	237
Tabela 65 – Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelo 90 m	238
Tabela 66 – Parâmetros para geração do carregamento de vento.	238
Tabela 67 – Acelerações Longitudinais - Modelo 90 m - MRE - Apoio Rígido	242
Tabela 68 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M - Vento 0° - Apoio Rígido	243
Tabela 69 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M - Vento 90° - Apoio Rígido	244
Tabela 70 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M - Vento 0° - Apoio Estacas - Solo 1	245
Tabela 71 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M - Vento 90° - Apoio Estacas - Solo 1	246
Tabela 72 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M - Vento 0° - Apoio Estacas - Solo 2	247
Tabela 73 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M - Vento 90° - Apoio Estacas - Solo 2	248
Tabela 74 – Acelerações para o Modelo 90 m - Vento 0°	249
Tabela 75 – Acelerações para o Modelo 90 m - Vento 90°	249
Tabela 76 – Acelerações para o Modelo 90 m - Vento 0° - Pico e Média dos Picos	254
Tabela 77 – Acelerações para o Modelo 90 m - Vento 90° - Pico e Média dos Picos	254
Tabela 78 – Acelerações método simplificado NBR 6123 (1988) - Modelo 90 m	256
Tabela 79 – Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural II (RIOS, 2015)	258
Tabela 80 – Tabelas de cargas na fundação - Modelo H = 173 m	262
Tabela 81 – Tabela de cargas dos pilares localizados na faixa 1	264
Tabela 82 – Tabela Décourt-Quaresma - Estacas modelo H = 140 m	265
Tabela 83 – Reações horizontais sobre as estacas - modelo H = 173m	266
Tabela 84 – Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelos 173 m	271
Tabela 85 – Parâmetros para geração do carregamento de vento.	271
Tabela 86 – Acelerações Longitudinais - Modelo 173 m - MRE - Apoio Rígido	274

Tabela 87 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M - Vento 0° - Apoio Rígido	275
Tabela 88 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M - Vento 90° - Apoio Rígido	276
Tabela 89 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M - Vento 0° - Radier estaqueado	277
Tabela 90 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M - Vento 90° - Radier estaqueado	278
Tabela 91 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 0°	279
Tabela 92 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 90°	279
Tabela 93 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 0° - Pico e Média dos Picos	284
Tabela 94 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 90° - Pico e Média dos Picos	284
Tabela 95 – Acelerações método simplificado NBR 6123 (1988) - Modelo 173 m..	286
Tabela 96 – Principais características e resultados dos modelos investigados	295
Tabela A.97 – Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988).	315
Tabela A.98 – Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).....	316
Tabela A.99 – Fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).	316
Tabela A.100 – Expoente p e parâmetro b - NBR 6123 (1988).....	318
Tabela A.101 – Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (1988).....	319
Tabela C.102 – Amortecimento estrutural (ABNT, 2013)	325
Tabela E.103 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2	329
Tabela E.104 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2	329
Tabela E.105 – Valores para o parâmetro K	330
Tabela C.106 – Valores para o parâmetro α	331
Tabela C.107 – Valores para o parâmetro β	331
Tabela C.102 – Características do aparelho Texto 405i.....	334
Tabela C.102 – Características gerais dos acelerômetros.	341

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	Swanson Analysis Systems
AISC	American Institute of Steel Construction
ASCE	American Society of Civil Engineers
NBR	Norma Brasileira
DEDM-HR	<i>Database-enabled Design Module – High Rise</i>
HFBB	<i>High Frequency Base Balance</i>
HFPI	<i>High Frequency Pressure Integration</i>
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
MATLAB	<i>MATHWORKS Inc.</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
MRE	Método da Representação Espectral
MRE-M	Método da Representação Espectral Modificado
RMS	<i>Root Mean Square</i> (Valor Quadrático Médio)
PSD	<i>Power Spectral Density</i>
TPU-DB	<i>Tokyo Polytechnic University Aerodynamic Database</i>
RMS	<i>Root Mean Square</i> (Valor Quadrático Médio)

LISTA DE SÍMBOLOS

$a_{m\acute{a}x}$	aceleração máxima
a_{l_p}	aceleração longitudinal de pico
a_{l_RMS}	aceleração longitudinal RMS
a_{t_p}	aceleração transversal de pico
a_{t_RMS}	aceleração transversal RMS
b	parâmetro meteorológico
c	amortecimento estrutural
C_a	coeficiente de arrasto
E_c	módulo de elasticidade do concreto
E_s	módulo de elasticidade do aço
f	frequência em Hz
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_j	frequência correspondente ao modo j
f_y	resistência característica do aço
$F(t)$	força do vento em função do tempo
k	constante de Kármán ($k = 0,4$)
k_0	parâmetro de rigidez da fundação
k_h	coeficiente de reação horizontal
k_{s1}	módulo da placa horizontal de 1 ft (0,3048 m)
k_v	coeficiente de reação vertical
n_h	parâmetro de rigidez para solos não coesivos
p	coeficiente exponencial
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
S^v	densidade espectral
t	tempo
u	deslocamento na cota z
u^*	velocidade de fricção
V_{10}	velocidade do vento na cota de 10 metros acima do terreno
$V(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento

$V_T(t)$	velocidade do vento
\bar{V}_0	velocidade básica do vento
\bar{V}_p	velocidade de projeto (vento)
$\bar{V}(z)$	parcela média da velocidade do vento
X	frequência adimensional
α	taxa de contribuição da matriz de massa
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
Δf	incremento de frequência
Δt	incremento de tempo
γ_c	peso específico do concreto
γ_s	peso específico do aço
γ_z	coeficiente de instabilidade de 2ª ordem
γ_1	coeficiente metodologia da representação espectral transversal 0°
γ_2	coeficiente metodologia da representação espectral transversal 90°
γ_3	coeficiente metodologia da representação espectral longitudinal 0°
γ_4	coeficiente metodologia da representação espectral longitudinal 90°
ν	coeficiente de Poisson
θ_i	ângulo de fase aleatório
ρ	média da amostra
σ	desvio padrão da amostra
ω_{0i}	frequência natural circular da estrutura em rad/s
ξ	taxa de amortecimento
$H(\omega)$	função de transferência
p	pressão
R_x	função de autocorrelação
R_{xy}	função de correlação cruzada
t	variável tempo
V_0	velocidade básica
$\bar{V}(z)$	velocidade média na direção longitudinal
$v(z, t)$	parcela flutuante do vento na direção longitudinal
\bar{V}_p	velocidade de projeto

$\overline{V_{ref}}$	velocidade média de referência
$V(z, t)$	velocidade em função da altura e do tempo
λ_L	fator de escala para geometria
λ_v	fator de escala para velocidade
λ_t	fator de escala para o tempo

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	29
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	37
1.1 Considerações iniciais.....	37
1.2 Edifícios altos e a ação dinâmica do vento.....	37
1.3 Ação transversal do vento.....	44
1.4 Túneis de vento e métodos assistidos por base de dados.....	49
1.5 Análise do conforto humano	54
1.6 Modelagem da interação solo-estrutura	59
1.7 Considerações finais.....	62
2 VENTO: MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL (MRE)	63
2.1 Considerações iniciais.....	63
2.2 Pressões dinâmicas devido ao vento	63
2.3 Parcela flutuante e Método da Densidade Espectral	65
2.4 Correlação espacial.....	68
2.5 Medições com anemômetro ultrassônico 3D.....	71
2.6 Considerações finais.....	84
3 MÉTODOS ASSISTIDOS POR BASE DE DADOS	85
3.1 Considerações iniciais.....	85
3.2 Técnicas de modelagem em túneis de vento	85
3.3 Base de dados da Universidade Politécnica de Tóquio	90
3.4 Plataforma VORTEX-Winds - Módulo DEDM-HR	96
3.5 Considerações finais.....	101
4 EFEITO TRANSVERSAL DA AÇÃO DO VENTO	102
4.1 Considerações iniciais.....	102
4.2 Ação transversal do vento	102
4.3 Túnel de vento: monitoração experimental.....	104
4.3.1 Túnel de vento: monitoração experimental - Maquete 1	109
4.3.2 Túnel de vento: monitoração experimental - Maquete 2	112
4.3.3 Túnel de vento: monitoração experimental - Maquete 3.....	116
4.4 Considerações finais.....	118
5 MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL MODIFICADO	119

5.1	Considerações iniciais.....	119
5.2	Hipóteses simplificadoras	119
5.3	Metodologia de análise desenvolvida.....	120
5.4	Determinação dos coeficientes γ MRE-M	122
5.5	Considerações finais.....	134
6	MODELOS ESTRUTURAIS PARA VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS	135
6.1	Considerações iniciais.....	135
6.2	Características físicas e geométricas dos modelos teóricos	135
6.3	Modelagem numérica dos modelos para avaliação	141
6.4	Frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento	144
6.5	Parâmetros adotados nos modelos teóricos	150
6.6	Análise dos resultados dos modelos teóricos.....	153
6.7	Considerações finais.....	166
7	INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA	167
7.1	Considerações iniciais.....	167
7.2	Resistência lateral do solo sobre estacas.....	167
7.3	Fundações de edifícios altos sobre radier estaqueado	171
7.4	Considerações finais.....	175
8	CONFORTO HUMANO	176
8.1	Considerações iniciais.....	176
8.2	Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988).....	177
8.3	Critério de avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995).....	177
8.4	Critérios de avaliação segundo a ISO 2631 (1997)	178
8.5	Critérios de avaliação segundo a ISO 10137 (2007)	179
8.6	Critérios de avaliação segundo a ISO 6897 (1984) Revisada 2015.....	181
8.7	Considerações finais.....	182
9	MODELO CONCRETO ARMADO H = 140 M.....	183
9.1	Considerações iniciais.....	183
9.2	Características geométricas e físicas do Modelo H = 140 m	183
9.3	Modelo H = 140 m em elementos finitos.....	185
9.4	Análise estática do Modelo H = 140 m	187
9.5	Características geotécnicas e fundação do modelo H = 140 m.....	190
9.6	Frequências naturais e modos de vibração - modelo H = 140 m.....	200

9.7	Parâmetros adotados para vibração forçada modelo H = 140 m.....	204
9.8	Análise dinâmica do modelo H = 140 m.....	206
9.9	Considerações finais.....	225
10	MODELO CONCRETO ARMADO H = 90 M.....	227
10.1	Considerações iniciais.....	227
10.2	Características geométricas e físicas do Modelo H = 90 m	228
10.3	Características geotécnicas e fundação do modelo H = 90 m.....	229
10.4	Modelo H = 90 m em elementos finitos.....	231
10.5	Frequências naturais e modos de vibração Modelo H = 90 m.....	235
10.6	Parâmetros adotados para vibração forçada modelo H = 90 m.....	238
10.7	Análise dinâmica do modelo H = 90 m.....	239
10.8	Considerações finais.....	256
11	MODELO ESTRUTURA METÁLICA H = 173 M.....	258
11.1	Considerações iniciais.....	258
11.2	Características geométricas e físicas do modelo	258
11.3	Características geotécnicas e modelo da fundação.....	260
11.4	Modelo H = 173 m em elementos finitos.....	268
11.5	Frequências naturais e modos de vibração - modelo H = 173 m.....	269
11.6	Parâmetros adotados para vibração forçada modelo H = 173 m.....	271
11.7	Análise dinâmica do modelo H = 173 m.....	272
11.8	Considerações finais.....	287
12	CONSIDERAÇÕES FINAIS	288
12.1	Aspectos gerais	288
12.2	Conclusões	290
12.2.1	Metodologia de análise desenvolvida.....	290
12.2.2	Modelagem da interação solo-estrutura.....	291
12.2.3	Análise estrutural dinâmica	292
12.2.4	Avaliação do conforto humano	293
12.2.5	Recomendações de projeto	295
12.3	Principais contribuições deste trabalho.....	296
12.4	Sugestões para trabalhos futuros.....	297
	REFERÊNCIAS.....	298
	APÊNDICE A – AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS - NORMA NBR 6123 (1988) .	310
A.1	Determinação das forças estáticas devido ao vento.....	310

A.2 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica...	317
APÊNDICE B – ELEMENTOS UTILIZADOS NO ANSYS	321
APÊNDICE C – AMORTECIMENTO ESTRUTURAL	324
APÊNDICE D – COEFICIENTE Γ_z	326
APÊNDICE E – CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS	328
E.1 Capacidade de carga de acordo com Aoki-Veloso	328
E.2 Capacidade de carga de acordo com Décourt-Quaresma.....	330
APÊNDICE F – CÁLCULO DAS PROPRIEDADES ESTATÍSTICAS	332
APÊNDICE G – MEDIÇÕES COM ANEMOMETRO DE FIO QUENTE.....	334
APÊNDICE H – MEDIÇÕES COM ANEMOMETRO DE FIO QUENTE.....	338

INTRODUÇÃO

O setor da construção civil se transforma diariamente e tendo em mente um avanço significativo dos projetos arquitetônicos, os engenheiros de projeto devem estar aptos tecnicamente para vencer novos desafios. Dentro deste contexto, a construção de edifícios altos é um exemplo muito claro deste progresso, em que inúmeras estruturas, imponentes, de alturas bastante elevadas, podem ser observadas em várias partes do mundo.

A engenharia estrutural do Brasil já convive com este novo patamar de edifícios altos. Atualmente, não é raro despontarem prédios com altura acima de 100 metros nas principais regiões brasileiras, conforme ilustrado na Figura 1. O número de edifícios altos vem crescendo exponencialmente no país e cidades tais como Recife/PE, Goiânia/GO, João Pessoa/PB, Salvador/BA e Belém/PA, atualmente, possuem inúmeros edifícios com mais de 120 metros de altura.



Edifícios Village Sun e Moon
Belém - Pará
Altura = 120 m



Edifício Mansão Margarida
Salvador - Bahia
Altura = 154 m



Edifícios Jardins Aurora
Recife - Pernambuco
Altura = 140 m

Figura 1 – Exemplos de edifícios com alturas superiores a 100 m no Brasil.

Em referência aos prédios mais altos do Brasil, podem ser evidenciados os projetos localizados no município de Balneário Camboriú, em Santa Catarina/SC. As edificações concentram-se na orla da cidade, chamando a atenção de turistas e moradores. Destacam-se as torres Yachthouse Residence, ilustrada na Figura 2, que

quando finalizadas terão 274 metros de altura. De acordo com este cenário, a construção civil pode vir a funcionar como um termômetro sobre o desenvolvimento de uma cidade, em que o surgimento de edifícios altos demonstra o nível de ambição dos investidores para uma determinada região do país.



Figura 2 – Torres Yachthouse Residence - Balneário Camboriú - Santa Catarina.

Cabe ressaltar que esta tendência arquitetônica, associada ao projeto e construção de edifícios altos, conduziu a sistemas estruturais bastante esbeltos e flexíveis com valores de frequências naturais muito baixos; e, portanto, mais suscetíveis a problemas de vibrações excessivas, causados pela ação do vento, principalmente relacionadas ao desconforto humano.

Dentro deste âmbito, torna-se obrigatória a correta caracterização do modelo estrutural e do carregamento de vento utilizados no projeto. Usualmente, nas verificações e cálculos estruturais de edifícios, as cargas devido à ação do vento são consideradas puramente estáticas. Todavia, nos casos de projetos de edifícios altos, tal consideração pode ser discutível, pois a ação do vento tem como natureza um caráter dinâmico. Seguindo este conceito, faz-se necessário que a análise estrutural dinâmica e as verificações de conforto humano sejam realizadas mediante a modelagem mais realista possível das ações do vento. Para tal, as cargas de vento devem ser consideradas com essência não determinística, além de ser importante um adequado tratamento probabilístico dos resultados obtidos (SANTOS, 2018).

Além disso, pesquisas recentes mostram que a ação transversal do vento (*across-wind*) pode vir a produzir uma resposta estrutural dinâmica superior em relação à ação longitudinal das cargas de vento (*along-wind*), podendo vir a ser a determinante para avaliações de estado limite de serviço (TOZAN, 2013). Ressalta-se, ainda, que a maioria das normas e recomendações de projeto apresentam resultados considerados aceitáveis para as respostas longitudinais, porém para a direção transversal de ação do vento, ainda persiste a falta de uma metodologia de análise aceita internacionalmente (HOLMES, 2014). Atualmente, esta lacuna é preenchida com base na utilização de ensaios experimentais realizados em túnel de vento, que representam um aumento considerável em relação aos custos e prazos finais do projeto ou mesmo através da utilização de métodos aproximados, dentre os quais pode-se citar o Método da Representação Espectral (SANTOS, 2018).

De outra maneira, é interessante estudar e investigar as diferenças que ocorrem sobre a resposta estrutural dinâmica de edifícios altos (frequências naturais, deslocamentos e acelerações), em termos qualitativos e quantitativos, quando se considera a modelagem das fundações, de modo a incluir o efeito da interação solo-estrutura na análise. Tal consideração pode vir a influenciar significativamente a rigidez global da estrutura e alterar os valores das frequências naturais, conduzindo o projetista ao equívoco, com referência a avaliação de resultados distintos, tanto em relação à consideração estática (deslocamentos translacionais horizontais), quanto no que tange às avaliações de conforto humano (vibrações excessivas) (ZOU, 2012, MENDONÇA, 2012).

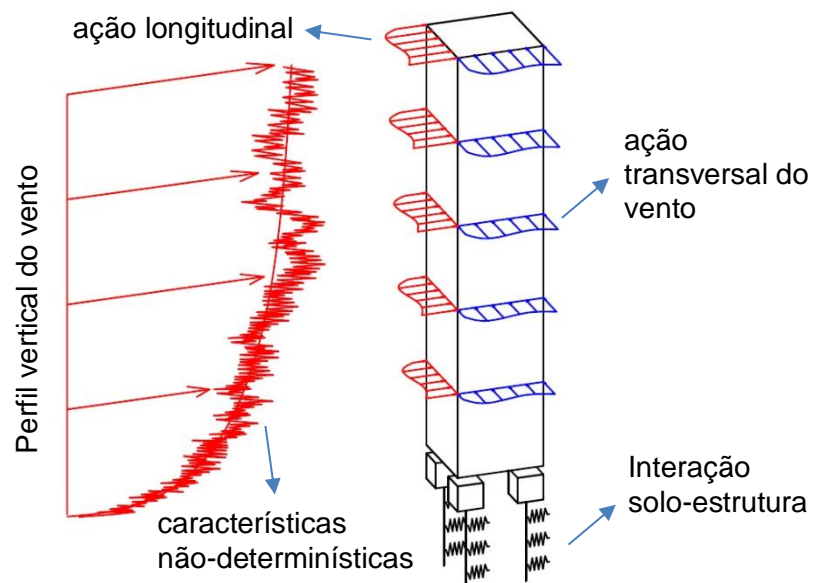


Figura 3 – Esquema de modelagem computacional mais realista.

Considerando-se todos os aspectos levantados anteriormente, este trabalho de pesquisa se propõe a estudar a resposta estrutural estática e dinâmica de edifícios altos. Para tal, os focos principais desta investigação são os seguintes, a saber: desenvolvimento de uma metodologia de análise para o cálculo das ações dinâmicas não determinísticas de vento em relação à direção longitudinal (*along-wind*) e direção transversal (*across-wind*), da maneira mais realista possível; avaliação do efeito da interação solo-estrutura, através do projeto, cálculo e modelagem das fundações; e, finalmente, avaliação do conforto humano dos edifícios, mediante cálculo dos valores das acelerações de pico e RMS, além do emprego de inúmeras normas e recomendações de projeto.

Motivação

Os edifícios devem ser projetados de modo a atender ao estado limite último para evitar o colapso estrutural e ao estado limite de serviço, visando atender a critérios de utilização e conforto dos ocupantes. Tendo em mente o projeto estrutural de edifícios altos, o atendimento ao estado limite de serviço considerando apenas uma análise estática para verificação dos deslocamentos translacionais horizontais máximos pode não ser suficiente. Por outro lado, a verificação do conforto humano a partir dos valores das acelerações pode vir a ser determinante, uma vez que estas edificações apresentam como característica principal elevados índices de esbeltez, frequências naturais muito baixas e, conseqüentemente, estão sujeitas a possíveis problemas de vibrações excessivas induzidas pelas ações dinâmicas do vento.

Neste sentido, a motivação para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa surgiu da necessidade de contribuir com atitudes e recomendações de projeto que possam auxiliar os engenheiros e projetistas de estruturas, através do desenvolvimento de análises mais próximas da realidade, no que diz respeito à investigação do comportamento estrutural dinâmico e de verificações de conforto humano sobre modelos de edifícios altos, considerando-se para tal o caráter não determinístico das ações do vento e, também, o efeito da interação solo-estrutura, a partir da modelagem das fundações.

Objetivos

Este trabalho de pesquisa tem como objetivo principal investigar o comportamento estrutural dinâmico de edifícios altos submetidos à ação das cargas de vento. Objetiva-se verificar quais os efeitos sobre o conforto humano, quando estes edifícios estão sujeitos à ação dinâmica não determinística do vento. Para tal, os carregamentos de vento são gerados via modelagem não determinística, mediante base probabilística, com suas características representadas do modo mais realista possível. Dentro deste contexto são realizadas medições experimentais da velocidade do vento, no domínio do tempo, com base na utilização de anemômetros, com o objetivo de comparar os sinais de vento reais com aqueles gerados computacionalmente.

Ressalta-se, ainda, que na avaliação do conforto humano de edifícios altos sob a ação do vento, na maioria dos casos de projeto, a resposta estrutural dinâmica transversal (*across-wind*: efeito de vórtices) apresenta-se superior a longitudinal. Dentre os fenômenos que provocam a vibração transversal das edificações, o desprendimento de vórtices é o principal gerador de excitação transversal nos edifícios altos. Este efeito caracteriza-se por uma libertação alternada de um lado e do outro de vórtices que surgem num escoamento, provocando forças que atuam alternadamente na direção transversal do vento. Neste sentido, um pequeno túnel de vento, com fins didáticos, foi construído e inúmeras maquetes foram testadas experimentalmente com propósito de avaliar o comportamento da resposta estrutural dinâmica dos modelos (deslocamentos e acelerações), no domínio do tempo, de maneira a verificar a predominância das ações transversais do vento.

Assim sendo, é também objetivo deste estudo propor e desenvolver uma metodologia de análise para geração de carregamentos dinâmicos não determinísticos de vento via Método da Representação Espectral (MRE), incluindo na análise da resposta estrutural as cargas de vento atuantes em relação à direção transversal dos edifícios. De maneira a elaborar a metodologia são utilizados dados obtidos em ensaios experimentais em túneis de vento, disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio.

Outra vertente relevante deste trabalho de pesquisa diz respeito ao estudo da interação solo-estrutura, no que tange à modelagem das fundações, levando-se em

consideração a influência da rigidez do solo sobre a fundação e quais os efeitos que podem ser provocados sobre a resposta estática e dinâmica de edifícios altos.

Finalmente, os principais objetivos que norteiam o desenvolvimento desta investigação podem ser sintetizados da seguinte forma:

- Desenvolvimento de uma metodologia de análise denominada de Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M), com base no emprego de coeficientes para determinação da ação transversal do vento, obtidos via uso de dados de testes experimentais realizados em túnel de vento;
- Avaliação da modelagem do carregamento dinâmico de vento obtido neste estudo, mediante comparações com os resultados disponíveis na literatura técnica associados aos métodos assistidos por base de dados;
- Investigação da influência do efeito solo-estrutura sobre a resposta estrutural dinâmica não determinística dos modelos de edifícios altos investigados;
- Avaliação das acelerações nas direções longitudinal e transversal dos modelos estruturais: dois edifícios em concreto armado com alturas de 90 m e 140 m, respectivamente, e um edifício em estrutura mista aço-concreto com altura total de 173 m.
- Análises e verificações de conforto humano, objetivando comparar os valores das acelerações obtidas ao longo das análises com os limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Estrutura da tese

No primeiro capítulo é realizada uma revisão bibliográfica, apresentando trabalhos relacionados ao entendimento de edifícios altos, principais características e fatores que influenciam na avaliação estrutural. Conseqüentemente, são abordados os modelos para caracterização das ações do vento com ênfase na ação transversal e da interação solo estrutura, e por fim, os critérios de conforto humano com base em normas e guias de projeto.

No segundo capítulo é apresentada a formulação matemática do método da representação espectral, utilizado na simulação do carregamento não determinístico longitudinal do vento, que atua sobre os modelos estruturais e as principais características associadas à carga de vento, como critérios de norma e espectros de

potência do vento. Ainda neste capítulo são apresentadas medições da velocidade do vento que foram realizadas com o uso de anemômetros com intuito de facilitar o entendimento sobre o assunto.

No terceiro capítulo é apresentado o Método Assistido por Base de Dados através de duas bases disponíveis na internet, o *Database-enabled Design Module – High Rise* (DEDM-HR) e a base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo (TPU-DB). As bases mencionadas foram utilizadas para validar e auxiliar na determinação da ação transversal do vento que será discutida no capítulo 5 do presente trabalho.

No quarto capítulo é abordado o efeito da ação transversal do vento. Para auxiliar o entendimento são apresentados os resultados obtidos com a utilização de um túnel de vento didático desenvolvido no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGECIV) da Faculdade de Engenharia (FEN) da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).

No quinto capítulo é proposto uma nova metodologia para simulação da ação do vento nas estruturas, com base também na representação espectral, porém acrescentando cargas de vento na direção transversal, via emprego de coeficientes determinados através de dados obtidos em ensaios experimentais em túneis de vento, disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio.

No sexto capítulo é realizada a avaliação do método da representação espectral modificada proposta, com a utilização de 8 modelos com altura variável, sendo 4 modelos com dimensões em planta 1:1 e 4 modelos com dimensões em planta 1:2. As acelerações obtidas são comparadas com os resultados obtidos com a utilização das bases de dados mencionadas no terceiro capítulo.

No sétimo capítulo é apresentado o efeito da interação solo-estrutura através da Hipótese de Winkler. Apresenta considerações sobre a interação solo-estrutura no que tange as fundações profundas desenvolvidas com estacas enterradas e apresenta alguns exemplos de edifícios altos nos quais a solução adotada para a fundação foi radier estaqueado

No oitavo capítulo, as normas e critérios de avaliação do conforto humano utilizados neste trabalho são apresentados, com relevância para o presente estudo.

No nono capítulo é investigado o comportamento dinâmico estrutural de um edifício em concreto armado com 140 m de altura. São descritas as características geométricas, físicas, as frequências naturais, amortecimento e modos de vibração. Ainda neste capítulo, são apresentados os parâmetros utilizados para determinação

do carregamento de vento e para a devida caracterização da interação solo-estrutura. Ao final do capítulo, são discutidos os resultados alcançados.

No décimo capítulo é apresentado o edifício em concreto armado com 90 m de altura. Seguindo a mesma abordagem adotada no capítulo anterior, todas as características do edifício são descritas. Da mesma forma, são apresentados os parâmetros utilizados para a caracterização do carregamento de vento e da interação solo estrutura e ao final são discutidos os resultados alcançados relacionadas as acelerações obtidas.

No décimo primeiro capítulo, acompanhando o desenvolvimento dos modelos anteriores, são apresentadas todas as características e resultados obtidos para o edifício em estrutura mista aço concreto com 173 m de altura.

Finalmente, no capítulo décimo segundo, são apresentadas as conclusões alcançadas durante o desenvolvimento do presente trabalho, além das considerações e sugestões para a continuação deste estudo.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

1.1 Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados alguns estudos desenvolvidos por diversos autores, que contemplam os assuntos acerca de edifícios altos, principalmente no que diz respeito ao conforto humano devido à ação do vento. Destacam-se ainda trabalhos relevantes sobre as ações transversais do vento e pesquisas relacionadas à interação solo-estrutura.

1.2 Edifícios altos e a ação dinâmica do vento

O vento não era problema em construções baixas e pesadas de grossas paredes, mas passou a ser, e em medida crescente, quando as construções foram se tornando mais e mais esbeltas e as estruturas usando cada vez menos quantidade de material (BLESSMANN, 2001).

Como exemplo, pode-se destacar a cidade de Balneário Camboriú, no litoral de Santa Catarina, que possui os prédios mais altos do Brasil. A vista panorâmica de sua orla é impressionante (Figura 4), apresentando vários prédios com mais de 100 metros de altura.



Figura 4 – Balneário Camboriú - Santa Catarina - Brasil.

Davenport (1963) foi o pioneiro nos estudos relacionados à engenharia de ventos, contribuindo também para o campo da meteorologia, da dinâmica estrutural e da engenharia de terremotos. Davenport investigou os turbilhões de vento, desenvolvendo teorias sobre o assunto; introduziu o método do fator de rajada, que determina a magnitude de pico da resposta dinâmica, incluindo os efeitos provocados pela ressonância. O pesquisador também fez grandes contribuições no âmbito da estatística aplicada à engenharia, desenvolvendo métodos probabilísticos sobre a previsão do carregamento e da resposta dinâmica, baseando-se em conceitos de admitância mecânica e do espectro de energia. Em 1963, Davenport fundou um laboratório de testes de túnel de vento, o Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, realizando as primeiras simulações de túnel de ventos para edifícios e estruturas.

Estudos baseados em dados experimentais indicaram que o vento possui características não-determinísticas (Figura 5), que apresenta flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. O Método da Representação Espectral (MRE) consiste na representação numérica de um sinal com características não determinísticas através do somatório de um número finito de harmônicos superpostos com ângulos de fase randômicos. A amplitude de cada harmônico é definida a partir da densidade espectral e da função de coerência do fenômeno estudado (SHINOZUKA 1972, 1987, 1990 e SHINOZUKA *et al.* 1972).



Figura 5 – Exemplo de um processo não determinístico (THOMSON,1995).

Em 1985, Blessmann (1985) analisou as solicitações do vento em edifícios vizinhos de mesma altura. Simulações em túnel de vento foram realizadas no laboratório da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Segundo Blessmann (1985), os resultados dos testes preliminares serviram de base para a definição das posições relativas dos modelos a fim de avaliar os efeitos dinâmicos.

Franco (1993) desenvolveu o método do vento sintético, baseado na simulação de Monte Carlo para o cálculo da parcela flutuante da velocidade do vento, por meio da geração de séries históricas de carregamento. Este método considera as características aleatórias e as propriedades instáveis da carga de vento, sendo amplamente utilizado em trabalhos de pesquisa e na engenharia estrutural.

Para Davenport (1995), a complexidade dos carregamentos de ventos provém de suas variações no espaço e no tempo. Visando investigar o assunto, o autor apresenta em seu trabalho discussões sobre três funções que controlam a magnitude das respostas, que são: as linhas de influência, os modos de vibração, e as distribuições da pressão.

Chen (2008) apresenta, em sua investigação, um método analítico no domínio da frequência para quantificar a resposta do vento longitudinal em edifícios altos quando submetido a ventos não-estacionários.

Obata (2009) apresentou uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. Sugere uma metodologia com base no método do vento sintético através da simulação de Monte Carlo para o cálculo das cargas aleatórias do vento.

Borges (2009), em sua tese de doutorado, analisou o comportamento estrutural de um edifício de 42 pavimentos, cuidadosamente estudado de forma a apresentar um comportamento estrutural eficiente. Foram apresentados resultados de análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço, de análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, bem como do comportamento para ações dinâmicas, incluindo a interação solo-estrutura. Utilizou, para isso, diversos parâmetros de sensibilidade para análise da estabilidade global, tais como índice de esbeltez de corpo rígido, índice de esbeltez efetiva global, rigidez efetiva global, coeficiente γ_z . Determinou as frequências naturais dos modelos em estudo e verificou o conforto humano induzido pelas vibrações devidas ao vento de acordo com os critérios de avaliação propostos pela NBR 6123 (1988) e por Chang (1967). Como resultados, concluiu que edifícios esbeltos devem merecer tratamento especial desde a concepção arquitetônica, a ter seu comportamento verificado por métodos completos incluindo análises estáticas e dinâmicas.

Huang et al. (2009) apresentaram uma estrutura para a análise dinâmica da resposta de torção lateral induzida pelo vento de edifícios altos. Para tal é utilizado um

edifício assimétrico misto (aço e concreto) de 60 andares para ilustrar a resposta dinâmica do modelo de análise proposto.

Franco e Medeiros (2011) apresentaram novas considerações para o método do vento sintético com a possibilidade de emprego de um grande número de harmônicos e de combinações de ângulos de fase sem a perda de precisão da resposta estrutural e a correção que existia no método original torna-se desnecessária.

Em sua dissertação de mestrado, Barboza (2012) investigou o comportamento estrutural de um edifício com 20 pavimentos quando submetidos a ações estáticas e dinâmicas lineares e não lineares de serviço além das cargas dinâmicas induzidas pelos ventos. Foi visto que há a necessidade de ser tomar cuidados extras na concepção do projeto estrutural quando se tratar de prédios com altos índices de esbeltez e verificar o comportamento do mesmo como o auxílio de metodologias completas que englobem análises estáticas e dinâmicas.

Silva Filho (2012) investigou o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de vinte pavimentos quando submetido às ações dinâmicas do vento não determinísticas. Neste trabalho foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2009). Os resultados de análises não lineares geométricas para as ações de serviço foram apresentados e discutidos. A resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural investigado foi obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Soltys (2012) utilizou os dados de um anemômetro ultrassônico para obter os parâmetros estatísticos e as densidades espectrais do vento nas três direções. O trabalho experimental possibilitou o ajuste dos parâmetros do espectro que foi utilizado na geração de séries temporais de vento através do Método da Representação Espectral proposto por Shinozuka (1972). A comparação entre os sinais de vento gerados numericamente com os dados coletados experimentalmente exibiu boa concordância.

Segundo Brasil & Silva (2013), as excitações como as decorrentes de ventos, ondas do mar, sismos e outras desse gênero são, naturalmente, aleatórias. No nível atual do conhecimento, sua descrição só pode ser realizada no sentido estatístico, por meio de valores médios, desvios desses valores e distribuições de probabilidade. O autor salienta que atualmente existem modelos capazes de realizar a análise

estocástica de estruturas de comportamento linear sob esforços de vento de maneira bastante satisfatória. Uma rotina para análise estocástica da resposta dinâmica das estruturas é denominada “vento sintético” (FRANCO, 2011). Esse método pode ser encarado como algoritmo de simulação tipo Monte Carlo.

Blessmann (2013) enfatiza que além da solicitação estática do vento, que depende de sua velocidade média, as estruturas são submetidas a solicitações dinâmicas, que dependem da energia cinética contida nas flutuações e de como esta energia se distribui pelas diversas frequências. A resposta da estrutura depende muito mais da energia contida em uma sequência de rajadas do que da intensidade de uma única rajada. E, nesta sequência, serão mais importantes as componentes em ressonância com a estrutura.

Morais (2014), assim como Silva Filho (2012), investigaram o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de 20 pavimentos, submetido às ações de cargas de vento não determinísticas. No núcleo interno da edificação três tipos de contraventamentos foram empregados e analisados. De forma semelhante, no desenvolvimento do modelo computacional foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS (2009). Assim, a resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural, em termos dos valores máximos médios dos deslocamentos e das acelerações, foi obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Oliveira (2014), em sua dissertação de mestrado, apresenta uma série de conceitos fundamentais relacionados com a ação do vento em edifícios altos, estabelecendo algumas considerações acerca da circulação do vento na camada limite atmosférica e da sua interação com as estruturas. Assim, é obtida a resposta dinâmica ao longo do tempo em termos de vários parâmetros, comparando a resposta dinâmica e estática.

Barboza & Silva (2015) investigaram o comportamento estrutural de um edifício alto submetido à ação não determinística do vento considerando a interação solo-estrutura. A carga devido ao vento foi simulada através do método sintético (FRANCO, 2011) que confere um elevado grau de semelhança com o vento real. O edifício simulado apresenta 123,9 m de altura, com 42 andares, podendo ser considerado uma construção esbelta. A análise de vibração livre mostrou que o modelo tem frequências muito baixas, com a frequência fundamental na ordem de 0,22 Hz. O deslocamento

máximo da estrutura à ação não determinística da carga de vento foi superior ao limite da norma brasileira NBR 6118 (2014) bem como os valores de aceleração obtidos foram superiores ao estabelecido pela norma brasileira NBR 6123 (1988), concluindo-se que as acelerações de pico são incômodas aos ocupantes da edificação estudada.

Algaba (2016) comparou os resultados alcançados com a utilização do método discreto da NBR 6123 (1988) e do método pelo Eurocode 1-4/2005 com resultados obtidos experimentalmente para os modelos de edifício padrão da CAARC (*Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council*) e do projeto “*International HFBB Comparison Project*”. Os resultados da NBR 6123 (1988) ficaram em média 50% menores do que os resultados experimentais. No trabalho, foi apresentada uma revisão dos ábacos utilizados da NBR 6123 (1988) para o cálculo do fator de amplificação dinâmica. Os resultados da utilização dos ábacos revisados apresentaram boa concordância com os resultados obtidos através do método no domínio da frequência.

Vieira (2016), em sua tese de doutorado, fez um estudo experimental dos esforços solicitantes para um edifício alto devidos à ação do vento, levando em conta a influência de edificações vizinhas. Foram propostas oito configurações de vizinhanças e quatro diferentes contornos, num total de trinta e duas diferentes situações. Os resultados concluíram que a presença das edificações vizinhas altera os resultados de todos os esforços estudados em uma quantidade significativa de direções consideradas. Observou-se que os parâmetros atuais estabelecidos pela norma NBR 6123 (1988) para se majorar os esforços devidos aos efeitos de vizinhança, assim como a distância em que uma edificação deve estar posicionada para ser considerada vizinha, não contemplam grande parte dos resultados obtidos nos ensaios. O valor de um fator de segurança a ser utilizado de forma a englobar uma quantidade tecnicamente aceitável, deveria majorar os esforços em pelo menos 60% os valores praticados em uma edificação considerada isoladamente. Os resultados sugerem uma revisão da norma, tanto da distância em que uma edificação deve estar para que os esforços na edificação de estudo sejam considerados, utilizando-se um fator específico de influência de vizinhança, como a alteração do valor do fator de vizinhança proposto pela norma atualmente.

Drummond (2017) investigou a resposta estrutural dinâmica de um edifício de concreto armado de 22 pavimentos com altura total de 63,8 m. Os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas, em termos dos valores dos

deslocamentos máximos e das acelerações de pico, são comparados com valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações internacionais de projeto, de modo a avaliar de forma crítica os níveis de conforto humano do edifício investigado, no que tange a situações da prática corrente de projeto.

Chávez (2006) e Dos Santos (2018) compararam o MRE com o método discreto proposto pela NBR 6123 (1988). Chávez (2006) fez a comparação utilizando um modelo numérico de um edifício em concreto armado com altura de 102 metros. Os resultados de deslocamento foram próximos com a utilização de ambos os métodos, enquanto para as acelerações a norma apresentou resultados significativamente maiores do que o MRE. Santos (2018) comparou o resultado de dois modelos de edifícios em concreto armado com alturas totais de 103 e 65 metros. Os resultados permitiram concluir que os deslocamentos e as acelerações foram menores com a utilização do método da norma.

Silva (2018) investigou procedimentos relacionados as análises de conforto humano de edifícios, quando submetidos à ação não determinística do vento, mediante investigação da resposta dinâmica. Investigou o comportamento estrutural dinâmico de edifício em concreto armado, com altura de 48 metros, composto de 16 pavimentos e dimensões em planta de 15,0m por 14,2m. Para tal, foram desenvolvidos modelos numéricos com características distintas objetivando uma representação mais realista do edifício investigado, via emprego do Método dos Elementos Finitos (MEF), com base no emprego do programa ANSYS. Os resultados alcançados nesta investigação apontam para diferenças quantitativas de projeto relevantes em relação à avaliação da resposta estrutural do edifício de concreto armado em estudo, a partir da inclusão do efeito dos painéis das alvenarias e da influência da interação solo-estrutura na modelagem numérica do sistema.

Mais recentemente, Miranda (2019) obteve a resposta dinâmica de um edifício em aço de cinco andares construído em laboratório foi com base em monitoração experimental dinâmica e análises numéricas. Para validar a resposta dinâmica, os resultados numéricos e experimentais foram correlacionados e apresentados em termos de parâmetros modais, funções no domínio do tempo e funções de resposta em frequência. Uma análise de vibração forçada foi realizada e a resposta dinâmica do edifício, quando submetida a cargas de impacto, foi comparada com a resposta estrutural real do modelo do edifício em aço. Com base na boa concordância entre os resultados numéricos e experimentais, as conclusões enfatizaram a relevância da

monitoração experimental dinâmica, a fim de caracterizar e ajustar o modelo em elementos finitos desenvolvido do edifício.

1.3 Ação transversal do vento

A grande maioria das edificações altas, quando submetidas a cargas de vento, apresentam deslocamentos na direção transversal a este fluxo (Figura 6). Isso ocorre em função do desprendimento de vórtices. A resposta transversal, quando comparada com a resposta na direção do vento, é muitas vezes condicionante no que diz respeito à verificação dos estados limite de serviço.

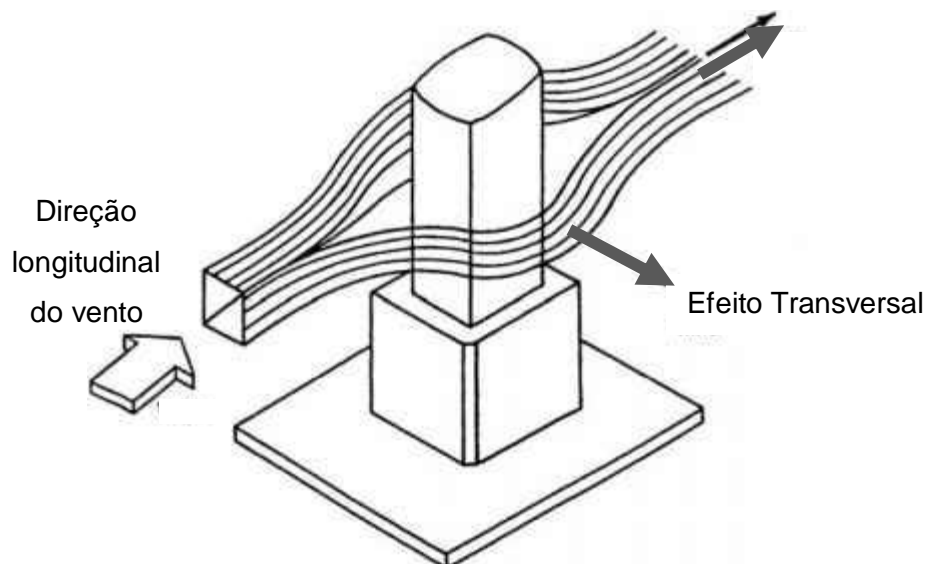


Figura 6 – Esquema simplificado da ação transversal do vento.

Conforme Battista (2013) o fenômeno de desprendimento cadenciado de vórtices produz forças alternadas na direção transversal à do vento sendo caracterizado como uma ação aeroelástica (interação fluidoestrutura) que pode promover vibrações com amplitudes significativas, contudo autolimitadas. Este fenômeno se manifesta de forma mais proeminente no caso de vento em escoamento suave (velocidade \approx constante) e em estruturas com longos trechos de seção constante.

Em seu trabalho de pesquisa Kareem (1984) propôs um modelo para prever a resposta transversal de edifícios com planta quadrada submetidos a ação do vento para diferentes perfis verticais de velocidade e condições de terreno. No trabalho foram desenvolvidas expressões matemáticas para obtenção dos espectros de

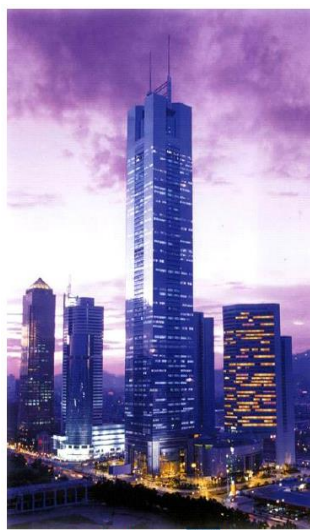
potências das forças longitudinais e transversais baseadas em resultados de ensaios em túnel de vento. Com o intuito de validar as expressões foi utilizado os resultados em túnel de vento obtidos para um modelo de um edifício com dimensões em planta de 31 m com altura de 180 m, frequência natural de 0,2 Hz e densidade de 192 kg/m³. A comparação entre os resultados apresentou excelente concordância.

Tsukagoshi et al (1993) realizou um estudo sobre uma técnica de simulação numérica para estimar as vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos. As forças longitudinais foram obtidas a partir do espectro de potência da parcela flutuante longitudinal do vento enquanto as forças transversais foram determinadas utilizando expressões matemáticas aproximadas baseadas em dados de ensaios em túnel de vento. As forças foram aplicadas em um modelo numérico representando um edifício com planta retangular com dimensão de 40 m e altura de 160 m e os resultados foram comparados com os resultados obtidos no ensaio em túnel de vento apresentando boa concordância.

Com o objetivo de validar a resposta dinâmica de edifícios altos empregando o método dos elementos finitos e métodos propostos em normas de projeto, Juirong (2006) utilizou os resultados da monitoração de três edifícios altos localizados na China, o Di Wang Tower com 384 m de altura, o CITIC Plaza com 382,5 m e o Guangdong International Building com uma altura de 200 m (Figura 7). Para a monitoração foram utilizados acelerômetros posicionados no topo dos edifícios.



a) Di Wang Tower



b) CITIC Plaza



c) Guangdong Building

Figura 7 – Edifícios altos estudados no trabalho de Juirong. (JIURONG, 2006).

O estudo desenvolvido por Jiurong (2006) alerta para as diferenças encontradas entre os resultados obtidos através das análises numéricas com os resultados obtidos com a monitoração experimental. Globalmente as diferenças ficaram entre 4,9% e 25,8%. Considerando as frequências naturais, os valores encontrados utilizando modelos numéricos não correspondem aos valores reais, obtidos através da monitoração experimental, essa constatação pode estar relacionada aos valores de rigidez e massa adotados nos modelos numéricos, não correspondendo a realidade. Para os edifícios CITIC Plaza e Di Wang Tower as diferenças chegaram a aproximadamente 30% e 10% respectivamente.

Os resultados das medições nas duas direções, longitudinal e transversal, efetuadas pelos acelerômetros foram comparados com os obtidos através das normas de projeto australiana (AS 1770,1990) e japonesa (AIJ, 1993). As diferenças chegaram a 28,9% para aceleração longitudinal e até 37,7% para aceleração transversal, evidenciando a dificuldade no tratamento do fenômeno através dos métodos propostos (JIURONG, 2006).

Tamura et al (2006) resumiu as descobertas de extensos testes de túnel de vento realizados por grupo de pesquisadores. Testes estes realizados para avaliar as ações dos carregamentos de vento em vários tipos de modelos estruturais. Foram discutidos os efeitos da altura das edificações e a razão das respostas laterais e longitudinais da carga de vento. Por fim, foi proposta um procedimento alternativo para combinação das cargas de vento para edifícios de diversas alturas, introduzindo um fator de combinação.

Ming Gu (2009) apresentou resultados de estudos referentes a ação do vento em edifícios altos. Sua equipe realizou testes em 27 modelos estruturais utilizando túnel de vento. Foram analisadas as características de pressão e forças do vento que atuam sobre os modelos investigados. Utilizou também resultados de dois anemômetros ultrassônicos instalados no topo do edifício Shanghai World Financial em uma altura de 492 metros. Por fim, comparou as respostas dinâmicas longitudinais e transversais, com e sem efeito de vizinhança.

Tendo em vista a falta de matéria relacionada a resposta transversal de edifícios submetidos à ação do vento na norma de vento indiana (IS-875 Parte 3, 1987), Vyavashare (2012) adotou como modelo a norma de vento Australiana (AS/NZS 1170-2, 2002) e utilizou redes neurais artificiais para obtenção do coeficiente C_{fs} necessário para obtenção da resposta transversal. A utilização das redes neurais

permitiu a obtenção do coeficiente para diferentes geometrias de edifícios caracterizados por razões de altura, largura e comprimento.

Zatti (2017) estudou o comportamento à vibração induzida pelo vento utilizando o modelo de edifício padrão da CAARC e determinou as acelerações através das normas americana (ASCE 7-10), japonesa (AIJ 2010), canadense (NBCC 2004), australiana (AS/NZS 2004), europeia (Eurocode-1), além da norma brasileira (NBR 6123, 1988). O trabalho evidenciou a importância do cálculo da aceleração transversal, que foi superior a longitudinal em todas as normas utilizadas.

Em seu trabalho, Tozan et al (2013) estudou a condição de conforto de um edifício alto sob excitação do vento é avaliada usando vários códigos estruturais. Para a realização das análises foi utilizado um prédio de escritórios de 31 andares e 116,6 m de altura em Istambul, na Turquia. O edifício foi projetado de acordo com o Código Sísmico Turco de 2007 e verificado em relação às cargas eólicas estimadas usando o Código Eólico de Istambul. As acelerações máximas ao longo do vento e ao longo do vento foram estimadas usando vários códigos estruturais e diretrizes de projeto. As condições de conforto são avaliadas considerando as acelerações máximas do piso superior do edifício devido à excitação do vento. Dentre os resultados, foi observado que a aceleração na direção longitudinal foi menor do que na direção transversal para maioria dos códigos.

O efeito de vórtice, principal responsável pela resposta transversal em edifícios altos, foi estudado por Wasef (2014). No trabalho foi realizada uma avaliação do conforto humano através da modificação do critério proposto pelo PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), utilizado para verificação da estrutura a abalos sísmicos. Nas análises foi utilizado o edifício padrão CAARC onde a fim de propor soluções ao desconforto dos ocupantes, foram feitas variações de rigidez, amortecimento do modelo e velocidade do vento e foi verificado o custo para as mudanças. Os resultados mostraram que o método proposto foi capaz de representar o efeito de vórtice e evidenciar como o efeito aumentou os níveis de aceleração da estrutura. Com relação aos parâmetros, a variação da rigidez e do amortecimento da estrutura são recomendáveis para regiões que apresentam velocidades de vento altas, porém para outras regiões deve ser feita uma verificação de custo/benefício.

Bakhshi e Nakhostin (2014) simularam o comportamento de três edifícios onde o carregamento de vento foi obtido através de resultados em tuneis de vento da Universidade de Notre Dame. Os resultados revelaram que os deslocamentos

transversais dos modelos sob a carga do vento são maiores que os longitudinais e o resultado do cisalhamento é inverso. Os deslocamentos transversais sob ação da carga do vento via métodos analíticos são comparados com métodos experimentais e mostram que há uma boa concordância.

Htun (2016) estudou um modelo estrutural sob a ação de ventos fortes na área de Yangon e comparou os vários ângulos de ação para o carregamento de vento. Comparou os resultados dinâmicos em termos de deslocamentos e acelerações, considerando respostas longitudinais e transversais.

Aly (2013) apresenta um procedimento para previsão das respostas de edifícios muito altos (arranha céus) sob ação de cargas de vento. O procedimento é ilustrado em um exemplo de edifício submetido a ação de cargas de vento longitudinais (along-wind) e transversais (cross-wind). As respostas transversais e longitudinais são estimadas simultaneamente. O autor enfatiza que apesar dos primeiros modos de vibração serem os mais importantes, modos mais altos não devem ser ignorados para edifícios muito altos. Ignorar a contribuição de modos de vibração mais altos pode levar a subestimação da resposta em termos de aceleração.

Por fim, Aly (2013) conclui que a resposta transversal em edifícios altos pode ser maior que a resposta na direção do vento, e que o ângulo de incidência do vento é muito importante, pois em seu estudo, o ângulo crítico foi de 292° , com respostas superiores ao encontrados nos ventos a 0° ou 90° .

Holmes (2014) em seu trabalho de pesquisa estudou os momentos na base de um edifício alto utilizando resultados de túnel de vento e comparou os resultados com os obtidos através de códigos internacionais [Hong Kong Code of Practice (2004), o Australian / New Zealand Standard e American Standard (ASCE 7)]. Resultados mostraram significativas diferenças entre os códigos utilizados principalmente do que diz respeito as respostas transversais da ação do vento.

Loredo et al (2019) avaliou os efeitos aerodinâmicos em uma chaminé de concreto armado de elevada esbelteza, e cita que o estudo das vibrações transversais em estruturas rombudas é bastante complicado, pois envolve a interação entre tópicos complexos da mecânica dos fluidos e estrutural, tais como escoamento em torno de corpos não aerodinâmicos e toda a gama de fatores que interferem na resposta desse tipo de estrutura. Estes consistem na distribuição de pressões médias e flutuantes, na rugosidade superficial, na turbulência do escoamento, nos efeitos de tridimensionalidade e, finalmente, na interação fluido-estrutura. Além disso, deve-se

considerar a variação da velocidade do vento com a altura sobre o terreno e a existência de forças resultantes do movimento da estrutura.

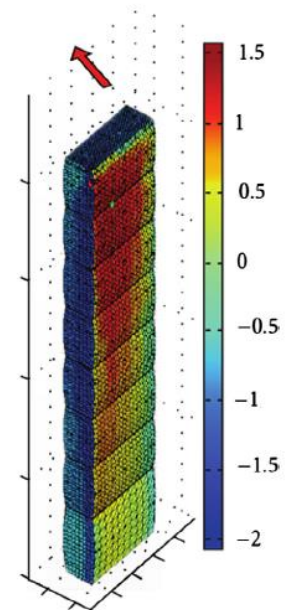
1.4 Túneis de vento e métodos assistidos por base de dados.

Aly (2013) em seu trabalho de pesquisa propôs uma metodologia para obtenção da resposta estrutural de edifícios submetidos a carga de vento utilizando resultados de ensaios em túnel de vento e análises em modelos numéricos desenvolvidos em elementos finitos. A metodologia consiste na utilização dos dados de pressão medidos em túnel de vento com a técnica HFPI (*High Frequency Pressure Integration*), consiste em medir a pressão ao longo do tempo em diversos pontos localizados nas faces do modelo reduzido através de transdutores de pressão. As pressões obtidas são posteriormente aplicadas no modelo numérico desenvolvido com as características da edificação real.

Para a validação da metodologia, Aly (2013) empregou um edifício em aço com dimensões de 209 m x 57,6 m x 22 m e massa total de 4×10^7 Kg. Para o edifício utilizado foi realizado o ensaio em túnel de vento com modelo reduzido e os dados de pressão foram utilizados para as análises numéricas com o método dos elementos finitos (Figura 8).



a) Ensaio em túnel de vento



b) Modelo numérico

Figura 8 – Modelo reduzido e numérico utilizado no trabalho de Aly (ALY, 2013).

Os resultados encontrados por Aly (2013) foram confrontados com os resultados obtidos através das recomendações técnicas e normas de projeto inglesa (ESDU, 1992), americana (ASCE 7, 2010) e europeia (Eurocode 1, 2004) mostrando que para a direção longitudinal as normas são capazes de alcançar resultados bastante próximos. Entretanto, a mesma constatação, para as respostas transversais, não foi observada. Aly (2013) alerta para importância do carregamento transversal, em que a verificação da aceleração transversal do modelo investigado foi superior a longitudinal.

A utilização de resultados de ensaios em túnel de vento em análises numéricas também foi objeto de estudo de Mohammadi (2016). Em seu trabalho, Mohammadi (2016) verificou o conforto humano de um edifício com 47 pavimentos. Para obtenção dos carregamentos de vento foram utilizados os dados de pressão do túnel de vento da Universidade Internacional da Florida e da base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo (TPU), conforme pode ser observado na (Figura 9), utilizando a técnica do HFPI (*High Frequency Pressure Integration*).



a) Vista do túnel de vento



b) Modelo utilizado com os transdutores de pressão

Figura 9 – Modelo reduzido investigado por Mohammadi (MOHAMMADI, 2016).

De acordo com Mohammadi (2016), a utilização dos dados de túnel de vento permitiu a execução de análises mais próximas da situação real uma vez que foi possível a variação do ângulo de incidência do vento e a consideração de efeitos de

vizinhança. A verificação do conforto humano foi realizada com base nos limites propostos pela norma ISO 10137 (2010) sendo possível verificar que a edificação em estudo não atendia ao limite nas direções longitudinais e transversais (Figura 10).

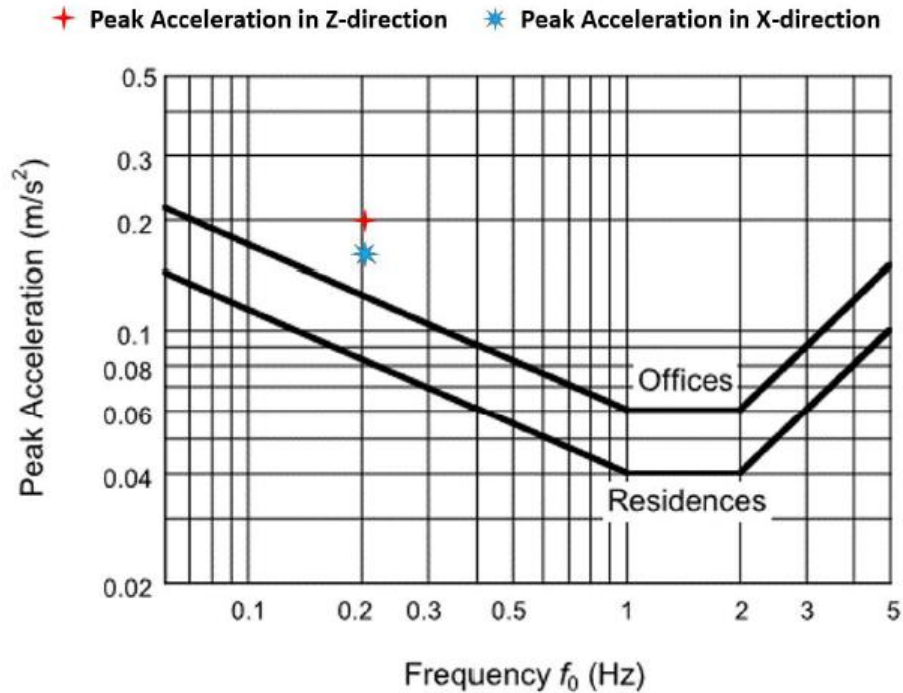


Figura 10 - Resultado da verificação do conforto humano (MOHAMMADI, 2016).

A ideia por trás da base de dados é a possibilidade de estimar a resposta de um edifício real a partir das respostas de um edifício previamente estudado em túnel de vento constante da base de dados. Para a seleção do edifício com características mais próximas é utilizada lógica fuzzy que considera a geometria, características dinâmicas e características do vento.

Métodos assistidos por base de dados podem ser utilizados para estimar o comportamento de edifícios submetidos a carga de vento na fase inicial de projeto como pode ser observado na pesquisa de Kim (2013). O trabalho consistiu no desenvolvimento da base de dados WAD (*Western Aerodynamic Database of Tall Buildings*), observado na Figura 11, compreendendo os resultados de ensaios em túnel de vento para 56 modelos de edifícios com diferentes geometrias e condições de vento e terreno.

Figura 11 - Tela inicial da base de dados WAD (KIM, 2013).

A comparação entre os resultados de aceleração de pico obtidos com os métodos estudados e a aceleração obtida no ensaio em túnel de vento por ser observada na Figura 12, para os 40 modelos estudados. A proximidade do resultado obtido com o WAD com a reta horizontal representativa da razão unitária é um indicativo da qualidade do método.

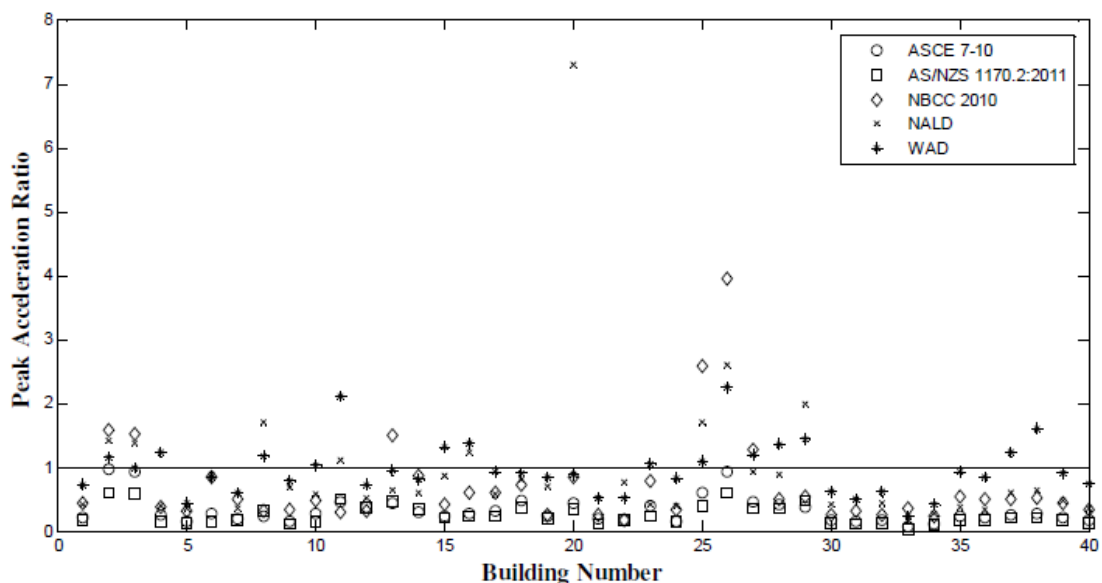


Figura 12 - Comparação dos métodos discutidos no trabalho de Kim (KIM, 2013).

Segundo Kwon (2013), o método assistido por base de dados está disponível para qualquer pessoa interessada no assunto através da plataforma DEDM-HR (*Database-Enabled Design Module for High-Rise Building*) desenvolvida pela Universidade de Notre Dame (Kwon, 2013). A plataforma possibilita a estimativa da resposta para uma edificação a partir dos resultados para modelos com geometrias retangulares ensaiados em túnel de vento realizados na Universidade de Notre Dame nos Estados Unidos (Base NALD) e na Universidade Tamkang em Taiwan (Base Tamkag) em diferentes condições de terreno e vento. O usuário deve informar os dados da edificação como, razão entre as dimensões em planta e altura, densidade, frequências naturais e velocidade de vento para consideração dos estados limite de último e de serviço (Figura 13).

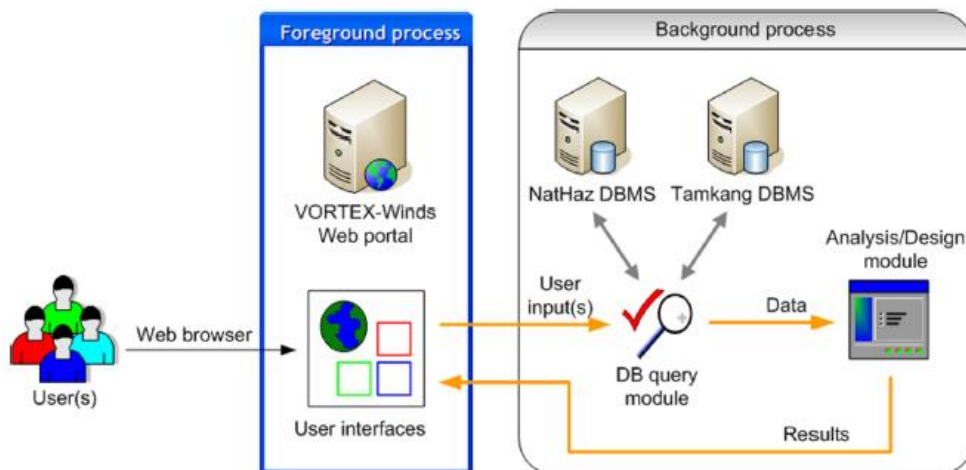


Figura 13 - Diagrama esquemático da plataforma DEDM-HR (KWON, 2013).

Kwon (2013) apresenta um exemplo de utilização da plataforma para um modelo de edifício com planta quadrada com dimensão de 33 m e altura de 200 m, frequências naturais nas duas direções de 0,20 Hz e densidade de massa de 180 Kg/m³. Os resultados encontrados na plataforma foram comparados com os resultados obtidos através das normas de projeto americana (ASCE 7, 2010), australiana (AS/NZS, 2002), japonesa (AIJ, 2004), canadense (NBCC, 2010) e europeia (Eurocode, 2010) conforme pode ser observado na Figura 14.

	ASCE7	AS/NZ	AIJ	NBCC	Eurocode	
					B	C
Alongwind						
V_0 (m/s)	34.0	34.0	24.0	22.5	24.0	24.0
g_R	3.787	3.094	3.210	3.755	3.207	3.207
Code $\sigma_{\ddot{x}}$ (milli-g)	3.44	2.79	3.96	-	5.06	6.02
NatHaz $\sigma_{\ddot{x}}$	3.68	2.50	5.34	4.10		4.60
Tamkang $\sigma_{\ddot{x}}$	3.90	2.44	5.93	4.23		5.06
Code $\hat{\ddot{x}}$ (milli-g)	13.03	8.65	12.72	-	16.11	19.19
NatHaz $\hat{\ddot{x}}$	13.92	7.74	17.54	15.51		15.11
Tamkang $\hat{\ddot{x}}$	14.77	7.54	19.45	16.00		16.63
Acrosswind						
Code $\sigma_{\ddot{y}}$ (milli-g)	-	9.85	12.75	7.19	-	-
NatHaz $\sigma_{\ddot{y}}$	6.23	3.81	10.84	6.95		8.59
Tamkang $\sigma_{\ddot{y}}$	8.03	4.47	12.89	9.06		10.82
Code $\hat{\ddot{y}}$ (milli-g)	-	30.48	40.92	26.92	-	-
NatHaz $\hat{\ddot{y}}$	23.60	11.80	35.59	26.31		28.26
Tamkang $\hat{\ddot{y}}$	30.41	13.84	42.32	34.31		35.58

$\sigma_{\ddot{x}}$, $\sigma_{\ddot{y}}$ = RMS accelerations; $\hat{\ddot{x}}$, $\hat{\ddot{y}}$ = peak accelerations at building height.

Figura 14 - Comparação entre as acelerações obtidas com a utilização da plataforma DEDM-HR e as normas de projeto para estado limite de serviço (KWON, 2013).

1.5 Análise do conforto humano

Por mais de três décadas é reconhecido que a ação do vento em edifícios altos pode causar desconforto em seus habitantes. Em 1972, Hansen (1973) realizou uma pesquisa com ocupantes de dois edifícios altos utilizando questionários após uma tempestade. Através do estudo, Hansen propôs um limite de $0,049 \text{ m/s}^2$ para a aceleração em RMS (root mean square) que pode ser excedida uma vez a cada 6 anos.

Irwing (1981) construiu uma sala para estudar os limites de percepção humana para vibrações de baixas frequências [0,063 Hz a 1 Hz]. Com os resultados obtidos Irwing (1981) propôs curvas limites para as acelerações, em termos de RMS, relacionadas e dependentes com as frequências de excitação (Figura 15).

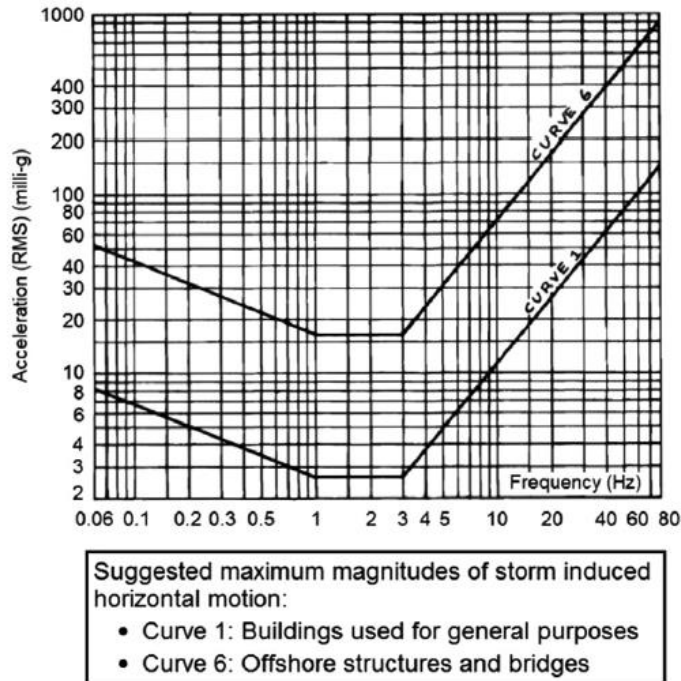


Figura 15 – Níveis limites de acelerações RMS (IRWING, 1981).

No Japão, em 1979 após um tufão, Goto (1983) estudou a reação dos ocupantes de seis edifícios altos e constatou que 90% dos ocupantes foram capazes de sentir a vibração causada pelo vento e 40% aceitariam que isso ocorresse apenas uma vez em 10 anos. Em 1982, após mais um caso de tufão, Goto pôde estudar além da reação dos ocupantes a aceleração de três edifícios altos, em que ao final foi possível relacionar a percepção dos ocupantes com a aceleração medida. Através do experimento foi possível constatar que os ocupantes do edifício sentiram a vibração com acelerações da ordem de $0,05 \text{ m/s}^2$ e que $0,8 \text{ m/s}^2$ deve ser considerado como limite para não haver situações de desconforto extremo, como enjoo, dificuldade em andar e problemas que afetam a realização de tarefas no trabalho.

Alguns pesquisadores verificaram que o conforto humano pode estar relacionado a variação da aceleração, em termos matemáticos a derivada da aceleração. Chang (1973) afirmou que o corpo humano se adapta fisicamente a cada variação da aceleração para conseguir manter a estabilidade do corpo. Bashor et al. (2007) propuseram o uso da derivada da aceleração para avaliar conforto como uma alternativa à incerteza de usar o pico aceleração ou a raiz quadrada média.

Bashor and Kareem (2007) realizaram um trabalho de pesquisa acerca do conforto humano em edifícios altos, utilizando avaliações probabilísticas para diferentes velocidades de vento, e propuseram um procedimento de verificação do

desempenho do conforto humano. O trabalho disserta sobre os níveis de aceleração que são verdadeiramente aceitáveis e como quantificá-los. Afirma que a sensação humana as vibrações podem ser divididas em duas categorias: percepção do movimento e nível de tolerância. Percepção do movimento é quando um ocupante percebe pela primeira vez o movimento do edifício, e nível de tolerância é a quantidade de movimento que o ocupante está disposto a tolerar antes de reclamar.

Em seu estudo sobre a resposta humana a vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos, Boggs (1997) apresentou medições de valores de pico e valores quadráticos médios (RMS) das acelerações durante um período de tempo de 20 a 60 minutos e propôs valores limites para a verificação do conforto humano.

Boggs (1997) estudou e comparou algumas das metodologias até então disponíveis para avaliação do conforto humano. Indicou que existem duas escolas diferentes no que diz respeito à avaliação das acelerações sobre o conforto humano. Alguns pesquisadores concordam que a melhor avaliação é em termos de pico de aceleração em períodos de recorrência de 20min a 1 hora, acreditando que as pessoas se lembram apenas dos maiores picos e tem uma tendência a esquecer as intensidades menores. Outros pesquisadores indicam ser a acelerações RMS a melhor avaliação no mesmo período, creem que um número grande de picos num período determina o grau de objeção a vibração.

Koss (2006) realizou um estudo comparativo de diferentes normas europeias quanto aos critérios para o cálculo da velocidade do vento sobre as estruturas. Além disso, apresentou uma formulação genérica para avaliação do conforto humano através de um estudo de caso.

Tamura *et al.* (2006) realizaram um estudo com base em testes de percepção de vibração para uma ampla gama de frequências para vários edifícios desde residências de pouca elevação até edifícios de grandes alturas. Indicaram que o uso da aceleração de pico parece ser o melhor critério para avaliar os níveis de percepção das vibrações.

Willemsen e Wisse (2007), com base na norma holandesa sobre os critérios para avaliação do conforto humano, estudaram edifícios submetidos ao carregamento de vento.

Kwok *et al.* (2009) estudaram a percepção e a tolerância humana às vibrações induzidas pelo vento em edifícios altos. Os pesquisadores indicam que a vibração induzida pelo vento pode interferir nas atividades diárias dos ocupantes e nas

condições gerais do bem-estar. Realizaram ensaios em simuladores artificiais de movimento e concluíram à natureza subjetiva da percepção humana e tolerância frente as vibrações. A pesquisa revisou estudos anteriores sobre a percepção humana de limiares de vibração e tolerância de vibrações de edifícios altos induzidas pelo vento. Afirmaram, que em 2009, não existia um critério internacional amplamente aceito referente ao conforto humano.

Huang *et al.* (2011) apresentaram um estudo de otimização de um edifício de 60 andares com base em diferentes critérios de conforto humano e limites de serviços. Os resultados mostraram que a utilização de vários critérios de aceleração tem diferentes implicações e, conseqüentemente, diferentes soluções de projetos. A técnica de otimização fornece uma poderosa ferramenta para a verificação do conforto humano em edifícios altos.

Michaels *et al.* (2013) estudaram o comportamento de modelos estruturais de baixa frequência submetidos a ação dinâmica do vento. Indicaram que sob a ação de ventos fortes, tufões (ou furacões) as oscilações podem ter um efeito adverso no bem-estar e conforto dos ocupantes que vivem ou trabalham dentro destes edifícios altos. A pesquisa realizou experimentos com simuladores de movimento, com o objetivo de prever o possível comportamento dos ocupantes dos edifícios (Figura 16), e evidenciou que os participantes nos testes relataram níveis altos de desconforto com incremento do nível de aceleração e frequência, mas que a aceitabilidade diferiu muito entre os participantes. Por fim, os pesquisadores afirmaram que incorporar a avaliação do conforto humano dos projetos de edifícios altos é imperativo.



Figura 16 - Simulador de vibração (MICHAELS *et al.*, 2013).

Lamb *et al.* (2013) realizaram uma pesquisa sobre o movimento de edifícios altos induzidos pelo vento quanto à percepção das vibrações, frequência e os efeitos provocados nos trabalhadores da cidade de Wellington, Nova Zelândia. Os resultados mostraram que os ocupantes dos edifícios quase nunca fazem queixas formais sobre as vibrações, contradizendo a norma, que diz que a reclamação é um critério eficaz para o desempenho da construção.

No que diz respeito ao conforto humano em edifícios, Burton *et al.* (2015) avaliaram a viabilidade comercial de estruturas submetidas ao carregamento do vento quanto ao conforto dos ocupantes em intervalos de recorrência de 5 e 10 anos. Os autores concluíram que tempos de recorrência mais curtos tendem a serem mais interessantes no que se refere ao conforto dos ocupantes de edifícios.

Ferrareto *et al.* (2015) apresentaram um estudo referente aos critérios de diferentes autores e códigos normativos relativos à avaliação do conforto humano em estruturas induzidas pelo vento, como pico e valor eficaz da aceleração, influência da forma da onda da excitação e avaliação da percepção humana às vibrações.

Ferrareto (2017) em sua tese de doutorado abordou o tema do conforto humano em edifícios altos submetidos a ação do vento. Nela, foi feita a investigação dos pontos com fragilidade das correntes das cargas de vento de Davenport e foram discutidos critérios relativos à avaliação das oscilações em uma edificação com grande altura (análise dinâmica, modelagem em elementos finitos, modelagem probabilística do vento e avaliação do conforto humano). Ferrareto (2017) criou a partir dos resultados, critérios confiáveis para avaliação da resposta dinâmica por meio de ensaios do túnel de vento de edifícios altos, visando a promoção de projetos mais econômicos e sustentáveis, atendendo aos critérios de conforto humano.

Barile (2019) realizou uma extensa pesquisa relacionada com a modelagem numérica da ação do vento em edifícios. O autor destaca 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. Objetivando comparar as metodologias mencionadas, a pesquisa investigou modelos de edificações em concreto armado e mistas (concreto e aço). As comparações foram realizadas com base nos valores máximos das acelerações longitudinal e transversal, respectivamente, visando a avaliação do conforto humano. A pesquisa indica que, considerando-se os valores das acelerações transversais, nenhuma norma de projeto estudada apresentou resultados satisfatórios. Contudo, apesar das diferenças

encontradas, essa investigação mostrou com clareza a importância da consideração da aceleração transversal que, na maioria dos casos, apresentou valor mais elevado ao longo das análises, sendo, portanto, um fator determinante para a verificação do conforto humano.

1.6 Modelagem da interação solo-estrutura

Em sua tese de doutorado, Mota (2009), estudou estruturas de concreto para edifícios de múltiplos andares, com fundação profunda, levando-se em conta a consideração solo-estrutura, sendo que esta interação foi analisada por meio de um método numérico em que a superestrutura (vigas, lajes e pilares) e os elementos de fundação (blocos e estacas) são considerados uma única estrutura, modelada pelo método dos elementos finitos.

Mendonça (2012) investigou um edifício de 4 pavimentos de estrutura mista (aço-concreto), considerando o efeito da interação solo-estrutura. As análises foram conduzidas com o programa ANSYS, de elementos finitos, substituindo-se os apoios indeslocáveis por molas discretas, lineares e elásticas, com rigidez equivalente ao solo, conforme hipótese de Winkler.

Zou et al. (2012) investigaram a influência da interação solo-estrutura no controle de vibração de edifícios adjacentes com fundações profundas. Os resultados comprovaram a influência da interação solo-estrutura nas respostas dos edifícios, porém não houve alterações significativas nas forças do sistema de controle de vibração.

Em sua dissertação, Gonçalves (2012), expressa que o comportamento de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas depende de características como a massa, a rigidez dos vários elementos e a capacidade de dissipação de energia. A resposta dinâmica da estrutura apoiada num solo depende das propriedades dinâmicas dos dois sistemas. A resposta do sistema é influenciada pelos efeitos de interação solo-estrutura. Como resultado de vários ensaios, Gonçalves (2012) descreve que foi notório o aumento do período fundamental nas estruturas pesquisadas.

Em sua dissertação, Barbosa Paulo (2013), analisou a influência na resposta estrutural de um pórtico espacial projetado para o suporte de equipamentos vibratórios, e que se encontra sob ação de excitações dinâmicas de grande magnitude. A fundação deste pórtico é composta por estacas tipo hélice-contínua

ligada à superestrutura por um único bloco de coroamento. Para a avaliação de sua resposta estrutural foram considerados modelos numéricos baseados no método dos elementos finitos (MEF), adotando-se o comportamento reológico do solo conforme o Modelo de Winkler.

Mendes (2015) descreve que a consideração do maciço de solo na elaboração do projeto estrutural de um edifício em concreto armado é algo relevante, haja visto que toda estrutura se apoia sobre ele. Desta forma, em seu trabalho de pesquisa, é apresentado o comparativo entre dois modelos estruturais. No primeiro, é desprezada a presença do solo e considera-se a estrutura sobre apoios indeslocáveis. No segundo, o maciço de solo é parte integrante do modelo estrutural. Através da análise estrutural pode-se comprovar que quando há interação solo-estrutura o modelo apresenta maiores deslocamentos horizontais, maior grau de instabilidade e uma migração dos carregamentos verticais que atuam nos pilares centrais para os pilares de periferia.

Kumar *et al.* (2015) estudou um edifício tridimensional de alta elevação com dimensões 20 m por 20 m e 30 pavimentos, sob ação de carga sísmica. A estrutura é analisada para diferentes valores de coeficiente de reação do solo e para diferentes zonas sísmicas da região da Índia. O coeficiente de reação do solo foi atribuído a todos os apoios da estrutura. Os resultados da análise, do deslocamento horizontal em casa andar e do deslocamento vertical em cada um dos apoios, para vários valores do coeficiente de reação do solo para diferentes cargas sísmicas foram considerados para estudo. A partir do estudo, observou-se que a porcentagem máxima de variação do deslocamento transversal foi de 337% em relação à condição de apoio fixo coeficiente de reação do solo de 12.000 kN/m³ na zona sísmica V e a porcentagem máxima de variação do deslocamento vertical é 1420% em relação ao apoio fixo, com coeficiente de reação do solo de 12.000 kN/m³ na zona sísmica V. A partir do estudo, concluiu-se que o efeito da interação solo-estrutura, deve ser considerado especialmente para baixos valores de coeficiente de reação do solo.

Em sua tese de doutorado, Garcia (2015), analisou experimentalmente e numericamente radiers estaqueados executados em solo da região de Campinas-SP. Autor comenta que é de conhecimento da comunidade geotécnica que na maior parte dos projetos de fundações avalia-se o comportamento da fundação sem considerar o efeito de contato do elemento de fundação superficial (bloco/sapata/radier) no solo. Entretanto, sabe-se que uma fundação composta por sapata estaqueada ou radier

estaqueado tem maior eficiência na redução dos recalques, pois o contato do elemento de fundação superficial contribui para o desempenho de capacidade de carga e redução do recalque para o sistema. O autor enfatiza a importância de conhecer o comportamento e as formas de interações que ocorrem no sistema solo-estaca-radier.

Em seu artigo para o IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Fidelis (2016), apresenta soluções clássicas de problemas de interação solo-estrutura, comparadas com soluções numéricas obtidas com modelos de elementos finitos desenvolvidos para solo estratificado, sujeito a solicitações dinâmicas, de forma a validá-las. Observou-se que uma adequada modelagem em elementos finitos pode apresentar resultados apropriados para a obtenção de coeficientes de rigidez e de amortecimento do solo, e que a simplificação considerada nas normas de projeto, de uniformização do solo, para analisá-lo como homogêneo equivalente, pode conduzir a deslocamentos inferiores aos reais.

Barboza (2016), em sua tese de doutorado, investigou o comportamento dinâmico, a avaliação do conforto humano e, ainda, o estudo de estratégias para o controle de vibrações excessivas de edifícios altos, quando submetidos à ação não determinística do vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Os resultados obtidos ao longo das análises numéricas realizadas sobre as edificações em estudo, em termos dos valores dos deslocamentos e acelerações de pico, foram comparados com os valores limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto.

Lu *et al.* (2016) realizaram um estudo paramétrico para investigar o comportamento sísmico de edifícios de múltiplos andares, considerando a interação solo-estrutura. Os resultados indicaram que, em geral, a interação solo-estrutura pode reduzir em até 60% a resistência de edifícios de vários andares, especialmente aqueles com índice de esbeltez baixo.

Farias (2018), em sua tese de doutorado, analisou o comportamento estrutural de edifícios de parede de concreto com a incorporação da interação solo-estrutura, apoiados em fundação do tipo radier. A investigação é realizada mediante a simulação numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), a tipologia do modelo numérico é baseada em um conjunto de edifícios já construídos. O autor propõe um coeficiente específico de rigidez relativa estrutura-solo, são realizados estudos paramétricos que indicaram que o coeficiente proposto pode ser utilizado como um

parâmetro para análise de edifícios de paredes de concreto.

Finalmente, Ribeiro (2019), investigou a análise estrutural de edifícios considerando a interação solo-estrutura com base na aplicação da teoria da confiabilidade. Para isso, empregou os Métodos dos Elementos Finitos e os Método de Monte Carlo Simples (MCS). O Solo é representado pelo modelo discreto de Winkler, o qual substitui sua influencia contínua por molas pontuais com rigidezes equivalentes, tanto para a fundação rasa (sapatas isoladas) como para profunda (estacas). Os resultados alcançados apontaram que as análises considerando a interação solo-estrutura podem reduzir significativamente a probabilidade de falha nas estruturas, resultado que traz possibilidades de edificações mais seguras.

1.7 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados diversos trabalhos de autores referentes a análise de edifícios altos e a ação dinâmica do vento, a caracterização da ação transversal do vento em edifícios e métodos assistidos por base de dados. Por fim, foram apresentados trabalhos referentes ao conforto humano e a interação solo-estrutura.

2 VENTO: MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL (MRE)

2.1 Considerações iniciais

As edificações altas, por serem tratadas de estruturas em sua maioria flexíveis, estão sujeitas a problemas de vibração excessiva quando submetidas à ação do vento, podendo levar ao desconforto dos usuários. Assim, é de fundamental importância considerar esses efeitos nos projetos estruturais de tais edificações.

As propriedades do vento são instáveis e variam aleatoriamente, sofrendo influência dos obstáculos e rugosidades presentes no seu percurso. Sua consideração de forma determinística torna-se, portanto, inadequada. (BRASIL & SILVA, 2013).

Assim sendo, neste capítulo, é apresentado o modelo de carregamento não determinístico do vento que atua sobre as edificações investigadas neste trabalho. A consideração da ação não determinística do vento necessita de conceitos estatísticos fundamentais e simulações numéricas, considerando a incerteza das cargas de vento.

2.2 Pressões dinâmicas devido ao vento

A pressão (q) provocada pela ação do vento atuando num corpo é determinada pela Equação de Bernoulli (Equação 1).

$$q = \frac{1}{2} \rho_{ar} V^2 \quad (1)$$

ρ_{ar} - densidade do ar

V - velocidade total do vento

Ao longo de um período de tempo t , a uma determinada altura z , a velocidade total $V(z, t)$ pode ser decomposta em duas parcelas, parcela média $\bar{V}(z, t)$ mais a parcela flutuante $\hat{V}(z, t)$, conforme a Equação 2. A Figura 17 ilustra um exemplo genérico da velocidade do vento ao longo do tempo.

$$V(z, t) = \bar{V}(z) + \hat{V}(z, t) \quad (2)$$

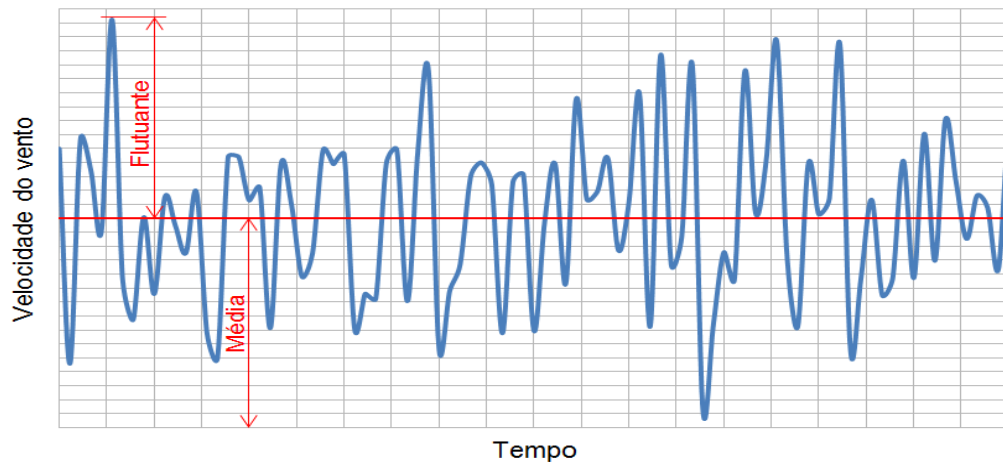


Figura 17 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.

Por sua vez, a parcela média, para uma determinada região, pode ser obtida pela Equação 3, descrita na NBR 6123 (1988), onde V_0 é a velocidade básica do vento, obtida pelo quadro de isopletas ilustrado na Figura 18 (NBR 6123, 1988), o coeficiente S_1 refere-se ao fator topográfico, S_2 representa o perfil longitudinal da velocidade do vento e S_3 o fator estatístico.

$$\bar{V}(z, t) = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

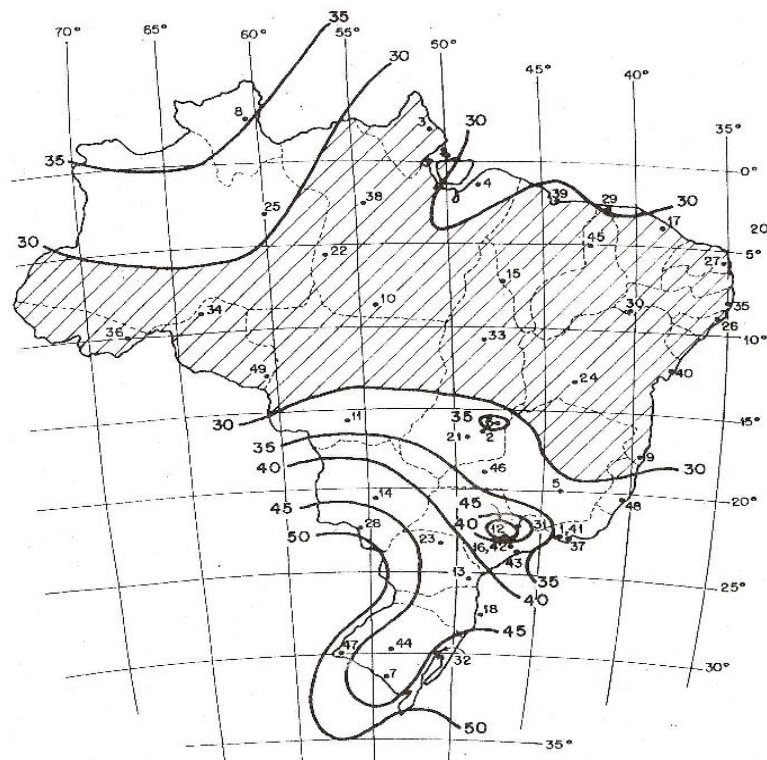


Figura 18 - Isopletas de velocidade básica (NBR 6123, 1988).

O fator S_2 representa o perfil longitudinal do vento, que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação. De acordo com a NBR 6123 (1988), o fator S_2 deve ser determinado pela Equação 4, na qual os parâmetros normativos b , F_r e p são determinados através das categorias do terreno e classe da edificação (Tabelas apresentadas no Apêndice A).

$$S_2 = bF_r(z/10)^p \quad (4)$$

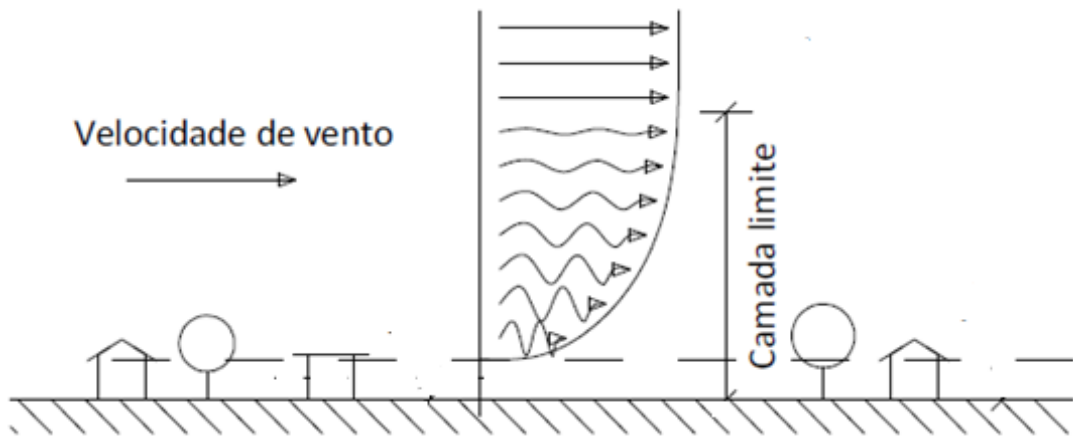


Figura 19 - Camada limite atmosférica (ALGABA, 2016).

2.3 Parcela flutuante e Método da Densidade Espectral

A parcela flutuante da velocidade do vento apresenta características não determinísticas e, dessa forma, para sua representação, são utilizados os parâmetros estatísticos como média, desvio padrão e função de densidade espectral.

De acordo com Shinozuka (1972), sinais com características não-determinísticas podem ser obtidos através do Método da Representação Espectral (MRE), que utiliza a função de densidade espectral do sinal para o cálculo das amplitudes e frequências de cada harmônico (SHINOZUKA ET AL., 1972).

A Série de Fourier possibilita a representação de um sinal, descrito por uma função analítica $\hat{V}(z, t)$, como um somatório finito de harmônicos com amplitudes, frequências e ângulos de fase a serem determinados de acordo com as características do sinal, conforme a Equação 5.

$$\hat{V}(z, t) = \sum_{n=1}^N \sqrt{2S(f_n, z)\Delta_f} \cos(2\pi f_n t + \phi) \quad (5)$$

As amplitudes dos harmônicos podem ser determinadas com base na densidade espectral $S(f_n, z)$ e o incremento de frequência Δ_f , utilizado para dividir a curva de densidade espectral em N frequências. O caráter não-determinístico do sinal é determinado através da utilização de ângulos de fase ϕ gerados randomicamente com distribuição uniforme.

O espectro de turbulência ou densidade espectral de potência representa a distribuição de energia nas diversas frequências que compõem a parcela flutuante da velocidade do vento. A Figura 20 ilustra um exemplo de ajuste de curva da densidade espectral da velocidade do vento real, medido experimentalmente.

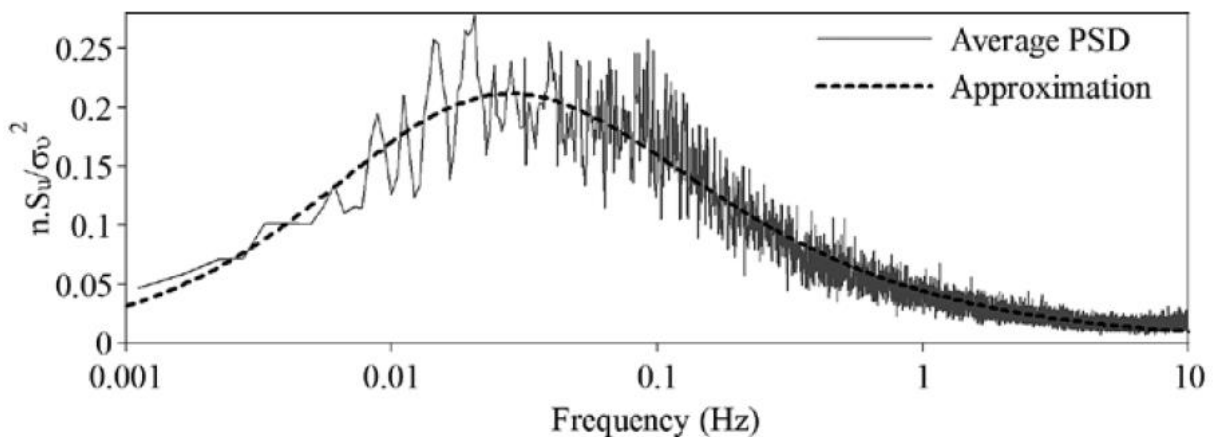


Figura 20 - Ajuste de curva da densidade espectral (BLESSMANN, 2013).

Alguns autores, apresentados na Figura 21, propuseram fórmulas analíticas para a curva que melhor se ajusta aos dados alcançados experimentalmente para representação do espectro de turbulência.

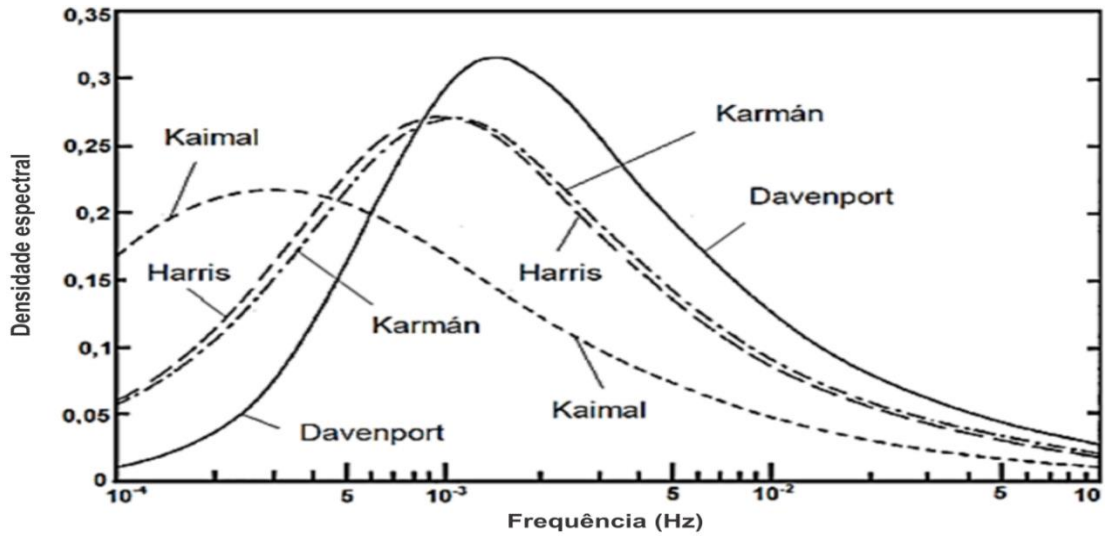


Figura 21 - Espectros de potência do vento (BLESSMANN, 2013).

Neste trabalho será utilizado o espectro de potência de Kaimal (Blessmann, 2013), que considera a influência da altura da estrutura em sua formulação. As Equações (6) e (7) definem o Espectro de Kaimal, onde f é a frequência em Hz, $S(f, z)$ corresponde à densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência (f), X é a frequência adimensional, u_* é a velocidade de fricção e $\bar{V}(z)$ representa a velocidade média do vento na cota considerada z .

$$\frac{fS(f, z)}{u_*^2} = \frac{200X}{(1 + 50X)^{5/3}} \quad (6)$$

$$X(f, z) = \frac{fz}{\bar{V}(z)} \quad (7)$$

A velocidade de fricção (u_*) associada aos espectros de potência, dada em m/s, é determinada pela Equação 8, onde k corresponde à constante de Kármán igual a 0,4 e z_0 refere-se ao comprimento de rugosidade.

$$u_* = \frac{k\bar{V}(z)}{\ln(z/z_0)} \quad (8)$$

2.4 Correlação espacial

A correlação espacial permite o estudo da não uniformidade da ação das rajadas sobre as estruturas (Blessmann, 2013). Determina a interdependência do sinal em pontos diferentes submetidos há uma mesma rajada de vento. Neste caso, em que é necessário distribuir a aplicação do vento em vários pontos ao longo da estrutura, a velocidade flutuante passa a ser calculada pela Equação 9.

$$V_{flutuante(z,y,t)} = \sum_{k=1}^j \sum_{n=1}^N |S_{jk}(f)| \sqrt{2\Delta_f} \cos(2\pi ft + \phi) \quad (9)$$

A parcela $S_{jk}(f)$ é a matriz de densidade espectral cruzada, que representa a interdependência dos valores em pontos diferentes da estrutura, e pode ser visualizada na Equação 10.

$$S^0(\omega) = \begin{bmatrix} S_{11}(f) & S_{12}(f) & \cdots & S_{1k}(f) \\ S_{21}(f) & S_{22}(f) & \cdots & S_{2k}(f) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{j1}(f) & S_{j2}(f) & \cdots & S_{jk}(f) \end{bmatrix} \quad (10)$$

Cada componente da matriz apresentada na Equação 10 representa a densidade de correlação cruzada entre cada ponto considerado da estrutura e pode ser obtida com o auxílio da Equação 11.

$$S_{jk}(f) = \sqrt{S_j(f)S_k(f)\gamma_{jk}(f)}, j,k=1,2,\dots,N_p, j \neq k \quad (11)$$

Sendo,

$S(f)$ – densidade espectral para o ponto j ou k

γ – função de coerência

i e j – pontos considerados da estrutura

N_p – número de pontos da estrutura

A função de coerência γ_{xy} indica o grau de similitude entre dois sinais no domínio da frequência e representa a razão entre a densidade espectral cruzada entre dois sinais S_{xy} pela raiz quadrada do produto da densidade espectral de cada um, S_x e S_y .

$$\gamma_{xy} = \frac{|S_{xy}(f)|^2}{S_x(f)S_y(f)} \quad (12)$$

Da mesma forma que para a densidade espectral de potências alguns autores estudaram a correlação espacial e propuseram fórmulas analíticas para curvas que representassem os dados experimentais. A Equação 13 é a função de coerência proposta por Davenport, normalmente utilizada para edificações.

$$\gamma_{ij}(\Delta_y, \Delta_z, f) = e^{-n}, n = \frac{f \sqrt{C_y^2 \Delta_y^2 + C_z^2 \Delta_z^2}}{\frac{1}{2}(\bar{V}_i + \bar{V}_j)} \quad (13)$$

Sendo,

i, j – pontos considerados da estrutura

γ_{ij} – correlação entre as parcelas flutuantes do vento medidas (pontos i, j)

Δ_y – incremento na distância horizontal

Δ_z – incremento na distância vertical

f – frequência

C_y, C_z – coeficientes determinados de acordo com resultados experimentais

\bar{V}_i, \bar{V}_j – velocidade média nos pontos i, j

\bar{V}_z – velocidade média na altura z

Como a densidade espectral cruzada e a função de coerência fornecem resultados reais, a matriz S é uma matriz real e simétrica, sendo possível a utilização da decomposição de Cholesky, resultando na Equação 14.

$$S^0(f) = H_s(f)H_s^T(f) \quad (14)$$

O espectro é dividido em um número N de harmônicos, espaçados por um incremento de frequência Δf . Dessa forma, para cada harmônico existirá uma matriz de densidade cruzada (Equação 15) e a matriz proveniente da decomposição de Cholesky (Equação 5.10).

$$H_S(f_n) = \begin{bmatrix} H_{11}(f_n) & 0 & \cdots & 0 \\ H_{21}(f_n) & H_{22}(f_n) & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{j1}(f_n) & H_{j2}(f_n) & \cdots & H_{jk}(f_n) \end{bmatrix} \quad (15)$$

Portanto, a Equação 9 pode ser reescrita pela Equação 16.

$$V_{flutuante(z,y,t)} = \sum_{k=1}^j \sum_{n=1}^N |H_{jk}(2f)| \sqrt{2\Delta f} \cos(2\pi f + \phi) \quad (16)$$

Finalmente, a carga dinâmica de vento $[F(t)]$ pode ser calculada pela Equação 17, na qual C_a corresponde à média entre os coeficientes de arrasto para ventos de alta e baixa turbulência; A_r representa a área da estrutura perpendicular à direção de aplicação da carga de vento e $q(t)$ refere-se à pressão dinâmica do vento calculada através da Equação 1.

$$F(t) = C_a A_r q(t) \quad (17)$$

O coeficiente de arrasto C_a , considerando vento de baixa turbulência, depende das relações entre as dimensões da edificação e pode ser determinado através do ábaco proposto pela NBR 6123 (1988), apresentado na Figura 22, indicado apenas para edificações de seções constantes ou fracamente variáveis.

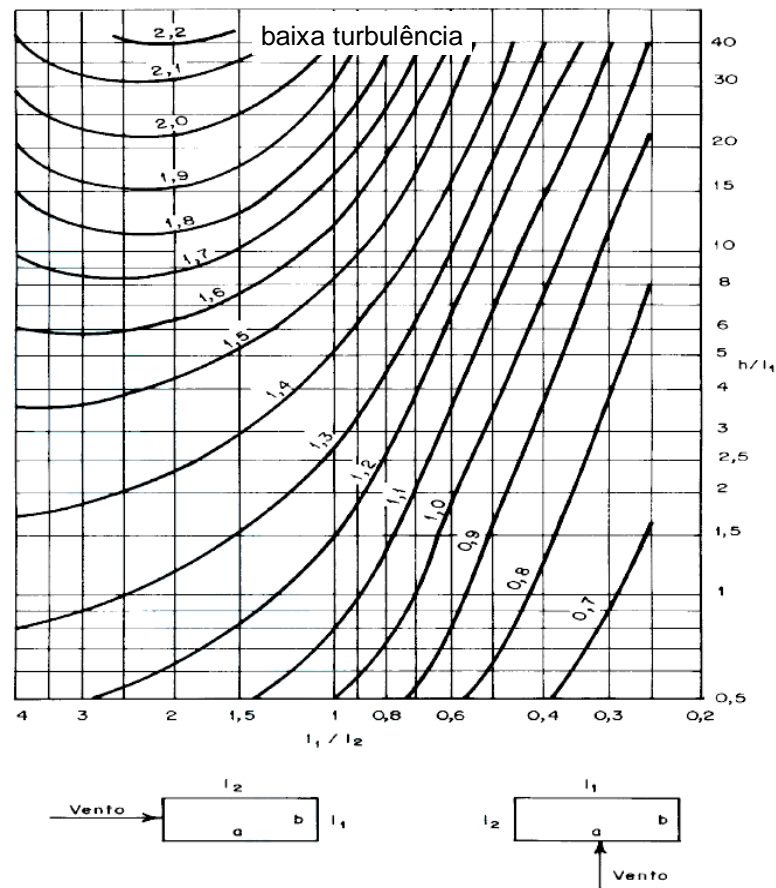


Figura 22 – Coeficientes de arrasto para edificações (NBR 6123, 1988)

2.5 Medições com anemômetro ultrassônico 3D

Com intuito de obter sinais reais da velocidade do vento e compará-los com os sinais obtidos numericamente, através do Método da Representação Espectral (MRE), foram realizadas monitorações experimentais na cidade do Rio de Janeiro, utilizando um anemômetro ultrassônico 3D (Figura 23).

As monitorações foram realizadas no terraço de um edifício comercial com 22 metros de altura, localizado no bairro de Vila Isabel, na cidade do Rio de Janeiro, nos meses de fevereiro e março de 2019. A Figura 24 apresenta uma fotografia do prédio em que as medições foram realizadas destacando a vizinhança, localizada num subúrbio densamente construído de uma grande cidade (Categoria IV; NBR 6123, 1988), influenciando diretamente na rugosidade do terreno.



Figura 23 – Anemômetro ultrassônico 3D.



Figura 24 – Edifício onde foi realizada a monitoração.

O anemômetro ultrassônico utilizado nestas monitorações permite medir a velocidade do vento nas três direções (X, Y, Z) com uma taxa de 10 amostras por segundo. Os dados são processados pela unidade EC100 (Figura 25), transferidos diretamente pela saída serial e armazenados através do Datalogger CR1000 (Figura 26).



Figura 25 – Unidade de processamento EC100.



Figura 26 – Datalogger CR1000.

O anemômetro foi posicionado sobre a última laje do edifício (cota $z = 22$ m), utilizando um suporte com base metálica que proporcionou estabilidade para o equipamento (Figura 27).



Figura 27 – Anemômetro posicionado na última laje do edifício $z = 22$ m.

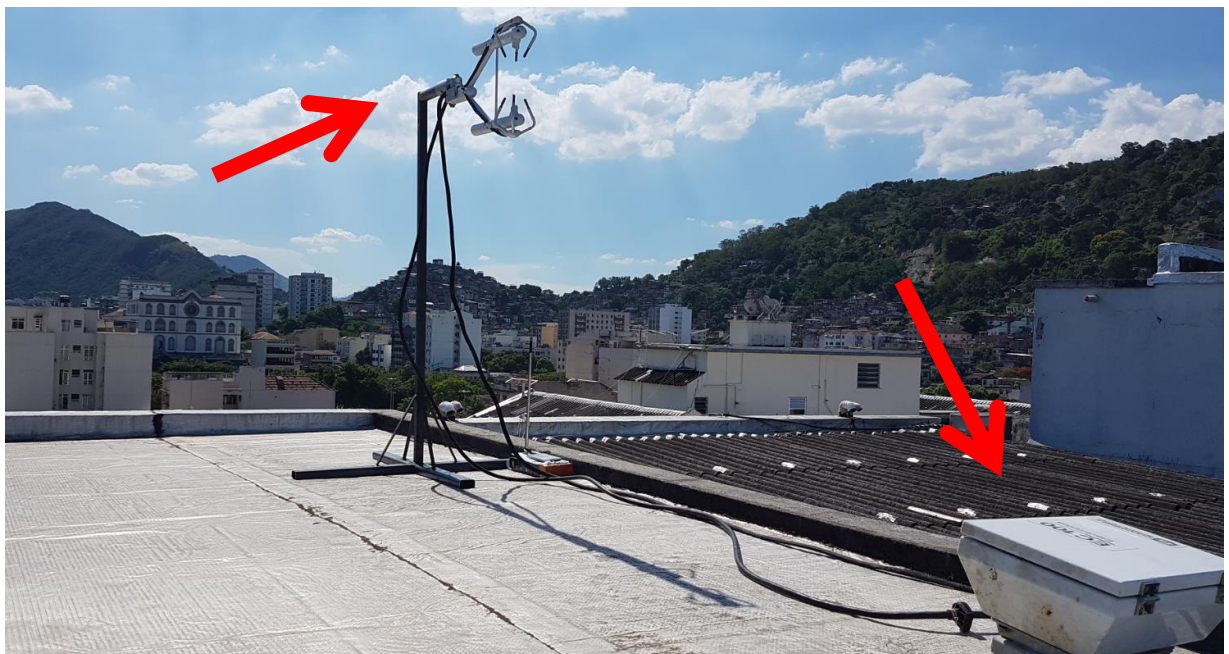


Figura 28 – Anemômetro e unidade de processamento EC100.

O Anemômetro ligado à unidade de processamento EC100 em funcionamento pode ser observado na Figura 28. A unidade de processamento por sua vez é conectada ao Datalogger (Figura 29) e através de um computador os dados são captados.



Figura 29 – Datalogger e computador para captura dos dados.

As monitorações experimentais realizadas são apresentadas na Tabela 1, indicando a data e horário que foram realizadas, quantidade de sinais captados, velocidade média e velocidade máxima do período investigado.

Tabela 1 – Monitorações realizadas

Nº	Data	Horário	Duração	Sinais captados	Média (m/s)	Velocidade Máxima (m/s)
1	11-01-19	15:00h às 16:20h	4285 s (1 h 11min)	42855	0,61	9,14
2	16-01-19	17:40h às 18:42h	3720 s (1 h 02 min)	37201	0,45	9,13
3	16-01-19	18:52h às 19:47h	3318 s (55 min)	33180	0,96	10,14
4	17-01-19	13:05h às 14:06h	3658 s (1 h 01 min)	36858	0,41	6,20
5	17-01-19	14:15h às 15:11h	3405 s (56 min)	34052	0,53	8,19
6	23-01-19	9:27h às 10:29h	3746 s (1 h 02 min)	37470	0,24	5,95
7	23-01-19	10:35h às 11:30h	3306 s (55 min)	33060	0,46	6,39
8	26-01-19	17:20 às 17:44	1423 24 min	14230	3,07	9,47

Os resultados obtidos nas 08 monitorações experimentais realizadas com anemômetro ultrassônico são representados graficamente nas Figuras 30 a 37. É possível identificar o caráter não determinístico do sinal captado, nos quais os valores não podem ser previstos em qualquer instante de tempo.

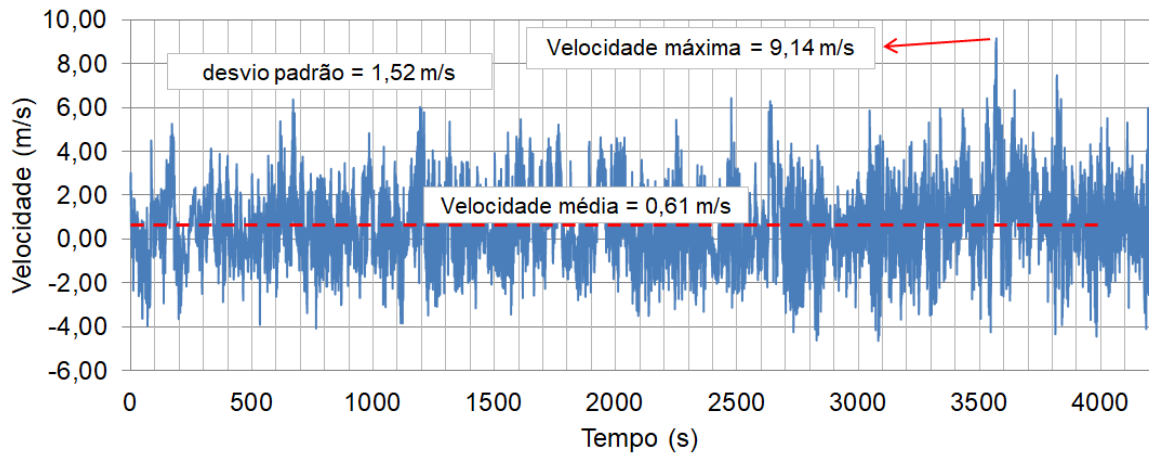


Figura 30 – Monitoração 1 - 11/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

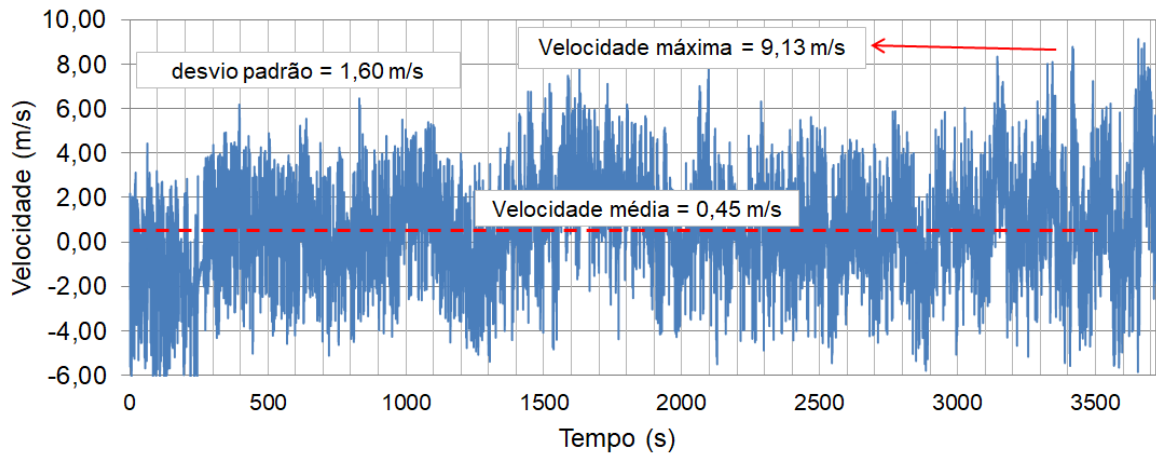


Figura 31 – Monitoração 2 - 16/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

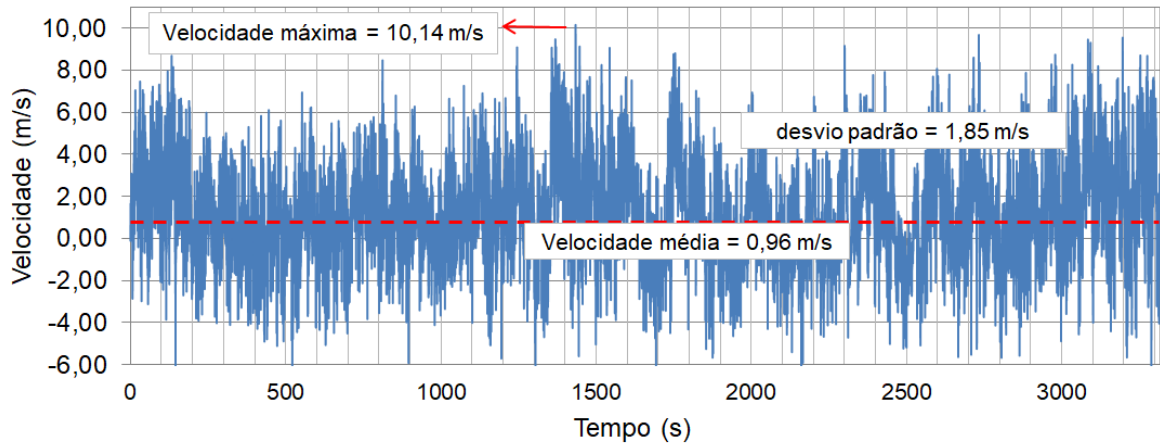


Figura 32 – Monitoração 3 - 16/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

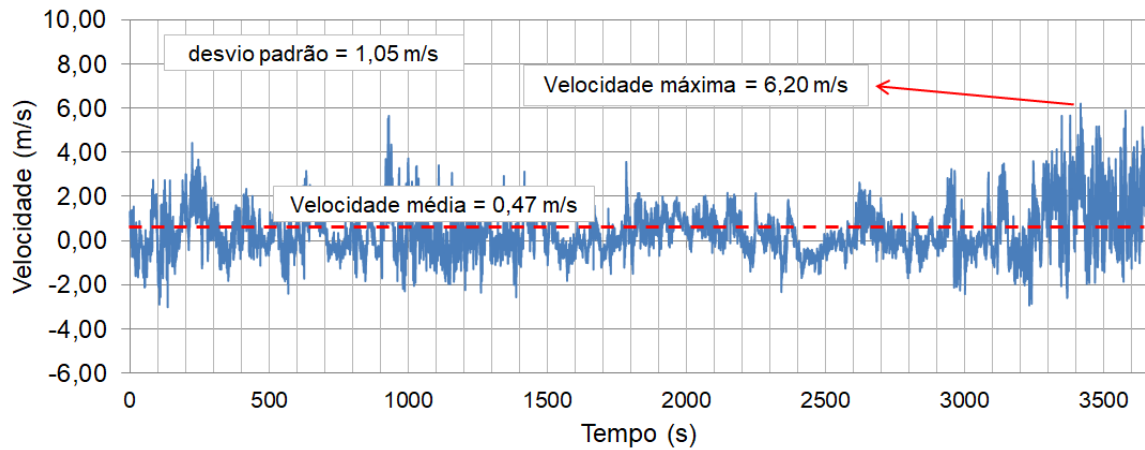


Figura 33 – Monitoração 4 - 17/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

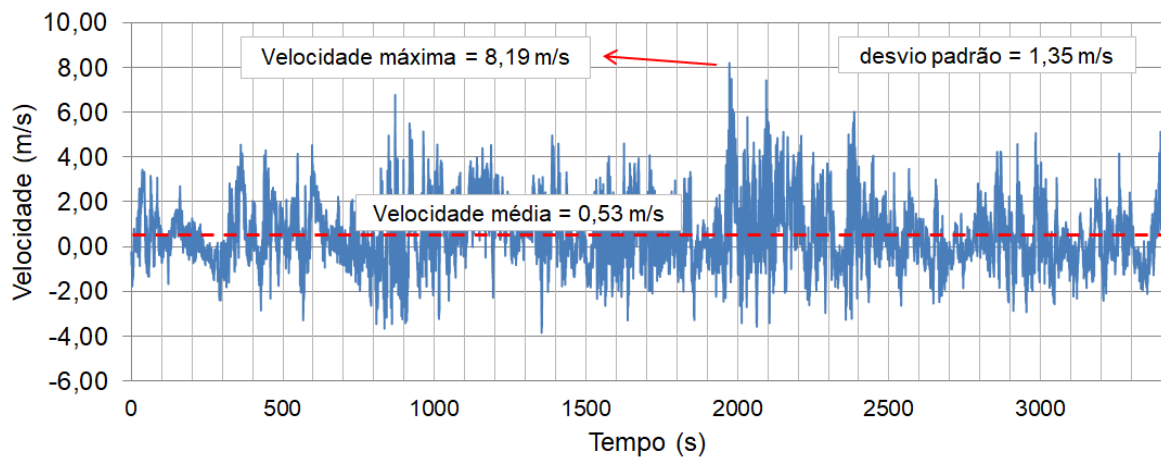


Figura 34 – Monitoração 5 - 17/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

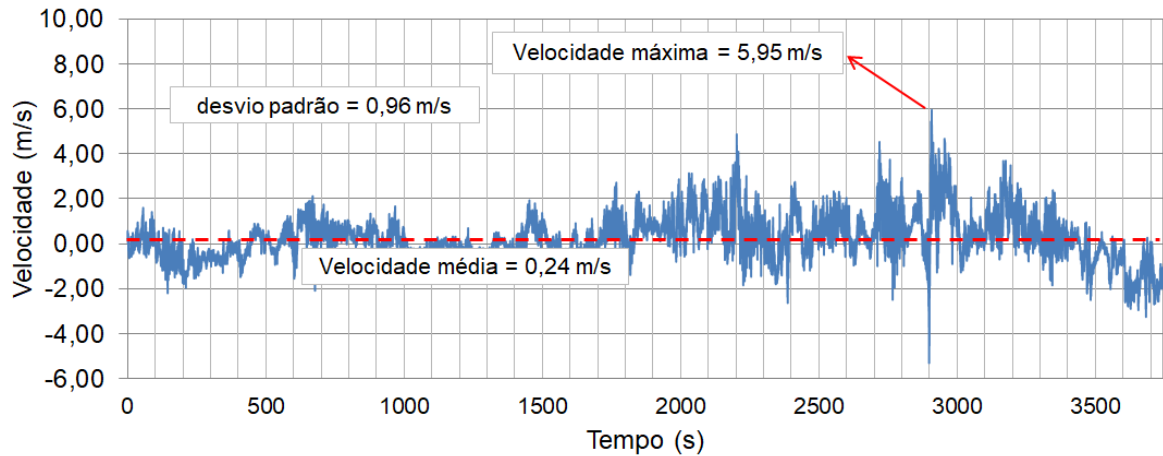


Figura 35 – Monitoração 6 - 23/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

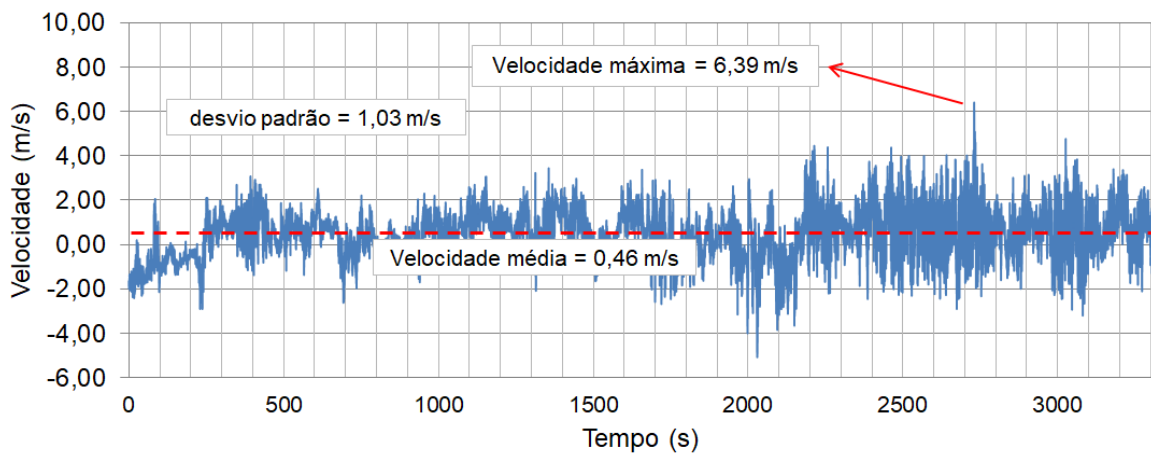


Figura 36 – Monitoração 7 - 23/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

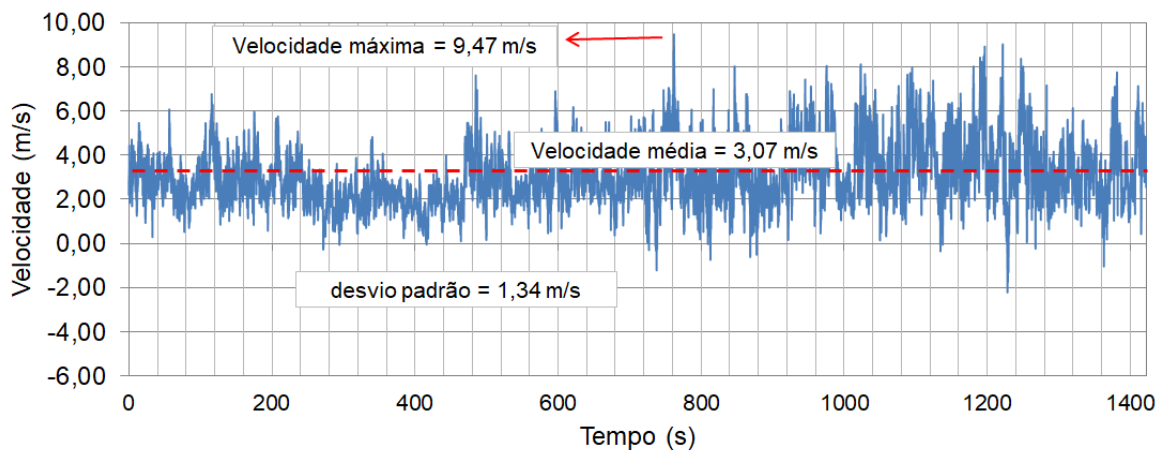


Figura 37 – Monitoração 8 - 26/01/19 - Velocidade (m/s) no domínio do tempo (s).

Aplicando a transformada de Fourier nas velocidades obtidas nas monitorações, é possível identificar as infinitas frequências que caracterizam o sinal real do vento. A Figura 38 apresenta a Transformada de Fourier dos resultados da Monitoração 1, sendo possível observar que as frequências abaixo de 1 Hz concentram as maiores amplitudes de velocidade.

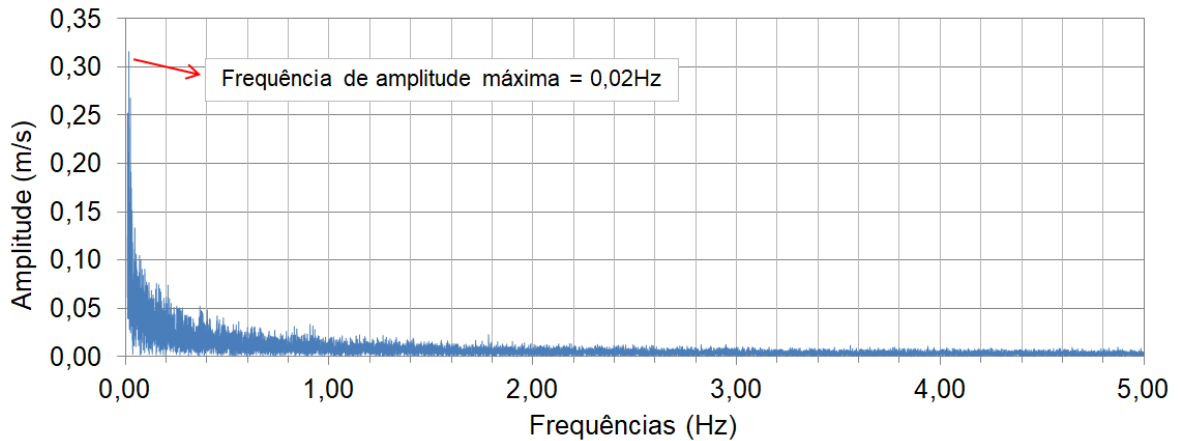


Figura 38 – Transformada de Fourier da monitoração 1 - 11/01/19.

A densidade espectral das velocidades monitoradas experimentalmente pode ser calculada através da utilização da equação de Wiener–Khinchin (Equação 18), que relaciona a densidade espectral com a função de correlação através de uma Transformada de Fourier.

$$S_x(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_x(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (18)$$

A função $R_x(\tau)$ representa a correlação, que mede a similaridade entre dois sinais ao longo do tempo. Quando a correlação é calculada para o mesmo sinal, temos a autocorrelação determinada através da Equação 19, em que τ representa o atraso no tempo escolhido.

$$R_x(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} x(t)x(t + \tau) dt \quad (19)$$

sendo,

R_x – correlação da função $x(t)$

$x(t)$ – função qualquer que varia ao longo do tempo

T – período da função $x(t)$

τ – atraso no tempo

As densidades espectrais (espectro de potencias) dos sinais obtidos experimentalmente estão apresentadas na Figura 39. Pode-se verificar que os sinais possuem as mesmas características, mesmo sendo monitorados em dias e horários diferentes. A distribuição de energia nas diversas frequências que compõem a parcela flutuante da velocidade do vento diminui para frequências acima de 1Hz.

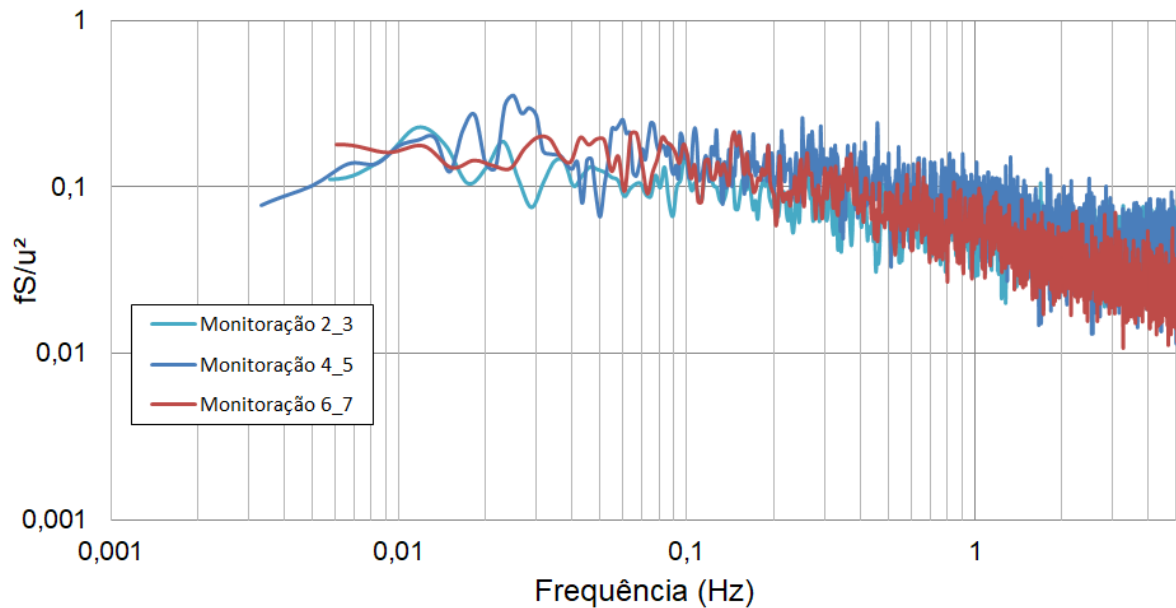


Figura 39 – Densidades espectrais das monitorações realizadas.

Com objetivo de verificar a similaridade dos sinais obtidos com a Equação proposta por Kaimal (Equação 6), foram geradas algumas curvas analíticas variando-se a altura de incidência do vento (cota z) e plotadas nas Figura 40 e 41. Os resultados obtidos, considerando uma altura de incidência do vento de 0,5 metros, estão bastante próximos dos resultados obtidos através da monitoração experimental.

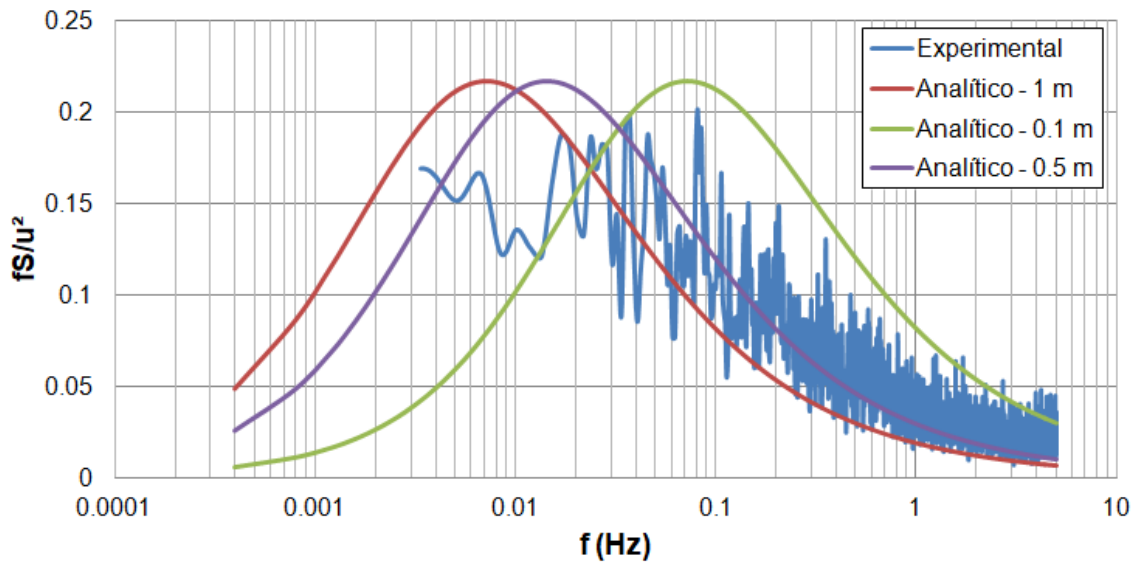


Figura 40 – Comparação entre PSDs com eixo horizontal em escala log.

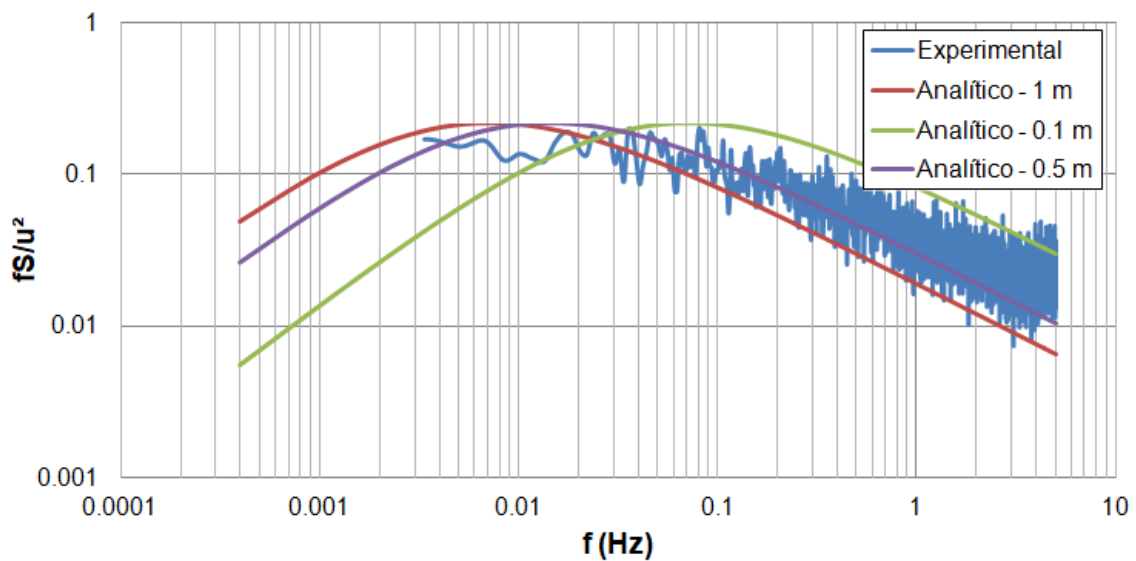


Figura 41 – Comparação entre PSDs com eixo horizontal e vertical em escala log.

Apesar do equipamento (anemômetro) ter sido instalado no topo do edifício a uma cota $z = 22$ metros, a curva que mais se aproximou foi igual a 0,5 m, coincidente com a altura do anemômetro para o piso onde o equipamento foi instalado. Este fato indica que possivelmente o perfil vertical do vento é alterado pela própria edificação, conforme ilustrado na Figura 42.

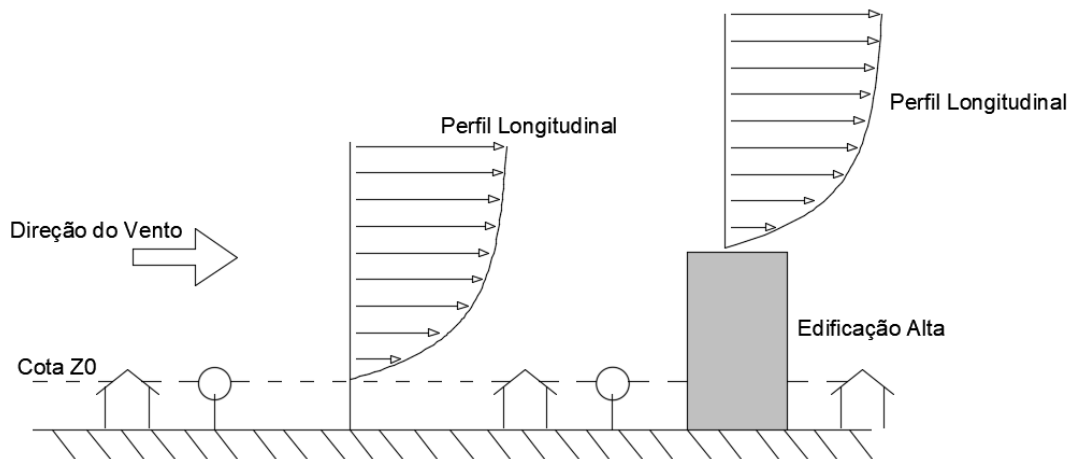


Figura 42 – Perfil longitudinal do vento sobre interferência de uma edificação alta.

Nas Figuras 43 e 44 são plotados no mesmo gráfico as densidades espectrais do sinal monitorado experimentalmente (vento real) junto ao sinal obtido numericamente através do Método da Representação Espectral (MRE). Assim, é possível visualizar que o sinal obtido numericamente ficou bastante próximo do sinal monitorado experimental.

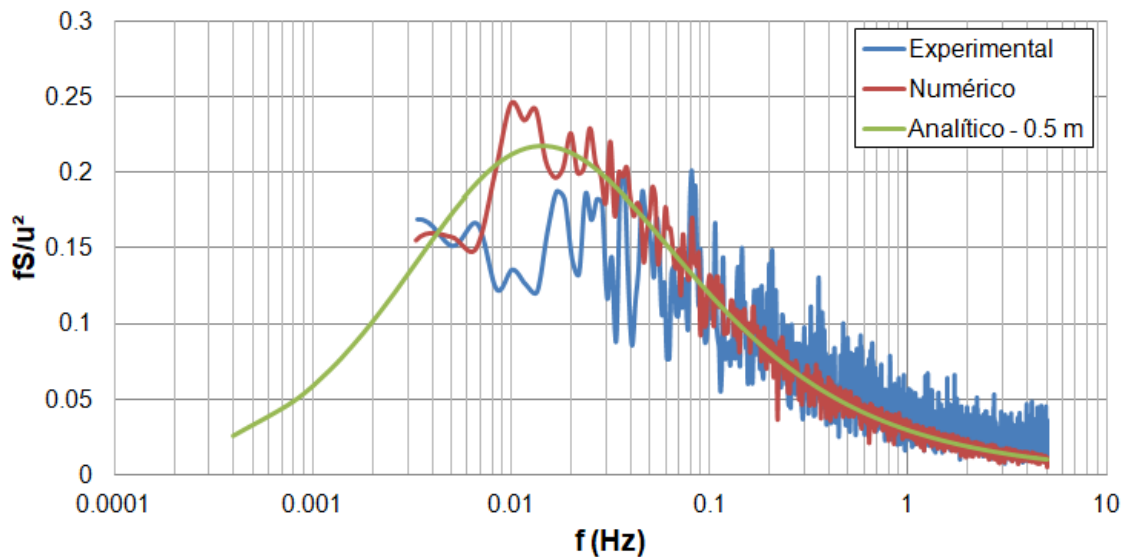


Figura 43 – Comparação entre as densidades espectrais, com eixo horizontal em escala log.

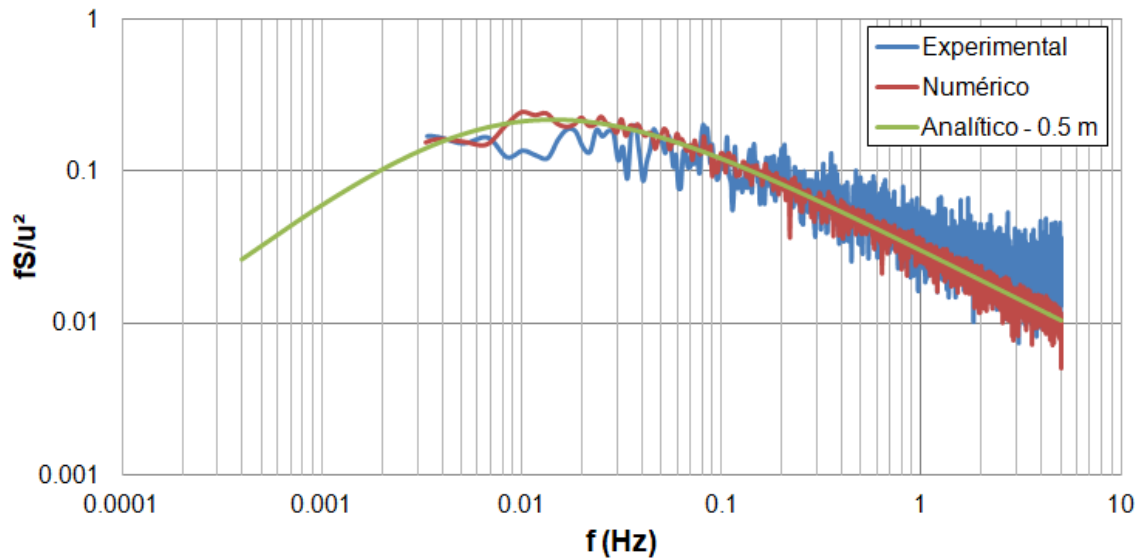


Figura 44 – Comparação entre as densidades com eixo horizontal e vertical em escala log

Um exemplo de sinal numérico e monitorado experimentalmente no domínio do tempo pode ser observado na Figura 45. Observa-se novamente que o sinal numérico apresenta características próximas do sinal monitorado, tal constatação é relevante e indica que o Método da Representação Espectral (MRE) representa com fidelidade as características do vento real.

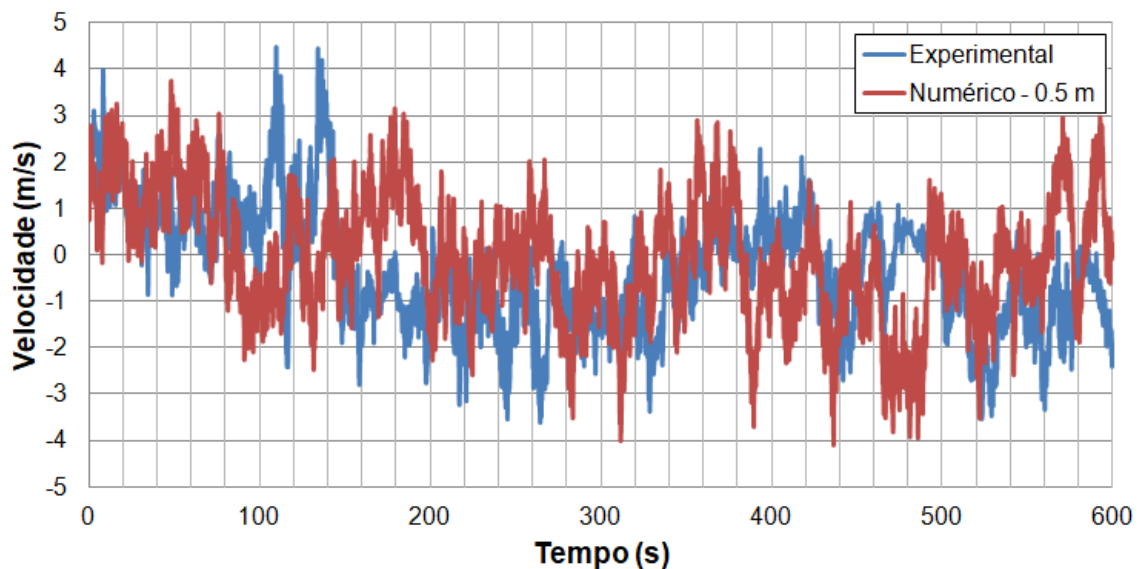


Figura 45 – Parcela flutuante da velocidade do vento do sinal numérico e monitorado.

2.6 Considerações finais

Este capítulo apresentou a metodologia MRE de geração de carregamentos de ventos computacionais através da densidade espectral de potência e correlação espacial sugeridos por Kaimal e Davenport (1995), utilizando um número finito de harmônios superpostos com ângulos de fase gerados randomicamente.

As monitorações experimentais realizadas com o anemômetro 3D mostraram a concordância entre o vento real e os carregamentos simulados numericamente através do MRE, indicando a confiabilidade de análises computacionais no que diz respeito a ação do vento longitudinal.

Cabe ressaltar que metodologia MRE apresenta a limitação de gerar as séries de carregamento para obtenção apenas da resposta longitudinal, o que pode levar à incorreta avaliação do conforto humano visto que a resposta transversal, em algumas situações, pode ser preponderante. Dentro deste aspecto, nos capítulos 3 e 4, será apresentado questões referentes a ação transversal do vento.

3 MÉTODOS ASSISTIDOS POR BASE DE DADOS

3.1 Considerações iniciais

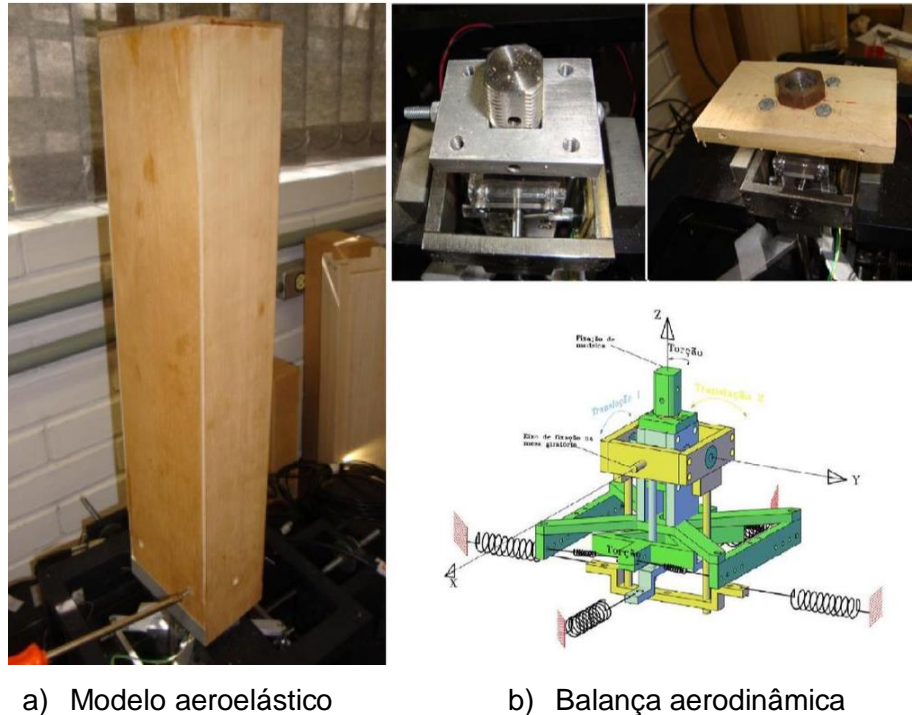
A resposta longitudinal de edifícios submetidos a carregamento de vento é obtida com sucesso através de equações propostas em normas de projeto usando teorias quase estáticas, baseadas no método do fator de rajada de Davenport (1995). Entretanto, considerando a resposta transversal e torsional as mesmas equações não podem ser utilizadas devido à complexidade do fenômeno. Uma das maneiras de resolver o problema é através da utilização de bases de dados construídas a partir de resultados de ensaios em túnel de vento para um número grande de modelos com geometria retangular com razão entre base e altura, além de condições de terreno e vento variadas (ZHOU, 2003).

O uso de técnicas experimentais, através da realização de ensaios em túneis de vento utilizando modelos reduzidos mostra-se bastante eficiente, em termos de previsão dos resultados. Neste capítulo serão apresentados os dois tipos principais de ensaios em túneis de vento e a apresentação de duas plataformas on-line disponíveis contendo bancos de dados.

3.2 Técnicas de modelagem em túneis de vento

Os ensaios em túnel de vento podem ser divididos em ensaios com modelos aerolásticos e ensaios com modelos aerodinâmicos através do método HFPI (*High Frequency Pressure Integration*) ou utilizando o método da HFBB (*High Frequency Base Balance*).

No primeiro tipo de ensaio, utilizando modelos aerolásticos, em que as interações dinâmicas vento-estrutura são avaliadas, as maquetes são comumente conhecidas como *stick model*. Os modelos reduzidos são colocados sobre uma plataforma que possui molas ajustáveis, simulando as propriedades dinâmicas da edificação (rigidez) e o amortecimento (Figura 46), cuidadosamente projetada para vibrar como a estrutura real vibraria. Um transdutor acoplado na base é capaz de medir os deslocamentos instantâneos produzidos pelas forças aerodinâmicas do vento atuando no modelo.



a) Modelo aeroelástico

b) Balança aerodinâmica

Figura 46 – Ensaio com modelo aeroelástico. (TAMURA, 2006).

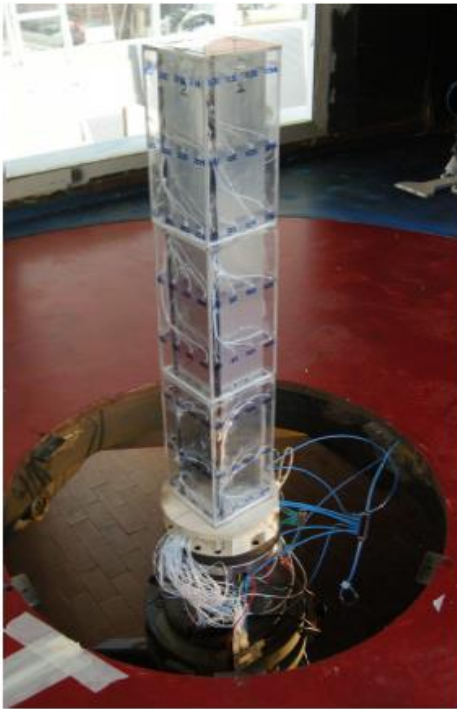
Esta técnica é tradicionalmente utilizada em estudos de edifícios altos e esbeltos, nos quais a resposta induzida pelo vento está majoritariamente relacionada aos 2 modos iniciais de vibração, sendo que os efeitos induzidos de torção são julgados de menor importância. A grande vantagem dessa técnica é que as respostas são diretamente obtidas nos ensaios.

A segunda técnica, utiliza modelos aerodinâmicos, e podem ser realizados como método HFPI (*High Frequency Pressure Integration*) em que as maquetes precisam apenas descrever a geometria da edificação real em escala.

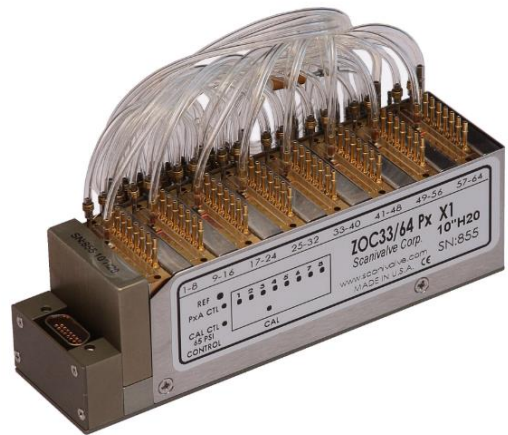
A técnica da *High Frequency Pressure Integration* (HFPI) consiste em medir a pressão ao longo do tempo em diversos pontos localizados nas faces do modelo reduzido através de transdutores de pressão. Com os dados adquiridos, é possível a determinação das forças médias e dinâmicas atuando na edificação em função da altura (LAVÔR, 2016). A Figura 47 apresenta um exemplo de modelo instrumentado com as tomadas de pressão e os transdutores de pressão utilizados pela técnica HFPI.

Lavôr (2016) apresenta como vantagem da técnica a medição da pressão em diversos pontos ao longo da altura do modelo e possibilidade da utilização de um número maior de modos de vibração nas análises. Como principal desvantagem, existe a dificuldade de posicionar as tomadas de pressão para modelos representando edificações esbeltas.

Conforme os trabalhos de Aly (2013) e Mohammadi (2016), as pressões medidas através da técnica HFPI podem ser utilizadas para uma análise dinâmica no domínio do tempo com a utilização de um modelo numérico em elementos finitos, através da conversão da escala utilizada no modelo reduzido para a escala da edificação.



a) Ensaio em túnel de vento utilizando HFPI



b) Transdutor de pressão utilizado em ensaio

Figura 47 – Modelo reduzido instrumentado para medição das pressões - HFPI (ALY, 2013).

O ensaio em túnel de vento utilizando técnica HFPI fornece como resultado os coeficientes de pressão medidos nos diversos pontos do modelo reduzido. Para o cálculo da pressão, é necessário utilizar a velocidade média, geralmente medida no topo do modelo de acordo com a Equação 20. Na equação, a pressão P nos diversos pontos de medição i é obtida através dos coeficientes de pressão C_{pi} , da densidade do ar ρ_{ar} e da velocidade média V .

$$P_i = C_{pi} \frac{1}{2} \rho_{ar} V^2 \quad (20)$$

A conversão de escala entre as pressões medidas no modelo reduzido para as pressões equivalentes atuando na edificação real é realizada através das Equações 21 a 23:

$$\lambda_L = \frac{L_m}{L_r} \quad (21)$$

$$\lambda_v = \frac{V_m}{V_r} \quad (22)$$

$$\lambda_t = \frac{\lambda_L}{\lambda_v} \quad (23)$$

Considerando as Equações 21 a 23, λ_L é o fator de escala geométrico relacionando a geometria do modelo reduzido L_m com a geometria da edificação real L_r ; λ_v é o fator de escala de velocidade relacionado à velocidade média V_m medida no topo do modelo reduzido e a velocidade média pretendida no topo da edificação real V_r ; λ_t representa o fator de escala para o tempo, relacionando o tempo utilizado no modelo reduzido com o tempo real.

Uma vez que a escala de tempo λ_t foi determinada, as pressões equivalentes podem ser calculadas utilizando conversão do incremento de tempo, através da Equação 24, onde t_m representa o incremento de tempo utilizado no ensaio em túnel de vento e t_r o incremento de tempo a ser utilizado nas análises da edificação real.

$$\lambda_t = \frac{t_m}{t_r} \quad (24)$$

A análise numérica utilizando elementos finitos pode ser realizada com a obtenção das forças nodais a partir das pressões determinadas com a Equação 25, onde A_f representa a área de influência para o nó considerado.

$$F_i = P_i A_{f_i} = C_{pi} \frac{1}{2} \rho_{ar} V^2 A_{f_i} \quad (25)$$

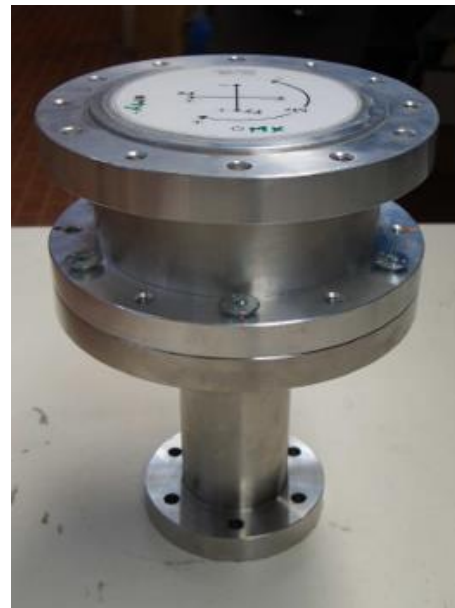
Por fim, a técnica utilizando modelos aerodinâmicos podem ser também realizadas através do método HFBB (*High Frequency Base Balance*). Conforme o trabalho de Tse (2009), a técnica da HFBB é uma das mais populares para previsão das forças induzidas pelo vento para o projeto de edifícios altos. Sua popularidade se deve ao baixo custo de implementação, quando comparada com outras técnicas, e à possibilidade de fornecer resultados na fase de estudo do projeto estrutural.

O método é chamado high frequency devido à frequência natural do conjunto modelo-balança ser bem mais alta do que a frequência natural da estrutura real. Com isso o sinal registrado dos esforços não é contaminado por efeitos ressonantes do modelo.

A técnica consiste na medição dos momentos na base do modelo reduzido rígido através da utilização de um transdutor de força, a “balança” exemplificado na Figura 48. O transdutor é capaz de medir os momentos médios e instantâneos produzidos pelas forças aerodinâmicas do vento atuando no modelo.



Ensaio em túnel de vento utilizando HFBB



Transdutor de força utilizado em ensaio HFBB

Figura 48 – Balança aerodinâmica - HFBB (TSE, 2009).

Para edificações com os primeiros modos de vibração lineares, o carregamento dinâmico e as respostas podem ser estimados analiticamente a partir dos esforços de momento e torção medidos na base do modelo. Isso é realizado através do Método do Fator de Rajada de Davenport (1963) adaptado para utilizar o espectro dos momentos medidos.

3.3 Base de dados da Universidade Politécnica de Tóquio

A Universidade Politécnica de Tóquio disponibiliza um banco de dados aerodinâmico (TPU-DB) [Aerodynamic Database of High-rise Buildings], que trata dos efeitos do vento sobre edifícios altos em ambiente urbano. Este banco de dados aerodinâmicos foi elaborado, via método HFPI (*High Frequency Pressure Integration*), com o objetivo de fornecer aos engenheiros projetistas dados de testes em túneis de vento simulando a ação de cargas de vento, em que 22 modelos de edifícios altos foram testados. Os contornos dos valores estatísticos dos coeficientes de pressão, gráficos de valores médios e dados de séries temporais de 394 situações distintas simuladas são disponibilizados. Esses dados podem ser usados para calcular as pressões de vento, coeficientes de arrasto e na aplicação das séries temporais para estudar a resposta dinâmica dos edifícios altos.

A plataforma on-line (TPU-DB) disponibiliza o resultado das pressões armazenadas através de ensaios em túnel de vento para modelos com geometria retangular. A plataforma oferece a escolha de modelos com proporções em planta variando entre 1:1, 1:2 e 1:3, e proporção entre a menor dimensão com a altura do modelo variando entre 1:1, 1:2, 1:3, 1:4 e 1:5. Os dados do vento são definidos através da escolha de um perfil vertical de acordo com a Equação 26, caracterizado pelo seu expoente (α) que pode ser 1/4 ou 1/6.

$$\bar{V}(z) = \bar{V}_H \left(\frac{z}{H} \right)^\alpha \quad (26)$$

Onde:

z – altura considerada

\bar{V} – velocidade média


\bar{V}_H - velocidade média no topo do modelo

H – altura total do modelo

α – coeficiente

A página inicial da plataforma (TPU-DB) on-line é ilustrada na Figura 49. A primeira etapa na utilização da plataforma é a escolha da geometria do modelo em planta. Em seguida, deve-se escolher a relação altura versus a menor dimensão em planta, finalizando com a escolha do perfil vertical do vento (Figura 50).

KOGEI 東京工芸大学 TOKYO POLYTECHNIC UNIVERSITY
FACULTY OF ENGINEERING DEPARTMENT OF ARCHITECTURE
COE PROGRAM TOP PAGE



The 21st Century COE program
Wind Effects on Buildings and Urban Environment

Aerodynamic Database of High-rise Buildings

Introduction

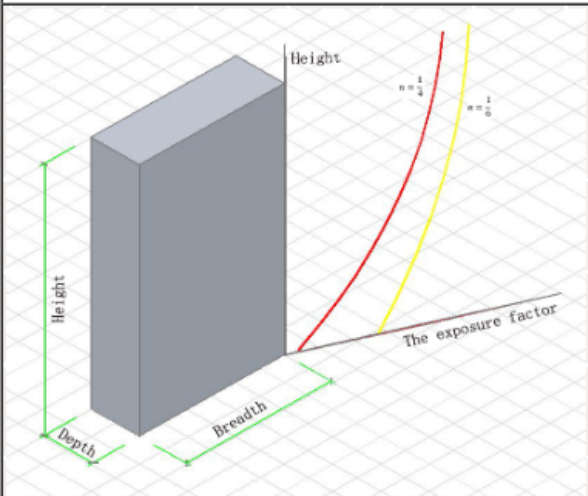
An aerodynamic database has been constructed by the Tokyo Polytechnic University as one part of the Wind Effects on Buildings and Urban Environment, the 21st Century Center of Excellence Program, funded by the Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology, Japan. Present work is the high-rise building part of the aerodynamic database. Its objective is to provide structural design engineers with wind tunnel test data of wind loads on high-rise buildings. 22 models of high-rise buildings were tested. Contours of statistical values of local wind pressure coefficients, graphs of statistical values of area averaged wind pressure coefficients on the wall surfaces and time series data of point wind pressure coefficients for 394 test cases are shown on this web site. These data can be used to calculate local wind pressures, area averaged wind pressure coefficient on wall surfaces, and even wind induced dynamic responses of high-rise buildings. The aerodynamic database of high-rise buildings can be queried from the lower part of this webpage.

The vertical profiles of incoming flow are shown in this [pdf file](#).

Query of test results

Please select model on the list (Breadth:Depth:Height_Test type)

Query of test results



Breadth:Depth

Please select value on the list ▼

Figura 49 – Página inicial para escolha da geometria e perfil vertical (TPU-DB).

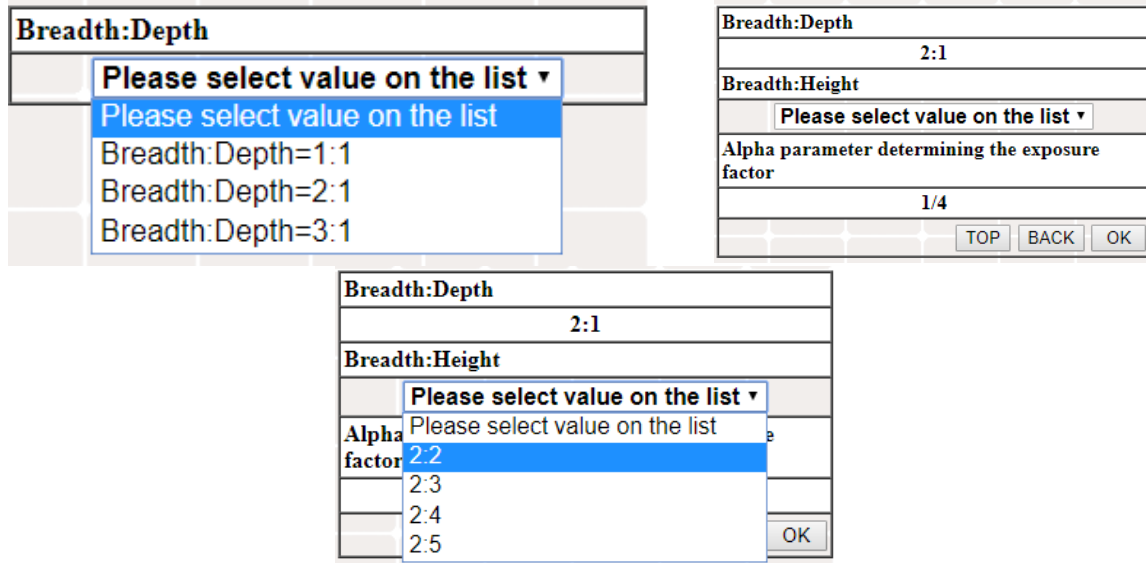


Figura 50 – Escolha das relações geométricas (TPU-DB).

Após a escolha dos dados do modelo e perfil vertical mostrado na Figura 51, a plataforma fornece imagens do coeficiente de pressão considerando valores médios, RMS, máximos e mínimos. Como pode ser observado na Figura 53, a plataforma também fornece gráficos com a variação do coeficiente de pressão devido à variação do ângulo de incidência do vento e um arquivo formato MATLAB® contendo as características e os coeficientes de pressão medidos durante o ensaio.

Wind tunnel test result																					
Contours of local wind pressure coefficients																					
Wind direction	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°	95°	100°
Mean values	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶
RMS values	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶
Max values	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶
Min values	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶
Graphs of area-average wind pressure coefficients																					
Windward surface	Right sideward surface					leeward surface					Left sideward surface										
▶	▶					▶					▶										
Time series of point wind pressure coefficients (Data files)																					
Wind direction	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°	95°	100°
Data files(.mat)	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶

Figura 51 – Página de resultados (TPU-DB).

A plataforma disponibiliza, para cada modelo escolhido, uma figura com a localização dos pontos onde foram realizadas as tomadas de pressão ao longo do tempo (*Pressure tap locations*). A Figura 52, como exemplo, mostra os pontos instrumentados para o modelo com a geometria igual a 1:1:5.

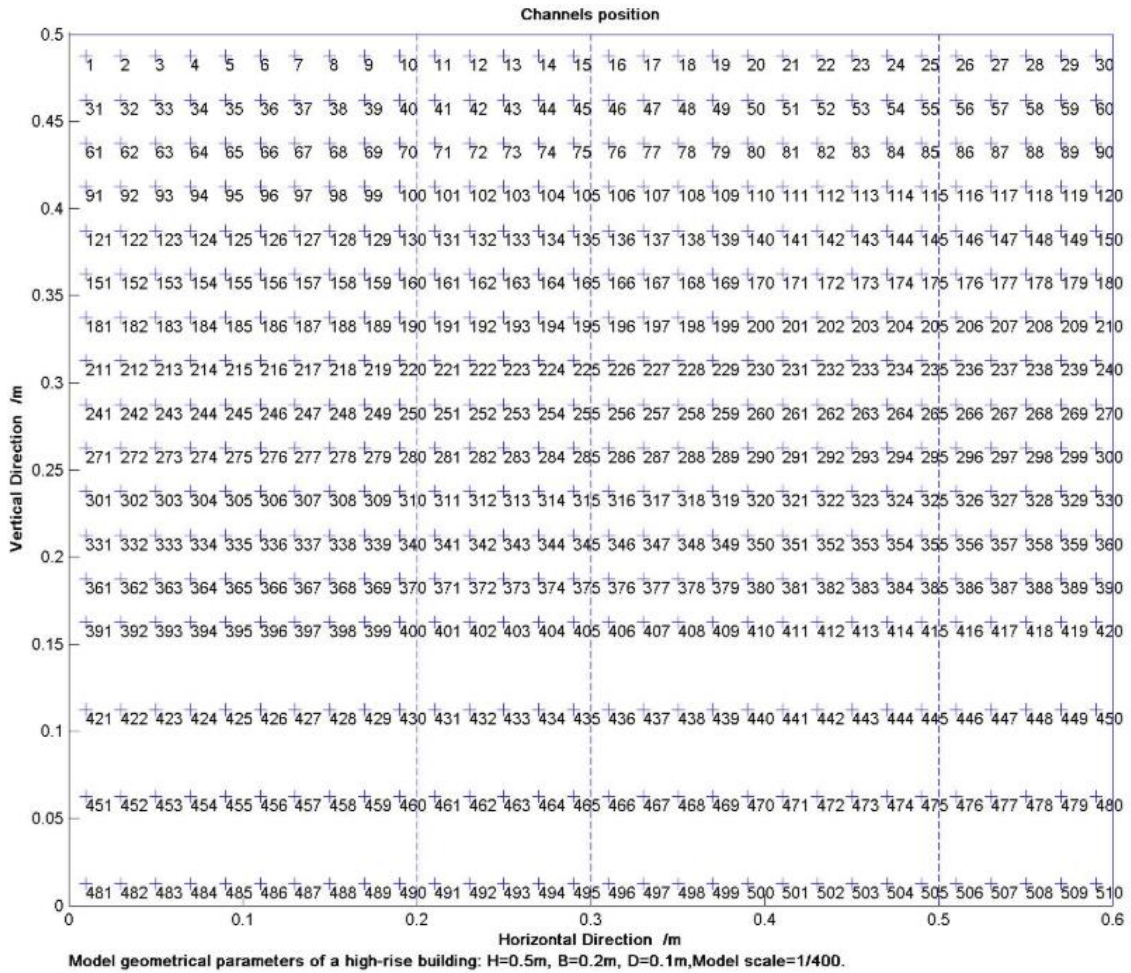


Figura 52 – Localização dos pontos instrumentados (TPU-DB).

A base de dados (TPU-DB) fornece arquivos no formato do programa MATLAB® contendo os dados do ensaio e as pressões medidas ao longo do tempo considerando ângulos de incidência do vento variando entre 0° e 100°, conforme apresentado pela Figura 53.

Time series of point wind pressure coefficients (Data files)																						
Wind direction	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	90°	95°	100°	
Data files(.mat)	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶	▶

Figura 53 – Dados contendo as pressões para ângulos variando entre 0° e 100°.

Além dos dados disponibilizados em arquivos formato MATLAB®, é possível visualizar várias imagens representativas dos resultados obtidos. Como exemplo, a Figura 54 fornece um gráfico de isovalores das pressões médias nas fachadas do modelo monitorado.

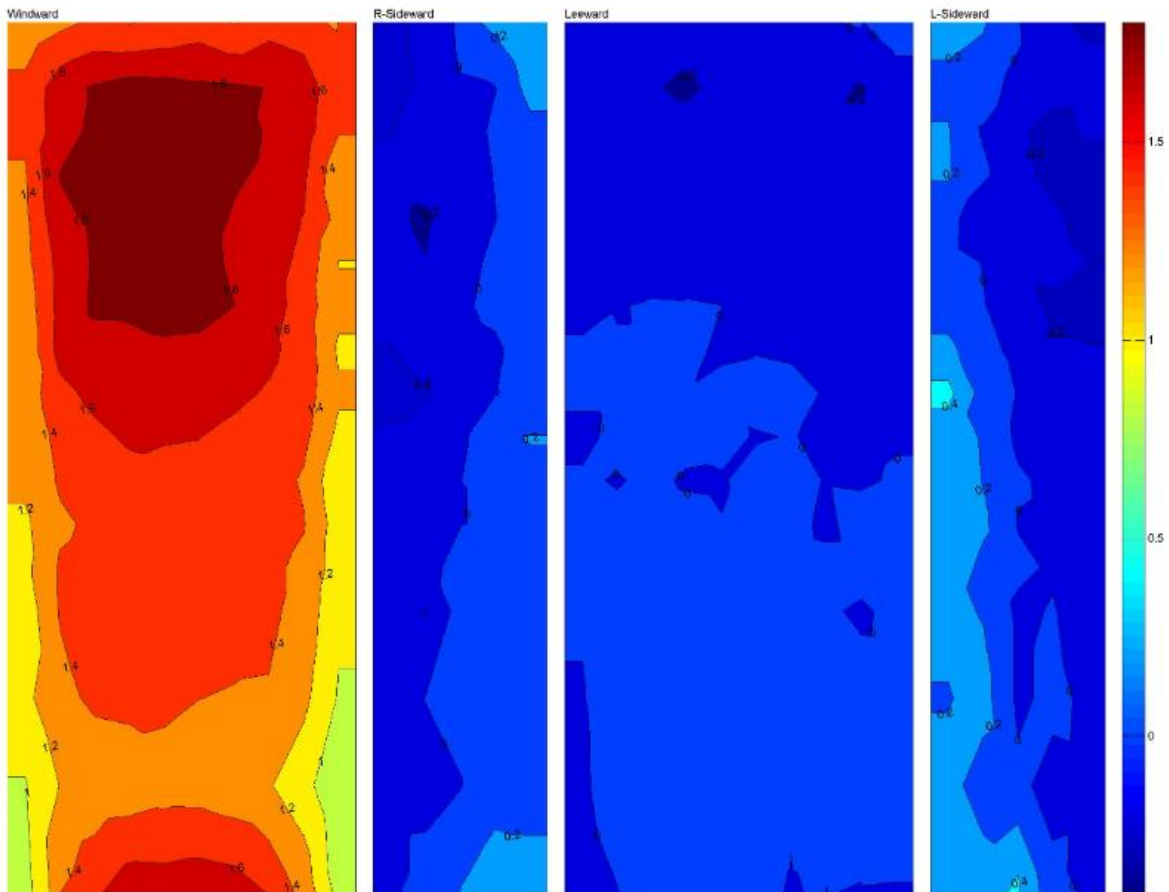


Figura 54 – Exemplo gráfico de isovalores das pressões médias (TPU-DB).

Para cada ponto instrumentado são fornecidos os resultados da pressão normalizada no domínio do tempo e forma de tabela. Esse resultado pode ser plotado em forma de gráfico. Como exemplo na Figura 55 é apresentado o resultado do ponto de pressão número 155, de um modelo cuja relação geométrica é igual a 1:2:5. É visível o caráter aleatório do vento ao longo do tempo, não podendo ser observada uma tendência do sinal.

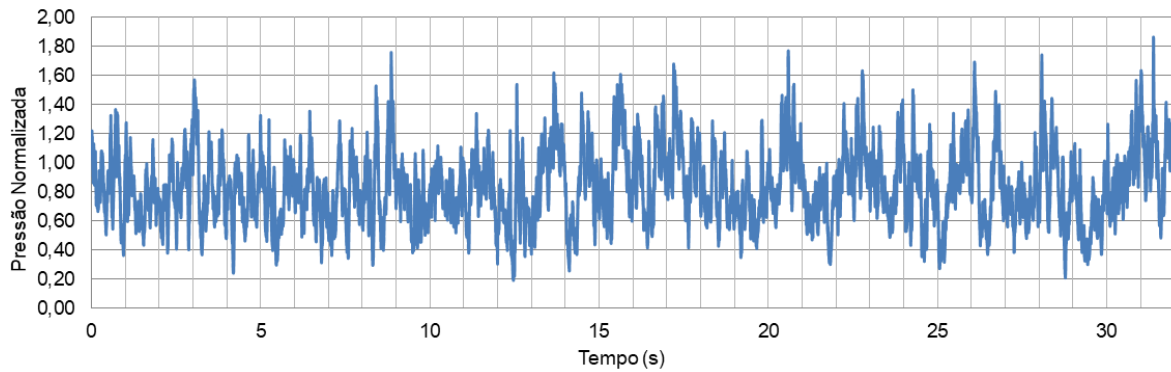


Figura 55 – Pressão no domínio do tempo para o ponto 155 de um modelo 1:2:5 (TPU-DB).

Com os dados disponibilizados pela plataforma, utilizando as equações de transformações de escalas (Equações 21 a 24), é possível gerar carregamentos de ventos a serem aplicados computacionalmente em modelos estruturais, através de métodos numéricos.

A grande vantagem desta técnica é que o carregamento de vento, obtido em túnel de vento, é aplicado nas quatro faces do modelo numérico simultaneamente, representando com exatidão as propriedades do vento real, levando em consideração todos os possíveis efeitos do vento (efeito de vórtice, efeito transversal sucção etc.).

Em relação a desvantagem de utilizar os dados disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio (TPU-DB) pode-se citar a limitação da quantidade dos modelos monitorados. Conforme já comentado no início deste capítulo, são poucas as relações geométricas disponibilizadas.

Sendo assim, o projetista estrutural, elaborando um edifício de relações geométricas diferentes das existentes na plataforma TPU-DB, não consegue aproveitar os dados disponibilizados. Como alternativa para essa situação, no próximo capítulo será apresentada uma metodologia para geração de carregamento de vento, Método da Representação Espectral Modificado, que simula, além do vento longitudinal, também o vento transversal.

3.4 Plataforma VORTEX-Winds - Módulo DEDM-HR

A plataforma VORTEX-Winds é um sistema online disponibilizado pela Universidade de Notre Dame (Indiana, EUA). A plataforma oferece um novo paradigma de estrutura de laboratório colaborativo para modelagem e simulação de cargas de ventos em modelos estruturais, com o objetivo de acelerar os avanços em pesquisa e educação.

Esse sistema on-line apresenta diversos módulos para facilitar o entendimento do comportamento dinâmico de edifícios altos submetidos à carga de vento (Kareem et al., 2017). Dentre os módulos disponibilizados, o módulo DEDM-HR fornece os resultados de deslocamento e aceleração para os dados da edificação fornecida pelo usuário a partir dos resultados armazenados para diversas geometrias de modelos retangulares padronizados que foram ensaiados em túneis de vento de instituições americana (base NatHaz), através do método da HFBB (*High Frequency Base Balance*).

A plataforma funciona na seguinte sequência: na primeira etapa (Step 1) é solicitado que seja informada a relação entre as dimensões em planta da edificação, considerando a direção do vento, conforme apresentado na Figura 56.

Step 1 : Select cross-sectional shape of interest: values are side ratios (D/B)



Figura 56 – Tela de seleção da geometria da edificação (DEDM-HR).

Na segunda etapa (Step 2) é necessário informar o sistema métrico a ser utilizado, a categoria de terreno, as dimensões da edificação e a velocidade básica do vento a 10 metros considerando uma rajada de 3 segundos (Figura 57).

Step 2 : Units, exposure category (ASCE 7), building dimensions and 3-sec gust wind speed

■ Input units (default : Metric). Checkbox for English unit output (default : Metric)

Metric(SI) unit [kg, m, m/s]
 English unit [lb, ft, mph]
 Output : English unit

■ Exposure Category (ASCE 7)

A (Large city center)
 B (Urban/Suburban)
 C (Open terrain)

■ Building width (B), depth (D) and height (H)

B [m, ft] :
 D [m, ft] :
 H [m, ft] :

■ 3-sec gust wind speed (U_{10}), e.g., ASCE 7 windmap

U_{10} [m/s, mph] :

Figura 57 – Tela de seleção geometria da edificação e velocidade do vento (DEDM-HR)

Na sequência, o usuário deve fornecer as três primeiras frequências naturais da estrutura, o coeficiente para a forma dos três primeiros modos de vibração, a densidade da edificação, o raio de giração, a taxa de amortecimento crítico, a distância entre pavimentos, a densidade do ar e o coeficiente de arrasto, conforme mostrado na Figura 58.

Step 4 : Additional User Inputs [On-line Unit Converter](#)

■ Recommended data set (AR = Aspect Ratio). Please select one if multiple options are available.

NatHaz DB data (AR = 5)
 TKU DB data (AR = 5)

■ Natural frequencies of building for three directions; alongwind(f_x), acrosswind(f_y) and torsional(f_z).

f_x [Hz] :
 f_y [Hz] :
 f_z [Hz] :

■ Mode shape exponents(β) for three directions, $(z/H)^\beta$ (default : linear mode shape, $\beta=1.0$)

alongwind (β_1) :
 acrosswind (β_2) :
 torsional (β_3) :

■ Bulk Density(ρ_B), Average Radius of Gyration(γ) and Damping ratio(ζ) of Building

ρ_B [kg/m³, lb/ft³] :
 γ [m, ft] :
 ζ :

■ Floor-to-floor height of building(ΔH), Air density(ρ_A), drag force coefficient(C_D)

ΔH [m, ft] :
 ρ_A [kg/m³, lb/ft³] :
 C_D :

Figura 58 – Tela para informar as características modais da edificação (DEDM-HR).

A Tabela 2 apresenta a descrição de cada parâmetro de entrada utilizado no módulo DEDM-HR. Cada um destes parâmetros deve ser calculado ou determinado pelo usuário da plataforma.

Tabela 2 – Descrição dos parâmetros de entrada utilizados pelo módulo DEDM-HR

Parâmetro	Descrição
B,D	Dimensões em planta da edificação
H	Altura total da edificação
Exposure Category	Categoria de Terreno de acordo com a norma americana ASCE-7
U_{10}	Velocidade para uma rajada de 3 segundos medida a 10 m de altura para
f_x	Frequência natural na direção paralela ao vento
f_y	Frequência natural na direção transversal ao vento
f_z	Frequência natural torsional
β_1, β_2 e β_3	Coeficientes para os três primeiros modos de vibração da estrutura com a forma $\phi(z) = (z/H)^\beta$
ρ_B	Densidade da edificação
γ	Raio de giração
ζ	Taxa de amortecimento crítico
ΔH	Distância entre pavimentos
ρ_A	Densidade do ar
C_D	Coeficiente de arrasto

Considerando uma edificação com forma prismática retangular, o raio de giração (γ) pode ser calculado a partir da Equação 27 de acordo com o trabalho de Kijewski *et al.* (1998).

$$\gamma = \sqrt{\frac{B^2 + D^2}{12}} \quad (27)$$

Após informar todos os dados solicitados pela plataforma, o usuário deve pressionar o botão “*Submit*”. A plataforma DEDM-HR, então, realiza os cálculos e inicia a apresentação dos resultados. Inicialmente é apresentado um resumo dos dados inseridos pelo usuário a fim de que seja possível conferir as informações (Figura 59).

■ Input parameters by user

B	40 m	D	40 m	H	200 m
f_x	0.2 Hz	f_y	0.2 Hz	f_z	0.35 Hz
β_1	1	β_2	1	β_3	1
ρ_B	250 kg/m ³	γ	18 m	ζ	0.02
ΔH	4 m	ρ_A	1.25 kg/m ³	C_D	1.3
U_{10}	63 m/s	Place	Continental US	NALD_DB with AR = 5.00	
Input	Metric(SI) unit	Output	Metric(SI) unit	On-line Unit Converter	

Figura 59 – Resumo dos dados de entrada informados (DEDM-HR).

O módulo DEDM-HR fornece as velocidades no topo do edifício que foram utilizadas para a determinação dos deslocamentos e das acelerações (Figura 60). O deslocamento é calculado considerando um tempo de recorrência de 50 anos, enquanto, para as acelerações é utilizado um tempo igual a 10 anos.

■ 1-hour mean wind speeds for designs

Survivability design (50-year return period) : $U_H = 51.30$ m/s
Serviceability design (10-year return period) : $U_H = 37.96$ m/s

Figura 60 – Tempo de recorrência e velocidades de referência utilizadas para a determinação das respostas (DEDM-HR).

Finalmente, os deslocamentos e as acelerações são fornecidos para as direções longitudinal e transversal. Considerando as acelerações, a plataforma fornece os resultados de pico e RMS além de fornecer o valor da aceleração torsional. A Figura 61 apresenta os resultados para um exemplo genérico.

■ Survivability Design (50-year wind) : Maximum Displacements

	Maximum Displacements at roof
Alongwind	0.363 m
Acrosswind	0.455 m

■ Serviceability Design (10-year wind) : Peak and RMS Accelerations

Peak Accelerations at roof		
Alongwind	14.19 milli-g	
Acrosswind	23.51 milli-g	
Lateral Accelerations at Corner Induced by Torsion	0.00476 rad/s ²	Alongwind component : 9.70 milli-g
		Acrosswind component : 9.70 milli-g
Total Lateral Accelerations at Corner	Alongwind component : 17.19 milli-g Acrosswind component : 25.43 milli-g	

RMS Accelerations at roof		
Alongwind	3.75 milli-g	
Acrosswind	6.21 milli-g	
Lateral Accelerations at Corner Induced by Torsion	0.00121 rad/s ²	Alongwind component : 2.47 milli-g
		Acrosswind component : 2.47 milli-g
Total Lateral Accelerations at Corner	Alongwind component : 4.49 milli-g Acrosswind component : 6.68 milli-g	

Figura 61 – Tela com os resultados - Deslocamentos e Acelerações (DEDM-HR)

A Plataforma VORTEX-Winds via Módulo DEDM-HR, portanto, se apresenta como uma excelente ferramenta auxiliar aos projetistas de estruturas. Sendo necessário ao projetista realizar apenas uma análise modal prévia da sua estrutura e descobrir os primeiros modos de vibração e respectivas frequências. Com essas informações, através da plataforma é possível avaliar os deslocamentos e as acelerações no topo da edificação investigada quando esta é submetida a ação do vento.

Desta forma elimina-se a necessidade do projetista realizar uma análise numérica transiente, via carregamento de vento no domínio do tempo ou utilizar fórmulas analíticas, além de métodos simplificados para descobrir qual será a aceleração da edificação e verificação do conforto humano.

3.5 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas as técnicas de modelos utilizados em túneis de vento e indicadas duas plataformas que possuem banco de dados de resultados obtidos experimentalmente. Cabe ressaltar que ambas plataformas, TPU-DB e VORTEX-Winds (via Módulo DEDM-HR), possuem limitações quanto às proporções da edificação, disponibilizando um número reduzido de relações geométricas.

É necessário destacar que os resultados dinâmicos de edifícios reais, em termos de acelerações e deslocamentos, indicam que a resposta transversal quase sempre é preponderante (MING GU, 2009). Tal constatação é verificada também quando os modelos estruturais são avaliados numericamente sob ação de carregamentos de ventos obtidos em ensaios de túneis de vento.

Dentro desta perspectiva, no próximo capítulo serão apresentados conceitos sobre as respostas dinâmicas transversais em edifícios, em que um túnel de vento didático é construído e maquetes ensaiadas com o objetivo de visualizar as respostas longitudinais e transversais.

Na sequência, no capítulo 5, como alternativa à limitação das plataformas, já mencionadas, será apresentada uma metodologia para geração de carregamento de vento, denominada Método da Representação Espectral Modificado, que simula numericamente a ação do vento considerando, além do vento longitudinal, também o efeito transversal do vento sobre as estruturas, podendo ser utilizada computacionalmente em modelos estruturais que possuam relações geométricas não padronizadas.

4 EFEITO TRANSVERSAL DA AÇÃO DO VENTO

4.1 Considerações iniciais

A grande maioria das edificações altas, quando submetidas a cargas de vento, apresentam deslocamentos na direção transversal a este fluxo. Isso ocorre em função do desprendimento de vórtices (Figura 62). A resposta transversal, quando comparada com a resposta na direção do vento, é muitas vezes condicionante no que diz respeito à verificação dos estados limite de serviço.

Este capítulo aborda a causa da resposta transversal em edifícios submetidos a ação do vento e apresenta a construção de um túnel de vento, com fins didáticos, em que maquetes são ensaiadas e os resultados obtidos possibilitam a visualização das respostas longitudinais e transversais.

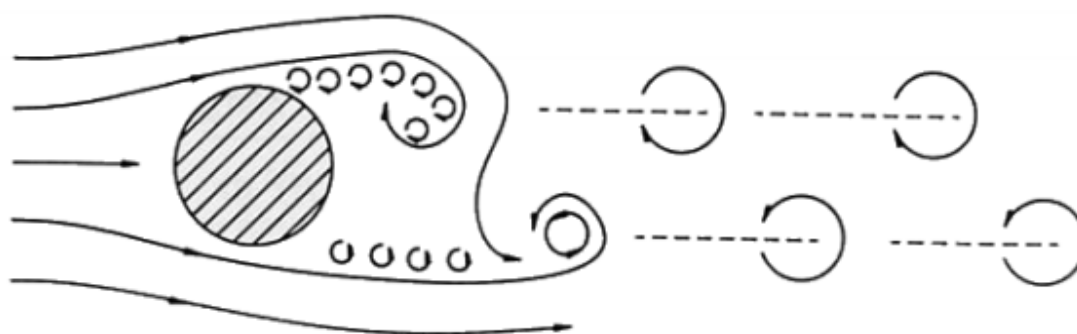


Figura 62 - Desprendimentos de vórtices (MENDIS ET AL., 2007).

4.2 Ação transversal do vento

O tratamento analítico da resposta transversal é algo complexo, de acordo com Trein (2005). Vários autores identificaram a turbulência transversal do vento, o desprendimento de vórtices, as características geométricas e dinâmicas das estruturas e a própria interação com o escoamento como fatores que influenciam esta resposta transversal.

Dentre os fenômenos que provocam a vibração transversal nas edificações, o desprendimento de vórtices é o principal no que tange à excitação transversal nos edifícios altos. Este efeito caracteriza-se por uma liberação alternada de um lado e

do outro de vórtices que surgem num escoamento, provocando forças que atuam alternadamente na direção transversal do vento.

Segundo Mendis et al. (2007), ao atravessar um edifício, o fluxo do vento se separa da estrutura, ao invés de contornar a sua fachada. O espaço que surge entre a fachada e o fluxo do vento provoca uma pressão negativa, que resulta em redemoinhos, conforme ilustram as Figura 63 e 64. Esses redemoinhos não surgem simultaneamente nas duas fachadas opostas e, com isso, a estrutura fica submetida a uma pressão no sentido transversal ao do fluxo de vento. Esta pressão faz com que a estrutura se desloque, provocando o surgimento de vórtices na face oposta. Desta forma, a pressão transversal exercida na estrutura se torna periódica, cada vez atuando em um lado.

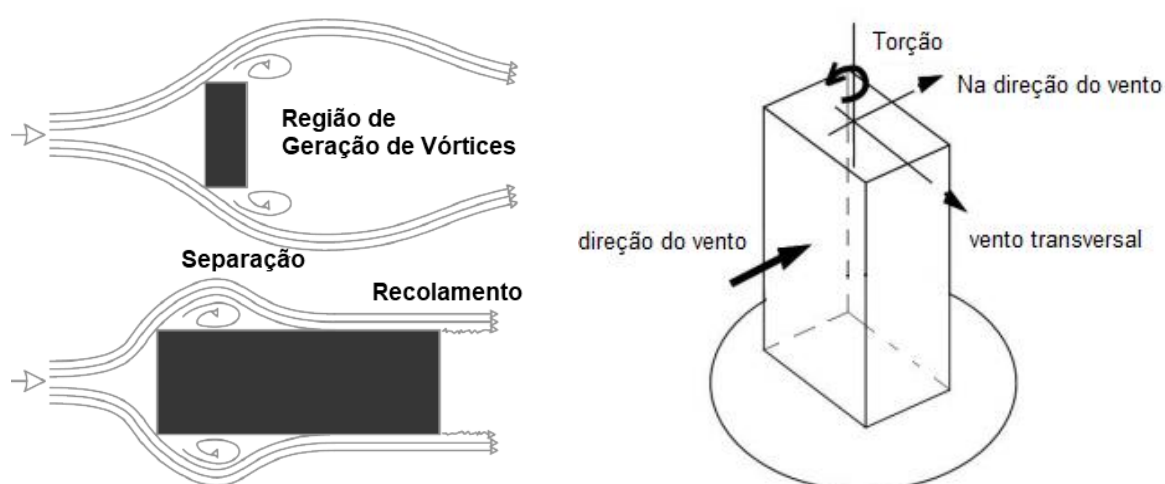


Figura 63 - Desprendimentos de vórtices (MENDIS ET AL., 2007).

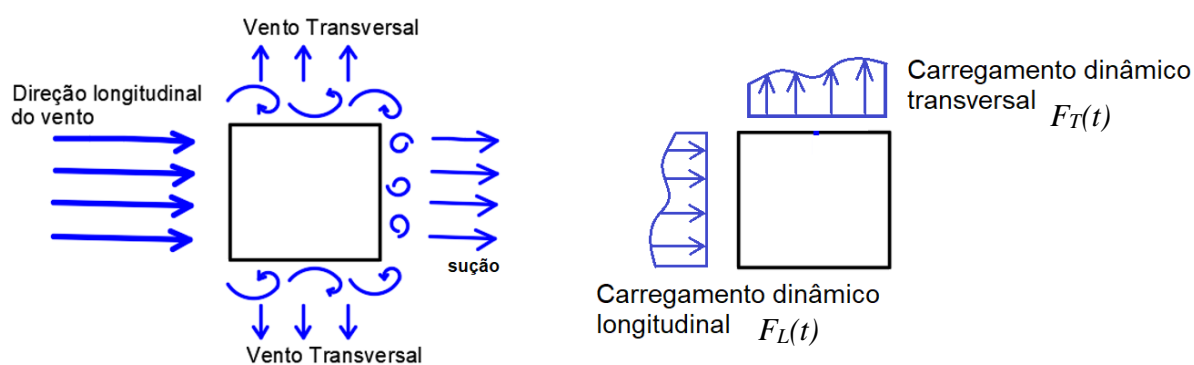


Figura 64 – Ações do vento sobre uma edificação.

4.3 Túnel de vento: monitoração experimental

Com o objetivo de demonstrar os conceitos relacionados às análises dinâmicas das estruturas, principalmente relacionados com as vibrações transversais, foi desenvolvido no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGE CIV) da Faculdade de Engenharia (FEN) da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ) a construção de um pequeno túnel de vento, com fins didáticos, no qual é possível simular a ação dinâmica do vento em maquetes que representam edifícios (BASTOS, 2019).

Um túnel de vento é um equipamento cuja função é simular, para estudos, os efeitos do fluxo do ar e seus movimentos no entorno de objetos sólidos colocados em seu interior. Basicamente é composto por um duto de diâmetro apropriado (túnel) por onde o ar flui contornando o objeto testado.

O túnel de vento proposto neste estudo (Figuras 65 e 66) foi construído sobre uma base em MDF (Placa de fibra de média densidade), com espessura de 15mm, laterais e teto em acrílico cristal transparente de 5mm de espessura. A seção transversal é constante, com largura e altura iguais a 50cm e seu comprimento igual a 200cm. Em uma das extremidades fica o exaustor, com diâmetro igual a 50cm, com potência de 750W, que produz um fluxo de ar igual a 6800 l/minuto, induzindo ventos dentro do respectivo túnel com velocidades de até 7,5 m/s². Na extremidade oposta, é posicionada a colmeia construída com tubos de PVC com 40mm de diâmetro, com a função de uniformizar a entrada de ar (Figura 67).

O modelo proposto é facilmente construído e de baixo custo. Foi montado sobre uma bancada nivelada, utilizando-se esquadros e gabaritos para garantir a precisão. As peças foram unidas com cola instantânea (adesivo universal) e cola quente.



Figura 65 – Túnel de vento construído.

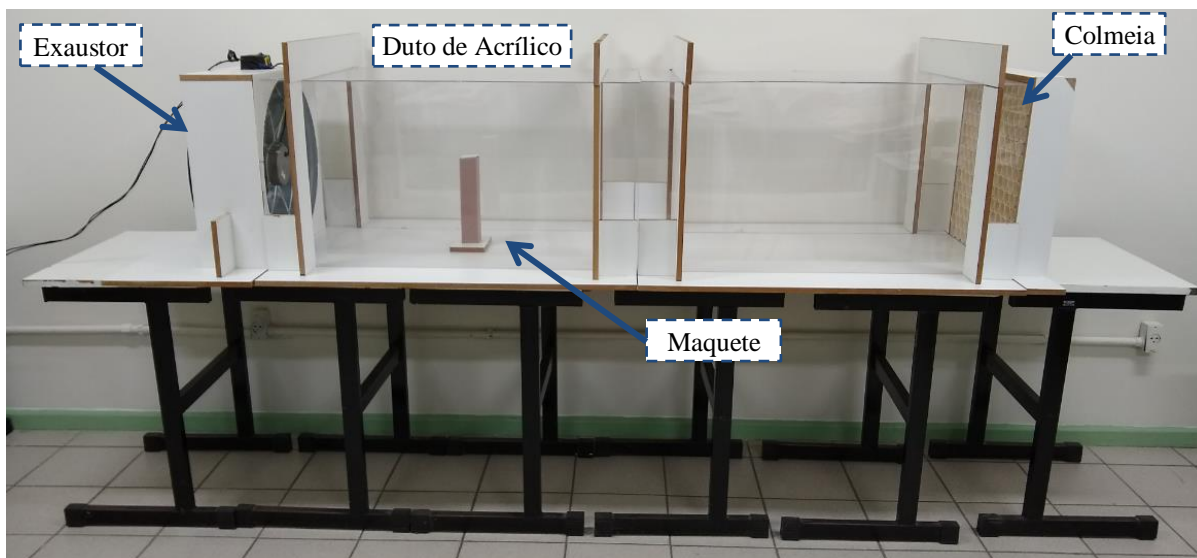
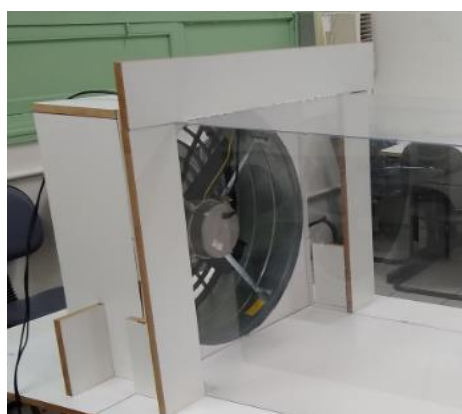


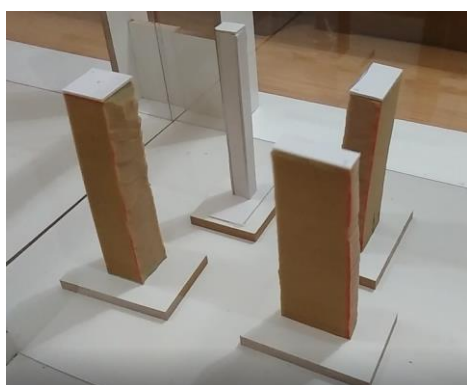
Figura 66 – Detalhes do túnel de vento.



a) Exaustor



b) Colmeia



c) Maquetes em conjunto



d) Maquete Isolada

Figura 67 – Peças do túnel de vento construído.

As maquetes, modelos estruturais em escala reduzida, são submetidas, dentro do túnel de vento, a ação do vento e as respostas dinâmicas são captadas através de filmagens e posteriormente analisadas mediante o uso de softwares específicos. Assim, é possível avaliar os tipos de vibrações, deslocamentos e acelerações ao longo do tempo a que as maquetes são submetidas (EWINS, 1984). Em especial, é possível observar com clareza que os deslocamentos transversais provocados nas maquetes são maiores quando comparados com os deslocamentos na direção do vento, comportamento esse devido em parte aos desprendimentos de vórtices (HOLMES, 2014).

As maquetes podem ser construídas utilizando diversos materiais: isopor, madeira, MDF, dentre outros. Neste estudo são apresentados os resultados obtidos na monitoração experimental de uma maquete confeccionada com espuma de alta densidade (Figura 68). A primeira maquete investigada possui seção transversal quadrada de lado igual a 5cm e altura igual a 25 cm, desta forma há uma relação de medidas iguais a 1:1:5 (largura x profundidade x altura). No topo da maquete é colada uma lâmina de PVC e um pequeno ponto é marcado com caneta na região central, de onde os movimentos são captados pelas filmagens a serem realizadas.

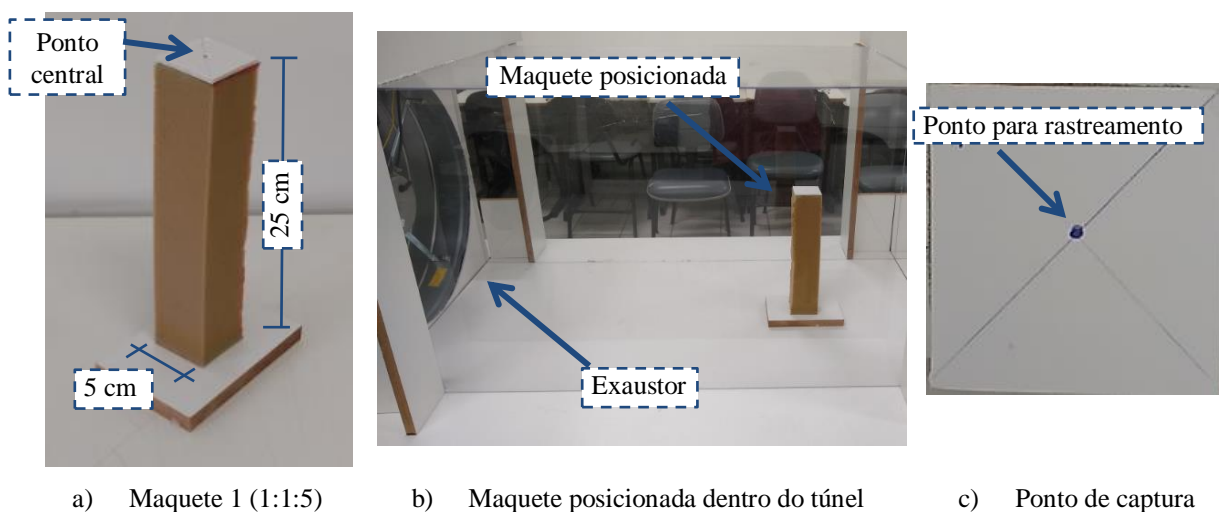


Figura 68 – Maquete 1 - Construída em espuma de alta densidade.

O ensaio consiste em ligar o exaustor, gerando um fluxo de vento dentro do túnel com a maquete já posicionada na região central do duto. Uma câmera de vídeo é apoiada no teto do túnel de vento, exatamente sobre a maquete, focalizando o ponto marcado com caneta. Neste ensaio, a câmera de vídeo utilizada foi a de um aparelho celular, cuja capacidade de captura é de 60 frames por segundo.

A maquete é deixada vibrar sobre a ação do vento por um período igual a 90 segundos. O arquivo de vídeo é gravado em formato digital e transferido para o computador. Com base na utilização do software TRACKER (BROWN, 2009), o processamento da imagem é realizado gerando a construção de tabelas e gráficos de deslocamento no tempo do ponto capturado (Figura 69).

O software utilizado TRACKER (BROWN, 2009) é uma ferramenta gratuita de análise e modelagem de vídeo construída no *framework Java Open Source Physics* (OSP). O aplicativo é projetado para ser usado no ensino de física, dentre as potencialidades deste programa, destacam-se a preparação rápida de gráficos a partir de dados obtidos através do rastreamento em vídeo do objeto investigado.

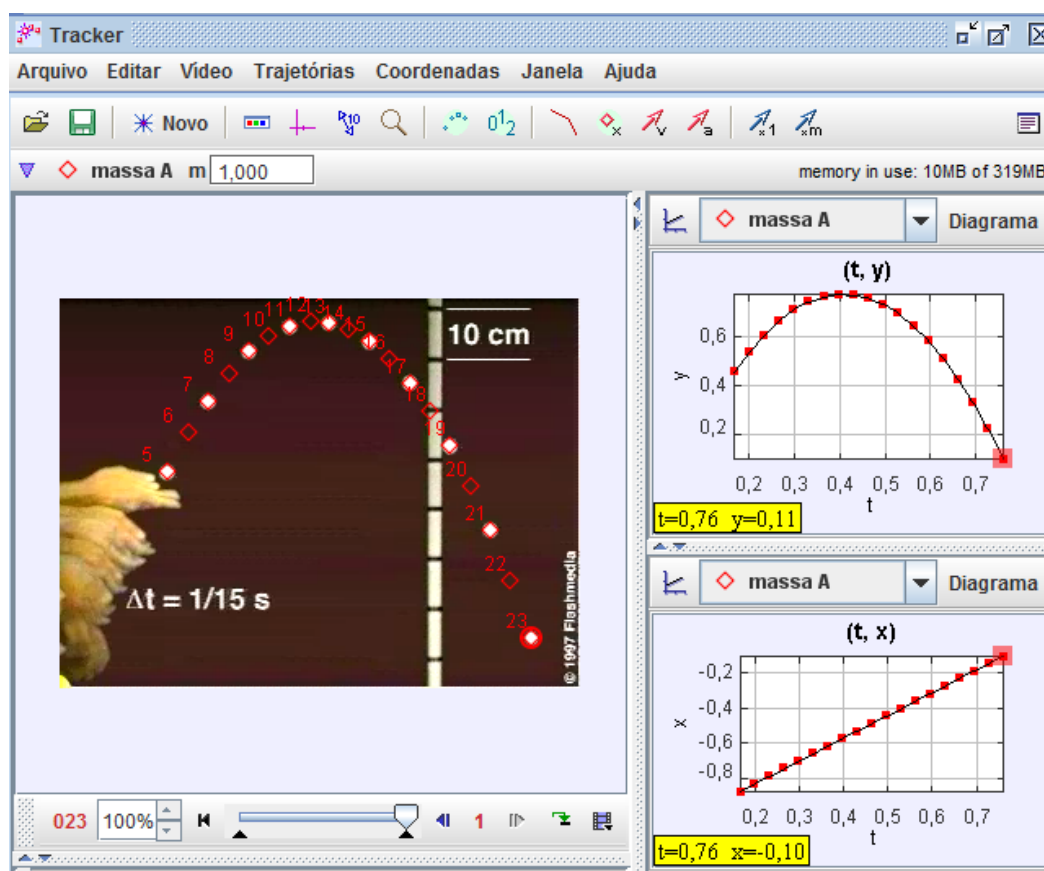


Figura 69 – Software TRACKER.

Ao iniciar o experimento, o usuário deve realizar a calibração da escala e definir a origem dos eixos cartesianos. O rastreamento da posição do objeto em estudo ao longo do vídeo é realizado automaticamente pelo programa TRACKER (BROWN, 2009) (Figura 70), que analisa *frame* por *frame*, marcando as coordenadas cartesianas do ponto determinado.

Ao final do rastreamento, uma tabela de posições cartesianas (x e y) do ponto investigado, frame a frame, é disponibilizada. Neste ensaio, sabendo-se que a filmagem foi realizada a uma definição de 60 frames por segundo, o intervalo de tempo entre medições é igual a 0,016 segundos, fornecendo uma excelente precisão. A tabela de dados gerada é então exportada para o software EXCEL para confecção de gráficos e tratamento estatístico dos valores obtidos, facilitando o estudo.

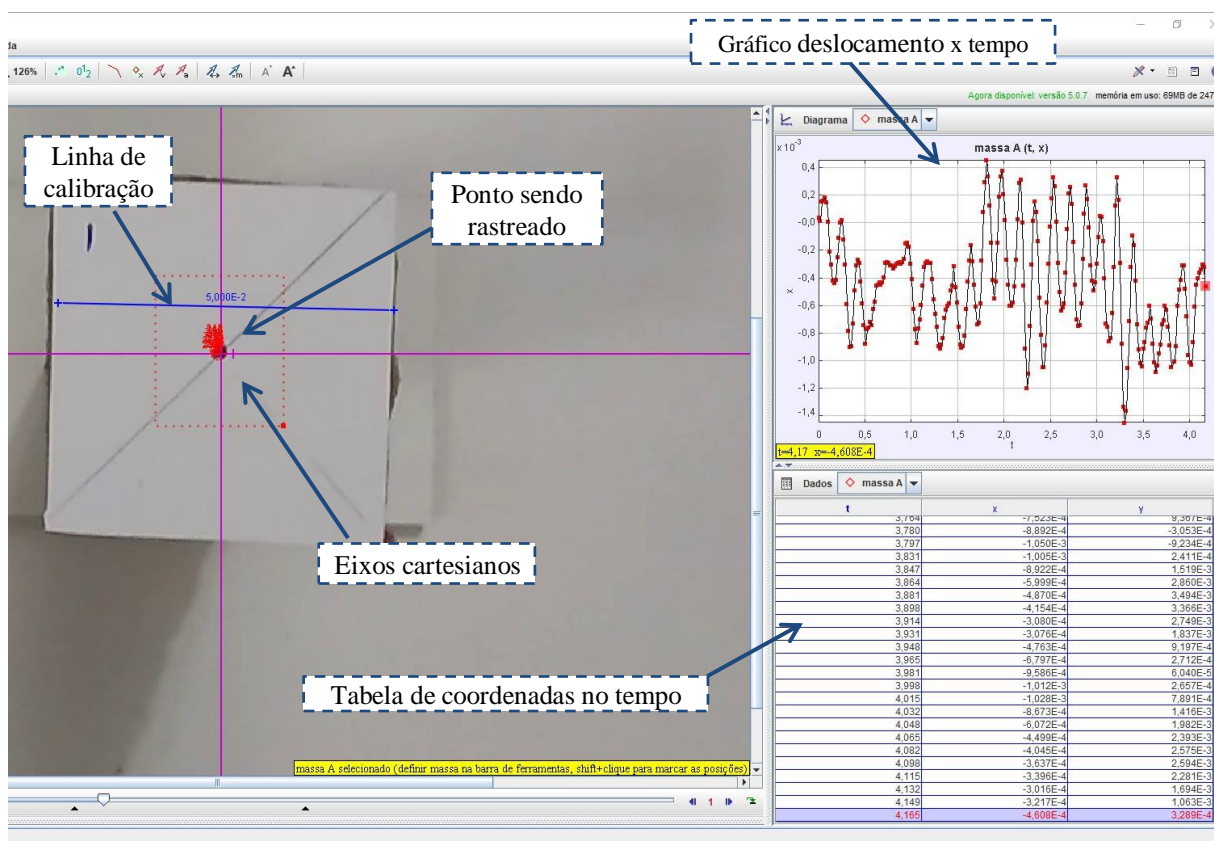
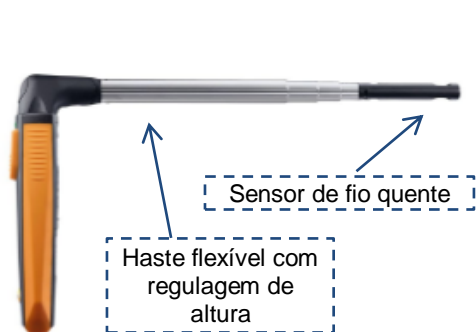


Figura 70 – TRACKER realizando o rastreamento da seção selecionada para análise.

Com a finalidade de medir a velocidade do vento dentro do túnel pode-se utilizar um anemômetro de fio quente (Figura 71). Neste trabalho, foi utilizado o Anemômetro Térmico modelo 405i, fabricado pela Testo, cuja resolução é de 0,1m/s, captando velocidades até 30m/s. Sua haste (antena) tem regulagem de comprimento, sendo

possível a medição em diversas alturas. A velocidade do vento é capturada e transmitida via *bluetooth* diretamente para um aplicativo no celular, cujo sinal obtido pode ser exportado para o computador.



a) Anemômetro Testo 405i



b) Anemômetro posicionado no Túnel de Vento

Figura 71 – Anemômetro de fio quente utilizado na investigação.

4.3.1 Túnel de vento: monitoração experimental - Maquete 1

O primeiro ensaio experimental, monitorando a maquete de proporções geométricas iguais a 1:1:5 (5cm x 5 cm x 25 cm), forneceu resultados de deslocamentos e acelerações ao longo do tempo. A Figura 72 ilustra o deslocamento na direção longitudinal (paralela ao fluxo de vento), considerando 90 segundos de ensaio. É possível verificar o objeto em repouso no início do experimento e, após o acionamento do exaustor, perceber o caráter vibratório dos movimentos provocados pela ação do vento. É interessante observar que a maquete sofre um deslocamento permanente na direção do fluxo do vento, próximo de 7,5mm, sendo esta consequência da parcela estática do vento e, em torno deste deslocamento médio, surgem os movimentos vibratórios provocados pela parcela flutuante do vento.

Os movimentos obtidos no topo da maquete, na direção transversal ao fluxo de vento, são apresentados na Figura 73. É relevante verificar que a maquete investigada vibra transversalmente em torno da origem, apresentando nesta direção apenas um caráter flutuante.

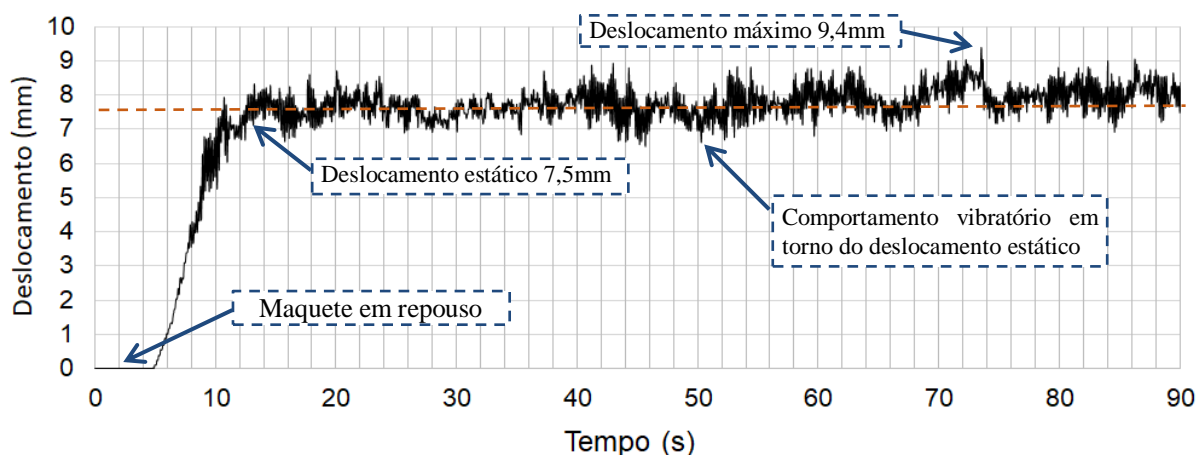


Figura 72 – Deslocamentos translacionais horizontais do topo da maquete na direção da ação longitudinal do vento.

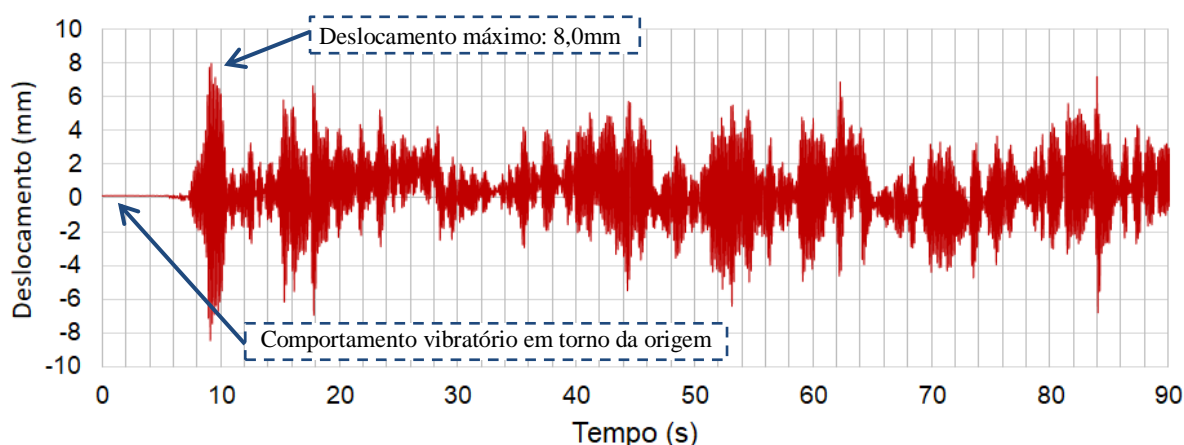


Figura 73 – Deslocamentos translacionais horizontais do topo da maquete na direção da ação transversal do vento.

Objetivando comparar os movimentos em ambas as direções investigadas, a Figura 74 destaca os deslocamentos obtidos num trecho de 80 segundos de ensaio. Desta forma, pode-se observar a diferença de comportamento da maquete frente à ação do vento. Apesar do deslocamento médio na direção longitudinal ser superior ao deslocamento médio na transversal, as amplitudes dos deslocamentos transversais são maiores. A magnitude desta diferença pode ser compreendida calculando-se o desvio padrão de ambos os sinais obtidos. Na direção longitudinal, o desvio padrão é igual a 0,42mm, enquanto na direção transversal, este valor é de 1,83mm, portanto, a direção transversal possui o desvio padrão 4,36 vezes maior que a direção longitudinal. Este comportamento estrutural é relevante e deve ser enfatizado, demonstrando que o caráter vibratório da estrutura é muito maior na direção transversal ao fluxo do vento.

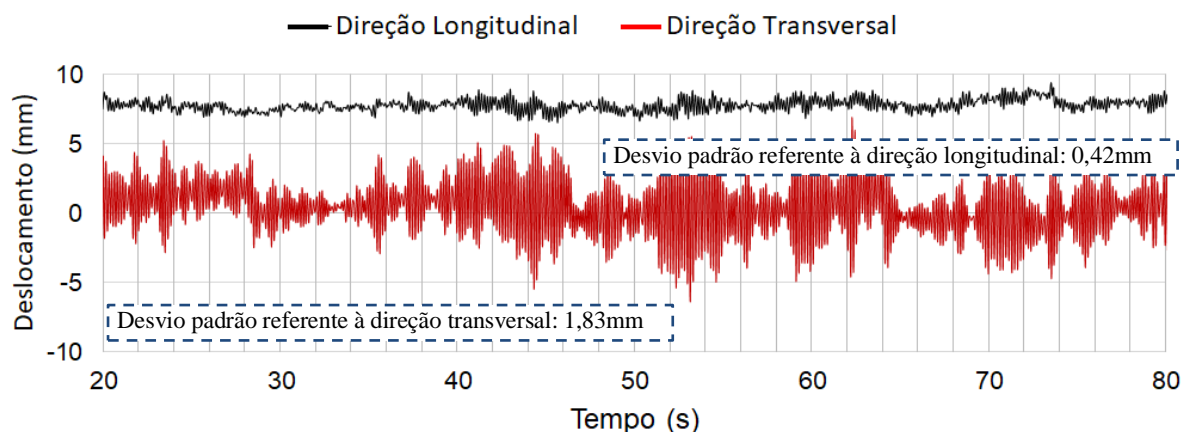


Figura 74 – Deslocamentos translacionais no topo da maquete nas direções longitudinal e transversal da ação do vento.

Com o intuito de avaliar os conceitos acerca do conforto humano em edifícios altos sujeitos a ação do vento, pode-se obter, a partir dos deslocamentos, as acelerações no topo da edificação. A Figura 75 ilustra os resultados das acelerações em ambas as direções investigadas. É possível perceber claramente que a vibração transversal à direção do vento provoca acelerações bem mais significativas. As acelerações da direção longitudinal do vento possuem um desvio padrão igual a $0,47\text{m/s}^2$ e na direção transversal igual a $2,65\text{ m/s}^2$, portanto, 5,61 vezes maior.

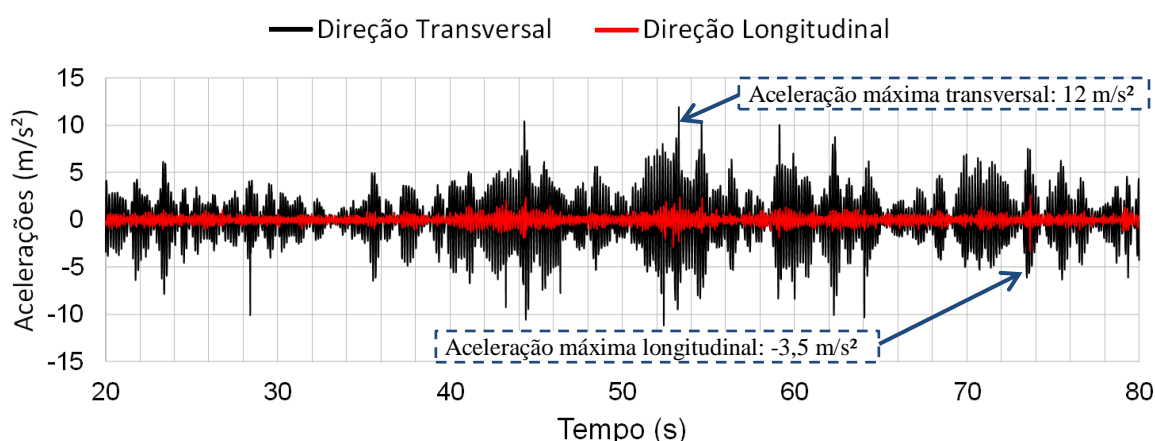


Figura 75 – Acelerações determinadas no topo da maquete referente às direções longitudinal e transversal.

Os resultados obtidos evidenciaram o caráter vibratório das respostas captadas em função da ação do vento. Na avaliação da Maquete 1, foi possível verificar que a resposta longitudinal ficou abaixo da resposta transversal, em termos de valores quantitativos, evidenciando a complexidade do comportamento dinâmico do sistema.

4.3.2 Túnel de vento: monitoração experimental - Maquete 2

Além da monitoração do Modelo 1:1:5, apresentada no item anterior, outras maquetes reduzidas foram confeccionadas e ensaiadas experimentalmente. A próxima a ser apresentada, Maquete 2, possui proporções geométricas igual a 1:2:5 (5cm x 10 cm x 25 cm), conforme Figura 76, e foi ensaiada considerando o vento longitudinal a 0° e 90° .

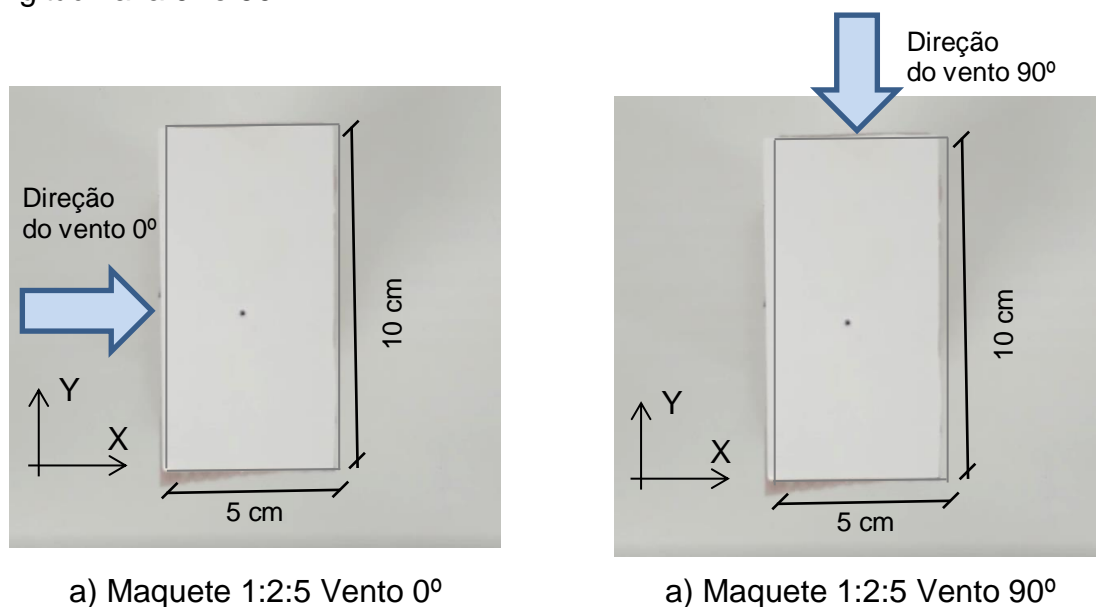


Figura 76 – Maquete 2 - 1:2:5 – Direções do vento nos ensaios.

Considerando o vento longitudinal a 0° , incidindo diretamente sobre a maior fachada, o deslocamento máximo encontrado foi na direção longitudinal ao vento, igual a 7,2mm (Figura 77). Quando o vento atua a 90° , sobre a menor fachada, o deslocamento longitudinal máximo encontrado é de apenas 0,97mm. A parcela média do deslocamento longitudinal é preponderante quando o vento atua na maior fachada, média igual a 6,7 mm, enquanto a média encontrada a vento 90° é de apenas 0,81 mm. Esses resultados evidenciam que em relação a deslocamentos médios é preponderante a ação do vento sobre a maior fachada (maior coeficiente de arrasto).

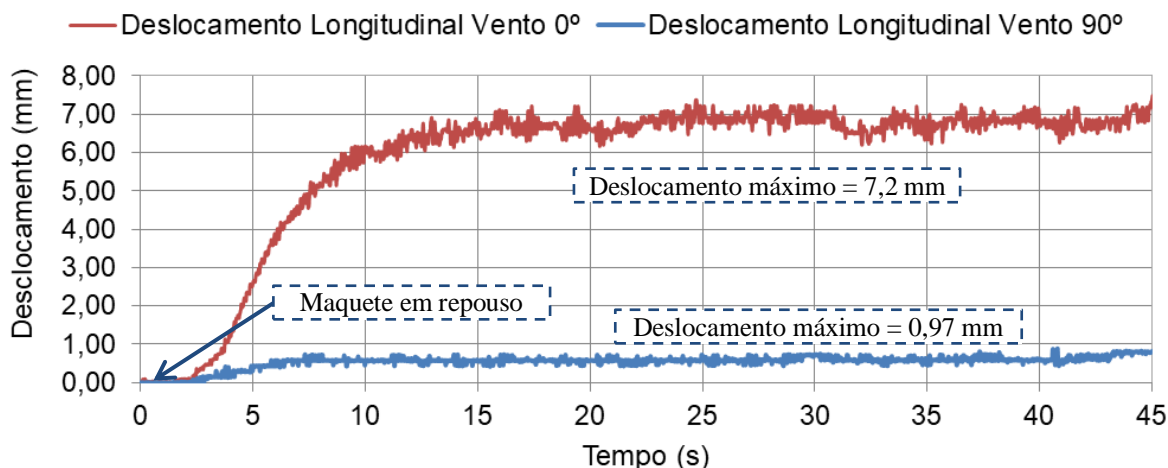


Figura 77 – Deslocamentos longitudinais Maquete 2 (1:2:5).

Os deslocamentos transversais, por sua vez, oscilam sobre a origem, com parcela média igual a 0, indicando o caráter vibratório flutuante sem parcela estática. Observando a Figura 78, fica evidente que o deslocamento transversal quando o vento age a 90° , valor máximo igual a 1,81 mm, é muito superior ao deslocamento transversal com vento atuando a 0° (máximo igual a 0,58mm), uma superioridade de 212 %.

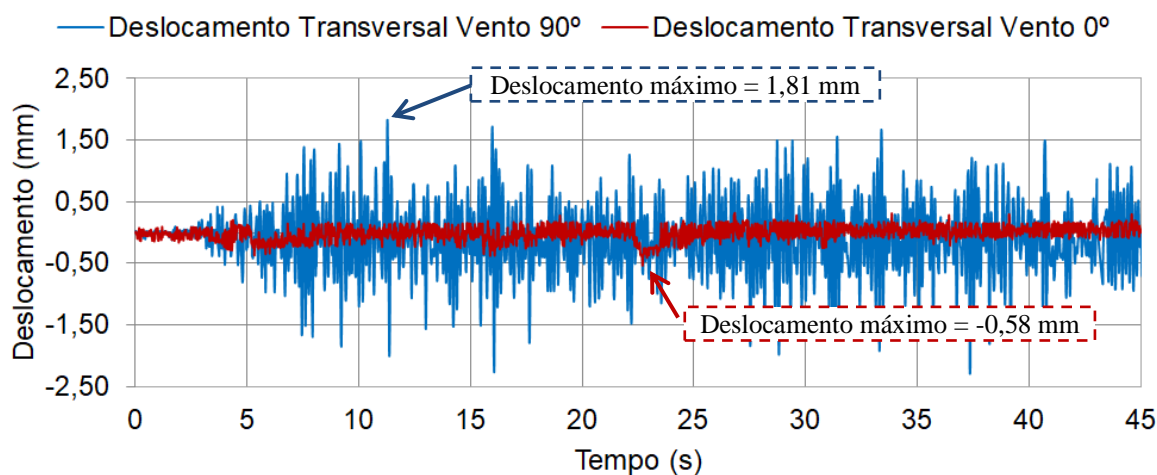


Figura 78 – Deslocamentos transversais Maquete 2 (1:2:5).

Ao analisar somente as parcelas flutuantes dos deslocamentos, com o vento agindo a 0° (Figura 79) sobre a maior fachada, o desvio padrão dos deslocamentos longitudinais é igual a 0,22mm enquanto o desvio padrão dos deslocamentos transversais é igual a 0,11mm, indicando que o efeito transversal não é preponderante quando o vento age na maior fachada.

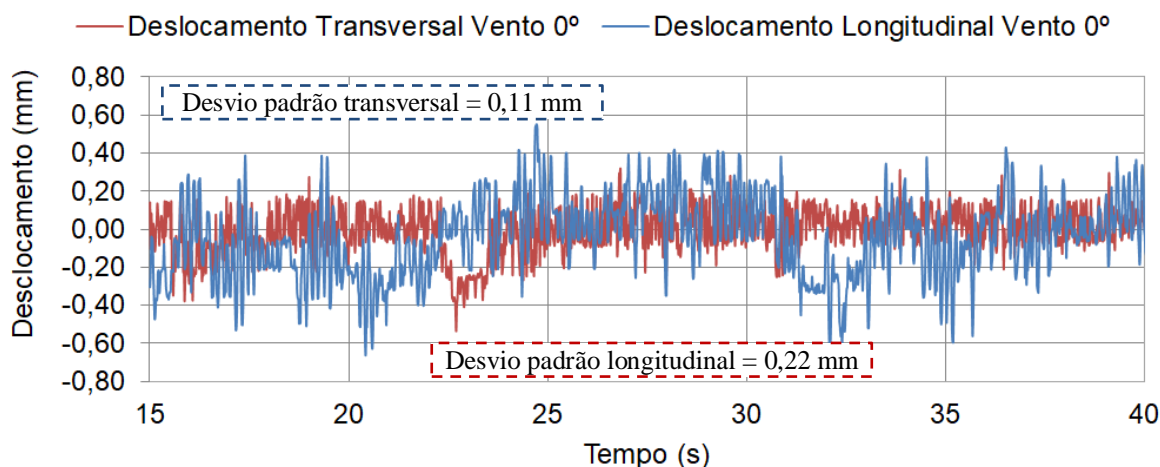


Figura 79 – Deslocamentos somente parcela flutuante Vento 0° - Maquete 2(1:2:5).

Porém, tal comportamento se inverte quando o vento age longitudinalmente sobre a menor fachada, neste caso a 90°. O desvio padrão dos deslocamentos transversais é igual a 0,58mm, enquanto o desvio padrão dos deslocamentos longitudinais, considerando somente a parcela flutuante, é de apenas 0,08mm (Figura 80). Nesta situação, o desvio padrão transversal [0,58mm], é superior também ao desvio padrão dos deslocamentos longitudinais encontrados quando o vento age a 0° [0,22mm], indicando ser 163% superior.

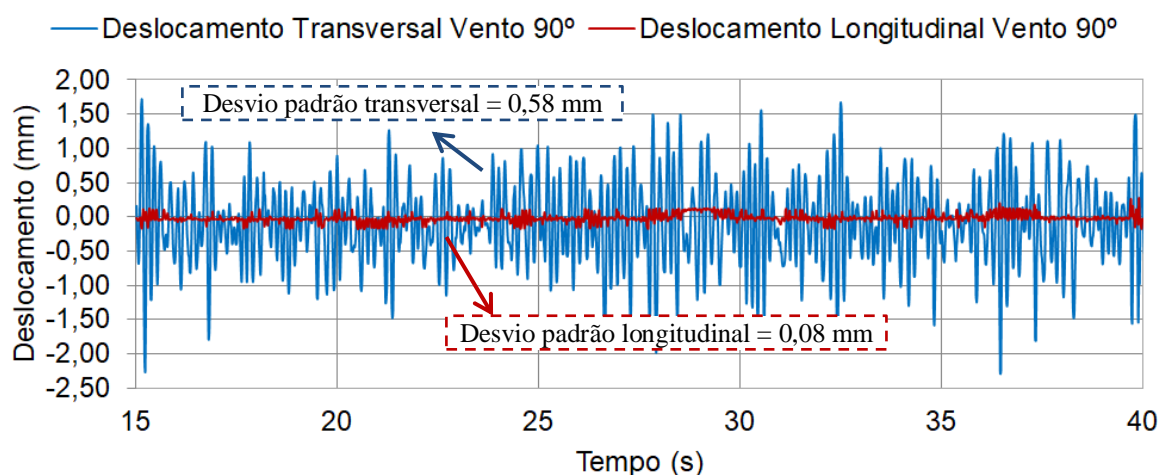


Figura 80 – Deslocamentos somente parcela flutuante Vento 90° - Maquete 2 (1:2:5).

A partir dos deslocamentos no domínio do tempo é possível obter as acelerações monitoradas no topo da maquete. Quando o vento age a 0° (Figura 81), o pico máximo da aceleração na direção transversal é igual a 2,7 m/s², enquanto na direção longitudinal é igual a 1,7 m/s². Portanto, a aceleração máxima transversal é 59% superior à aceleração longitudinal.

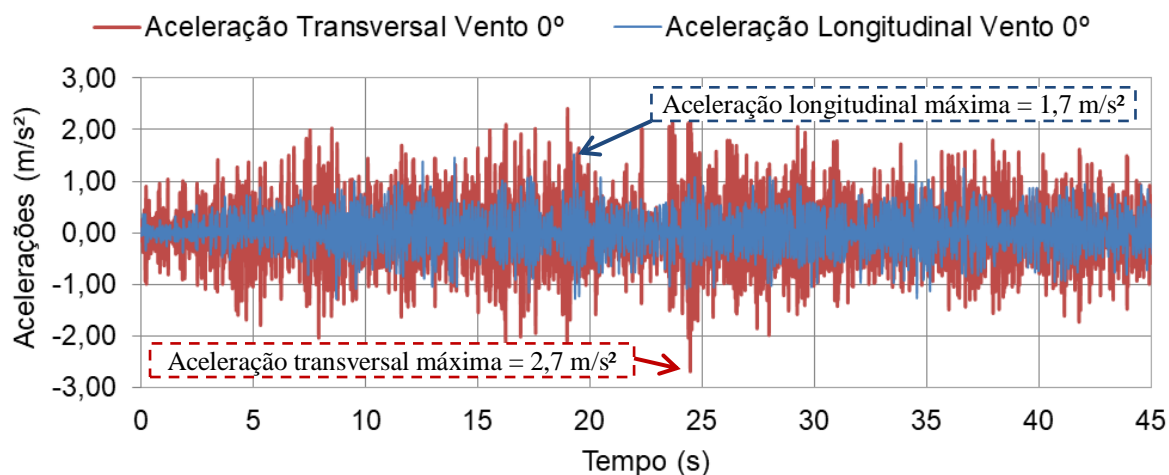


Figura 81 – Acelerações Vento 0° - Maquete 2 (1:2:5).

O comportamento vibratório transversal fica mais perceptível ao se analisar as acelerações quando o vento age a 90° (sob a menor fachada). Observando a Figura 82, fica evidente a magnitude da aceleração transversal. O máximo da aceleração transversal [6,0 m/s²] é 566% superior ao pico da aceleração longitudinal [0,9 m/s²].

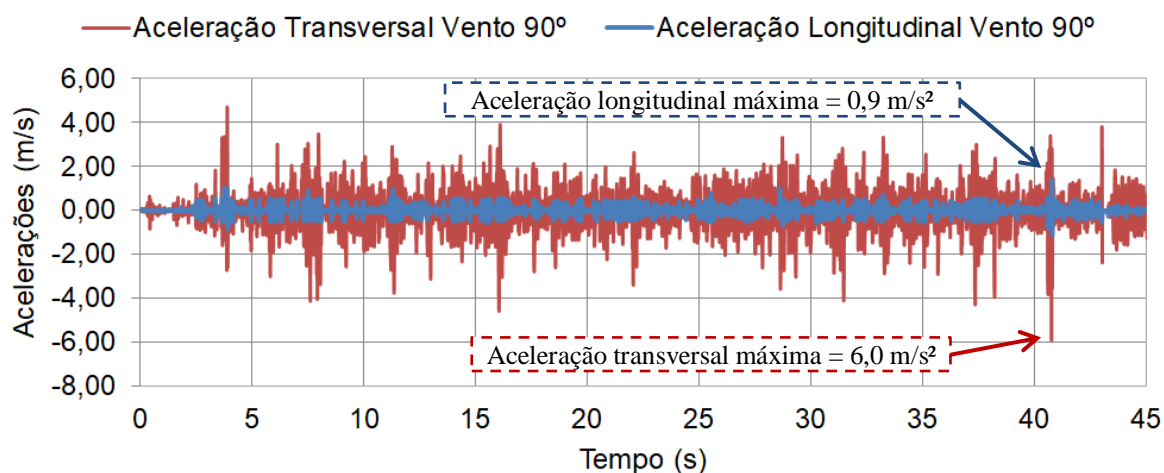


Figura 82 – Acelerações Vento 90° - Maquete 2 (1:2:5).

Portanto, o estudo dos resultados da Maquete 2 indicam a relevância do efeito transversal da ação do vento no que diz respeito às acelerações obtidas. As acelerações máximas obtidas, nas duas direções de vento analisadas, foram as acelerações transversais, 6,0 m/s² [vento 90°] e 2,7 m/s² [vento 0°], superiores às acelerações longitudinais, 1,7 m/s² [vento 0°] e 0,9 m/s² [vento 90°].

4.3.3 Túnel de vento: monitoração experimental - Maquete 3.

A terceira maquete investigada possui proporções geométricas igual a 1:1,67:10 (3 cm x 5 cm x 30 cm), conforme Figura 83, e foi ensaiada considerando o vento longitudinal a 0° e 90° .

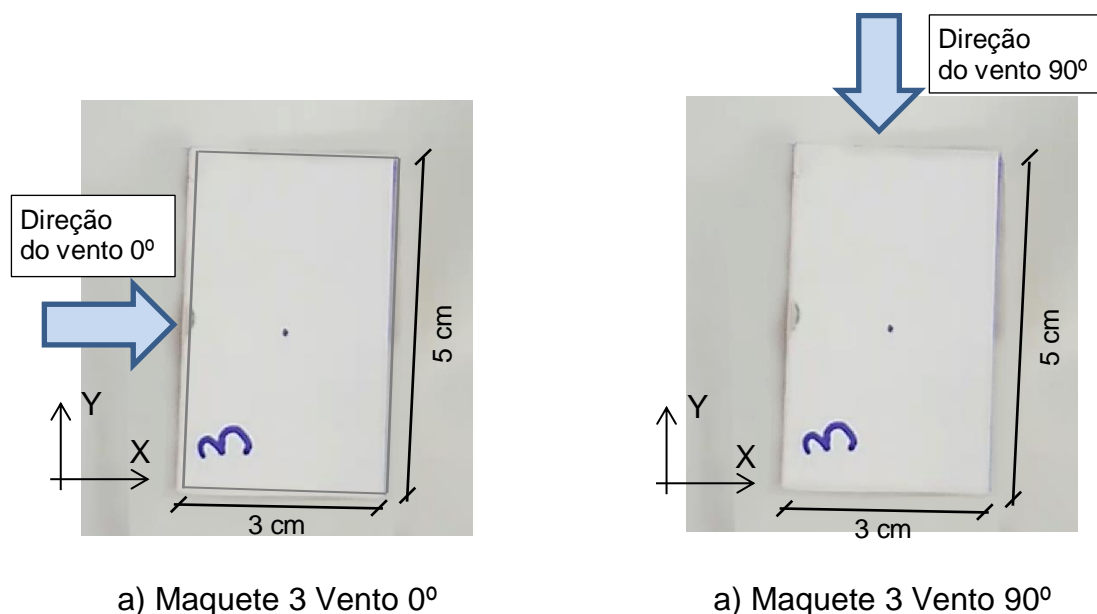


Figura 83 - Maquete 3 (1:1,67:10) - Direções do vento nos ensaios.

A Maquete 3 possui a característica da relação de altura versus a menor dimensão ser igual 10 e, portanto, ter uma elevada esbelteza. Os deslocamentos longitudinais obtidos com o vento igual a 0° , aplicados sobre a maior fachada, foram elevados, com deslocamento máximo igual a 38,0 mm, enquanto o deslocamento longitudinal máximo é igual a 9,0 mm quando o vento age a 90° (Figura 84).

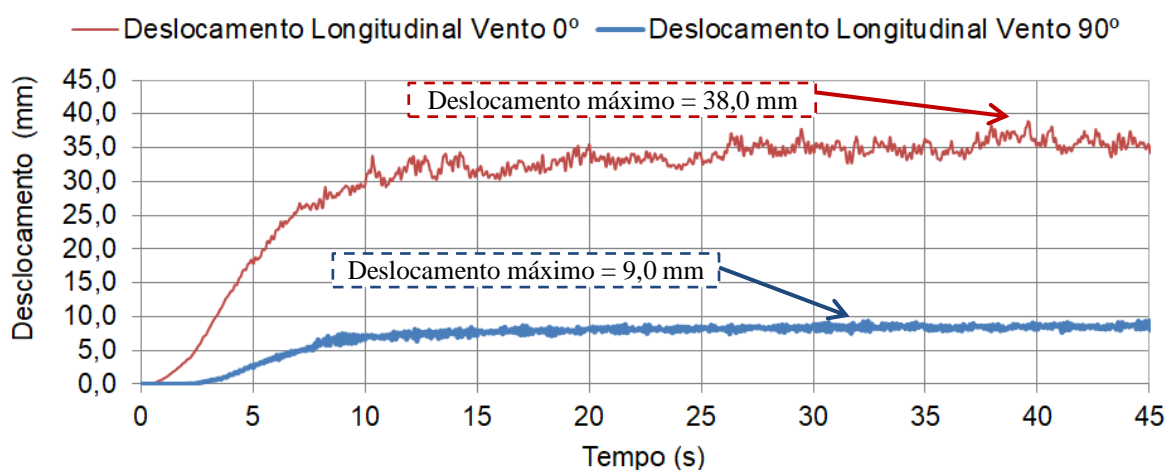


Figura 84 – Deslocamentos longitudinais Maquete 3 (1:1,67:10).

Os deslocamentos transversais obtidos na Maquete 3 podem ser observados na Figura 85, e pode-se novamente perceber o caráter vibratório em torno da origem, com média igual a zero. O deslocamento máximo transversal é obtido quando o vento age a 90° (agindo sobre a menor fachada), igual a 8,40mm, enquanto o deslocamento transversal é igual a 3,8mm quando o vento atua sobre a maior fachada (vento a 0°).

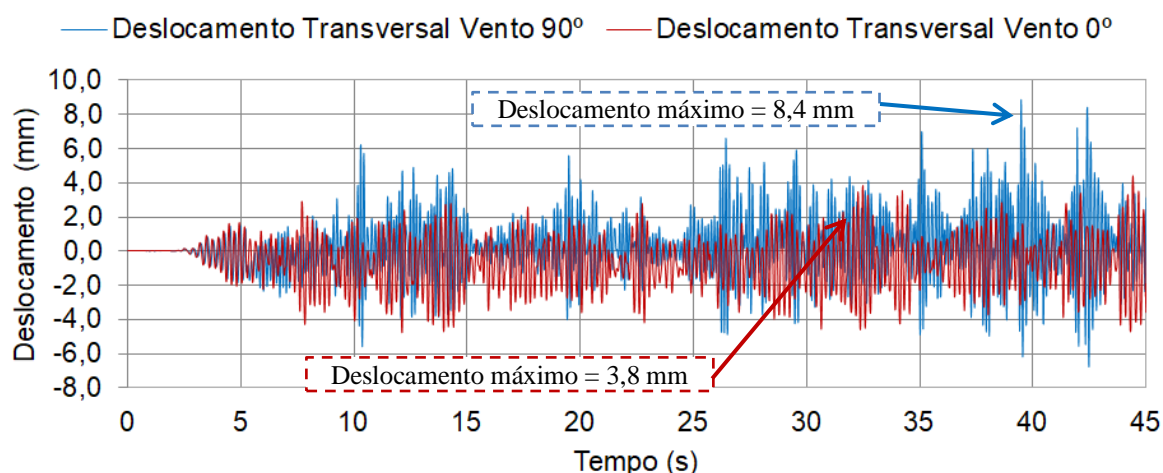


Figura 85 – Deslocamentos transversais Maquete 3 (1:1,67:10).

As acelerações obtidas quando o vento age a 0° sobre a Maquete 3 são ilustradas na Figura 86. É possível perceber que as acelerações transversais se sobrepõem em relação as acelerações longitudinais. A aceleração transversal máxima [$7,1 \text{ m/s}^2$] é 322% superior a aceleração longitudinal máxima [$2,2 \text{ m/s}^2$] quando o vento age a 0° .

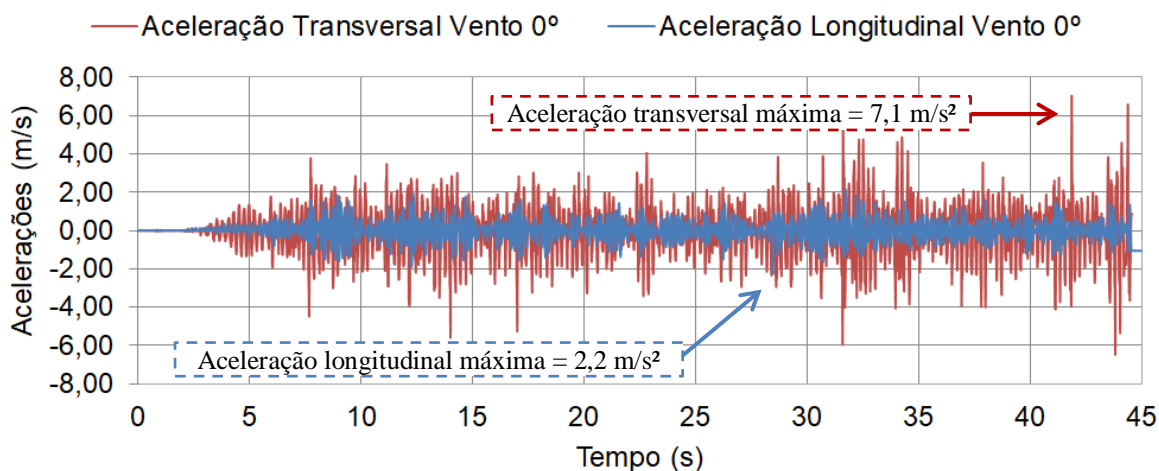


Figura 86 – Acelerações Vento 0° - Maquete 3 (1:1,67:10).

As acelerações quando o vento atua longitudinalmente sobre a menor fachada (vento a 90°) são apresentadas na Figura 87. A aceleração máxima transversal é igual a $14,1 \text{ m/s}^2$ e a aceleração longitudinal é igual a $3,4 \text{ m/s}^2$. A resposta transversal é, neste caso, 414 % maior que a resposta longitudinal.

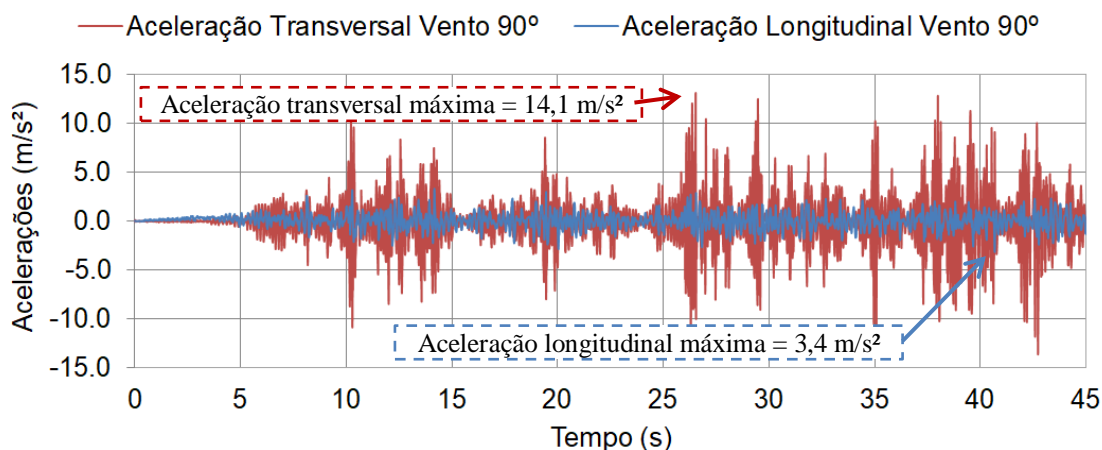


Figura 87 – Acelerações Vento 90° - Maquete 3 (1:1,67:10).

A investigação da Maquete 3 evidenciou novamente a importância do efeito transversal da ação do vento no que diz respeito às acelerações máximas obtidas nas duas direções de vento analisadas. Com isso, destaca-se que as acelerações transversais $14,1 \text{ m/s}^2$ [vento 90°] e $7,1 \text{ m/s}^2$ [vento 0°] foram superiores as acelerações longitudinais, $3,4 \text{ m/s}^2$ [vento 90°] e $2,2 \text{ m/s}^2$ [vento 0°].

4.4 Considerações finais

Considerando que os modelos reduzidos possuem características e comportamentos semelhantes aos edifícios reais, torna-se possível obter resultados qualitativos semelhantes. Apreciando os valores encontrados nas monitorações utilizando o túnel de vento experimental, é possível constatar a relevância dos efeitos transversais da ação do vento no que se refere às acelerações e aos deslocamentos, evidenciando a complexidade do comportamento dinâmico do sistema.

Torna-se, então, um desafio realizar simulações computacionais que representem as ações do vento simultaneamente nas duas direções, longitudinal (*along-wind*) e transversal (*cross-wind*). Com o objetivo de suprir essa dificuldade, no próximo capítulo será apresentada uma nova metodologia de geração de carregamentos da ação do vento, desenvolvida a partir de avaliação de dados obtidos experimentalmente em túnel de vento, disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio.

5 MÉTODO DA REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL MODIFICADO (MRE-M)

5.1 Considerações iniciais

Conforme abordado no capítulo anterior, a modelagem numérica do vento no que diz respeito aos carregamentos transversais é um desafio, pois nem sempre é possível utilizar carregamentos de ventos obtidos em bancos de dados de túneis de vento devido às limitações das proporções geométricas disponíveis [ver capítulo 3].

Com o objetivo de vencer esse desafio, a proposta deste capítulo é apresentar uma nova metodologia para simulação da ação do vento nas estruturas, com base também na representação espectral, porém acrescentando cargas de vento na direção transversal, via emprego de coeficientes determinados através de dados obtidos em ensaios experimentais em túneis de vento, disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio (ver seção 3.3).

5.2 Hipóteses simplificadoras

Com base no desenvolvimento da pesquisa, é necessário destacar quais hipóteses simplificadoras foram adotadas para a construção da metodologia proposta, apresentadas a seguir:

- Com referência à geração das cargas dinâmicas do vento, os resultados de pressão utilizados para desenvolvimento da metodologia proposta foram obtidos via banco de dados [TPU-DB], através de ensaios em túnel de vento com a modelos aerodinâmicos (rígidos). Não é levada em consideração a deformação da estrutura e, portanto, a interação fluido-estrutura;
- Apesar das pressões de vento serem variáveis ao longo das fachadas dos edifícios, os coeficientes propostos neste estudo foram obtidos através das médias das pressões ao longo das faces monitoradas nos túneis de vento;
- Com referência à geração das cargas dinâmicas do vento na direção transversal (*cross-wind*) é utilizado o espectro de potência de Kaimal, com base na avaliação do vento longitudinal;
- Os coeficientes são determinados utilizando a quantidade de proporções geométricas disponíveis na plataforma da Universidade Politécnica de Tóquio [TPU-DB].

5.3 Metodologia de análise desenvolvida

Com intuito de simular o efeito do vento sobre as edificações, levando-se em consideração os efeitos longitudinal e transversal simultaneamente, será apresentada nesta seção uma nova metodologia, denominada de Método da Representação Espectral Modificado (MER-M).

A presente metodologia consiste em gerar os carregamentos de forças devido ao vento com base na formulação matemática do Método da Representação Espectral (MRE), já descrito no Capítulo 1 desta tese, porém com algumas modificações, incluindo na análise da resposta as cargas de vento atuantes na direção transversal do edifício.

Deste modo, o MRE-M consiste na simulação da ação das cargas de vento longitudinais (F_L) e transversais (F_T), mediante uso da formulação do MRE, com base na majoração das cargas dinâmicas finais mediante emprego de coeficientes determinados através de dados obtidos em ensaios experimentais em túneis de vento, disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio (ver seção 2.1).

A simulação da ação das cargas de vento longitudinais (F_L) é realizada através do uso da formulação do Método da Representação Espectral (MRE) [Equações (1) a (17)], a partir da majoração das cargas dinâmicas finais por um coeficiente γ_3 (ver Figura 88), levando em consideração as cargas de vento de sucção que são geradas sobre fachada oposta à aplicação do vento.

Por outro lado, o efeito da ação transversal do vento (F_T) é simulado através do MRE-M, considerando somente a parcela flutuante do vento (parcela dinâmica), tendo em mente que a velocidade média do vento é igual a zero (parcela estática nula), e que as cargas dinâmicas finais são majoradas com base no coeficiente γ_1 (ver Figura 88), quando considera-se o vento agindo transversalmente sobre a menor fachada da estrutura, ou γ_2 , quando a maior fachada do edifício é analisada (ver Figura 88).

Essa nova metodologia se justifica pelo fato do Método da Representação Espectral (MRE) simular com confiabilidade o efeito longitudinal do vento, e portando a ideia central é gerar os carregamentos transversais devido ao vento também baseado na representação espectral, ajustado com coeficientes.

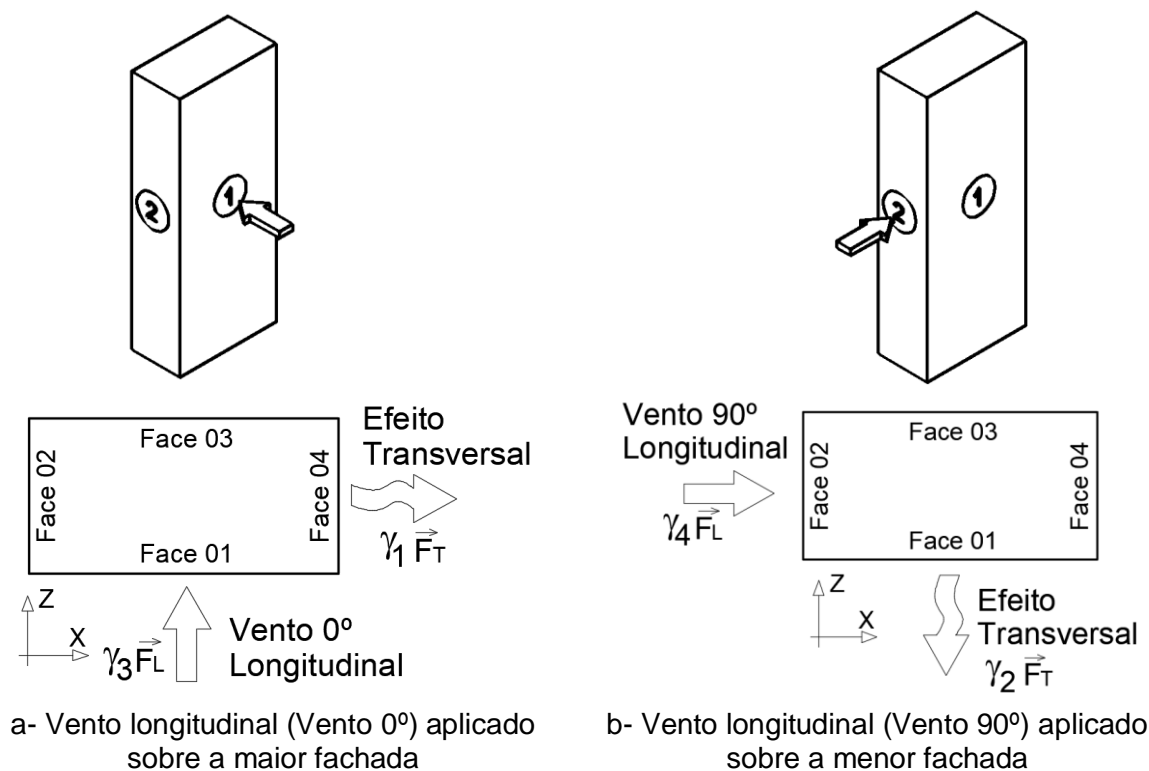


Figura 88 – Direções das cargas dinâmicas de vento e definição dos coeficientes γ (MRE-M)

Os coeficientes γ_1 , γ_2 , γ_3 e γ_4 propostos para a Metodologia da Representação Espectral Modificada (MRE-M) são apresentados na Tabela 3, de acordo com as proporções volumétricas dos modelos estruturais.

Tabela 3 – Coeficientes γ MRE-M

Proporção Volumétrica do Modelo Estrutural (Largura: Comprimento: Altura)	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4
1:1:3	1,60	1,60	1,40	1,40
1:1:4	1,91	1,91	1,49	1,49
1:1:5	2,05	2,05	1,56	1,56
1:2:3	1,80	1,05	1,39	1,12
1:2:4	2,13	1,02	1,39	1,13
1:2:5	2,18	1,16	1,49	1,17
1:3:3	1,69	0,86	1,38	1,05
1:3:4	1,79	1,08	1,47	1,04
1:3:5	1,68	0,96	1,36	1,06

5.4 Determinação dos coeficientes γ MRE-M

Os coeficientes apresentados na Tabela 3 foram determinados através de dados obtidos em ensaios em de túneis de vento, disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio [TPU-DB] (Informações sobre a plataforma já apresentados na seção 2.1 desta tese).

Basicamente, os coeficientes são determinados relacionando as pressões obtidas nas faces transversais ao vento longitudinal com as pressões obtidas quando o vento age diretamente em uma destas faces.

A Figura 89 ilustra como exemplo o valor médio das pressões para o vento longitudinal atuando 0° , agindo diretamente sobre a Face 1, e a Figura 90, para o vento longitudinal a 90° , agindo diretamente sobre a Face 2, obtido com a monitoração experimental de um modelo reduzido de proporções 1:2:5.

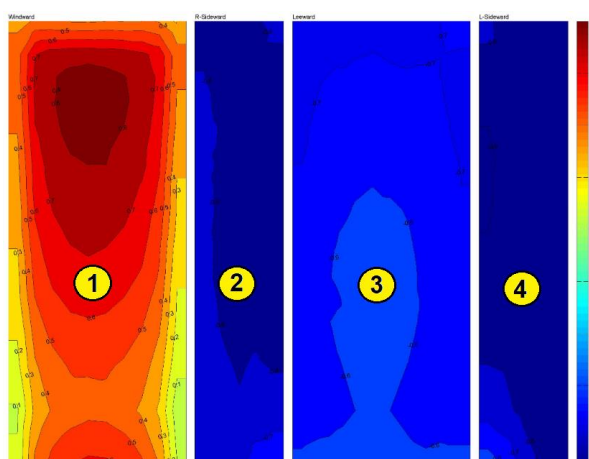


Figura 89 – Pressões de Vento Longitudinal a 0° TPU-DB

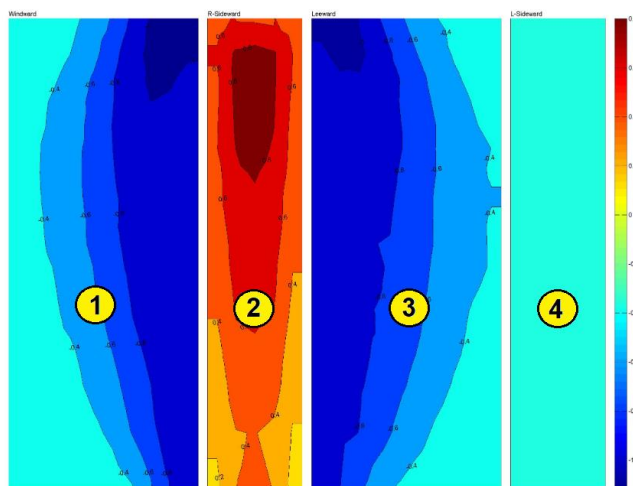


Figura 90 – Pressões de Vento Longitudinal a 90° TPU-DB

Os pontos de pressão instrumentados para o modelo 1:2:5 estão posicionados conforme retrata a Figura 91. As quatro faces são representadas em apenas um plano, divididos por colunas (demarcadas pelas linhas vermelhas). Pode-se observar que o modelo é dividido em várias linhas ao longo da altura e cada linha possui vários pontos de tomada de pressão.

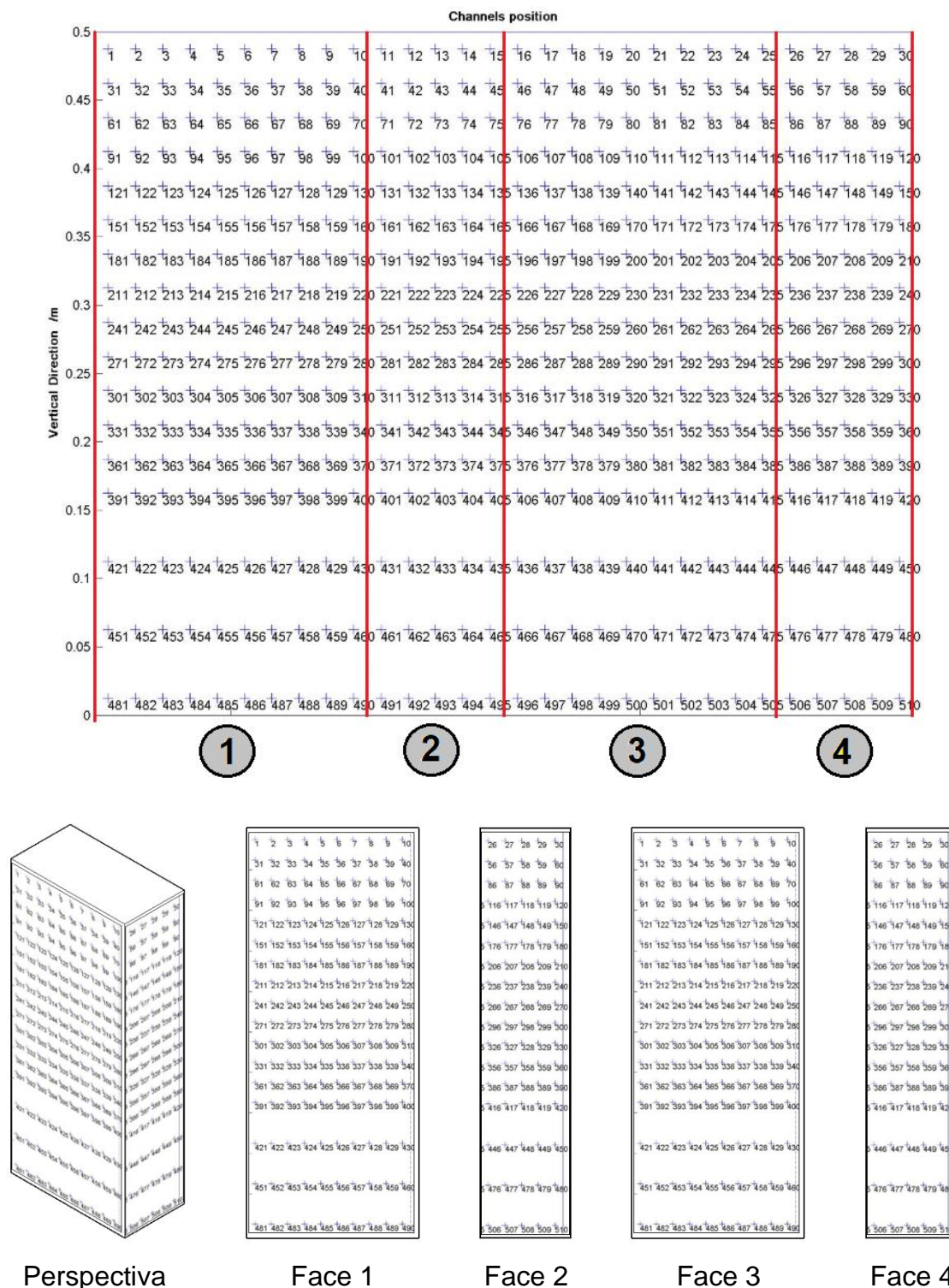
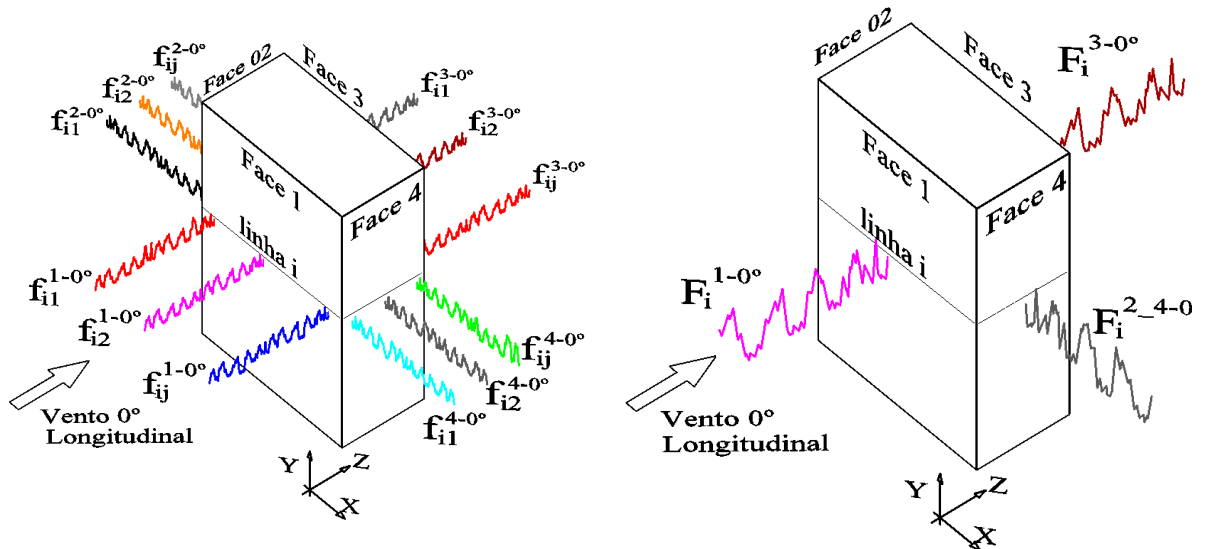


Figura 91 – Pontos de tomadas de pressão para o Modelo 1:2:5

Na Figura 92 são ilustrados os sinais de força para uma linha i de um modelo genérico, quando o vento atua longitudinalmente a 0° . Os vetores $f_{ij}^{1-0^\circ}$, $f_{ij}^{2-0^\circ}$, $f_{ij}^{3-0^\circ}$ e $f_{ij}^{4-0^\circ}$ representam as forças no domínio do tempo aplicadas respectivamente sobre as Faces 1, 2, 3 e 4, considerando o vento longitudinal atuando a 0° .



a- Vetores em cada ponto sobre a linha i b- Vetores resultantes sobre a linha i

Figura 92 – Forças atuando na linha i com vento longitudinal a 0°

Inicialmente, calcula-se os vetores resultantes $F_i^{1-0^\circ}$ aplicados sobre a Face 1 (Figura 92), para cada linha i , de acordo com a Equação 28, que representa o valor da força dinâmica resultante sobre a Face 1 quando o vento atua longitudinalmente a 0° . Onde nc representa o número de colunas em cada face.

$$F_i^{1-0^\circ} = \sum_{j=1}^{nc} f_{ij}^{1-0^\circ} \quad (28)$$

Em seguida, considerando igualmente o vento atuando longitudinalmente a 0° , calcula-se o valor da força dinâmica resultante que atua simultaneamente nas Faces 2 e 4 [$F_i^{2-4-0^\circ}$] conforme a Equação 29. Essa resultante representa o efeito dinâmico transversal na estrutura quando o vento age longitudinalmente a 0° .

$$F_i^{2-4-0^\circ} = \sum_{j=1}^{nc} (f_{ij}^{2-0^\circ} + f_{ij}^{4-0^\circ}) \quad (29)$$

O efeito dinâmico de sucção, que atua na Face 3 (Figura 92), oposta a ação longitudinal do vento, representado pela resultante $F_i^{3-0^\circ}$, em cada linha i , é calculado através da Equação 30.

$$F_i^{3-0^\circ} = \sum_{j=1}^{nc} f_{ij}^{3-0^\circ} \quad (30)$$

A intensidade da parcela dinâmica flutuante de cada resultante [vento 0°] é determinada através dos desvios padrões de cada vetor, de acordo com as Equações 31, 32 e 33, onde o termo dentro da raiz representa a variância do vetor.

$$\sigma_i^{1-0} = \sqrt{\text{var}[F_i^{1-0^\circ}]} \quad (31)$$

$$\sigma_i^{2-4-0^\circ} = \sqrt{\text{var}[F_i^{2-4-0^\circ}]} \quad (32)$$

$$\sigma_i^{3-0^\circ} = \sqrt{\text{var}[F_i^{3-0^\circ}]} \quad (33)$$

Em relação ao vento longitudinal atuando a 90° , a Figura 93 ilustra os vetores de força para uma linha i de um modelo genérico. Os vetores $f_{ij}^{1-90^\circ}$, $f_{ij}^{2-90^\circ}$, $f_{ij}^{3-90^\circ}$ e $f_{ij}^{4-90^\circ}$ representam as forças aplicadas respectivamente sobre as Faces 1, 2, 3 e 4.

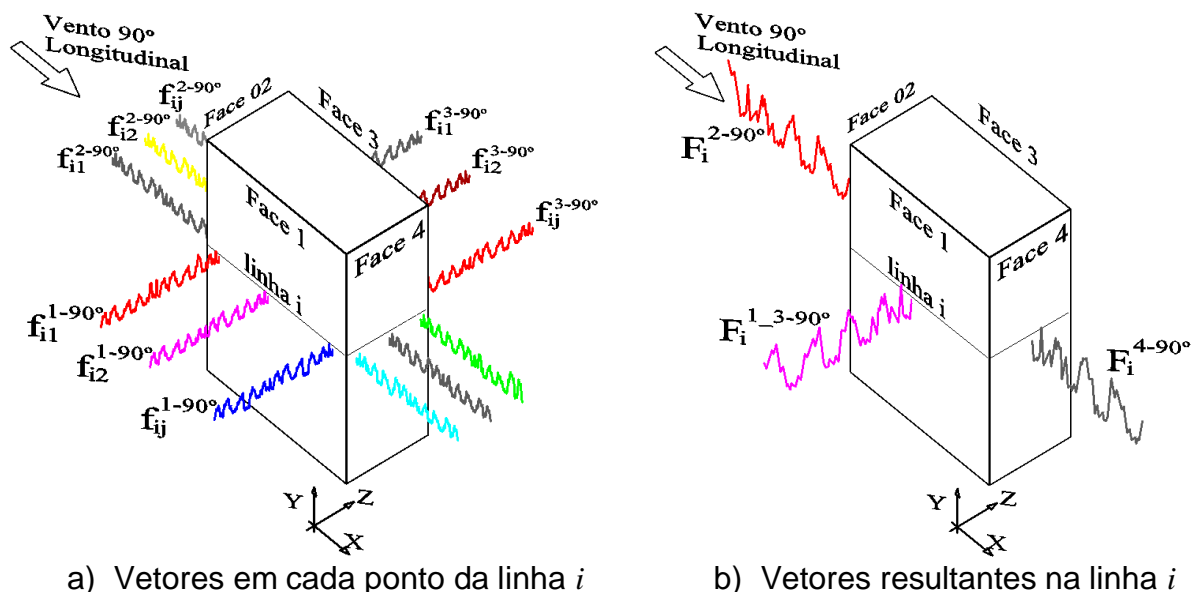


Figura 93 – Forças atuando na linha i com vento longitudinal a 90° .

Calcula-se os vetores resultantes $F_i^{2-90^\circ}$ aplicados Face 2 (Figura 93), para cada linha i , de acordo com a Equação 34, que representa valor da pressão dinâmica resultante do efeito longitudinal do vento atuando a 90° sobre a Face 2.

$$F_i^{2-90^\circ} = \sum_{j=1}^{nc} f_{ij}^{2-90^\circ} \quad (34)$$

Em seguida, calcula-se o valor da pressão dinâmica resultante que atua simultaneamente nas Faces 1 e 3 [$F_i^{1-3-90^\circ}$] conforme a Equação 35. Essa resultante representa o efeito dinâmico transversal na estrutura quando o vento atua longitudinalmente a 90° .

$$F_i^{1-3-90^\circ} = \sum_{j=1}^{nc} (f_{ij}^{1-90^\circ} + f_{ij}^{3-90^\circ}) \quad (35)$$

O efeito dinâmico de sucção, que atua na Face 4 (Figura 75), oposta a ação longitudinal do vento, representado pela resultante $F_i^{4-90^\circ}$ em cada linha i , é calculado de acordo com a Equação 36.

$$F_i^{4-90^\circ} = \sum_{j=1}^{nc} f_{ij}^{4-90^\circ} \quad (36)$$

A intensidade da parcela dinâmica flutuante de cada resultante [vento 90°] é determinada através dos desvios padrões de cada vetor, de acordo com as Equações 37, 38 e 39.

$$\sigma_i^{2-90^\circ} = \sqrt{\text{var}[F_i^{2-90^\circ}]} \quad (37)$$

$$\sigma_i^{1-3-90^\circ} = \sqrt{\text{var}[F_i^{1-3-90^\circ}]} \quad (38)$$

$$\sigma_i^{4-90^\circ} = \sqrt{\text{var}[F_i^{4-90^\circ}]} \quad (39)$$

Com referência à determinação do coeficiente γ_1 , a Equação 40 relaciona o desvio padrão $[\sigma_i^{2-4-0^\circ}]$, associado à ação do vento transversal [Vento 0°], com valor do desvio padrão $[\sigma_i^{2-90^\circ}]$ relativo à ação longitudinal [Vento 90°].

$$\gamma_i^1 = \frac{\sigma_i^{2-4-0^\circ}}{\sigma_i^{2-90^\circ}} \quad (40)$$

Este procedimento se repete para cada linha i do modelo e a média entre as razões calculadas ao longo da altura do modelo resulta no valor final para o coeficiente γ_1 , conforme a Equação 41.

$$\gamma_1 = \frac{1}{n} \sum_1^n \gamma_i^1 \quad (41)$$

Em relação à determinação do coeficiente γ_2 , calcula-se a razão entre o desvio padrão $[\sigma_i^{1-3-90^\circ}]$, associado à ação do vento transversal, considerando o vento longitudinal a 90° , com valor do desvio padrão da ação longitudinal a 0° $[\sigma_i^{1-0^\circ}]$, de acordo com a Equação 42.

$$\gamma_i^2 = \frac{\sigma_i^{1-3-90^\circ}}{\sigma_i^{1-0^\circ}} \quad (42)$$

A Equação 43 determina o valor final do coeficiente γ_2 , determinado através da média entre as razões calculadas ao longo da altura (linhas i) do modelo monitorado pelo túnel de vento.

$$\gamma_2 = \frac{1}{n} \sum_1^n \gamma_i^2 \quad (43)$$

No que tange a determinação do coeficiente γ_3 , em cada linha i , calcula-se, conforme Equação 44, o desvio padrão $[\sigma_i^{1-3-0^\circ}]$ referente a soma entre as resultantes de mesmo sentido do vento atuando a 0° (ação simultânea sobre as Faces 1 e 3). Em seguida determina-se a razão entre este desvio padrão $[\sigma_i^{1-3-0^\circ}]$ com o desvio padrão

$[\sigma_i^{1-0^\circ}]$ referente à resultante do vento atuando somente sobre a Face 1, de acordo com a Equação 45.

$$\sigma_i^{1-3-0^\circ} = \sqrt{\text{var}[F_i^{1-0^\circ} + F_i^{3-0^\circ}]} \quad (44)$$

$$\gamma_i^{3-0^\circ} = \frac{\sigma_i^{1-3-0^\circ}}{\sigma_i^{1-0^\circ}} \quad (45)$$

Este procedimento se repete para cada pavimento do edifício e a média entre as razões calculadas ao longo da altura do modelo resulta no valor final para o coeficiente γ_3 , representada pela Equação 46.

$$\gamma_3 = \frac{1}{n} \sum_1^n \gamma_i^{3-0^\circ} \quad (46)$$

Com relação a determinação do coeficiente γ_4 , em cada linha i , calcula-se o desvio padrão $[\sigma_i^{2-4-90^\circ}]$, referente a soma entre as resultantes de mesmo sentido ao vento atuando a 90° (ação simultânea nas Faces 2 e 4), de acordo com a Equação 47. Em seguida, determina-se a razão deste desvio padrão com o desvio padrão $[\sigma_i^{2-90^\circ}]$ relativo à resultante do vento atuando somente sobre a Face 2.

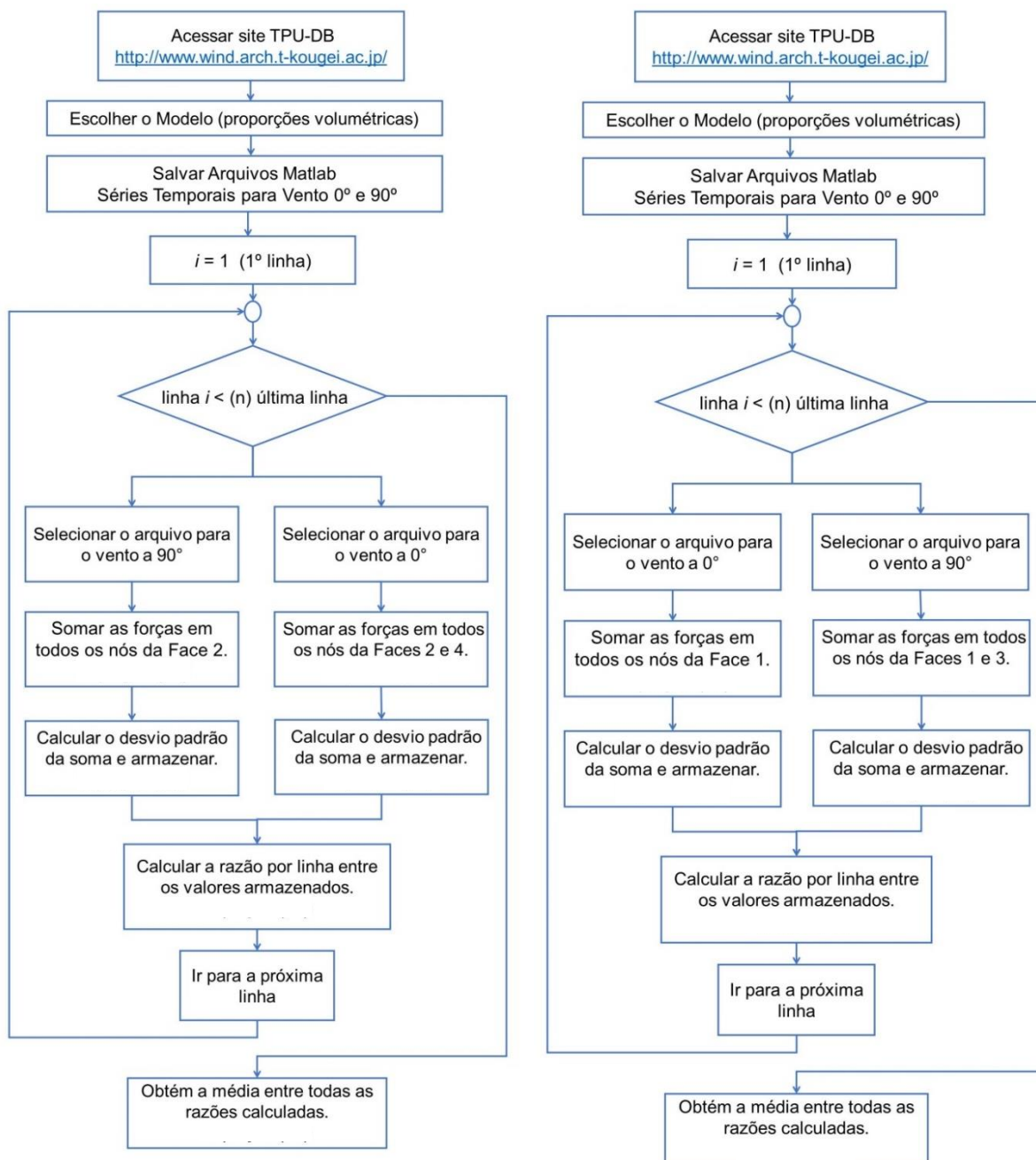
$$\sigma_i^{2-4-90^\circ} = \sqrt{\text{var}[F_i^{2-90^\circ} + F_i^{4-90^\circ}]} \quad (47)$$

$$\gamma_i^4 = \frac{\sigma_i^{2-4-90^\circ}}{\sigma_i^{2-90^\circ}} \quad (48)$$

Este procedimento se repete para cada pavimento do edifício e a média entre as razões calculadas ao longo da altura (Equação 49) do modelo estrutural resulta no valor final para o coeficiente γ_4 .

$$\gamma_4 = \frac{1}{n} \sum_1^n \gamma_i^{3-90^\circ} \quad (49)$$

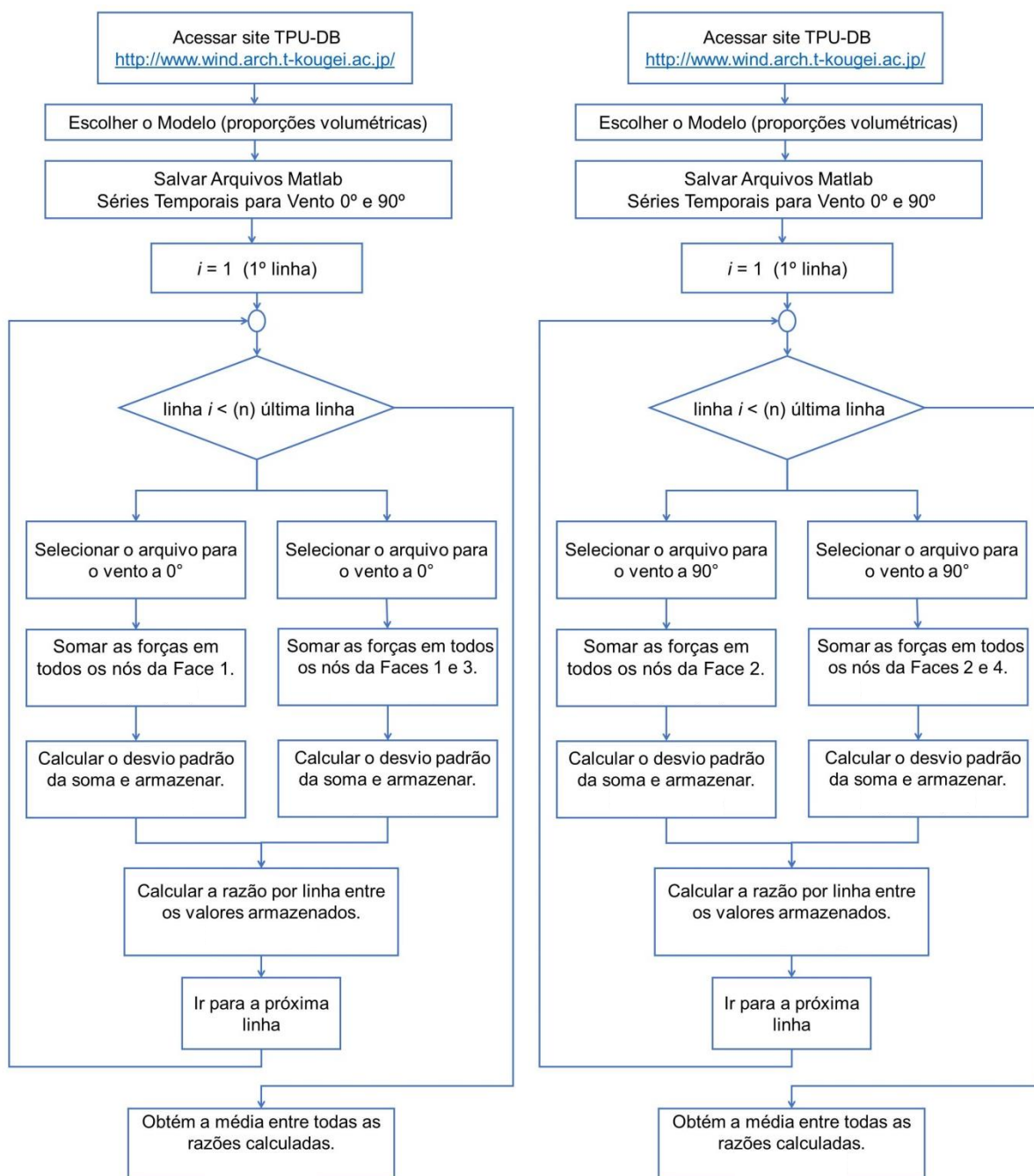
Os procedimentos apresentados para determinação dos coeficientes estão organizados na forma de fluxogramas indicados nas Figuras 94 e 95.



a) Fluxograma para γ_1

b) Fluxograma para γ_2

Figura 94 – Fluxograma para determinação dos coeficientes γ_1 e γ_2 .

a) Fluxograma para γ_3 b) Fluxograma para γ_4 Figura 95 – Fluxograma para determinação dos coeficientes γ_3 e γ_4 .

Com objetivo de exemplificar como são determinados os coeficientes serão apresentadas a seguir as etapas necessárias para o cálculo do coeficiente γ_2 para o modelo 1:2:5. Como exemplo, é apresentada em destaque a linha que se inicia pelo ponto 391, na cota $z = 0,15\text{m}$, denominada linha $i=4$, conforme ilustrado na Figura 96.

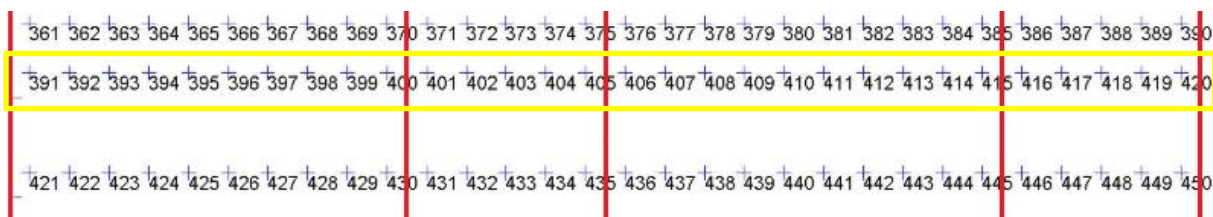


Figura 96 – Destaque para Linha $i=4$ (ponto 391) $z = 0,15$ m.

Em cada ponto, é possível descrever a pressão medida no domínio do tempo, pressão essa normalizada pela velocidade no topo do modelo. Na Figura 97, como exemplo, é representada graficamente a pressão $f_{45}^{1-0^\circ}$ instrumentada, no ponto 395, localizada na Face 1, para um vento longitudinal a 0° . O sinal de pressão normalizado neste ponto possui média igual a 0,58 e desvio padrão igual a 0,21.

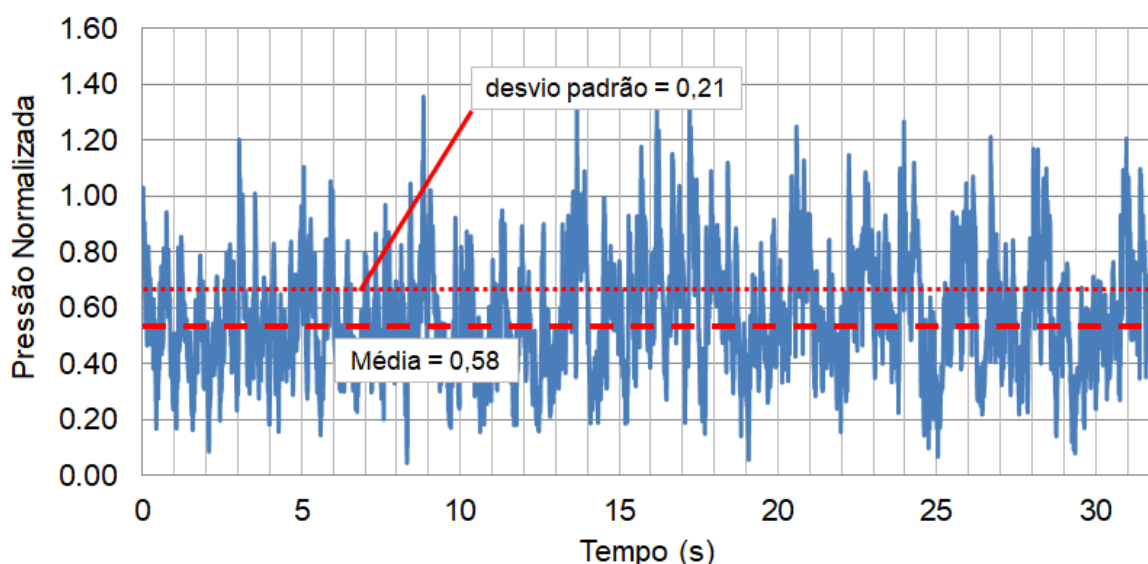


Figura 97 – Vetor $f_{45}^{1-0^\circ}$ - Ponto 395 - Vento Longitudinal a 0° .

A próxima etapa é somar todas as pressões da Face 1 localizadas nessa linha (do ponto 391 ao ponto 400), considerando o vento longitudinal a 0° . Esse somatório gera um vetor de pressões $F_4^{1-0^\circ}$ no domínio do tempo que representa a ação do vento longitudinal nesta altura. A média e desvio padrão deste vetor são calculados e armazenados, neste caso específico a média é igual a 4,53 e o desvio padrão igual a 1,75 (Figura 98).

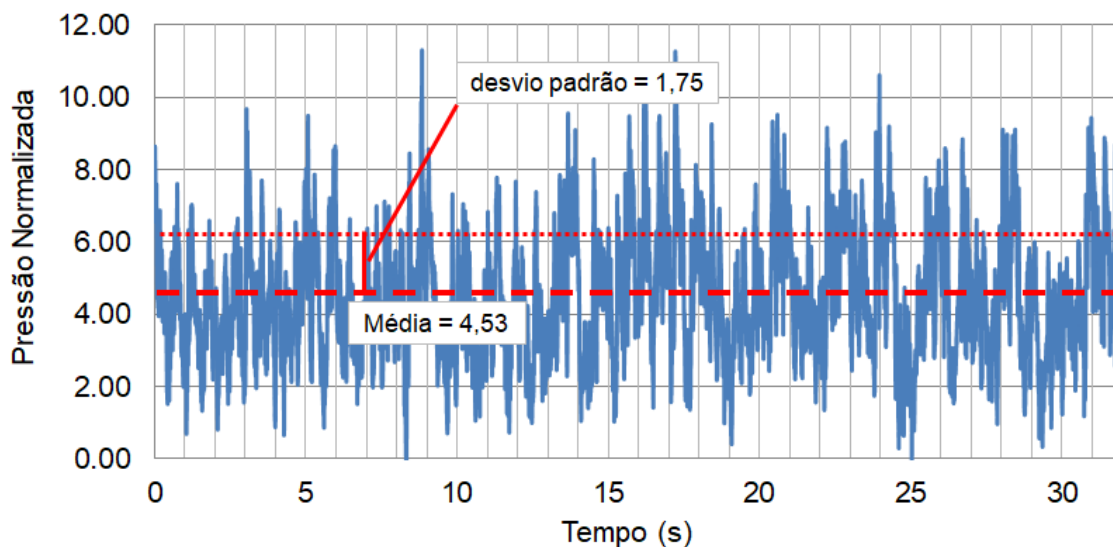


Figura 98 – Vetor Soma Face 1- $F_4^{1-0^\circ}$ - pontos 391 a 400 -Vento 0° .

Em sequência, considera-se o vento longitudinal agindo a 90° e soma-se todos os pontos da Face 1 e 3, nesta mesma linha ($z=0,15m$), isto é, dos pontos 391 a 400 e do 406 a 415. Esse vetor resultante (Figura 99) representa o efeito transversal do vento na altura investigada. Pode-se perceber que o vetor possui média próxima a zero (média igual a 0,32), característica típica do efeito transversal do vento.

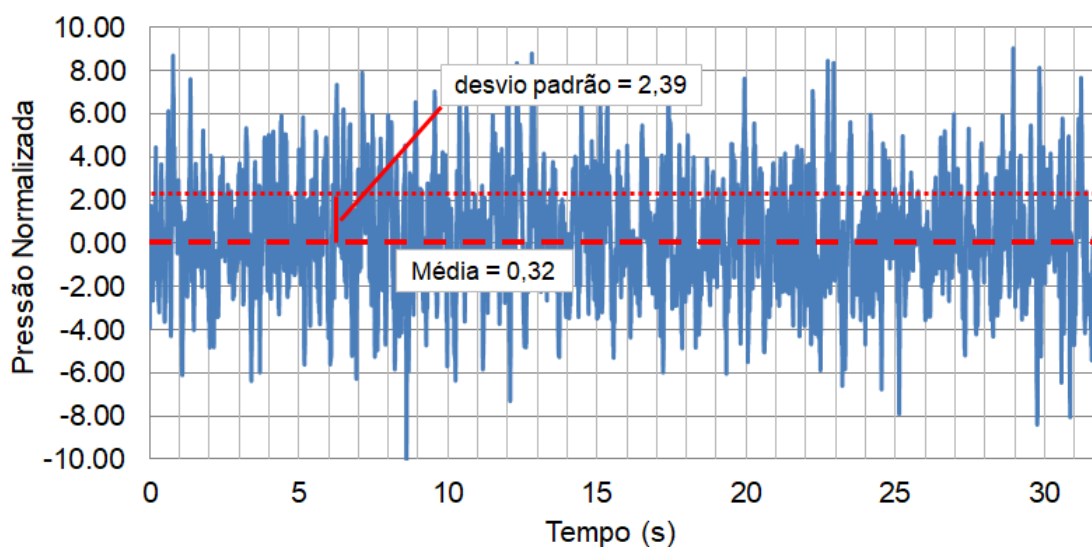


Figura 99 – Vetor Soma Face 1 e 3 – Pontos 391 a 400 e 406 a 415 – Vento 90° .

Portanto, para esta altura ($z=0,15m$), o efeito transversal, provocado nas Faces 1 e 3 quando o vento age longitudinalmente a 90° tem um desvio padrão igual a 2,90. Por sua vez, o desvio padrão provocado na Face 1, quando o vento age

longitudinalmente a 0° é igual a 1,75. A razão entre esses desvios calculados é igual a 1,37, e representa que nesta cota, o efeito transversal tem uma intensidade 37% maior do que a ação do vento agindo longitudinalmente nessa direção.

Esses cálculos são realizados igualmente em cada cota, representado pelas linhas de tomada de pressão, e para cada cota investigada uma razão é calculada. Por fim, o coeficiente γ_2 é igual a média das razões calculadas, conforme apresenta a Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficiente lateral vento a 90° - γ_2 – Modelo 1:2:5

Posição	Vetor Soma Face 1 Vento longitudinal a 0°	Vetor Soma Faces 1 e 3 Vento longitudinal a 90°	Razão
0,49	2,20	2,33	1,06
0,46	2,38	2,04	0,86
0,44	2,35	2,08	0,89
0,41	2,28	2,08	0,91
0,39	2,23	2,05	0,92
0,36	2,15	2,10	0,98
0,34	2,09	2,17	1,04
0,31	2,05	2,28	1,11
0,29	2,02	2,36	1,17
0,26	1,98	2,42	1,22
0,24	1,92	2,43	1,27
0,21	1,87	2,43	1,30
0,19	1,81	2,41	1,33
0,16	1,75	2,39	1,37
0,11	1,60	2,33	1,46
0,06	1,43	2,27	1,58
0,01	1,63	2,09	1,28
		Média [γ_2]	1,16

Tabela 5 – Coeficiente lateral vento a 0° - γ_1 – Modelo 1:2:5

Posição	Vetor Soma Face 1 Vento a 90°	Vetor Soma Faces 2 – 4 Vento a 90°	Razão
0,49	1,25	1,60	1,28
0,46	1,27	1,69	1,33
0,44	1,23	1,77	1,44
0,41	1,19	1,88	1,57
0,39	1,16	1,98	1,71
0,36	1,12	2,07	1,86
0,34	1,10	2,16	1,97
0,31	1,08	2,24	2,06
0,29	1,07	2,31	2,17
0,26	1,04	2,37	2,28
0,24	1,01	2,42	2,39
0,21	0,98	2,45	2,49
0,19	0,96	2,49	2,58
0,16	0,93	2,49	2,68
0,11	0,87	2,48	2,85
0,06	0,76	2,42	3,18
0,01	0,69	2,19	3,20
		Média [γ_1]	2,18

5.5 Considerações finais

O Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M), apresentado neste capítulo, tem como o objetivo gerar os carregamentos de vento nas direções longitudinais (*along-wind*) e transversais (*across-wind*), com características semelhantes as reais. A metodologia proposta é fundamentada no método da representação espectral (MRE), adicionando coeficientes obtidos a partir de dados experimentais em túneis de vento, disponibilizados pela Universidade Politécnica de Tóquio. No próximo capítulo, a metodologia (MRE-M) será avaliada através do estudo do comportamento dinâmico de modelos estruturais, simulados computacionalmente com base no MRE-M, e os resultados serão confrontados com os obtidos através de metodologias que utilizam base de dados referentes a túneis de vento.

6 MODELOS ESTRUTURAIS PARA VALIDAÇÃO DOS MÉTODOS

6.1 Considerações iniciais

No intuito de validar o Método da Representação Espectral (MRE) e principalmente o Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M), no que tange à determinação das acelerações e, portanto, ao conforto humano das edificações quando sujeitas as ações do vento, neste capítulo, oito modelos estruturais teóricos são avaliados.

Os modelos escolhidos possuem proporções volumétricas padrões que coincidem com as medidas investigadas pela Universidade Politécnica de Tóquio [TPU-DB]. Sendo assim, torna-se possível a utilização de pressões de vento oriundas de dados disponibilizadas por esta plataforma.

Cabe ressaltar que as análises dinâmicas transientes são realizadas considerando as seguintes hipóteses simplificadoras: as análises são lineares, não são consideradas a não-linearidade física e geométrica; é adotado que todos os modelos apresentam modo de vibração linear; a aceleração torsional não foi considerada; a fundação foi simulada de forma simplificada como apoiada.

6.2 Características físicas e geométricas dos modelos teóricos

Todos os oito modelos estruturais avaliados neste capítulo são constituídos por pilares, vigas e lajes em concreto armado. O concreto estrutural utilizado nesses modelos possui resistência à compressão (f_{ck}) igual a 45 MPa, módulo de elasticidade (E_{cs}) igual a 34 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³.

Os modelos são divididos em Grupo 1 e Grupo 2. Os modelos Grupo 1 (1A, 1B, 1C e 1D) apresentam proporções volumétricas iguais a 1:1:5 e suas características estão apresentadas na Tabela 6. Nas Figuras 100 e 101 são apresentadas as plantas estruturais dos modelos 1A e 1B, que possuem medidas em plantas iguais a 20x20m e altura total igual a 100 m.

Tabela 6 – Características dos modelos Grupo 1 (1:1:5).

Modelos	Modelo 1A	Modelo 1B	Modelo 1C	Modelo 1D
Dimensões em Planta	20x20 m	20x20 m	30x30 m	30x30 m
Número de Pavimentos	30	30	35	40
Altura entre pavimentos	3,33 m	3,33 m	4,29 m	3,75 m
Altura total	100 m	100 m	150 m	150 m
Dimensões Pilares	100x100 cm	50x100 cm	80x400 cm	70x400 cm
Dimensões Vigas	30x80 cm	30x80 cm	40x140 cm	30x120 cm
Espessura da laje	17 cm	17 cm	20 cm	20 cm
Densidade	273,4 kg/m ³	273,4 kg/m ³	288,1 kg/m ³	283,3 kg/m ³

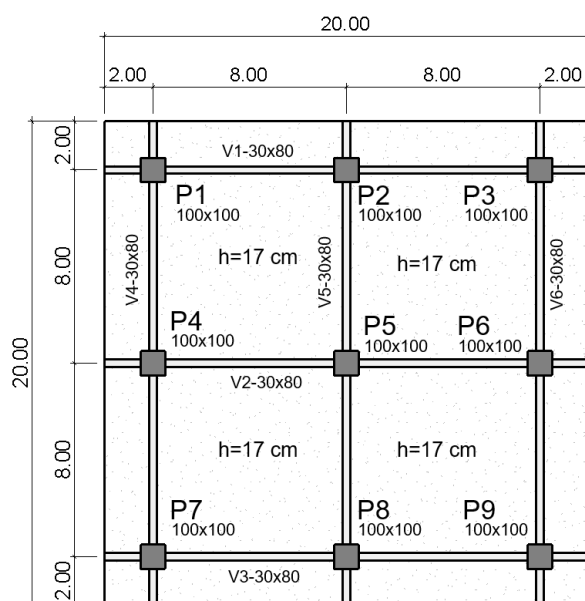


Figura 100 - Planta estrutural - modelo 1A

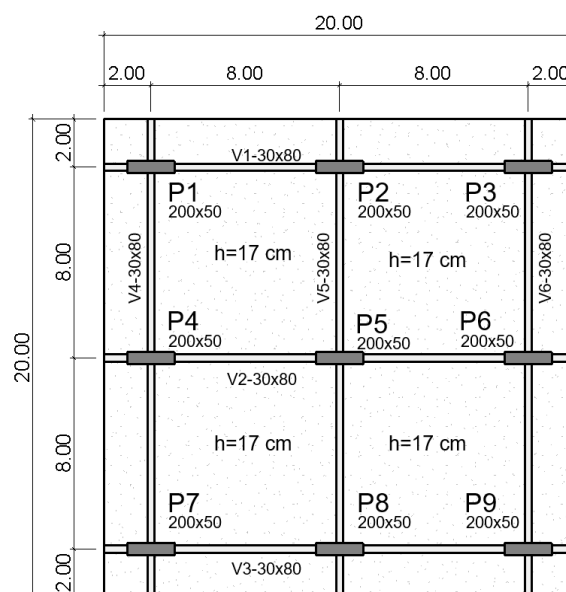


Figura 101 - Planta estrutural - modelo 1B

Em relação aos modelos 1C e 1D estes possuem suas plantas detalhadas nas Figuras 102 e 103. Os respectivos modelos estruturais possuem plantas iguais a 30x30m e altura total de 150m. Cortes e perspectivas dos modelos Grupo 1 podem ser observados nas Figuras 104 e 105.

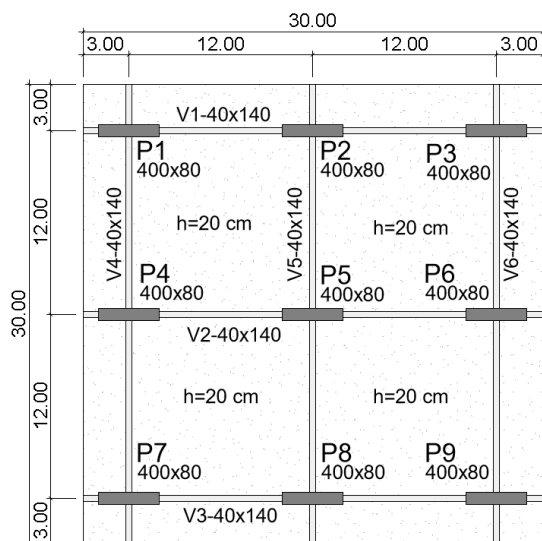


Figura 102 - Planta estrutural - modelo 1C

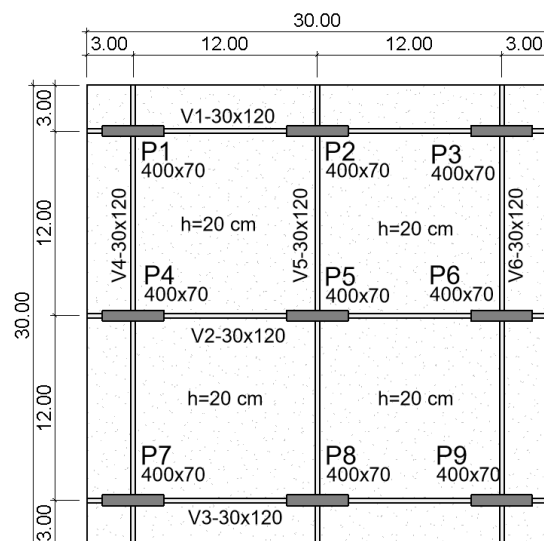


Figura 103 - Planta estrutural - modelo 1D

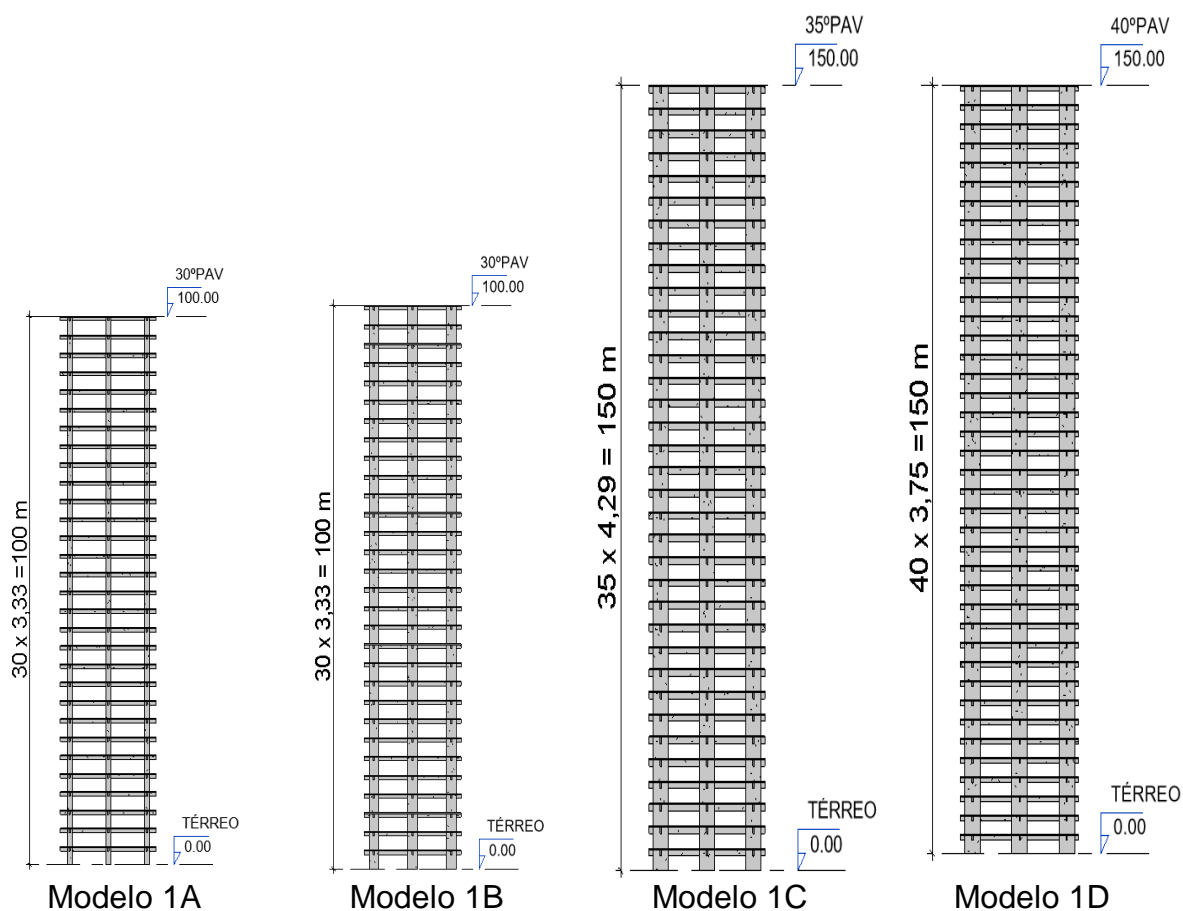


Figura 104 – Cortes dos modelos Grupo 1

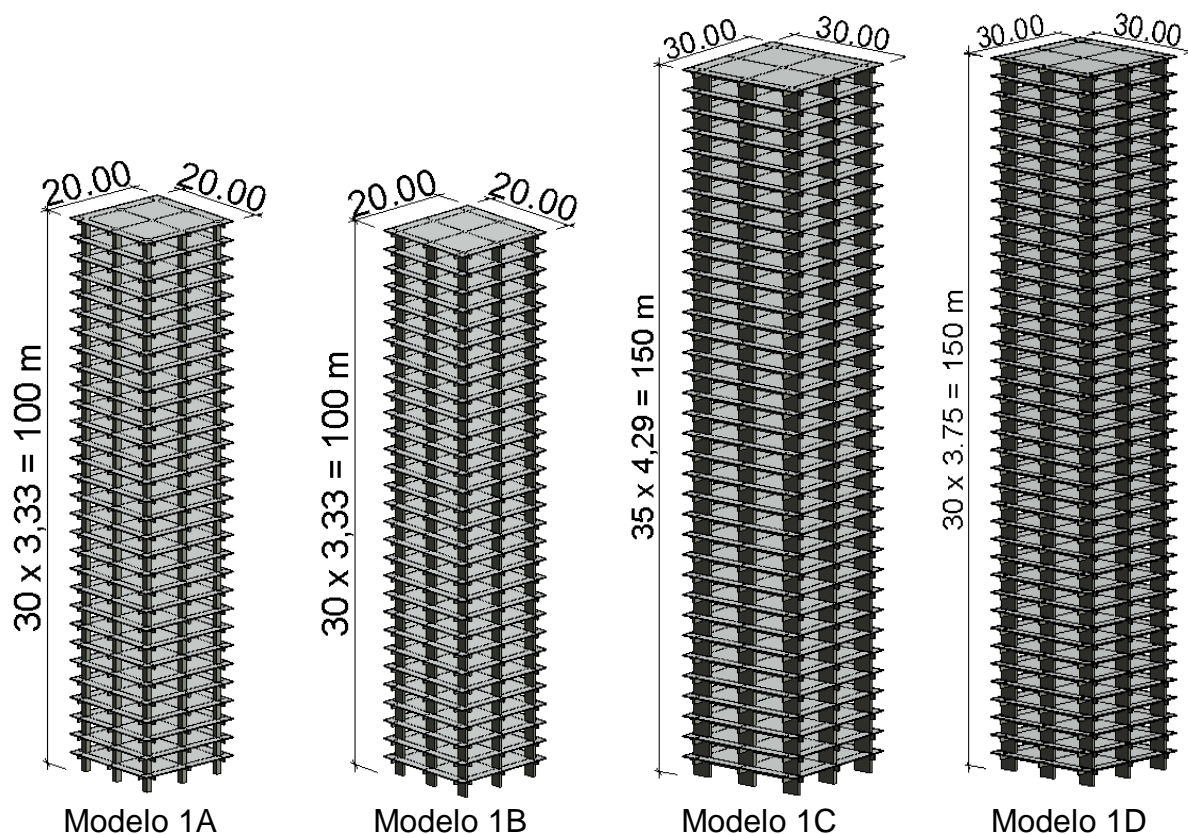


Figura 105 – Perspectivas dos modelos Grupo 1 (1:1:5)

Os modelos Grupo 2 (2A, 2B, 2C e 2D) possuem proporções volumétricas iguais a 1:2:5. Entre estes modelos, há diferenças nas medidas em planta, altura e dimensões dos elementos estruturais, conforme apresentado na Tabela 7.

Tabela 7 – Características dos modelos Grupo 2 (1:2:5).

Modelos	Modelo 2A	Modelo 2B	Modelo 2C	Modelo 2D
Dimensões em Planta	20x40 m	20x40 m	30x60 m	30x60 m
Número de Pavimentos	30	30	35	40
Altura entre pavimentos	3,33 m	3,33 m	4,29 m	3,75 m
Altura	100 m	100 m	150 m	150 m
Dimensões Pilares	100x100 cm	200x50 cm	80x400 cm	70x400 cm
Dimensões Vigas	30x80 cm	30x80 cm	40x140 cm	30x120 cm
Espessura da laje	20 cm	20 cm	26 cm	26 cm
Densidade	273,4 kg/m ³	273,4 kg/m ³	310,9 kg/m ³	293,0 kg/m ³

As plantas estruturais dos modelos 2A e 2B são indicadas nas Figuras 106 e 107, possuem medidas em plantas iguais a 20x40m e altura total igual a 100 m. A principal diferença entre estes dois modelos estruturais são as dimensões das seções dos pilares.

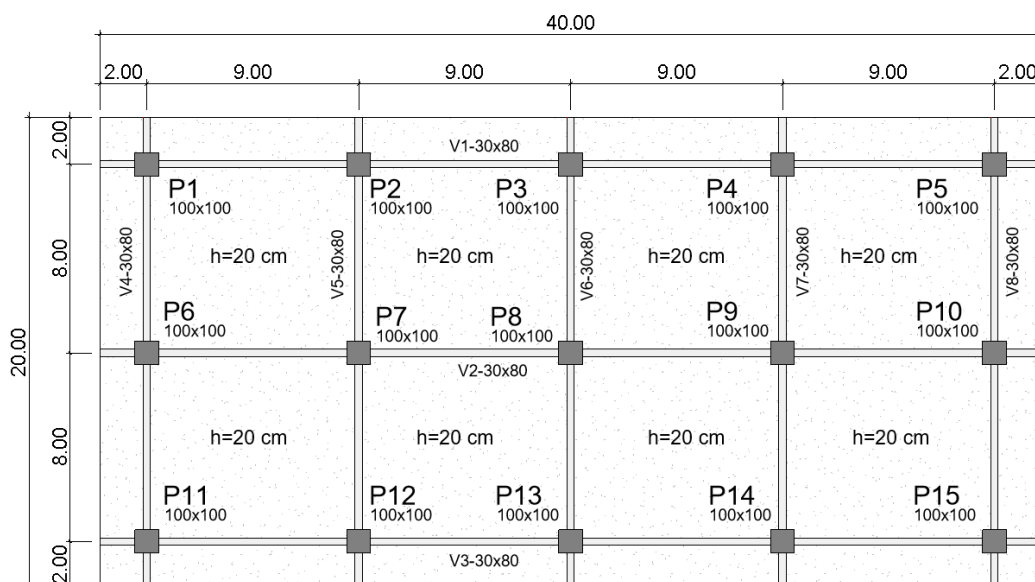


Figura 106 – Planta estrutural - modelo 2A.

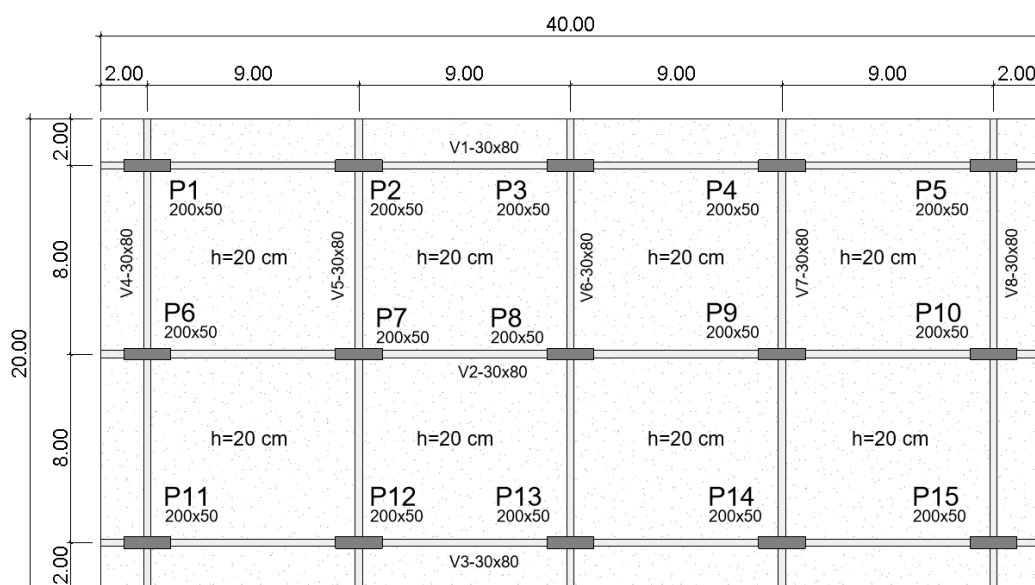


Figura 107 – Planta estrutural - modelo 2B.

Os modelos 2C e 2D possuem suas plantas descritas nas Figuras 108 e 109. Os respectivos modelos possuem plantas iguais a 30x60m e altura de 150m. As perspectivas dos modelos Grupo 2 podem ser observadas nas Figura 110.

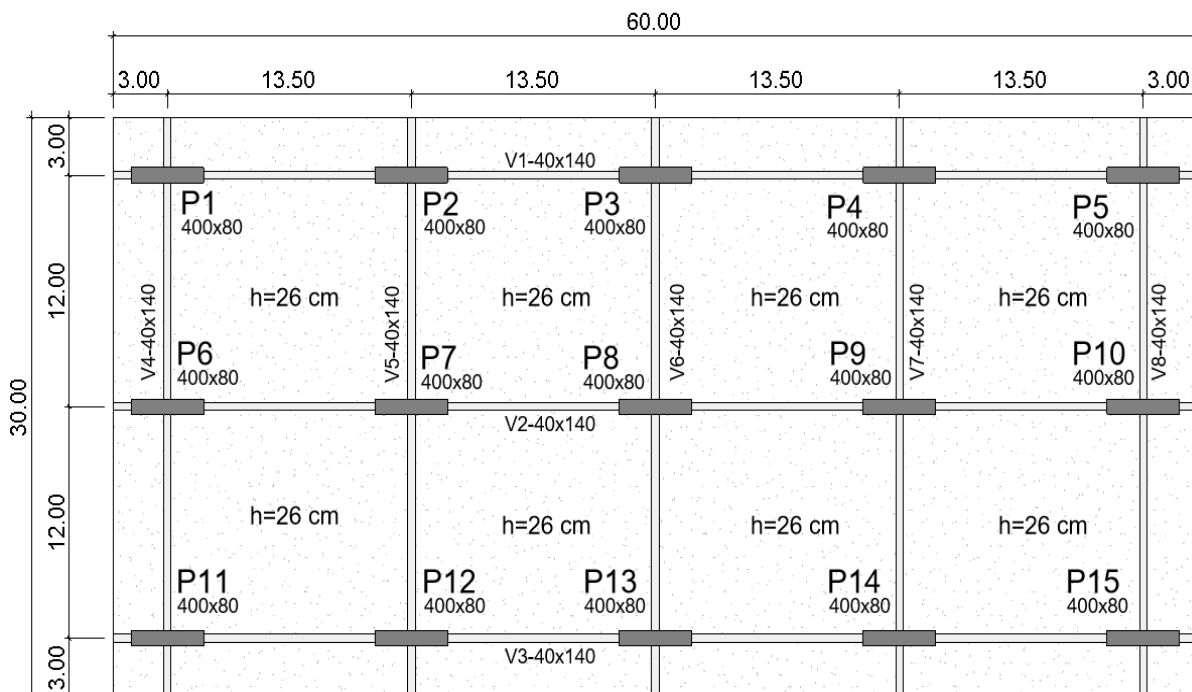


Figura 108 – Planta estrutural - modelo 2C.

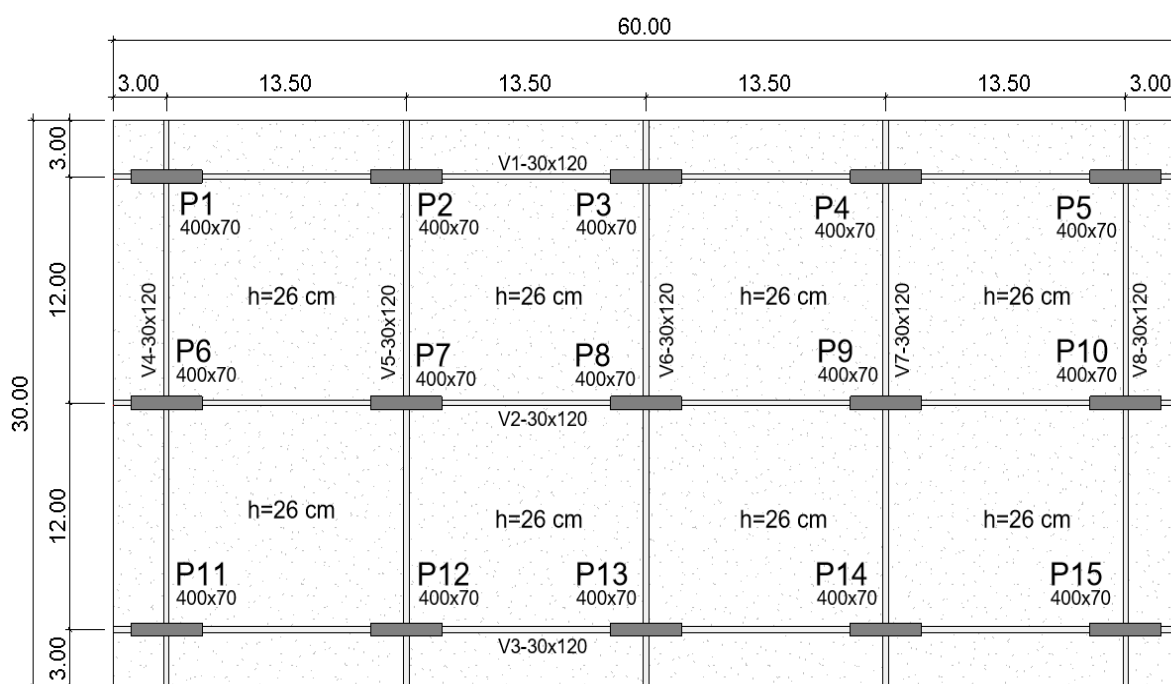


Figura 109 – Planta estrutural - modelo 2D.

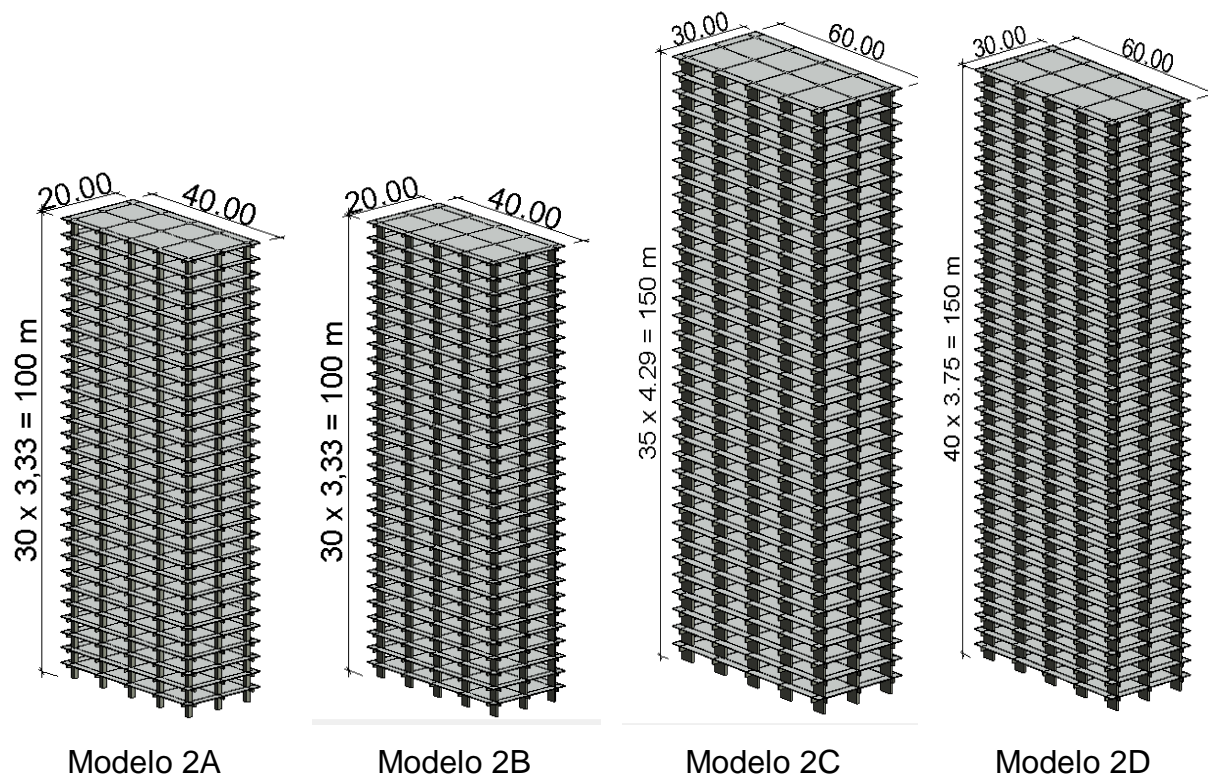


Figura 110 – Perspectivas dos modelos Tipo 1 (1:2:5).

6.3 Modelagem numérica dos modelos para avaliação

Os modelos estruturais são investigados utilizando o programa computacional ANSYS (2009), empregando técnicas usuais de discretização através do método dos elementos finitos (Figuras 111 a 118). O refinamento da malha é ordem de 25 por 25 centímetros, demonstrando um bom refinamento para os modelos estudados. As características dos elementos finitos utilizados estão descritas no Apêndice B.

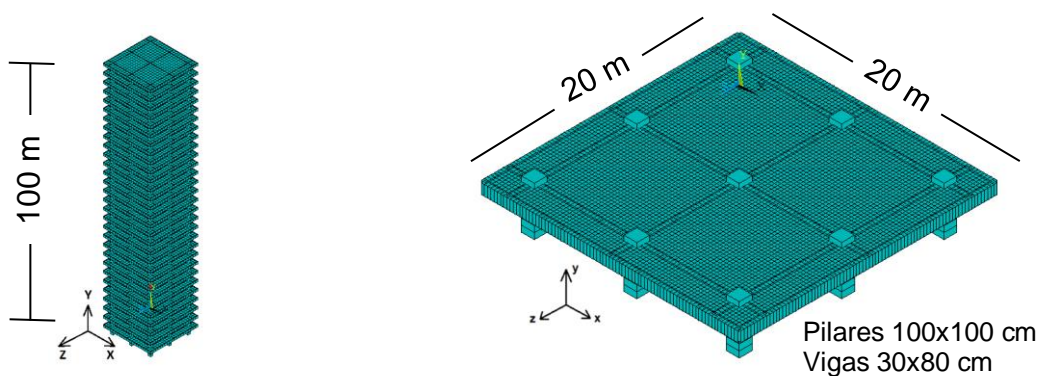


Figura 111 – Modelo 1A (1:1:5).

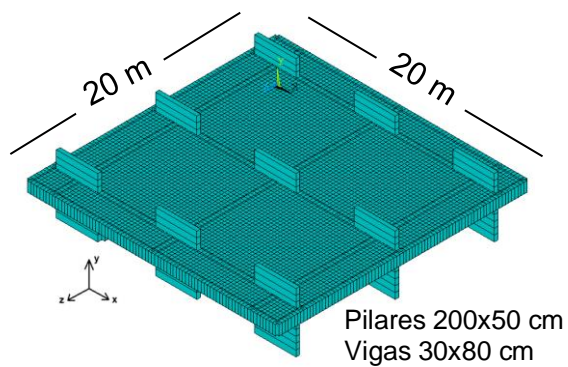
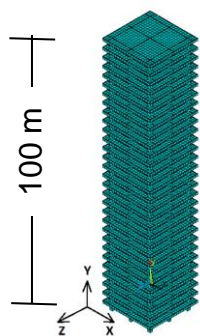


Figura 112 – Modelo 1B (1:1:5).

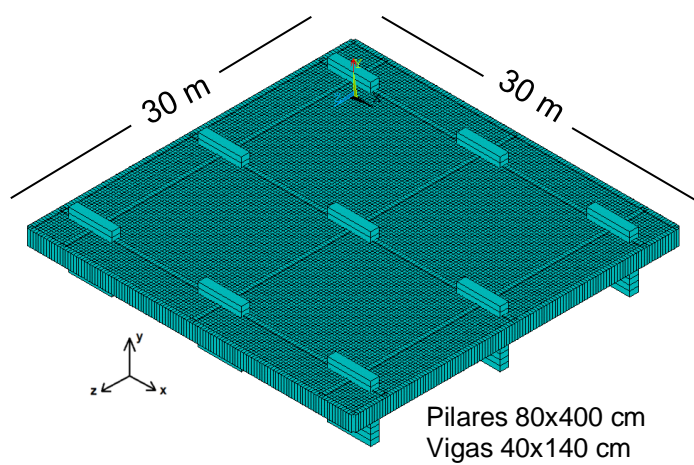
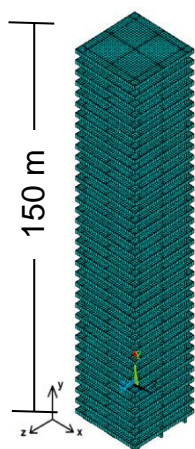


Figura 113 – Modelo 1C (1:1:5).

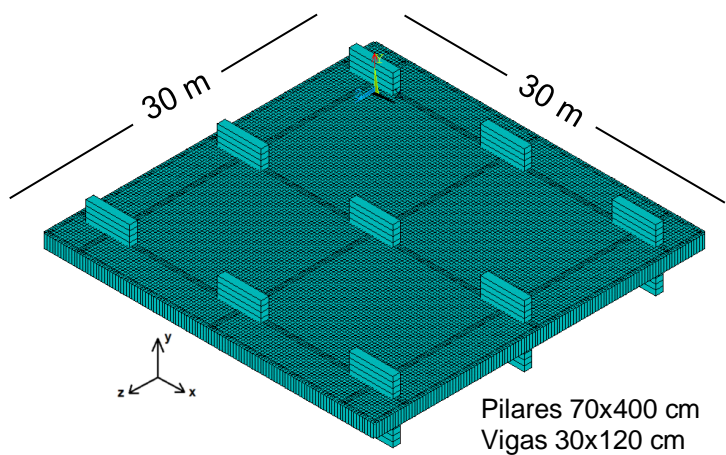
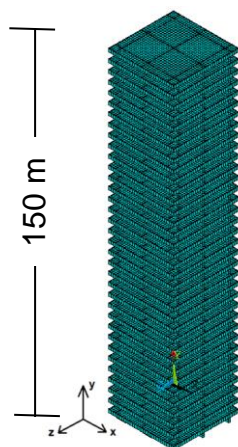
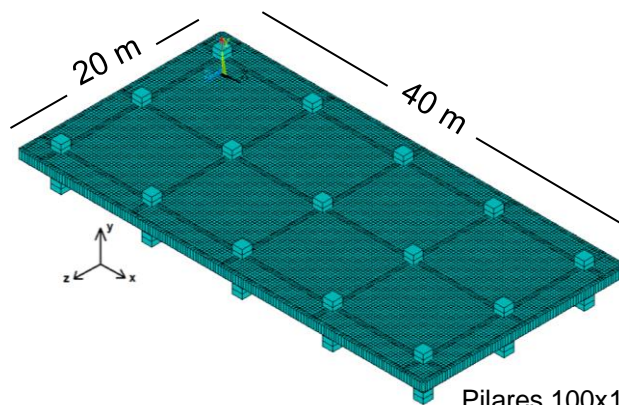
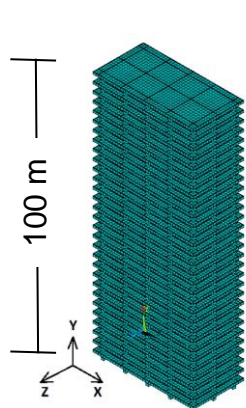
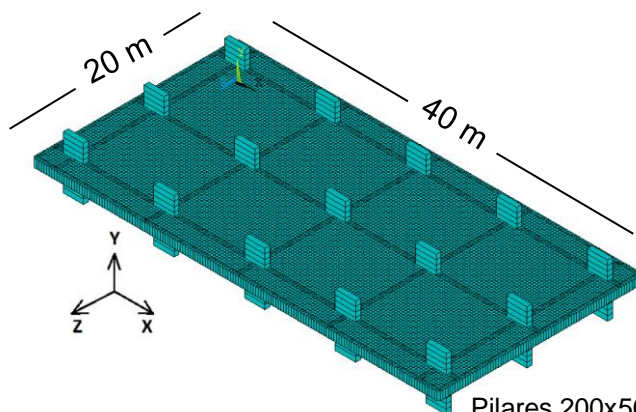
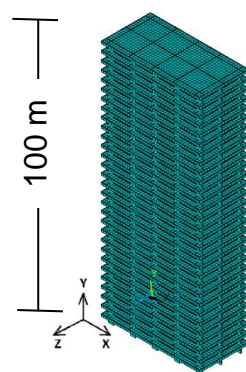


Figura 114 – Modelo 1D (1:1:5).



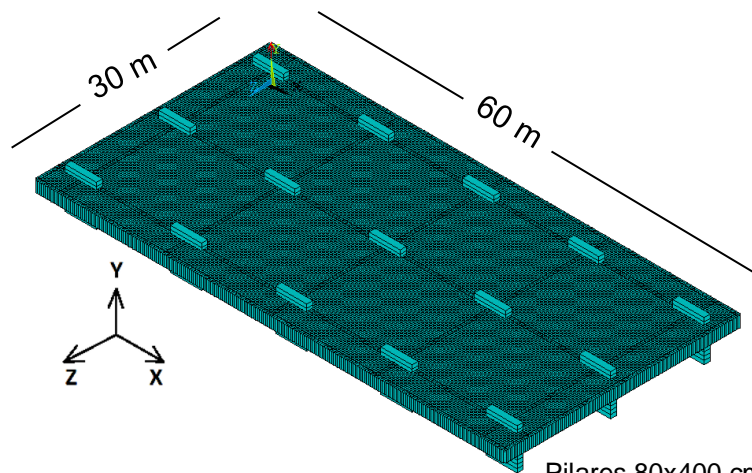
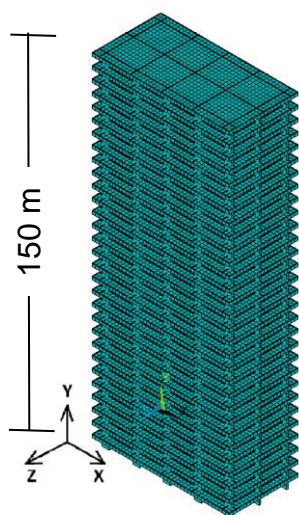
Pilares 100x100 cm
Vigas 30x80 cm

Figura 115 – Modelo 2A (1:2:5).



Pilares 200x50 cm
Vigas 30x80 cm

Figura 116 – Modelo 2B (1:2:5).



Pilares 80x400 cm
Vigas 40x140 cm

Figura 117 – Modelo 2C (1:2:5).

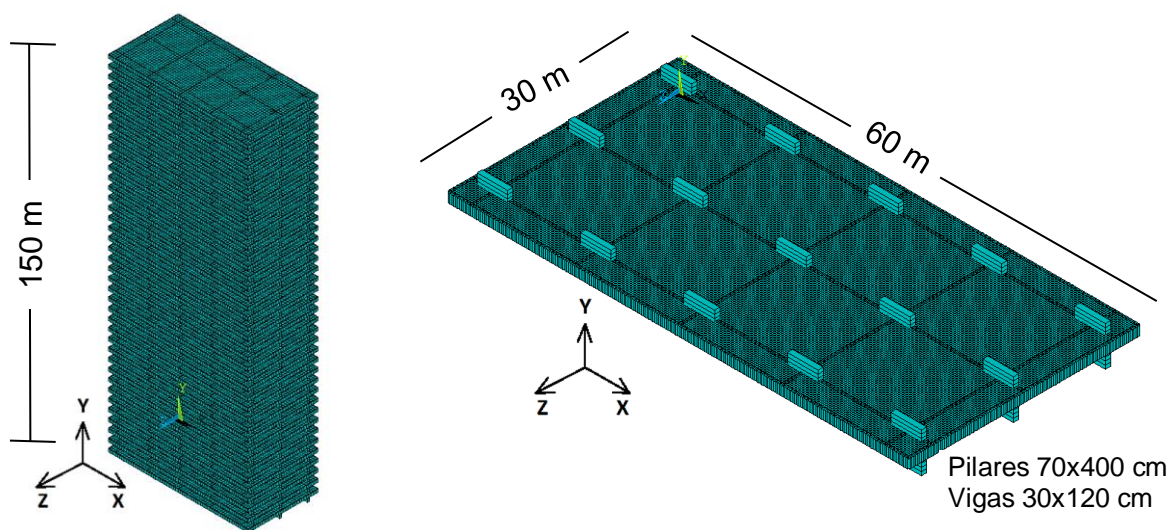


Figura 118 – Modelo 2D (1:2:5).

6.4 Frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento

Para avaliação dos modelos estudados neste capítulo são de interesse os cinco primeiros modos de vibração. Os três primeiros modos são os preponderantes para as respostas dinâmicas e o quarto e quinto modos são importantes para a obtenção dos coeficientes de amortecimento dos modelos. Na Tabela 8, são apresentadas as frequências naturais e modos de vibração dos modelos Grupo 1, obtidas através de análises numéricas modais utilizando o ANSYS (2009).

Tabela 8 - Frequências naturais e modos de vibração - Grupo 1 (1:1:5).

Freq.	Modo de Vibração	Modelo 1A	Modelo 1B	Modelo 1C	Modelo 1D
f_{01}	Flexão em torno do eixo X	0,277 Hz	0,211 Hz	0,204 Hz	0,175 Hz
f_{02}	Flexão em torno do eixo Z	0,278 Hz	0,308 Hz	0,236 Hz	0,202 Hz
f_{03}	Torção em torno do eixo Y	0,372 Hz	0,413 Hz	0,320 Hz	0,279 Hz
f_{04}	2º Modo flexão em torno do eixo X	0,882 Hz	0,644 Hz	0,638 Hz	0,541 Hz
f_{05}	2º Modo flexão em torno do eixo Z	0,883 Hz	1,072 Hz	0,798 Hz	0,684 Hz

No que diz respeito aos modos de vibrações, nas Figuras 119 a 122 são ilustrados os quatro primeiros modos de vibração dos modelos Grupo 1. Todos eles apresentam modos similares, diferenciando apenas nos valores das frequências naturais.

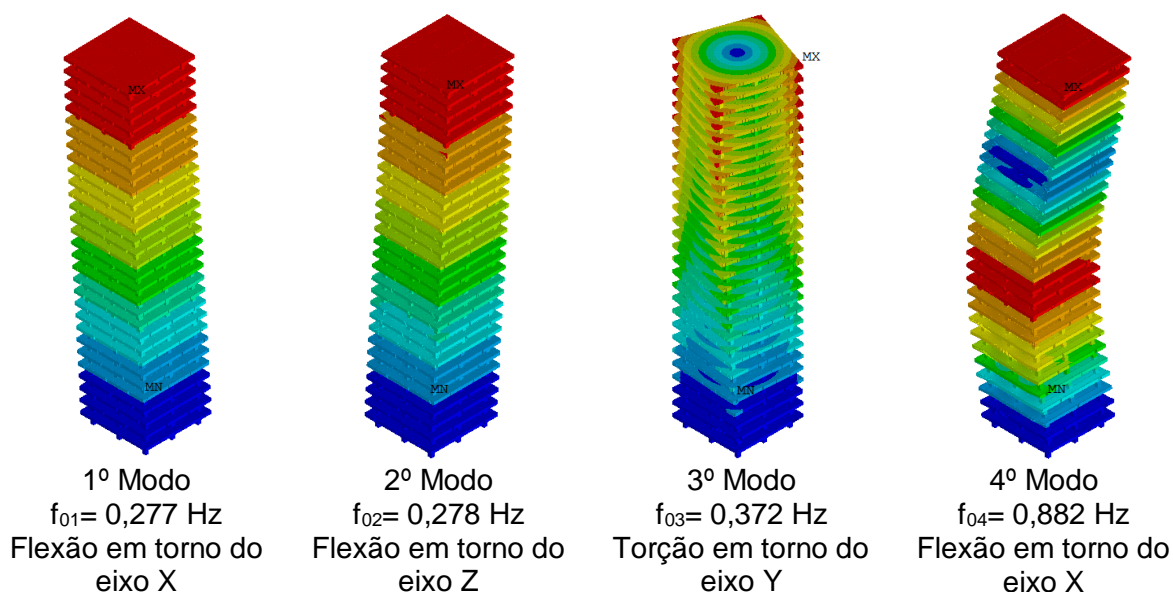


Figura 119 - Modos de vibração do modelo 1A (1º ao 4º modo).

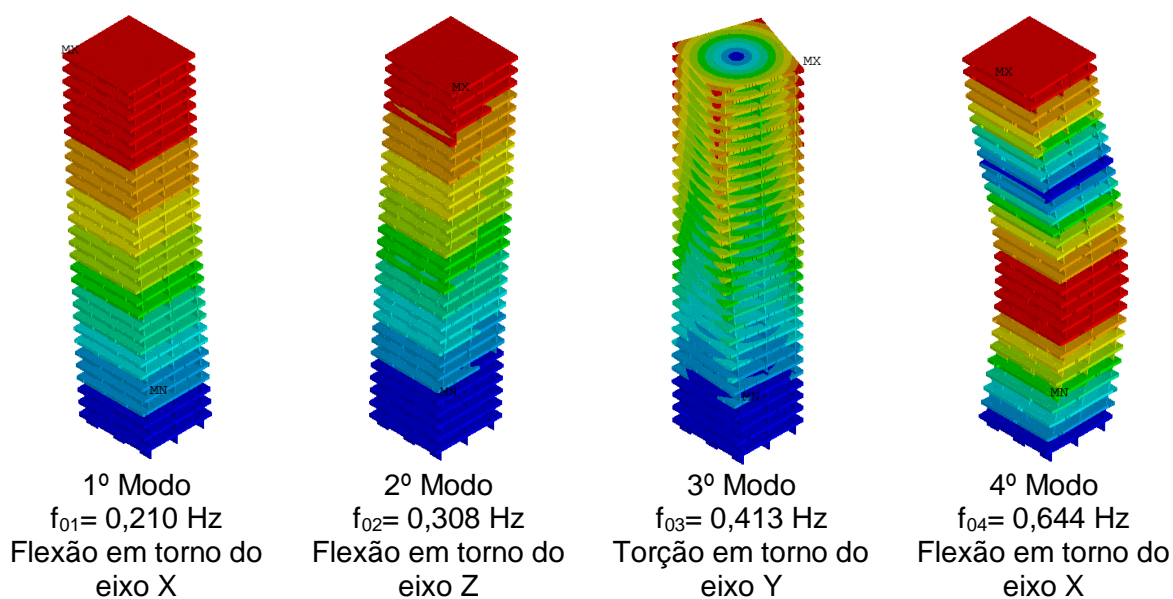


Figura 120 - Modos de vibração do modelo 1B (1º ao 4º modo).

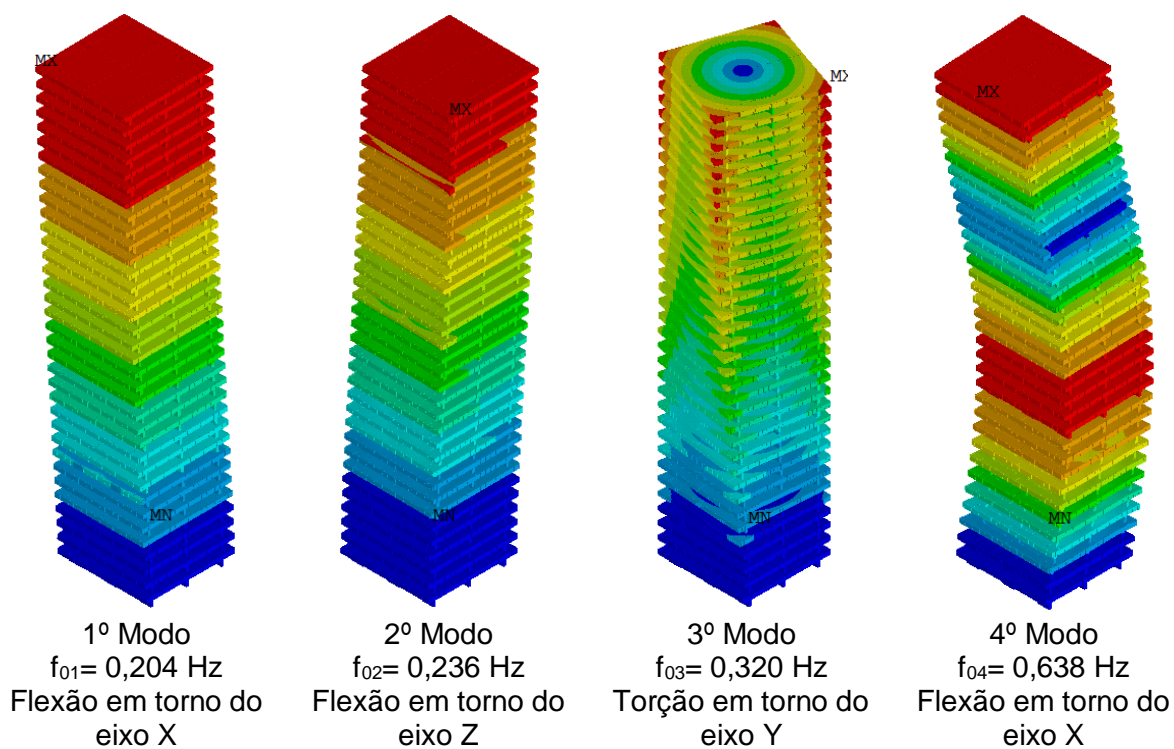


Figura 121 - Modos de vibração do modelo 1C (1º ao 4º modo).

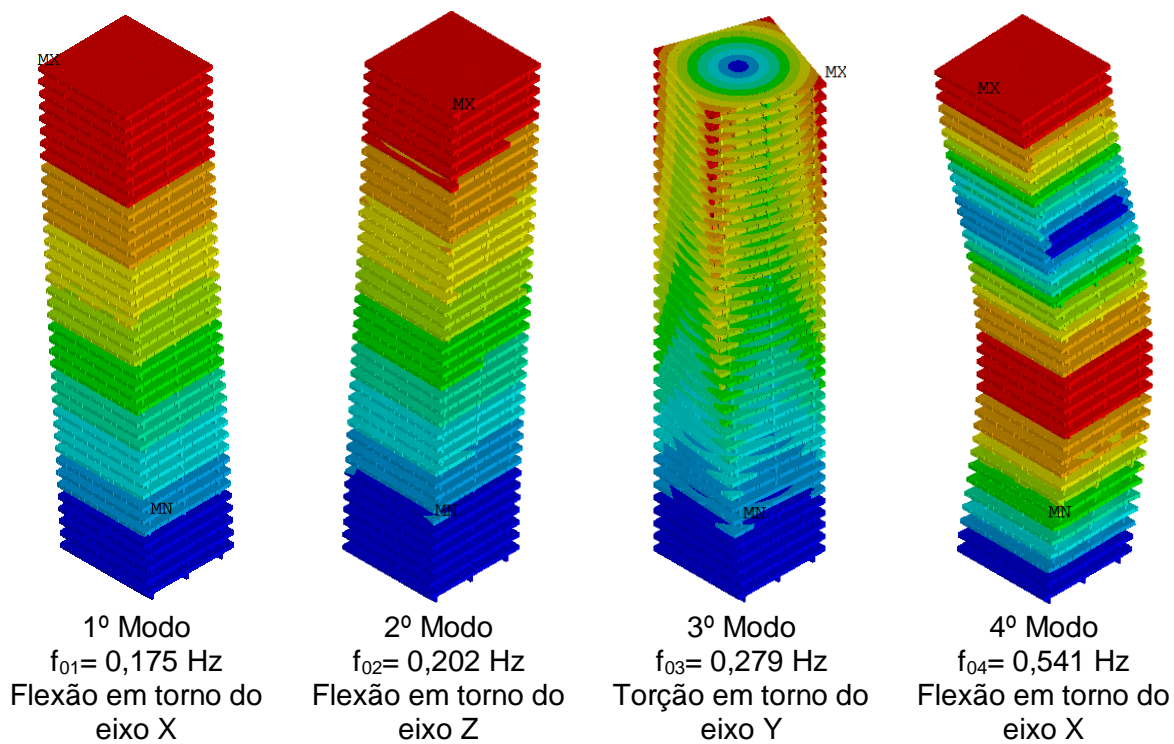


Figura 122 - Modos de vibração do modelo 1D (1º ao 4º modo).

Assim, conhecendo-se os valores das frequências naturais (f_{01}) e (f_{04}), relacionados à flexão em torno do eixo-X, é possível determinar o valor dos parâmetros (α) e (β) que definem a razão de amortecimento da estrutura (ver Apêndice C). Para estes modelos teóricos em estudo foi adotada uma taxa de amortecimento estrutural de 2,0%. Os valores obtidos de (α) e (β) para os modelos Grupo 1 são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Grupo 1

	f_{01} (Hz)	f_{04} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
Modelo 1A	0,277	0,882	0,05297912	0,00549284
Modelo 1B	0,211	0,644	0,03994313	0,00461319
Modelo 1C	0,204	0,638	0,03884889	0,00756080
Modelo 1D	0,175	0,541	0,03323243	0,00889134

Na Tabela 10, são descritas as frequências naturais e modos de vibração dos modelos Grupo 2, obtidos via análise modal numérica [ANSYS]. Igualmente aos modelos Grupo 1 é de interesse os cinco primeiros modos de vibração.

Tabela 10 - Frequências naturais e modos de vibração - Grupo 2 (1:2:5).

Freq.	Modo de Vibração	Modelo 2A	Modelo 2B	Modelo 2C	Modelo 2D
f_{01}	Flexão em torno do eixo X	0,248 Hz	0,223 Hz	0,179 Hz	0,154 Hz
f_{02}	Flexão em torno do eixo Z	0,284 Hz	0,299 Hz	0,244 Hz	0,202 Hz
f_{03}	Torção em torno do eixo Y	0,311 Hz	0,304 Hz	0,248 Hz	0,211 Hz
f_{04}	2º Modo flexão em torno do eixo X	0,787 Hz	0,691 Hz	0,561 Hz	0,475 Hz
f_{05}	2º Modo flexão em torno do eixo Z	0,871 Hz	0,909 Hz	0,754 Hz	0,643 Hz

Pode-se visualizar nas Figuras 123 a 126 os quatro primeiros modos de vibração dos modelos Grupo 2. Todos eles apresentam modos de vibração similares, diferenciando apenas nos valores das frequências naturais.

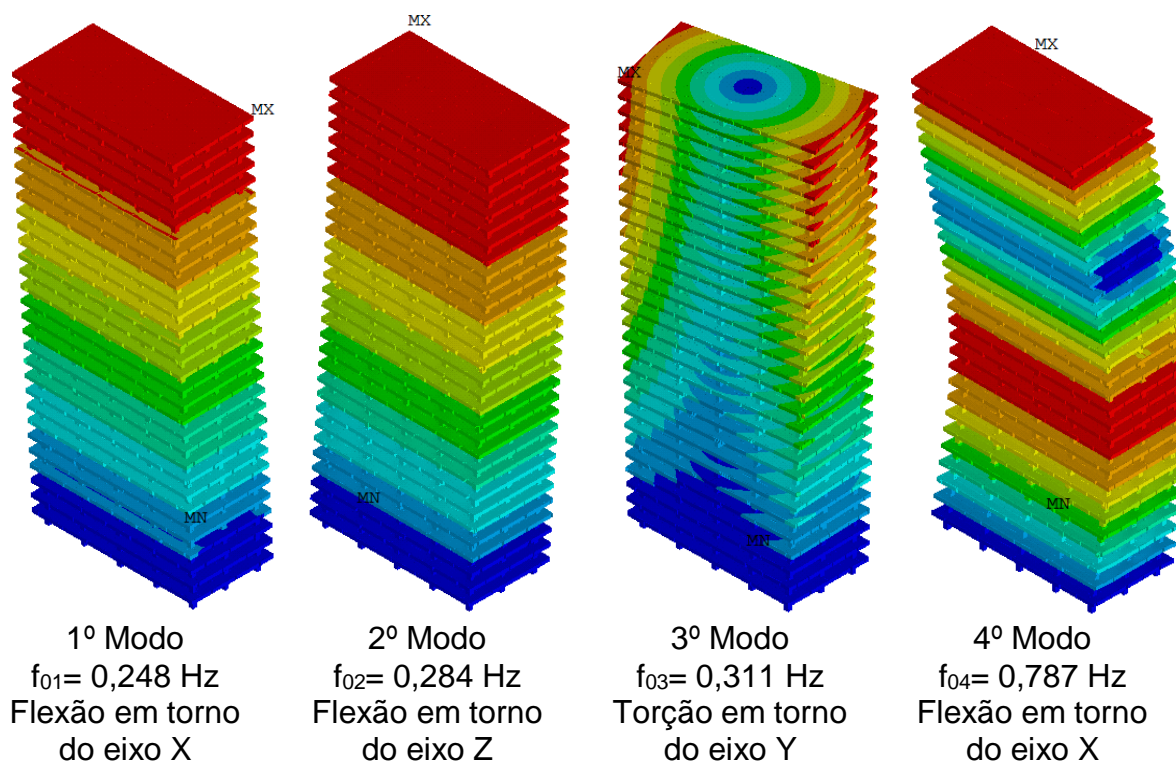


Figura 123 - Modos de vibração do modelo 2A (1º ao 4º modo).

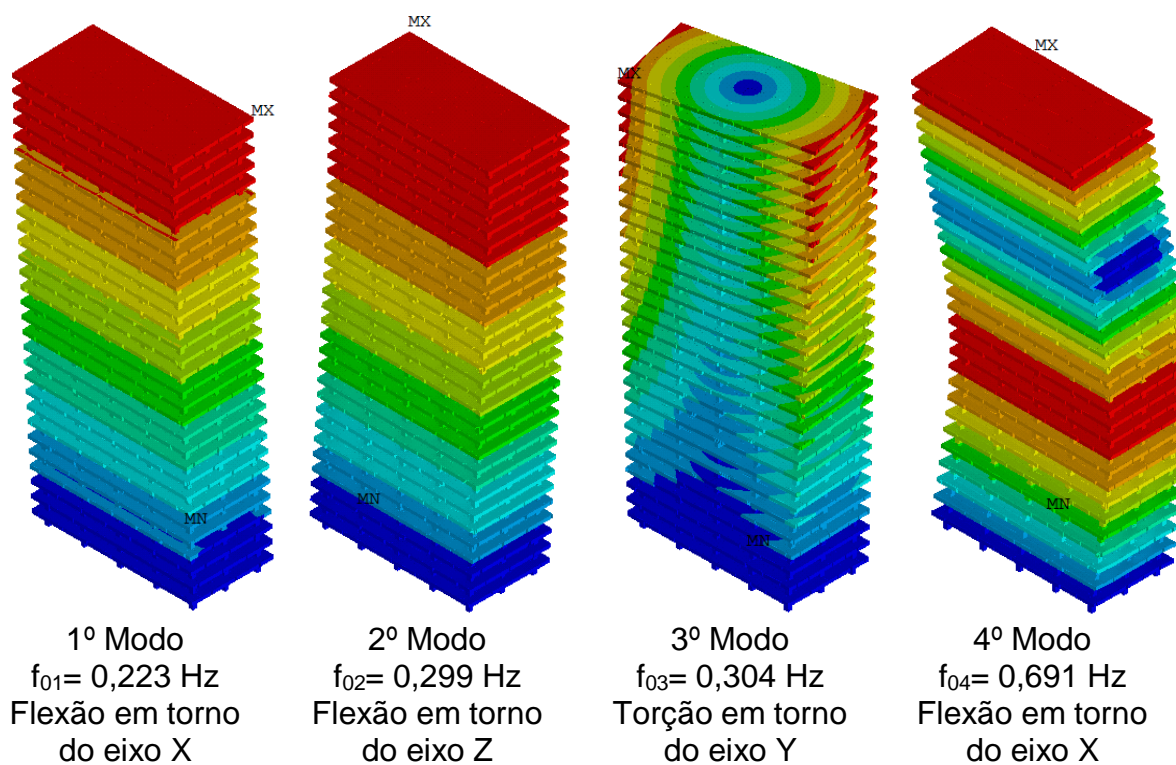


Figura 124 - Modos de vibração do modelo 2B (1º ao 4º modo).

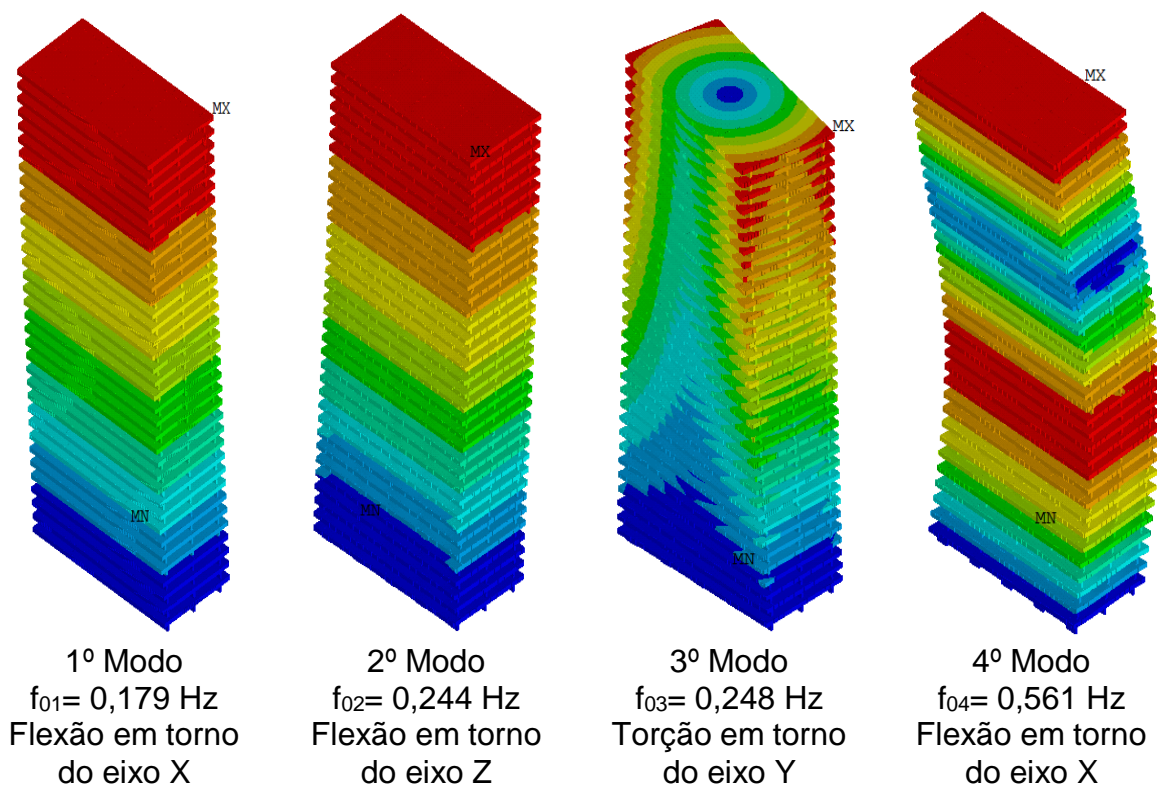


Figura 125 - Modos de vibração do modelo 2C (1º ao 4º modo).

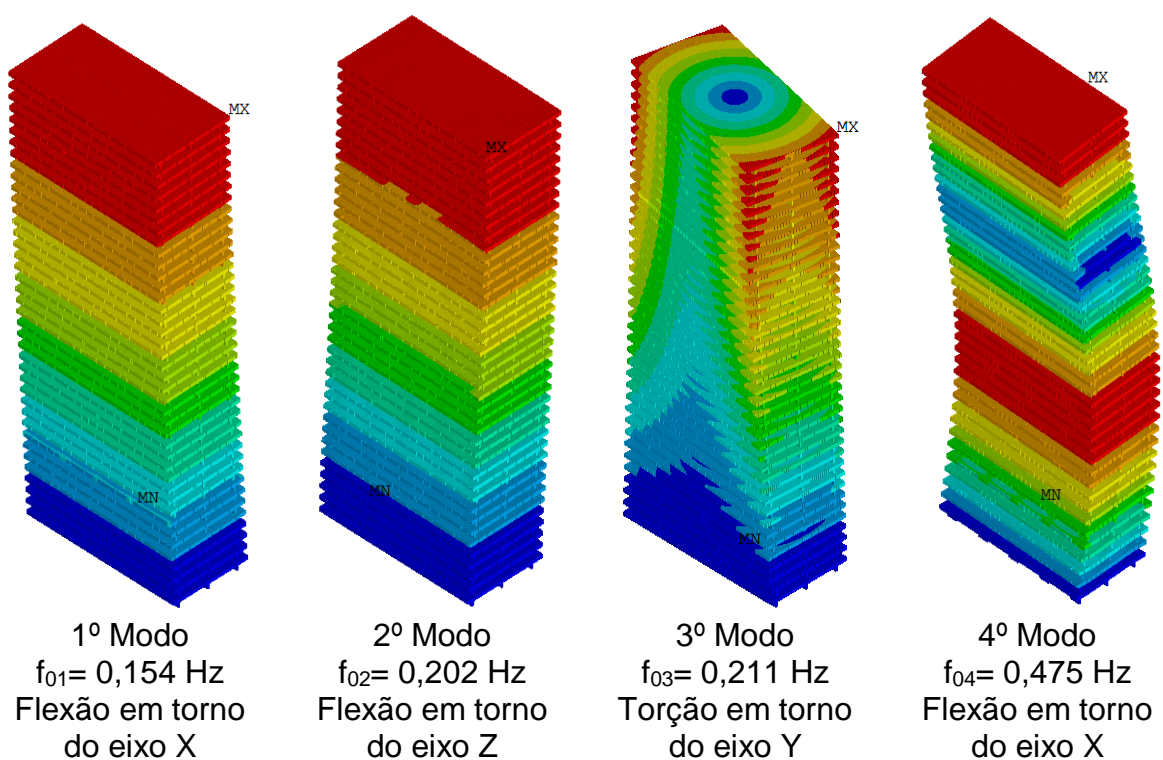


Figura 126 - Modos de vibração do modelo 2D (1º ao 4º modo).

Igualmente aos modelos Grupo 1, de posse dos valores das frequências naturais (f_{01}) e (f_{04}), relacionados a flexão em torno do eixo-X, é possível determinar o valor dos parâmetros (α) e (β), que definem o amortecimento. Os valores calculados são descritos na Tabela 11.

Tabela 11 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada – Grupo 2

	f_{01} (Hz)	f_{04} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
Modelo 1A	0,248	0,787	0,04739428	0,00615092
Modelo 1B	0,233	0,691	0,04379271	0,00688982
Modelo 1C	0,179	0,561	0,03410547	0,00860297
Modelo 1D	0,175	0,541	0,02922830	0,10121141

6.5 Parâmetros adotados nos modelos teóricos

Os modelos teóricos investigados neste capítulo foram avaliados através de quatro metodologias distintas, com o objetivo de comparar os resultados e validar os coeficientes propostos pelo Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M), apresentado na seção 3.3. As quatro metodologias utilizadas são descritas na Tabela 12. As análises de vibração forçada (TPU-DB, MRE e MRE-M) foram realizadas utilizando modelos estruturais computacionais via emprego do método dos elementos finitos.

Tabela 12 – Métodos utilizados para avaliação dos modelos teóricos

Método	Descrição
DEDM-HR	Avaliação de acordo com plataforma VORTEX-WINDS (ver seção 3.4)
TPU-DB	Análise de vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento, fornecidas pela base de dados da Universidade Politécnica de Tokyo (ver seção 3.3)
MRE	Análise de vibração forçada utilizando os carregamentos de vento gerado pelo Método da Representação Espectral (MRE), aplicado apenas longitudinalmente sobre a fachada frontal a ação do vento considerada. (Ver capítulo 2)
MRE-M	Análise de vibração forçada utilizando os carregamentos de vento gerado pelo Método da Representação Espectral Modificada (MRE-M), aplicando o carregamento longitudinalmente e transversalmente. (Ver capítulo 5)

Os parâmetros adotados para avaliação dos modelos Grupo 1 são relacionados de acordo com a Tabela 13. Cabe ressaltar que a velocidade básica do vento igual a 38 m/s foi adotada em virtude de esta ser a velocidade indicada para a cidade do Rio de Janeiro (NBR 6123, 1988), para uma rajada de 3 s com período de recorrência igual a 50 anos. A velocidade de serviço no topo da edificação depende da cota e de parâmetros normativos (S_1 e S_3) para um período de recorrência igual a 10 anos. Os parâmetros adotados para os modelos Grupo 2 são apresentados na Tabela 14.

Tabela 13 – Parâmetros adotados modelos Grupo 1

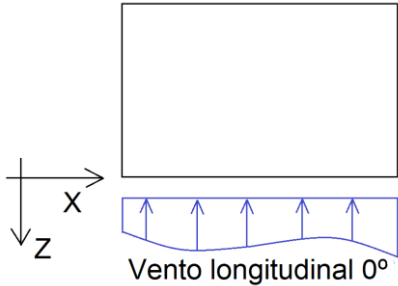
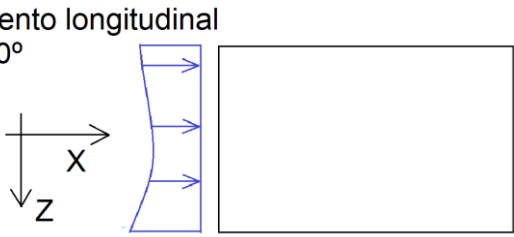
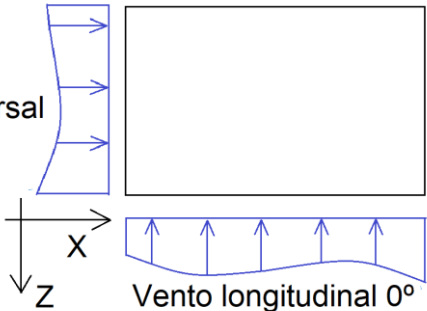
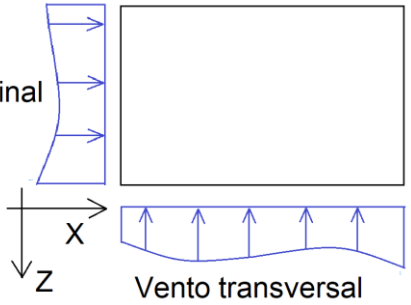
Parâmetros	Modelo 1A	Modelo 1B	Modelo 1C	Modelo 1D
Velocidade básica do vento	38,0 m/s	38,0 m/s	38,0 m/s	38,0 m/s
Velocidade adotada no topo da edificação	25,54 m/s ²	25,54 m/s ²	28,27 m/s ²	28,27 m/s ²
Coeficiente de Arrasto Direção-X	1,40	1,40	1,40	1,40
Coeficiente de Arrasto Direção-Z	1,40	1,40	1,40	1,40
Perfil Longitudinal	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$
Coeficiente γ_1	1,6	1,6	1,6	1,6
Coeficiente γ_3	1,4	1,4	1,4	1,4

Tabela 14 – Parâmetros adotados modelos Grupo 2

Parâmetros	Modelo 2A	Modelo 2B	Modelo 2C	Modelo 2D
Velocidade básica	38,0 m/s	38,0 m/s	38,0 m/s	38,0 m/s
Velocidade adotada no topo da edificação	25,54 m/s ²	25,54 m/s ²	28,27 m/s ²	28,27 m/s ²
Coeficiente de Arrasto Direção-X	1,4	1,4	1,4	1,4
Coeficiente de Arrasto Direção-Z	1,05	1,05	1,05	1,05
Perfil Longitudinal	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$	$V(z)=Vt(z/H)^{0,25}$
Coeficiente γ_1	2,18	2,18	2,18	2,18
Coeficiente γ_2	1,16	1,16	1,16	1,16
Coeficiente γ_3	1,49	1,49	1,49	1,49
Coeficiente γ_4	1,17	1,17	1,17	1,17

Em relação às direções do vento utilizadas para avaliação dos modelos teóricos, nas análises computacionais, duas utilizando o MRE e duas utilizando o MRE-M, com ventos a 0° e a 90° respectivamente, pode-se observar a Tabela 15, que indica tais direções.

Tabela 15 – Direções do vento adotadas nos modelos teóricos.

<p>Método da Representação Espectral (MRE) Vento 0°</p>	
<p>Método da Representação Espectral (MRE) Vento 90°</p>	<p>Vento longitudinal 90°</p> 
<p>Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M) Vento 0°</p>	<p>Vento transversal</p> 
<p>Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M) Vento 90°</p>	<p>Vento longitudinal 90°</p> 

6.6 Análise dos resultados dos modelos teóricos

As tabelas apresentadas nesta seção indicam os resultados obtidos para os modelos teóricos em estudo, considerando as metodologias já apresentadas. São apresentados os valores de acelerações máximas (pico) e acelerações RMS, porém as comparações entre os métodos devem ser realizadas, preferencialmente, considerando o resultado RMS. Tal consideração deve-se ao fato de que foram realizadas apenas uma série de carregamento para cada avaliação e, portanto, não foram efetuados tratamentos estatísticos para as acelerações máximas encontradas.

As avaliações nesta etapa do estudo, comparando os resultados apenas de RMS, mostram-se apropriadas, pois representam a média dos valores obtidos no decorrer de cada análise e conseqüentemente indicam se as metodologias MRE e MRE-M apresentam resultados satisfatórios.

Cabe ressaltar que os resultados mais precisos são os obtidos através das Metodologia TPU-DB e DEDM-HR, que utilizam as pressões de ventos oriundas das pressões obtidas em túnel de vento, aplicadas simultaneamente nas quatro faces dos modelos estruturais e tornam-se parâmetros para validação dos métodos.

Os resultados obtidos para o modelo 1A são apresentados na Tabela 16. O valor da aceleração longitudinal RMS através do MRE [0,023 m/s²] foi 15 % inferior ao valor encontrado através da TPU-DB [0,027 m/s²]. Por outro lado, a aceleração longitudinal RMS obtida através da MRE-M [0,029 m/s²] é 7% superior ao valor encontrado através da TPU-DB [0,027 m/s²]. Em relação à aceleração transversal, o valor obtido através da MRE-M [0,059 m/s²] é 18% inferior ao valor encontrado através TPU-DB [0,072 m/s²].

Tabela 16 – Acelerações para o modelo 1A - Vento 0°

Direção da resposta	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,103	0,027	0,098	0,027	0,073	0,023	0,096	0,029
Transversal	0,230	0,058	0,270	0,072	-	-	0,177	0,059

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

A Tabela 17 apresenta os resultados obtidos para o modelo 1B considerando o Vento 0°. O valor da aceleração longitudinal RMS utilizando MRE [0,033 m/s²] é 28% inferior ao valor TPU-DB [0,045 m/s²]. Em contrapartida, a aceleração longitudinal obtida através do MRE-M [0,043 m/s²] é apenas 4,4 % inferior ao TPU-DB [0,046 m/s²]. Analisando a aceleração transversal RMS através da MRE-M [0,062 m/s²] o valor encontrado foi idêntico ao obtido através TPU-DB [0,062 m/s²].

Tabela 17 – Acelerações para o modelo 1B - Vento 0°

Direção da resposta	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,13	0,034	0,151	0,045	0,083	0,033	0,110	0,043
Transversal	0,212	0,052	0,220	0,062	-	-	0,190	0,062

O modelo 1B, ao ser avaliado considerando o vento a 90°, apresenta resultados similares quantitativamente (Tabela 18). A aceleração RMS longitudinal MRE [0,025 m/s²] é 20% inferior ao TPU-DB [0,031 m/s²]. Utilizando a metodologia MRE-M, a aceleração longitudinal [0,032 m/s²] é apenas 3% superior ao valor TPU-DB. A aceleração transversal RMS, utilizando MRE-M [0,079 m/s²], é 13% inferior ao valor utilizando TPU-DB [0,091 m/s²], porém o valor é somente 4% superior ao valor utilizando DEDM-HR [0,076 m/s²].

Tabela 18 – Acelerações para o modelo 1B – Vento 90°

Direção da resposta	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,094	0,024	0,112	0,031	0,077	0,025	0,101	0,032
Transversal	0,291	0,076	0,290	0,091	-	-	0,204	0,079

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

Os resultados obtidos para o modelo 1C, considerando o Vento 0° são apresentados na Tabela 19. A aceleração longitudinal RMS via MRE-M [0,025m/s²] é não mais que 4% superior ao valor através TPU-DB [0,024m/s²]. Avaliando a aceleração transversal, o valor utilizando MRE-M [0,043 m/s²] coincidiu com o valor via TBU-DB [0,043m/s²].

Tabela 19 – Acelerações para o modelo 1C – Vento 0°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,079	0,021	0,076	0,024	0,059	0,019	0,077	0,025
Transversal	0,152	0,039	0,131	0,043	-	-	0,130	0,043

Considerando o Vento a 90° aplicando no modelo 1C os valores se encontram na Tabela 20. A aceleração RMS longitudinal, utilizando MRE-M [0,022m/s²], é 4,7% superior ao valor via TPU-DB [0,021m/s²]. Verificando a aceleração RMS transversal via MRE-M [0,047m/s²], o valor é 23% inferior ao valor encontrado via TBU-DB [0,061 m/s²], porém o mesmo valor é apenas 2% superior via DEDM-HR [0,046m/s²].

Tabela 20 – Acelerações para o modelo 1C - Vento 90°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,069	0,018	0,075	0,021	0,054	0,017	0,070	0,022
Transversal	0,174	0,046	0,212	0,061	-	-	0,144	0,047

Os resultados obtidos para o modelo 1D, considerando o vento 0°, são apresentados na Tabelas 21. O valor da aceleração longitudinal via MRE-M [0,029m/s²] é 6,4% inferior ao valor TPU-DB [0,031m/s²]. O valor RMS transversal através de MRE-M [0,048 m/s²] é 31% inferior ao valor via TPU-DB [0,07m/s²], porém apenas 2% superior ao valor obtido utilizando DEDM-HR [0,047 m/s²].

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

Tabela 21 – Acelerações para o modelo 1D - Vento 0°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,092	0,026	0,088	0,031	0,067	0,021	0,087	0,029
Transversal	0,185	0,047	0,232	0,070	-	-	0,162	0,048

Avaliando os resultados com vento 90° para o modelo 1D, apresentados na Tabela 22, a aceleração RMS longitudinal via MRE-M [0,026 m/s²] é 23% superior ao valor através TPU-DB [0,021m/s²], a aceleração transversal MRE-M [0,045m/s²] é 38% inferior ao valor TPU-DB [0,073m/s²]. Entretanto, comparando com o resultado via DEDM-HR [0,053 m/s²] o valor encontrado é 15% inferior.

Tabela 22 – Acelerações para o modelo 1D – Vento 90°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,083	0,021	0,081	0,021	0,067	0,021	0,088	0,026
Transversal	0,221	0,053	0,025	0,073	-	-	0,162	0,045

As acelerações longitudinais RMS, considerado vento a 0°, encontradas para os modelos Grupo 1, são apresentados graficamente na Figura 127. É possível identificar que todas as acelerações obtidas através do MRE ficaram inferiores aos valores obtidos via TPU-DB e DEDM-HR. Por outro lado, a utilização dos coeficientes propostos na MRE-M, que majoram as pressões longitudinais através do coeficiente γ_3 , forneceram resultados de acelerações longitudinais superiores aos encontrados através da plataforma DEDM-HR.

Vale lembrar que as análises via MRE não avaliam as acelerações transversais, já que tal metodologia gera apenas carregamento de vento longitudinais aplicados sobre as fachadas que se opõem a direção principal do vento.

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

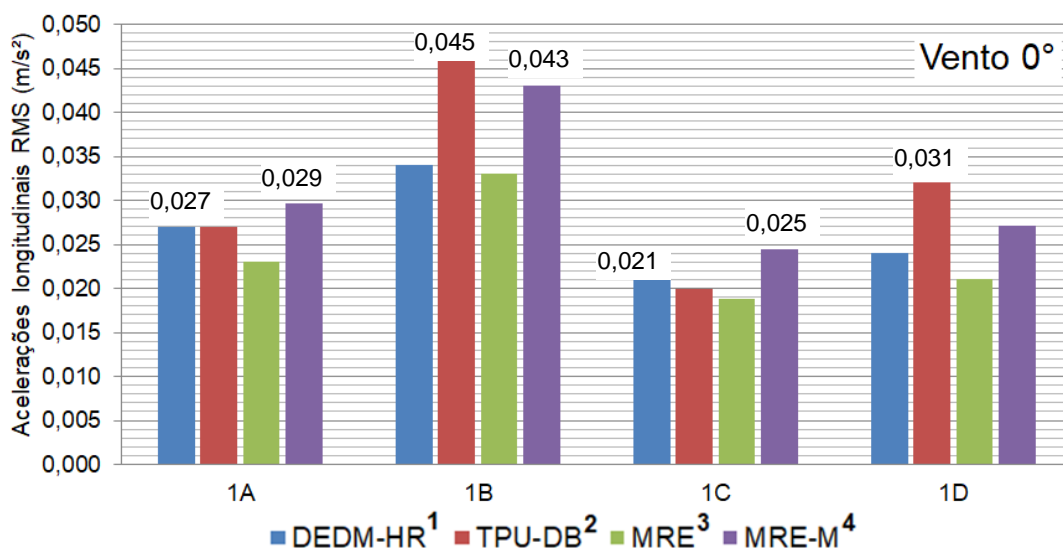


Figura 127 – Acelerações longitudinais RMS - modelos Grupo 1 - Vento 0°

As acelerações transversais, obtidas a Vento 0° nos modelos Grupo 1, são descritas na Figura 128. Os resultados através das análises MRE-M apresentam valores muito próximos aos resultados obtidos através da plataforma DEDM-HR¹. Para os modelos 1B e 1C as acelerações transversais via MRE-M³ praticamente coincidem com os valores encontrados através da TPU-DB². Tal constatação indica ser o coeficiente γ_1 adotado na MRE-M um bom fator de majoração.

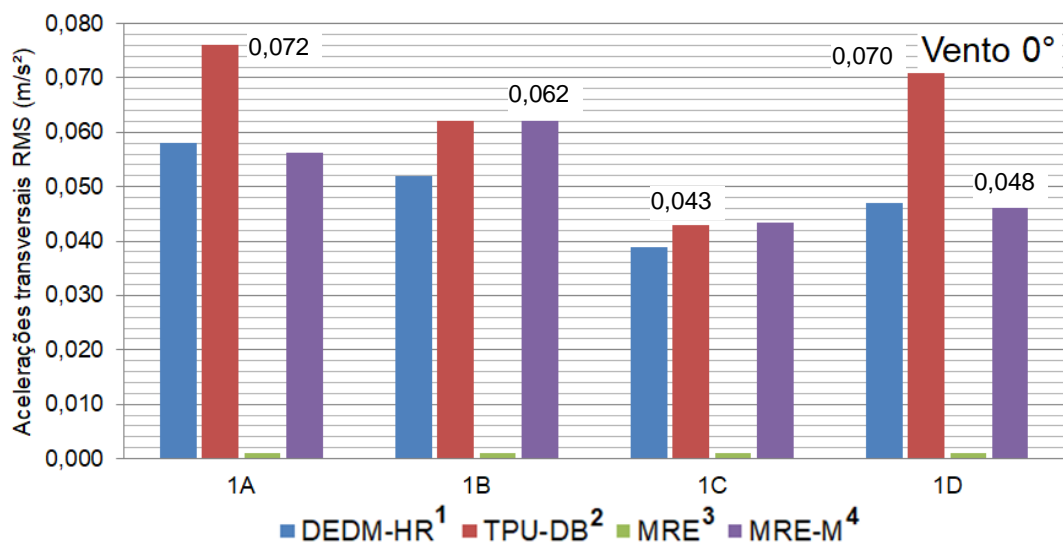


Figura 128 – Acelerações transversais RMS – modelos Grupo 1 - Vento 0°

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

Considerando o vento 90°, as acelerações longitudinais RMS para os modelos Grupo 1 são apresentadas na Figura 129. As análises via MRE indicaram, quantitativamente, nos quatro modelos, acelerações longitudinais inferiores às encontradas nas demais análises (DEDM-HR e TPU-DB), todavia, as acelerações via MRE-M alcançaram valores superiores, indicando ser o coeficiente γ_4 um fator majorador eficiente.

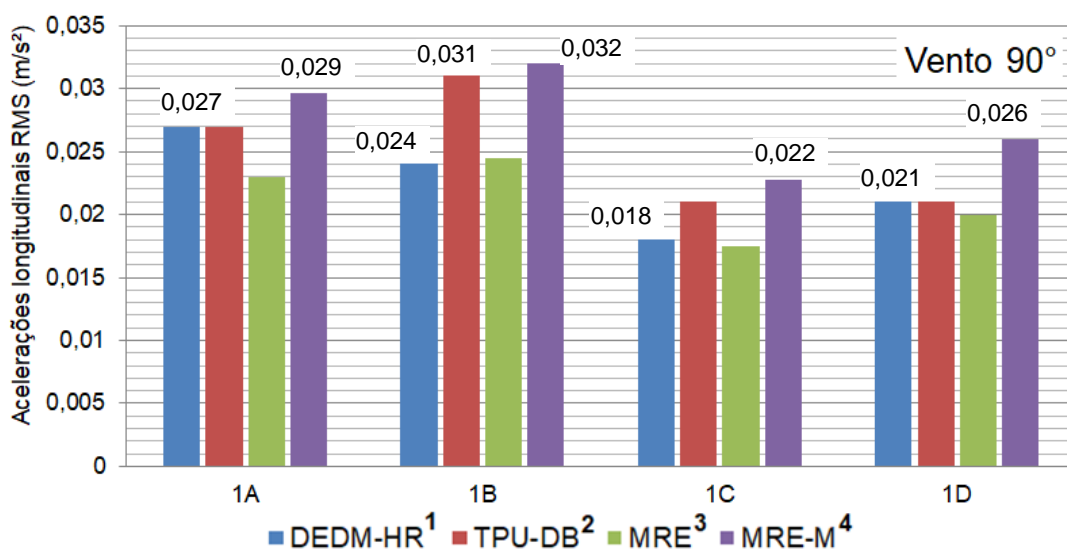


Figura 129 – Acelerações longitudinais RMS – modelos Grupo 1 - Vento 90°

A Figura 130 ilustra os resultados das acelerações transversais RMS obtidas para os modelos Grupo 1 quando o vento age a 90°. As acelerações transversais obtidas através da MRE-M⁴ possuem valores muito próximos dos fornecidos pela plataforma DEDM-HR, porém inferiores aos valores obtidos através da TPU-DB¹, indicando que o coeficiente γ_2 adotado pode ser reavaliado no futuro para um valor maior.

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

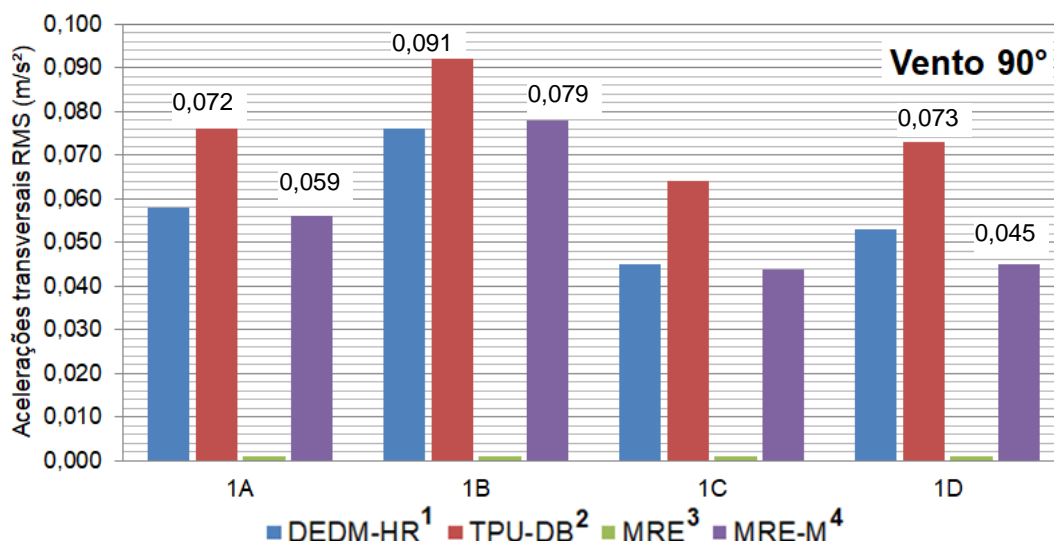


Figura 130 – Acelerações transversais RMS - modelos 1 - Vento 90°

As acelerações obtidas para o modelo 2A, com o vento atuando a 0°, estão exibidas na Tabela 23. Relembrando que os modelos Grupo 2 possuem relações geométricas iguais a 1:2:5 e o vento a 0° atua sobre a maior fachada. A aceleração longitudinal RMS via MRE-M⁴ [0,030 m/s²] é 15% superior a aceleração encontrada na plataforma DEDM-HR¹ [0,026 m/s²]. A aceleração transversal RMS obtida pela MRE-M [0,019 m/s²] é 10% inferior ao valor encontrado via TBU-DB² [0,021 m/s²].

Tabela 23 – Acelerações para o modelo 2A - Vento 0°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,098	0,026	0,075	0,024	0,072	0,023	0,093	0,030
Transversal	0,085	0,022	0,054	0,021	-	-	0,059	0,019

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

A Tabela 24 fornece os resultados obtidos para o modelo 2A quando o vento a 90° é avaliado. Pode-se observar que a aceleração longitudinal via MRE-M⁴ [0,012 m/s²] é 7,6% inferior aos valores encontrados através da plataforma DEDM-HR e via TPU-DB [0,013 m/s²]. Ao mesmo tempo, a aceleração RMS transversal via MRE-M⁴ [0,026 m/s²] é 8% superior ao valor obtido através da TPU-DB².

Tabela 24 – Acelerações para o modelo 2A - Vento 90°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,051	0,013	0,046	0,013	0,03	0,009	0,039	0,012
Transversal	0,084	0,022	0,064	0,024	-	-	0,079	0,026

Os resultados obtidos para o modelo 2B quando o vento age a 0° são descritos na Tabela 25. A aceleração RMS longitudinal obtida via MRE-M⁴ [0,028m/s²] é 22% superior ao valor encontrado através da TPU-DB² [0,023 m/s²] e coincidente com o valor obtido via DEDM-HR¹ [0,028m/s²]. Avaliando o efeito transversal, a aceleração RMS obtida através da MRE-M⁴ [0,020 m/s²] é 4% inferior ao encontrado via TPU-DB² [0,021 m/s²].

Tabela 25 – Acelerações para o modelo 2B - Vento 0°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,110	0,028	0,090	0,023	0,064	0,0215	0,083	0,028
Transversal	0,084	0,022	0,058	0,021	-	-	0,059	0,020

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

Quando o vento age a 90° sobre o modelo 2B, os valores se comportam como apresentados na Tabela 26. A aceleração RMS longitudinal via MRE-M⁴ [0,013 m/s²] coincidiu com os valores obtidos através das metodologias DEDM-HR¹ e TPU-DB² [0,013 m/s²]. A aceleração transversal via MRE-M⁴ [0,023 m/s²] é também idêntica ao valor obtido através da TPU-DB² [0,023 m/s²] e 8% inferior ao obtido via DEDM-HR¹ [0,025 m/s²].

Tabela 26 – Acelerações para o modelo 2B - Vento 90°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,051	0,013	0,045	0,013	0,029	0,0096	0,039	0,013
Transversal	0,096	0,025	0,082	0,023	-	-	0,071	0,023

A Tabela 27 informa os valores obtidos para o modelo 2C quando o vento age a 0°. Em relação a aceleração RMS longitudinal, o valor encontrado via MRE-M⁴ [0,017 m/s²] é 6% superior ao valor via TPU-DB² [0,016 m/s²], e 10% inferior ao valor obtido através da plataforma DEDM-HR¹ [0,019 m/s²]. A aceleração RMS transversal obtida pela metodologia MRE-M⁴ [0,012 m/s²] é 9% superior ao valor obtido via TPU-DB² [0,011 m/s²] e 8% inferior ao valor encontrado pela plataforma DEDM-HR¹ [0,013 m/s²].

Tabela 27 – Acelerações para o modelo 2C - Vento 0°

Direção	DEDM-HR ²		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,071	0,019	0,055	0,016	0,034	0,013	0,048	0,017
Transversal	0,052	0,013	0,036	0,011	-	-	0,039	0,012

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

As acelerações obtidas para o modelo 2C quando o vento atua a 90° estão apresentados na Tabela 28. O valor da aceleração RMS longitudinal via MRE-M⁴ [0,007 m/s²] é 12 % inferior aos valores obtidos através da plataforma DEDM-HR¹ e TPU-DB² [0,008 m/s²]. Avaliando a aceleração transversal, o valor via MRE-M⁴ [0,015 m/s²] é 7% superior ao valor encontrado via TPU-DB² [0,014 m/s²] e 6% inferior ao valor via DEDM-HR [0,016 m/s²].

Tabela 28 – Acelerações para o modelo 2C - Vento 90°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,032	0,008	0,023	0,008	0,018	0,005	0,023	0,007
Transversal	0,062	0,016	0,035	0,014	-	-	0,041	0,015

O último modelo teórico investigado, modelo 2D, tem as acelerações quando o vento atua a 0°, apresentadas na Tabela 29. A aceleração RMS longitudinal obtida através do método proposto MRE-M⁴ [0,019 m/s²] é 5% inferior ao valor obtido via TPU-DB² [0,020 m/s²], e 17% inferior ao obtido na plataforma DEDM-HR¹ [0,023 m/s²]. Por sua vez, a aceleração RMS transversal via MRE-M⁴ [0,013 m/s²] é 19% inferior ao valor obtido via TPU-DB² e 23% inferior ao valor DEDM-HR¹ [0,017 m/s²].

Tabela 29 – Acelerações para o modelo 2D - Vento 0°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,084	0,023	0,068	0,020	0,041	0,015	0,060	0,019
Transversal	0,066	0,017	0,043	0,016	-	-	0,046	0,013

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

A Tabela 30 indica os valores das acelerações do modelo 2D quando o vento age a 90°. O valor da aceleração RMS longitudinal obtida via MRE-M⁴ [0,008 m/s²] é 11% do valor obtido através da plataforma DEDM-HR¹ e via TPU-DB² [0,009 m/s²]. A aceleração RMS transversal obtida pela MRE-M⁴ [0,016 m/s²] é 23 % inferior ao valor obtido via TBU-DB² e DEDM-HR¹ [0,021 m/s²].

Tabela 30 – Acelerações para o modelo 2D - Vento 90°

Direção	DEDM-HR ¹		TPU-DB ²		MRE ³		MRE-M ⁴	
	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)	Pico (m/s ²)	RMS (m/s ²)
Longitudinal	0,039	0,010	0,031	0,009	0,021	0,006	0,027	0,008
Transversal	0,078	0,021	0,064	0,021	-	-	0,046	0,016

Para maior clareza das avaliações das metodologias MRE³ e MRE-M⁴, a Figura 31 apresenta graficamente as acelerações RMS longitudinais obtidas quando o vento atua a 0° sobre os modelos Grupo 2. É possível observar que nos 4 modelos em estudo, a metodologia MRE³ forneceu valores de acelerações inferiores aos obtidos através da plataforma DEDM-HR¹ e método TPU-DB².

Entretanto, ao se utilizar os coeficientes propostos, via MRE-M⁴, as acelerações RMS longitudinais obtidas nos modelos 2A, 2B e 2C tornam-se superiores aos valores via DEDM-HR¹ e TPU-DB² indicando ser o coeficiente γ_3 apropriado para os modelos com geometrias 1:2:5.

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

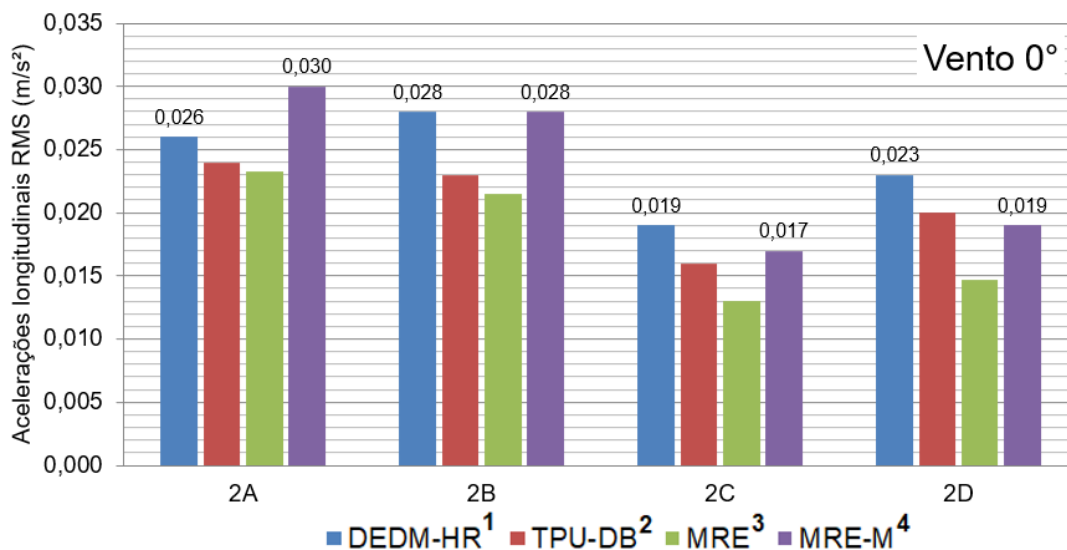


Figura 131 – Acelerações longitudinais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 0°

A Figura 132 apresenta graficamente os valores das acelerações RMS transversais quando o vento atua a 90° nos modelos Grupo 2. Os valores das acelerações RMS transversais obtido via MRE-M⁴ seguem próximos dos valores obtidos através da plataforma DEDM-HR¹ e método TPU-DB². Esses resultados sinalizam que o coeficiente γ_1 proposto para os modelos com geometria 1:2:5 é um valor adequado.

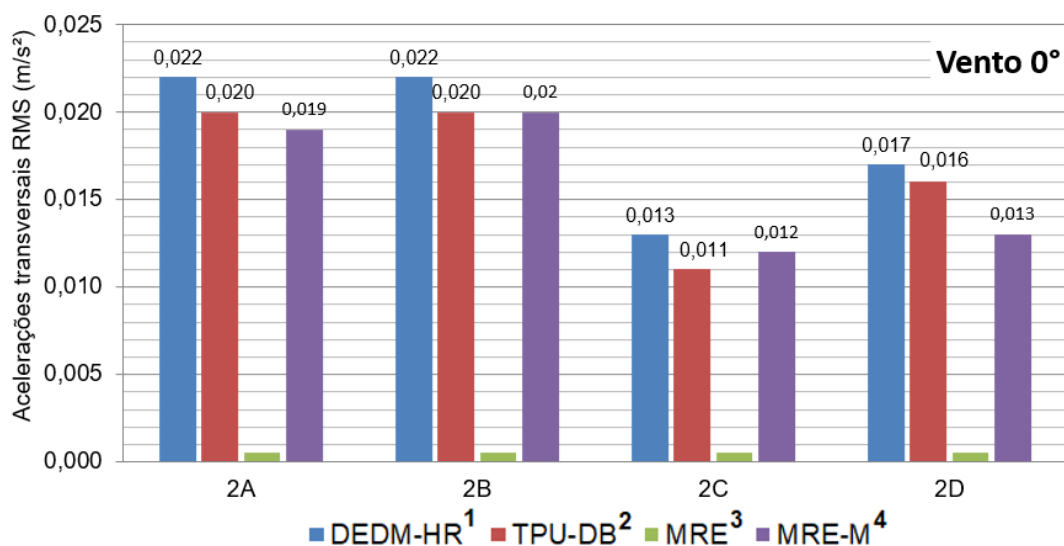


Figura 132 – Acelerações transversais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 0°

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

As acelerações RMS longitudinais quando o vento age a 90° são apresentadas graficamente na Figura 133. Os valores das acelerações obtidas via MRE são menores que os valores obtidos pela plataforma DEDM-HR¹ e via TPU-DB². Utilizando a metodologia MRE-M⁴, as acelerações longitudinais se aproximam nos modelos 2A e 2B, porém, nos modelos 2C e 2D, os valores continuam inferiores aos obtidos via DEDM-HR¹ e via TPU-DB². Tal ocorrência indica que o coeficiente γ_4 proposto para os modelos 1:2:5 pode ser reajustado para um valor maior no futuro.

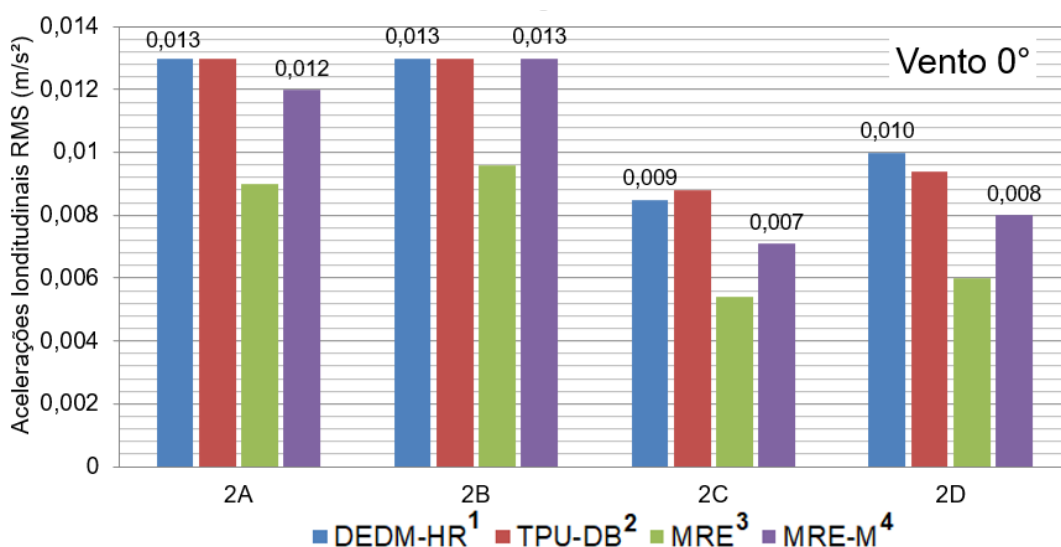


Figura 133 – Acelerações longitudinais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 90°

Por fim, os valores das acelerações RMS transversais quando o vento atua a 90° são indicados graficamente na Figura 134. É possível perceber que as acelerações RMS transversais obtidas via MRE-M¹ são superiores aos valores encontrados através da plataforma DEDM-HR² nos modelos 2A, 2B e 2C. Somente no modelo 2D o valor obtido MRE-M⁴ se encontra inferior aos valores via DEDM-HR¹ e TPU-DB². Essa constatação sinaliza que o coeficiente γ_2 utilizado na MRE-M⁴ para os modelos com geometria 1:2:5 fornece resultados coerentes.

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

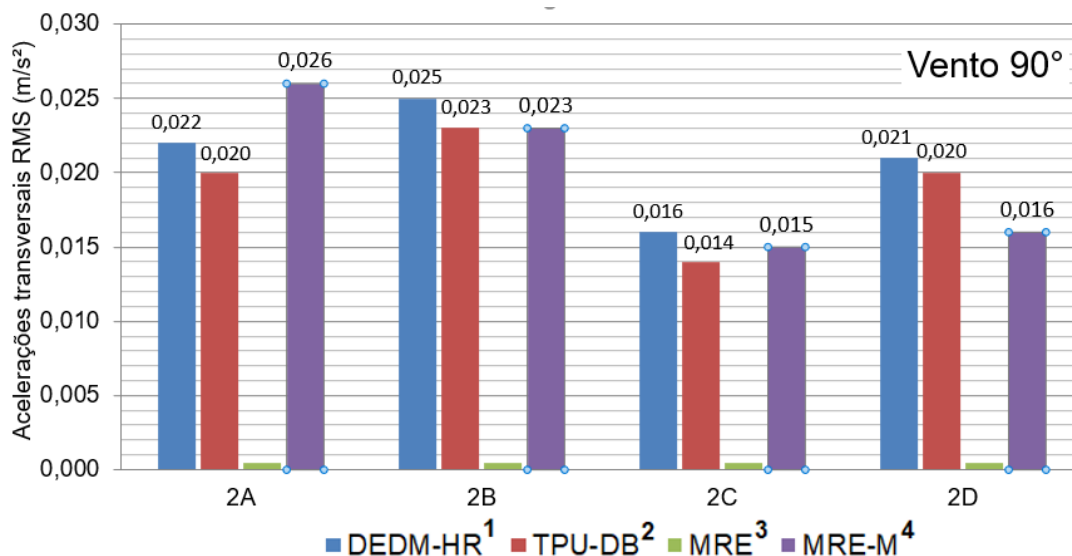


Figura 134 – Acelerações transversais RMS - modelos Grupo 2 - Vento 90°

6.7 Considerações finais

Deve-se ressaltar que os resultados das duas metodologias, com base na utilização de dados provenientes de túneis de vento (DEDM-HR¹ e TPU-DB²), são, quantitativamente, divergentes entre si, evidenciando a complexidade das análises.

Portanto, de acordo com os resultados apresentados neste capítulo, constata-se que a metodologia proposta MRE-M⁴, qualitativamente, apresenta excelentes resultados no que diz respeito a obtenção das acelerações, tanto longitudinais quanto, principalmente, as acelerações transversais.

Do ponto de vista dinâmico, a utilização da metodologia MRE-M⁴ corrige as respostas longitudinais via MRE³, ao levar em consideração o efeito de sucção da fachada oposta a atuação direta do vento, como também fornece resultados relevantes no que diz respeito às respostas transversais dos modelos estruturais.

Deste modo, nos próximos capítulos, modelos estruturais de edifícios reais serão investigados utilizando a nova metodologia MRE-M⁴. Tais modelos não possuem relações geométricas coincidentes com as plataformas DEDM-HR¹ e TPU-DB² e, por isso, se faz necessária uma avaliação computacional através da nova metodologia, que simula o vento o mais próximo das suas características reais.

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

7 INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

7.1 Considerações iniciais

A prática corrente dos escritórios de cálculo estrutural normalmente desconsidera a interação solo-estrutura na obtenção dos esforços dos elementos estruturais das cargas transmitidas ao terreno através das fundações, portanto o cálculo é baseado na hipótese de apoios indeslocáveis.

Dessa consideração decorre que os recalques são estimados isoladamente para cada elemento de fundação, a partir da hipótese de que esse elemento possa se deslocar de forma independente dos demais, ou seja, essa metodologia estabelece uma independência fictícia entre o solo de fundação e a estrutura, desprezando os efeitos provocados na estrutura, em razão da deformação do solo (Borges, 2009).

Considerando esses aspectos, este capítulo apresenta considerações sobre a interação solo-estrutura no que tange as fundações profundas desenvolvidas com estacas enterradas e apresenta alguns exemplos de edifícios altos nos quais a solução adotada para a fundação foi radier estaqueado.

7.2 Resistência lateral do solo sobre estacas

Na verificação de projetos de edifícios, o dimensionamento dos elementos estruturais (vigas, lajes e pilares) e da fundação (blocos, sapatas e estacas) possui soluções exatas, porém, quanto ao solo, este constitui o elemento mais complexo devido à variabilidade de características em que é encontrado na natureza, como heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear entre força e deslocamento, além dos efeitos da variação da quantidade de água presente em sua composição (BORGES, 2009). Portanto, o conhecimento da resposta do solo quando submetido a forças externas constitui um fator de fundamental importância na análise de problemas de interação solo-estrutura.

Segundo Velloso (2010), em um projeto sobre ações de cargas horizontais a solução mais desejável seria a utilização de estacas inclinadas, de forma que trabalhassem predominantemente sob forças axiais de compressão ou tração, tendo como vantagem que os deslocamentos nos blocos ficariam muito reduzidos. Porém, na maioria dos casos, a execução de estacas inclinadas oferece muitas dificuldades.

Nesse sentido, a técnica mais usual de projetar é absorver as cargas horizontais por flexão das estacas ou tubulões verticais. Neste caso, as estacas ficam submetidas a solicitações de flexocompressão (ou flexotração). Esta é a solução utilizada para os modelos estruturais investigados neste trabalho.

Um aspecto fundamental no estudo das estacas carregadas transversalmente é a reação do solo, ou seja, como o terreno resiste à ação da estaca. É um problema complexo. Sabe-se que essa reação depende da natureza do solo e do nível de carregamento (uma vez que o solo é um material não linear), do tipo de solicitação (estática, cíclica etc.) e da forma e dimensão da estaca (VELLOSO, 2010).

Para o caso de estacas carregadas horizontalmente imersas no solo, segundo Velloso (2010), para qualquer seção transversal de estaca, o solo possui resistência ao deslocamento horizontal por tensões normais contra a frente da estaca e por tensões cisalhantes nas laterais, conforme ilustrado na Figura 135. Tendo em mente que quase não existe resistência na parte de trás da estaca, a resultante das tensões atua na área da frente da estaca, numa faixa igual ao seu diâmetro ou a sua largura.

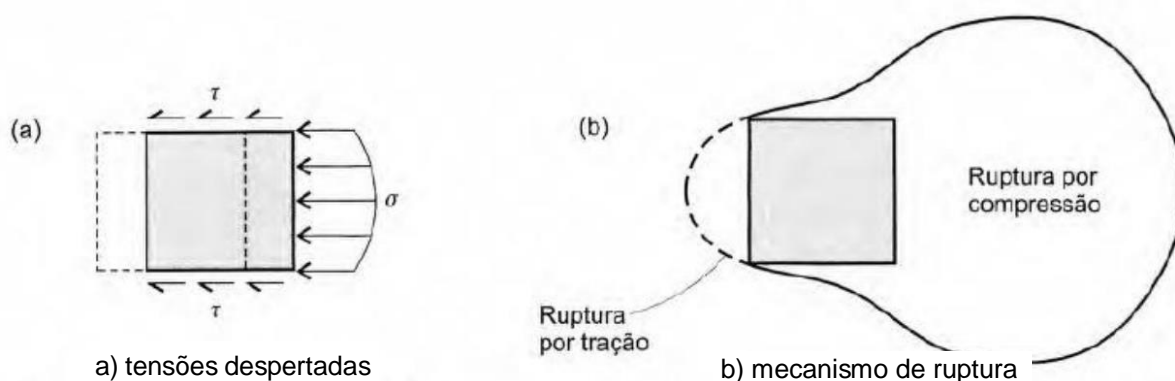
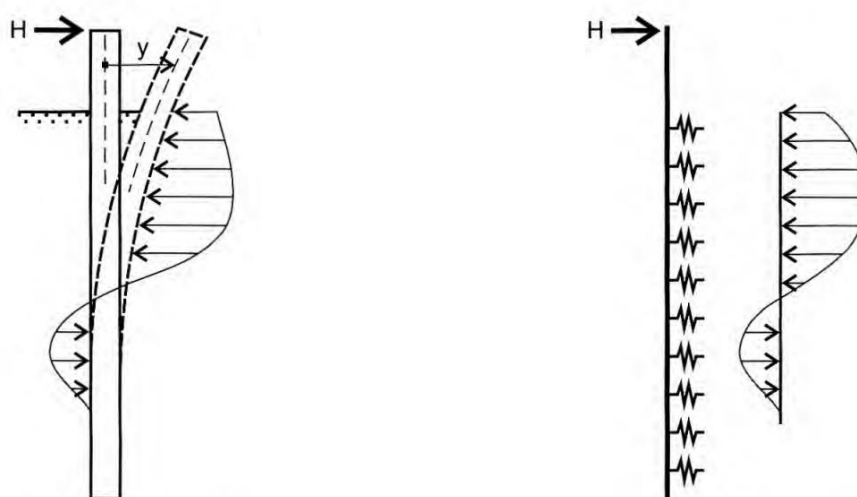


Figura 135 – Reação do solo contra o deslocamento horizontal da estaca (VELLOSO, 2010).

No que tange ao estudo de colunas semienterradas, a metodologia usual para a formulação do problema da interação solo-estrutura recorre ao conceito do coeficiente de reação originalmente proposto por Winkler. No caso de estacas solicitadas lateralmente o procedimento de análise é análogo ao das fundações superficiais, em que o solo é substituído por molas horizontais independentes entre si, conforme pode ser observado na Figura 136.



a) Reação do solo real

b) Modelo de molas pela hipótese de Winkler

Figura 136 – Estaca submetida a uma força transversal (VELLOSO, 2010).

Uma estaca vertical submetida a uma força horizontal H aplicada acima da superfície do terreno, à medida que H cresce, os deslocamentos horizontais da estaca e a correspondente reação do solo crescem, até atingir a ruptura do solo, supondo que a estaca resista às solicitações fletoras que aparecem.

Segundo Terzaghi (1955), coeficiente de reação horizontal (k_h) para estacas em solos coesivos (argilas), independe da profundidade da estaca, pode ser determinado pela Equação 50, na qual k_{s1} é um módulo para uma placa horizontal de 0,3048 m (1 ft) de lado e d_c representa a largura da coluna em metros. A Tabela 31 apresenta os valores típicos de k_{s1} para argilas pré-adensadas, em que k_{s1} é um módulo para uma placa horizontal de 0,3048 m (1ft) de lado e d_c a largura da coluna (m).

$$k_h = \left(\frac{0,3048}{1,5d_c} \right) k_{s1} \quad (50)$$

Tabela 31 - Valores típicos de k_{s1} em kN/m^3 (TERZAGHI, 1955)

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

Para estacas em solos não coesivos (areia), admite-se que o coeficiente de reação horizontal (k_h) varia linearmente com a profundidade de acordo com a Equação 51, onde n_h é um parâmetro de rigidez para solos não coesivos, z_e é a profundidade da estaca e d_e a largura da estaca. A Tabela 32 apresenta valores típicos de n_h obtidos por Terzaghi (1955), em função da densidade relativa do solo arenoso, sob condição seca e submersa.

$$k_h = n_h \frac{z_e}{d_e} \quad (51)$$

Tabela 32 - Valores típicos de n_h em 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

De acordo com Velloso (2010) a premissa de que o coeficiente de reação num subsolo de areia cresce linearmente com a profundidade deve ser verificada pelo exame do perfil de ensaios de penetração (SPT). O perfil pode indicar uma situação diferente, com camadas de compacidades distintas e, nesse caso, adota-se um coeficiente de reação para cada camada, e pode-se lançar mão de correlações entre o módulo de deformabilidade (E) do solo e resultados de penetração.

Terzaghi (1955) propôs a determinação da reação horizontal através do módulo de deformabilidade do solo (E), considerando que os deslocamentos a uma distância da estaca maior que $3B$ não tem influência sobre o comportamento da estaca.

$$k_h = 0,74 \frac{E}{B} \quad (52)$$

Para determinação do módulo de deformabilidade (E), não se dispondo de ensaios em laboratórios, podem ser utilizadas correlações com o índice de resistência a penetração (N) da sondagem SPT. Godoy e Texeira (1996) propõe a Equação 53, em que α e k são coeficientes empíricos, apresentados nas Tabela 33 e 34, em função do tipo de solo.

$$E = \alpha k N \quad (53)$$

Tabela 33 - Valores do coeficiente α (GODOY & TEXEIRA, 1996)

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 34 - Valores do coeficiente k (GODOY & TEXEIRA, 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

7.3 Fundações de edifícios altos sobre radier estaqueado

Os pilares de edifícios altos são submetidos a elevadas cargas em suas bases (reações de apoio) e o dimensionamento de blocos individuais para cada pilar se torna inviável, principalmente quando as áreas dos blocos de fundações profundas começam a se sobrepor e ocupar mais de 50% da área de projeção do edifício. (SOUZA, 2014).

Portanto, de uma maneira geral, a solução em radier estaqueado é a decisão mais adequada. Segundo Poulos (2010), a análise dos radies estaqueados teve uma grande evolução a partir do desenvolvimento das ferramentas computacionais e dos métodos numéricos, que também podem ser correlacionados com o aumento da construção de edifícios altos. Poulos (2010) relatou que nas duas últimas décadas houve um aumento notável na construção de edifícios altos com mais de 150 metros de altura caracterizando esse crescimento como exponencial.

Como exemplo, pode-se visualizar na Figura 137 o projeto de um edifício construído da cidade de Manaus-AM, denominado Tikuna's Tower, cuja fundação foi projetada pelo Engenheiro Fábio Albino de Souza. O edifício possui 36 pavimentos totalizando uma altura igual a 111,80 m. De acordo com Souza (2014), o perfil geotécnico da sondagem de simples reconhecimento à percussão mostra uma geologia com camadas de areia argilosa, areia siltosa e silte arenoso, com o nível de água variando de 5,00 m a 7,00 da superfície da sondagem.

Conforme indica Souza (2014), a escolha do radier estaqueado nesse caso foi uma solução de viabilidade do projeto, tecnicamente, pois a solução em bloco sobre estacas se tornou inviável devido à sobreposição de blocos, ocupando uma área maior que 50% da área de projeção do projeto. As estacas foram dimensionadas com 80 cm de diâmetro e profundidades médias iguais a 22 metros.

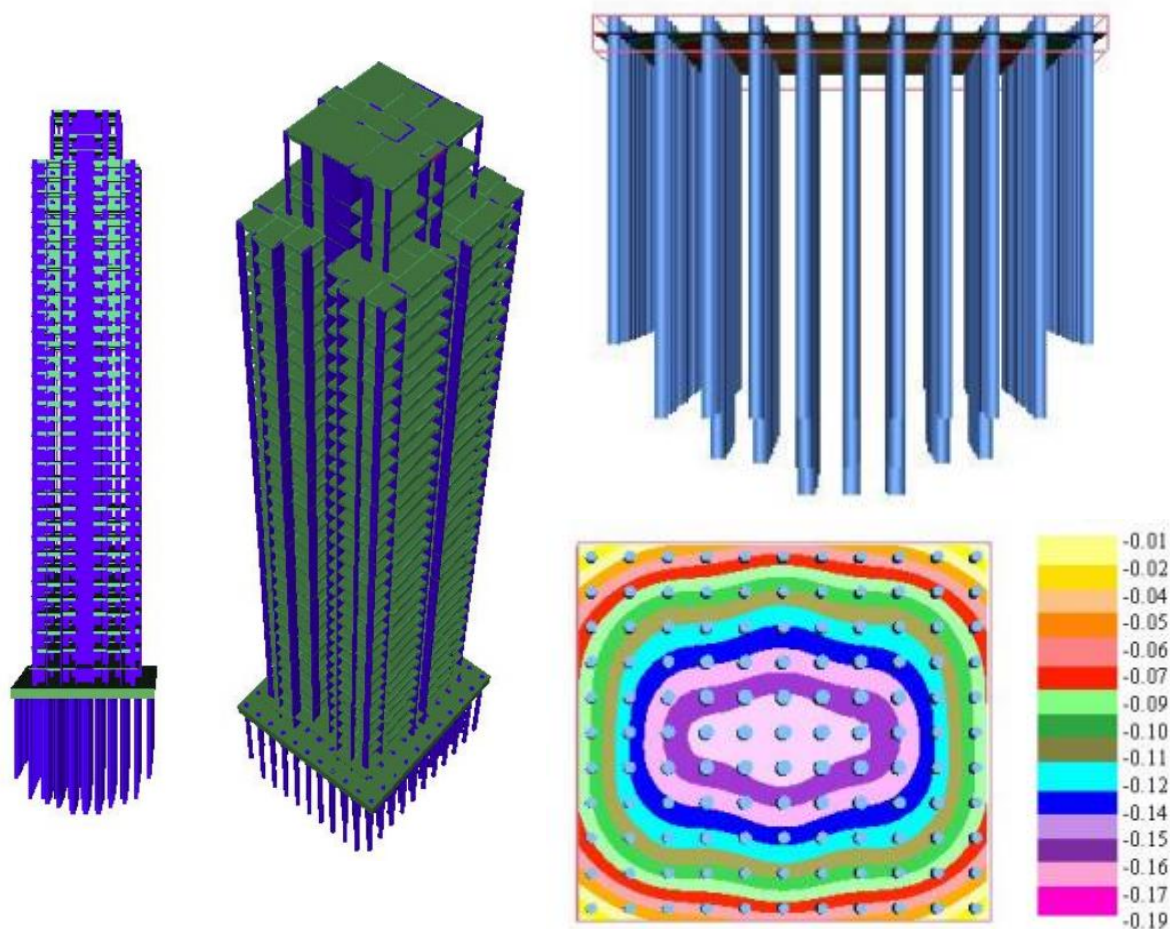


Figura 137 – Exemplo de modelo estrutural sobre radier estaqueado. (SOUZA, 2010).

De acordo Poulos (2011), a solução em radier estaqueado é adequada para edifícios altos, pois estes são submetidos a uma combinação de cargas elevadas verticais e horizontais. As estacas sob um bloco único permitem uma redistribuição dos esforços e reduz as cargas aplicadas lateralmente sobre o solo.

Poulos (2011) apresenta como exemplo o projeto da Torre Incheon na Coreia do Sul (Figuras 138 e 139). A edificação possui 151 andares, construída em uma área de terra recuperada, com solo constituído em argila marinha mole, em Songdo, Coreia do Norte. O sistema de fundação compreende um radier com 5,5 m de espessura apoiado em 172 estacas de 2,5 m de diâmetro, as estacas travessam o solo mole e se apoiam em uma camada de rocha a 36 metros de profundidade. Os cálculos realizados por Poulos (2011) indicaram que negligenciar a interação solo-estrutura resulta em uma subestimação das deflexões laterais da edificação.



Figura 138 - Torre Incheon na Coreia do Sul (POULOS, 2011).

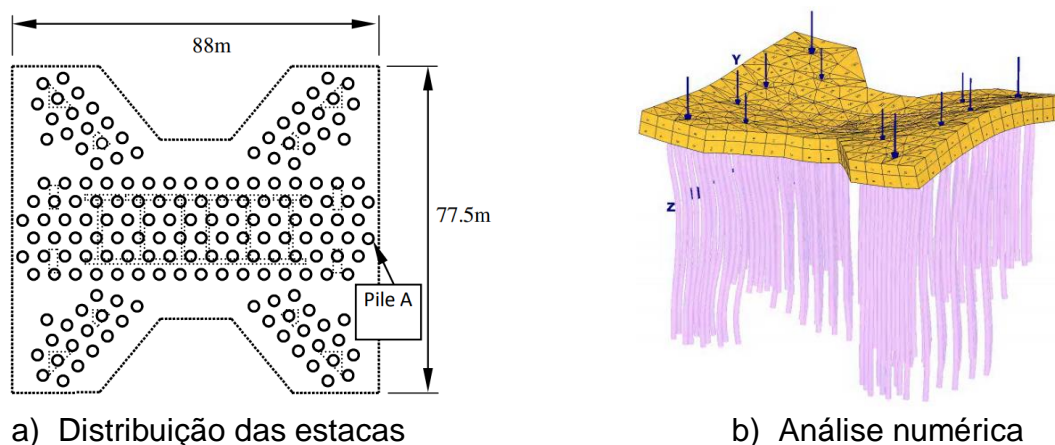


Figura 139 – Modelo estrutural do radier estaqueado - Torre Incheon - (POULOS, 2011).

Outro exemplo interessante, apresentado por Battista (2013), é a torre de teste para elevadores com 94 metros de altura (Figura 140), construída em São Leopoldo - RS, com seção constante 12 m x 11 m, realizada em concreto armado ($f_{ck} = 50$ MPa). Sua fundação é construída em bloco único em concreto armado ($f_{ck} = 25$ MPa) com dimensões de 24 m x 24 m, com espessura igual a 3 metros, sobre 73 estacas do tipo hélices contínuas ($f_{ck} = 20$ MPa), com diâmetro igual a 100 cm e 15 metros de profundidade.

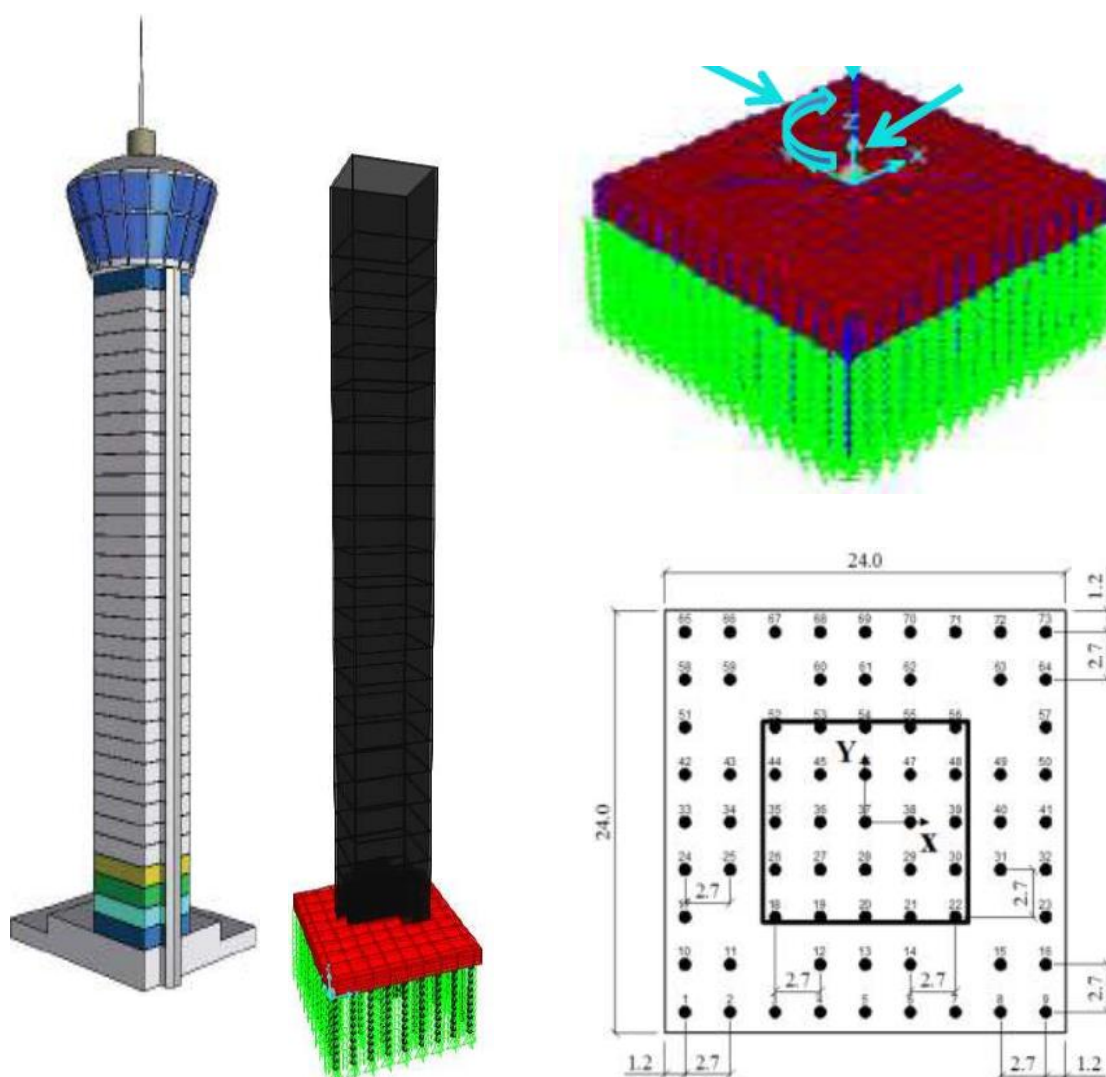


Figura 140 – Torre de teste de elevadores - radier estaqueado - (BATTISTA, 2013).

Battista (2013) apresenta a modelagem computacional da fundação utilizada, onde molas simulando a resistência lateral do solo são aplicadas nos elementos finitos utilizados para representar as estacas. Os valores dos coeficientes de rigidez das molas podem ser observados na Figura 141.

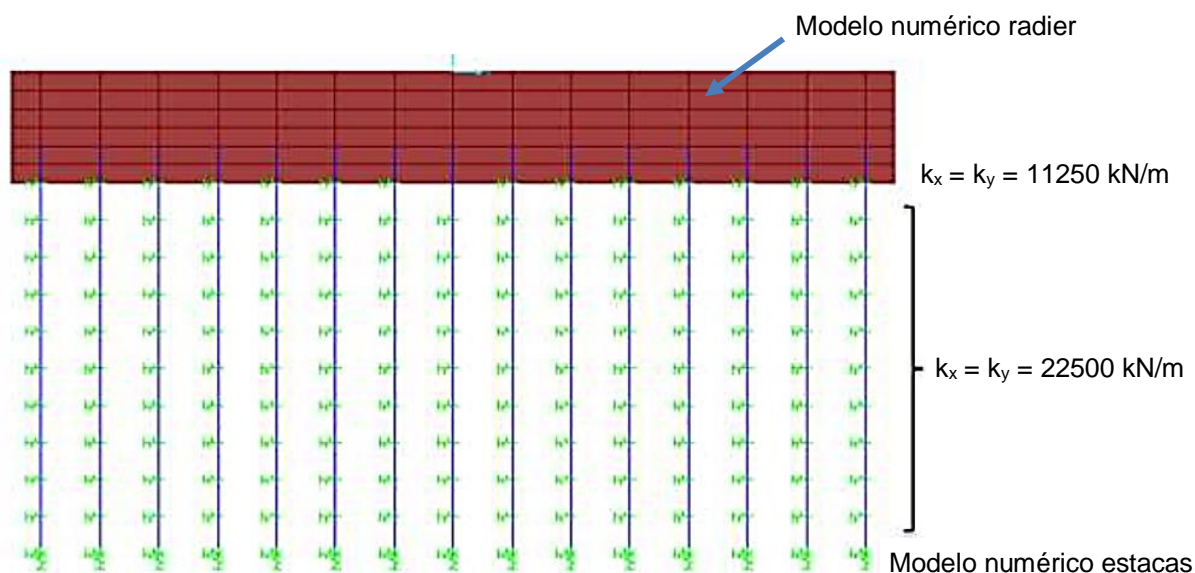


Figura 141 – Modelagem numérica radier-estacas - torre de teste - (BATTISTA, 2013).

No que diz respeito ao comportamento dinâmico da estrutura, Battista (2013) indica que a frequência fundamental da estrutura é igual a $f_{01} = 0,51$ Hz, com modo de vibração de flexão da torre em torno do eixo Z. O autor afirma que a estrutura é bastante suscetível a oscilações aeroelásticas, em baixas frequências, induzidas pelo vento em escoamentos suave e turbulento.

7.4 Considerações finais

Este capítulo apresentou considerações sobre a interação solo-estrutura no que tange as fundações profundas desenvolvidas com estacas enterradas, indicando a metodologia mais usual para simular a ação horizontal do solo sobre as estacas, em que o solo é substituído por molas horizontais independentes entre si. No que diz respeito aos valores de rigidez destas molas, foram apresentadas formulações para o cálculo com base nas características dos solos. Por fim, neste capítulo foram ilustrados exemplos de edifícios altos nos quais a solução adotada para a fundação foi radier estaqueado.

8 CONFORTO HUMANO

8.1 Considerações iniciais

Em edificações altas e esbeltas, o vento pode provocar, em determinados instantes, vibrações na estrutura que podem gerar um mal-estar nos ocupantes. Apesar de ser muito improvável que essas vibrações possam provocar danos físicos aos ocupantes, elas podem afetar a saúde de forma indireta, causando por exemplo, uma diminuição da concentração nas pessoas, da eficiência no trabalho e até mesmo náuseas. Outro problema que pode surgir na percepção das vibrações pelos usuários é o estresse causado, baseado no medo de colapso ou danos estruturais.

No passado, documentos normativos estabeleciam um limite para a aceleração da edificação determinado através de ensaios considerando apenas a percepção das pessoas à amplitude da vibração. No entanto, experimentos realizados em salas montadas em bases vibratórias indicam que a percepção das pessoas está relacionada não só à amplitude, como também à frequência da aceleração (BURTON, 2015). Esse critério passou a ser utilizado em documentos normativos mais recentes, como a ISO 10137 (2007).

Desde que a questão do conforto humano em edifícios altos foi introduzida, há um debate sobre qual parâmetro é mais preciso para avaliar a percepção humana: RMS ou aceleração de pico. Até recentemente, a América do Norte usava acelerações de pico para estabelecer a aceleração máxima permitida, enquanto pesquisadores de outras regiões usavam valores RMS. No entanto, mais recentemente, tanto a AIJ (Architectural Institute of Japan) quanto a ISO (International Organization for Standardization) adotaram critérios de aceleração de pico com base na frequência. Os defensores do uso do RMS geralmente apontam que esta representa melhor as sensações experimentadas pelos ocupantes em eventos prolongados, sendo a duração e o número de ciclos de movimento que ocorrem acima de um valor limite mais significativo para os ocupantes do que um pico alto ocasional. Os defensores do uso de valores de pico alegam que os ocupantes são afetados mais dramaticamente por grandes eventos ou picos na resposta. (BASHOR & KAREEM, 2007).

8.2 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)

De acordo com a NBR 6123 (1988), em edificações com período fundamental T_1 igual ou inferior a 1s, a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator S_2 . Entretanto, edificações com período fundamental superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta dinâmica na direção do vento médio.

Segundo a NBR 6123 (1988), no caso de edificações destinadas à ocupação humana, as oscilações induzidas pelas forças flutuantes podem provocar desconforto nos ocupantes e como indicação geral, a aceleração máxima encontrada não deve superar $0,1 \text{ m/s}^2$. Considera-se admissível que amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

8.3 Critério de avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995)

Hirsch & Bachmann (1995), mostraram, através de estudos e pesquisas, que o nível de tolerância das pessoas aos efeitos das vibrações, induzidas pela ação do vento em edifícios, é dado em função de valores limites expostos pela aceleração, conforme a Tabela 35, e pela frequência e amplitude máxima, ilustrado na Figura 142.

Tabela 35 - Valores limites de aceleração (HIRSCH & BACHMANN,1995).

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

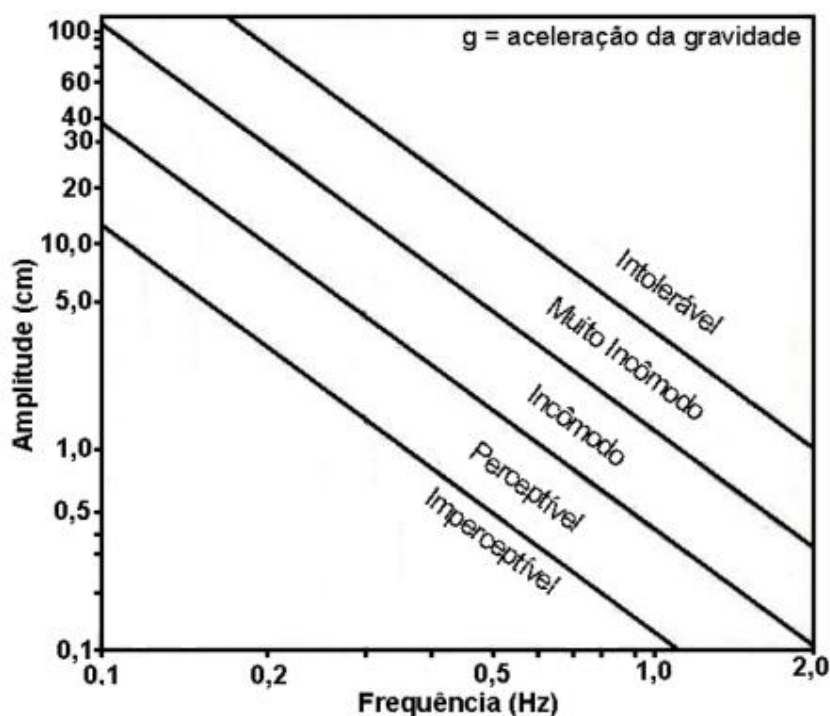


Figura 142 - Percepção humana aos efeitos da vibração (HIRSCH & BACHMANN, 1995).

8.4 Critérios de avaliação segundo a ISO 2631 (1997)

Atualmente, a ISO 2631 (1997), que substituiu a norma anterior, ISO 2631 (1985), não apresenta os mesmos critérios expostos edição anterior, além de não apresentar limites de exposição à vibração, definindo apenas um método para avaliação de exposição à vibração de corpo inteiro.

No prefácio da norma ISO 2631 (1997) explica-se que os critérios adotados anteriormente, na norma ISO 2631 (1985), referentes aos efeitos sobre as pessoas provocados pelo tempo de exposição poderiam ser os mesmos para situações distintas (saúde, eficiência no trabalho e conforto). Entretanto, cabe ressaltar que tais concepções não foram comprovadas por testes experimentais e, deste modo, foram desconsideradas na versão atual da norma ISO 2631 (1997).

No anexo C da norma ISO 2631 (1997) explica-se que o conforto devido a vibrações depende de muitos fatores, tal como a expectativa dos ocupantes e as atividades que estes estarão fazendo no momento (por exemplo, ler, dormir, comer, escrever), além de vários outros fatores, tais como barulho acústico e temperatura. Portanto, não é definido um limite, e sim, apresentadas indicações aproximadas de valores que podem provocar algum tipo de reação, de acordo com a Tabela 36.

Tabela 36 - Critérios de avaliação do conforto segundo a ISO 2631 (1997)

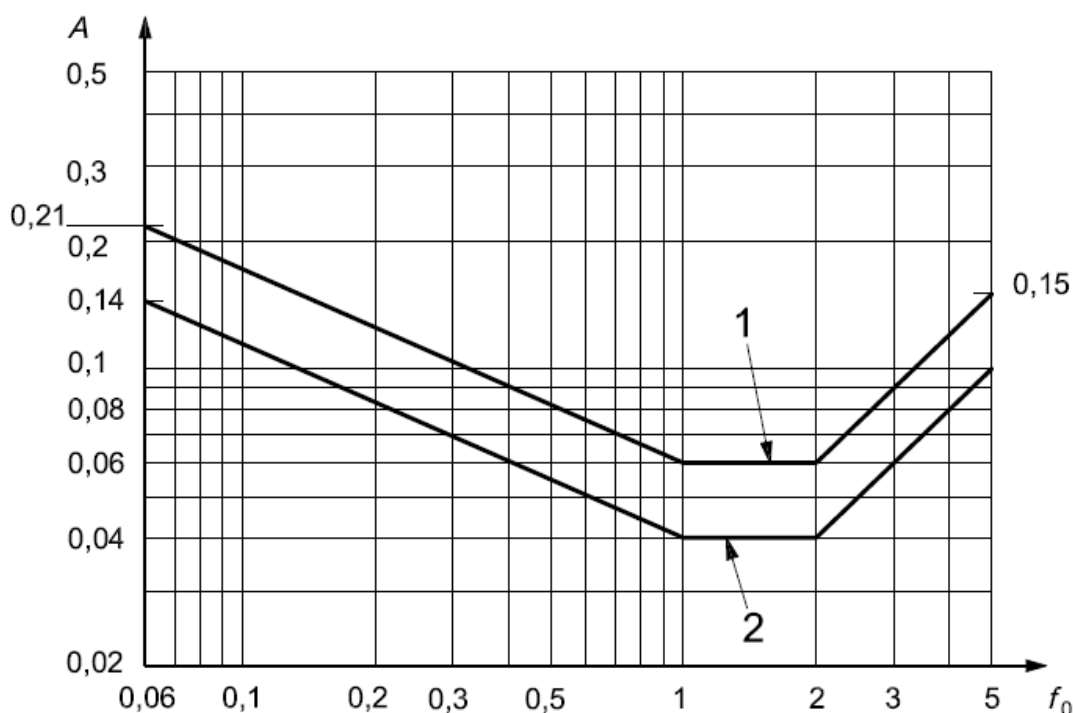
Valores limites de aceleração	Percepção humana
menor que 0,315 m/s ²	Confortável
0,315 m/s ² até 0,63 m/s ²	Pouco confortável
0,5 m/s ² até 1 m/s ²	Quase desconfortável
0,8 m/s ² até 1,6 m/s ²	Desconfortável
1,25 m/s ² até 2,5 m/s ²	Muito desconfortável
Maior que 2,5 m/s ²	Extremamente desconfortável

8.5 Critérios de avaliação segundo a ISO 10137 (2007)

Atualmente, as normas europeias indicam como referência de avaliações do conforto humano a ISO 10137 (2007), cujo Anexo D traz orientações para a resposta humana a movimentos em edifícios provocados pelo vento. De modo a manter dentro de limites aceitáveis as condições de vida diária relativas à resposta humana às acelerações horizontais dos edifícios provocadas pela ação do vento com retornos de 1 ano, é necessário aplicar critérios de avaliação.

A orientação fornecida nesse anexo refere-se a um escritório comercial e a uma ocupação residencial. O tempo de recorrência proposto é de 1 ano, sendo que outros tempos de recorrência podem ser tomados, considerando casos mais graves como tempestades e furacões, sendo necessário, portanto, utilizar fatores de multiplicação.

Basicamente, o critério apresentado se dá por avaliação do pico de aceleração para a primeira frequência natural. São apresentados ábacos em que aparecem as curvas de aceitabilidade para escritórios e residências. O nível de aceitabilidade para residências é dois terços do nível de aceitação para escritórios. A curva resultante para residência é próxima do nível de 90% de probabilidade de percepção. As curvas foram obtidas através de dados para muitos edifícios reais. As acelerações de pico, para um período de retorno de 1 ano, não devem exceder às curvas de avaliação apresentada na Figura 143.



Sendo

- A pico de aceleração , m/s²
- f_0 primeira frequência natural da estrutura
- 1 curva para escritórios
- 2 curva para residências

Figura 143 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007).

Comparando-se o limite da NBR 6123 (1988) com o gráfico acima, pode-se verificar que, no caso de residências, para frequências acima de 0,15 Hz, a curva de aceitabilidade fica abaixo de 0,1m/s², o que aparentaria ser a avaliação proposta pela ISO 10137 (2007) mais rigorosa que a NBR 6123 (1988). Porém, as duas avaliações não podem ser comparadas diretamente, pois os tempos de recorrência propostos em cada critério de avaliação são bastante diferentes. Enquanto que a NBR 6123 (1988) estipula-se que o limite 0,1m/s² deve ser avaliado para um período de recorrência de 10 anos, o critério da ISO 10137 (2007) diz respeito a um período de recorrência de apenas um ano.

8.6 Critérios de avaliação segundo a ISO 6897 (1984) Revisada 2015

A norma ISO 6897 (1984) recomenda valores limites de aceleração em RMS para a verificação do conforto humano em estruturas em função da frequência. A Figura 144 indica as curvas de aceleração horizontal em RMS de edifícios (curva 1) e de estruturas *off-shore* (curva 2) para a avaliação do conforto dos ocupantes para período de recorrência de 5 anos.

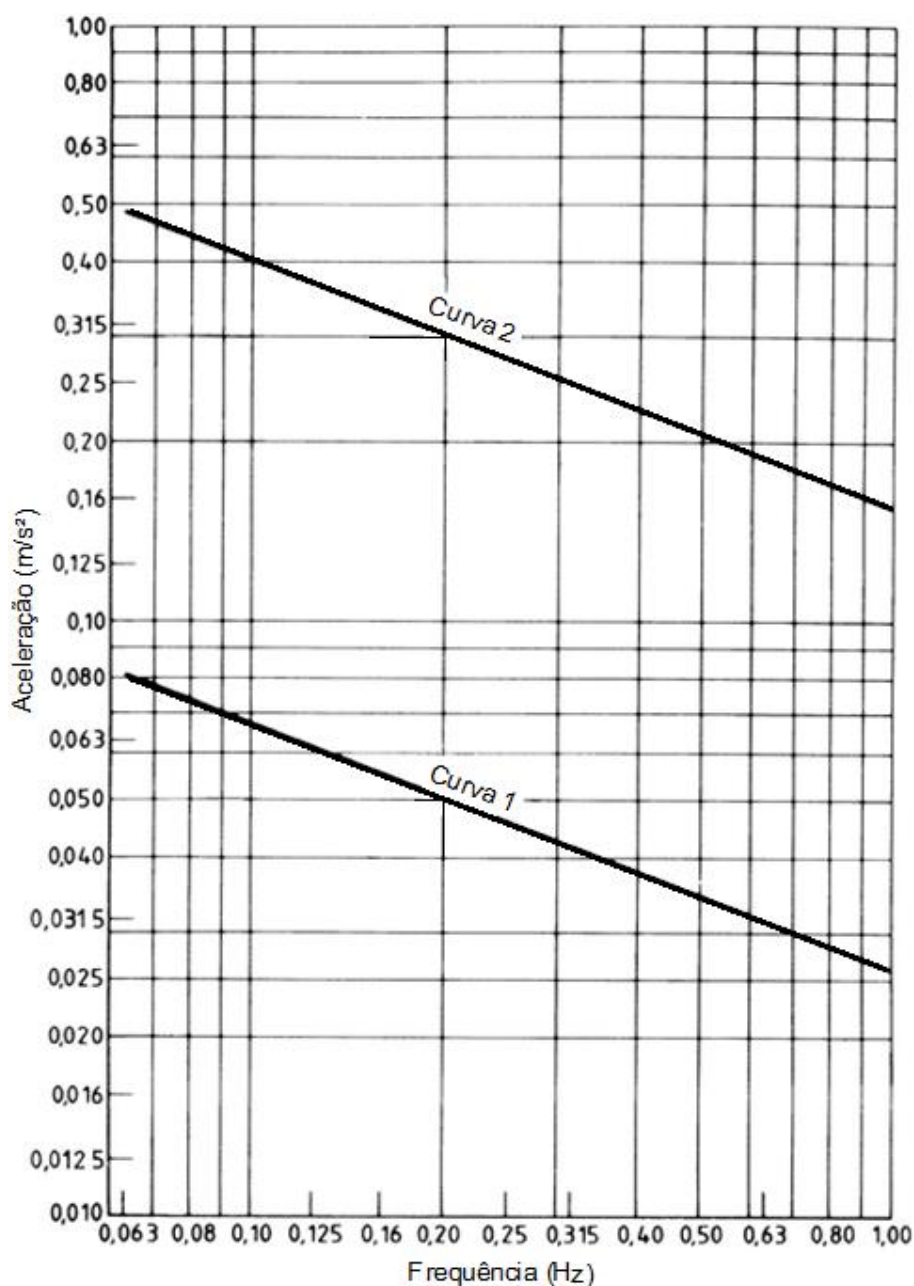


Figura 144 - Magnitudes aceitáveis de aceleração horizontal de edifícios utilizadas para fins gerais (curva 1) e de estruturas off-shore fixas (curva 2)) (adaptada da ISO 6897, 1984).

8.7 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentados critérios utilizados para a avaliação do conforto humano em estruturas submetidas a vibrações devido à ação dinâmica do vento, indicando os parâmetros e limites adotados por normas vigentes que tratam do assunto. Em destaque, foi apresentado o limite de aceleração [$a_{lim}=0,10 \text{ m/s}^2$] presente na norma brasileira NBR 6123 (1988), critério a ser adotado nos projetos de edifícios construídos no país.

9 MODELO CONCRETO ARMADO H = 140 m

9.1 Considerações iniciais

O modelo estrutural estudado neste capítulo é inspirado em um edifício real existente na cidade de Balneário Camboriú-SC, em concreto armado, com altura igual a 140 metros. Este edifício apresenta a particularidade de ser esbelto, possui largura em planta de apenas 9 metros, proporções volumétricas iguais a 1:3,2:15,5 [9m x 29 m x 140 m], conforme será detalhado no decorrer do capítulo.

Cabe ressaltar que as análises dinâmicas transientes realizadas nesse capítulo consideram as seguintes hipóteses simplificadoras: não são consideradas a não-linearidade física e geométrica; é adotado que todos os modelos apresentam modo de vibração linear; a aceleração torsional não foi considerada.

9.2 Características geométricas e físicas do Modelo H = 140 m

O edifício investigado destina-se a residências de alto-luxo, com apenas um apartamento por andar, possuindo 40 andares com pé-direito de 3,5m totalizando uma altura igual a 140 metros. A Figura 145 apresenta a arquitetura do pavimento tipo.

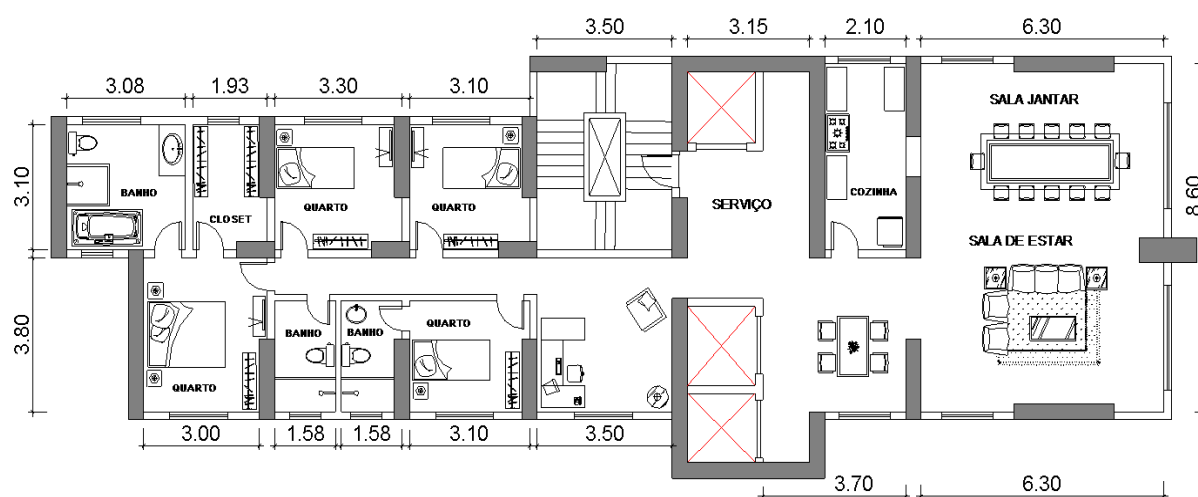


Figura 145 – Arquitetura do Pavimento Tipo Edifício de 140 m

O modelo estrutural idealizado para a edificação é composto por pilares, vigas e lajes em concreto armado. O concreto estrutural utilizado possui resistência à compressão (f_{ck}) igual a 45 MPa, módulo de elasticidade (E_{cs}) igual a 34 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³.

Em planta, a edificação possui dimensões de 29,05 metros de comprimento por 9,0 metros de largura. As vigas apresentam seções iguais a 20x100 cm, a laje possui 15 cm de espessura e os pilares possuem seções variáveis que podem ser observadas na planta estrutural apresentada na Figura 146.

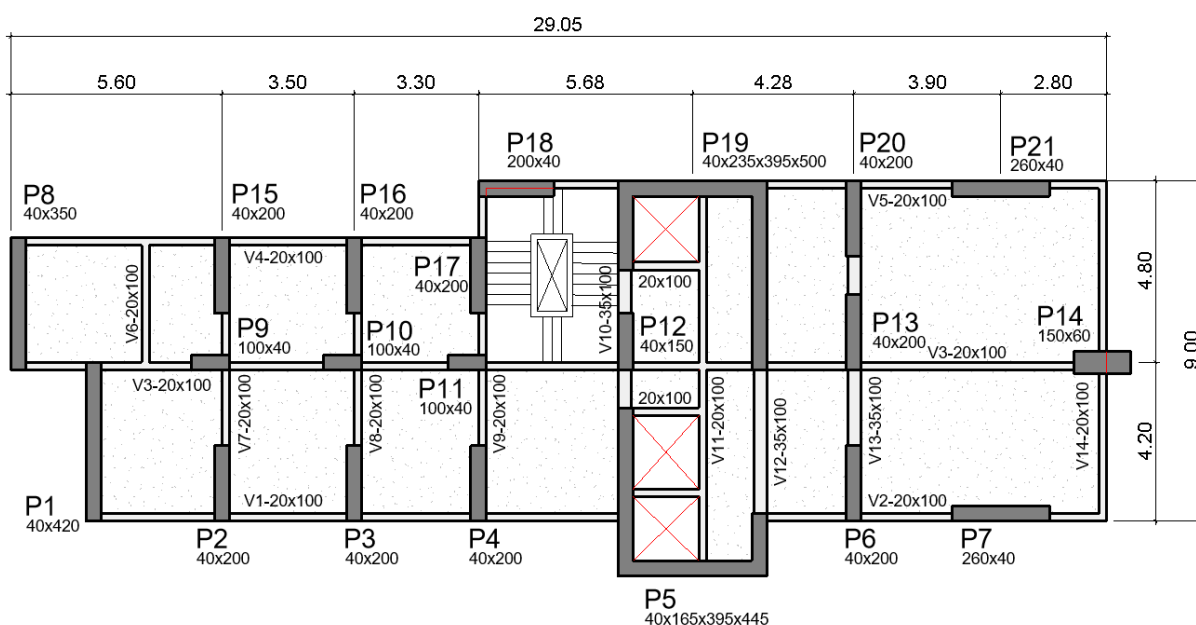


Figura 146 – Planta de Estrutura do Edifício de 140 m

A Figura 147 apresenta um corte do pavimento tipo em que se destaca a altura das vigas [100 cm] e a espessura da laje [17 cm]. Na Figura 148 é apresentada uma perspectiva do modelo estrutural e um corte longitudinal, sendo possível observar a altura da edificação frente às medidas em planta.

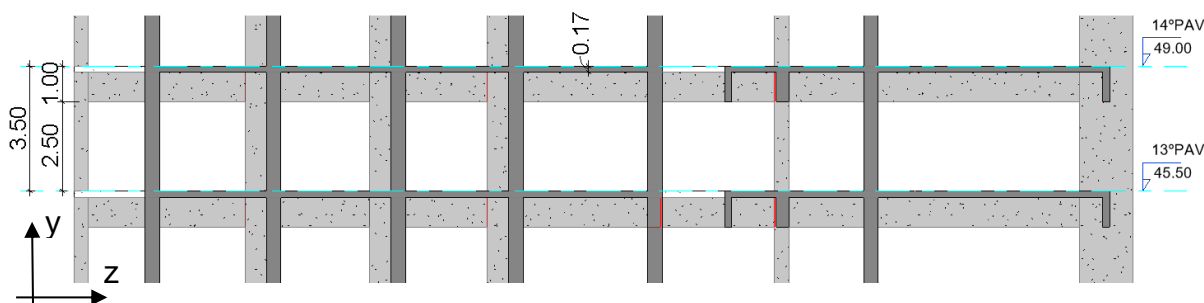


Figura 147 – Corte Pavimento Tipo Edifício de 140 m.

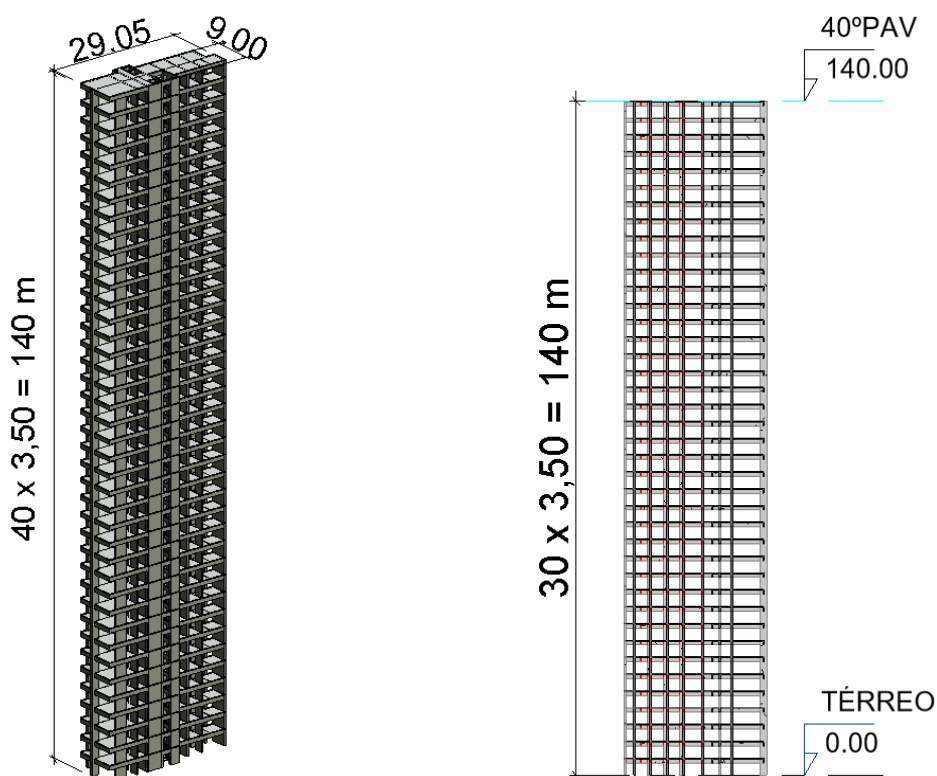


Figura 148 – Perspectiva e Corte da Estrutura do Edifício de 140 m.

9.3 Modelo H = 140 m em elementos finitos

A estrutura foi investigada utilizando o programa computacional ANSYS (2009), empregando técnicas usuais de discretização através do método dos elementos finitos. O refinamento da malha se deu de forma a serem gerados elementos finitos uniformemente distribuídos da ordem de 25 por 25 centímetros, demonstrando um bom refinamento para a edificação estudada.

O modelo numérico computacional possui 232552 nós, 245880 elementos e 1395246 graus de liberdade. Este modelo foi utilizado na análise modal (vibração livre) e de vibração forçada, em que foi avaliado o comportamento dinâmico da estrutura. As Figuras 149 a 151 apresentam vistas em plantas e perspectivas do modelo em elementos finitos. Os elementos numéricos utilizados neste modelo computacional estão discriminados no Apêndice B.

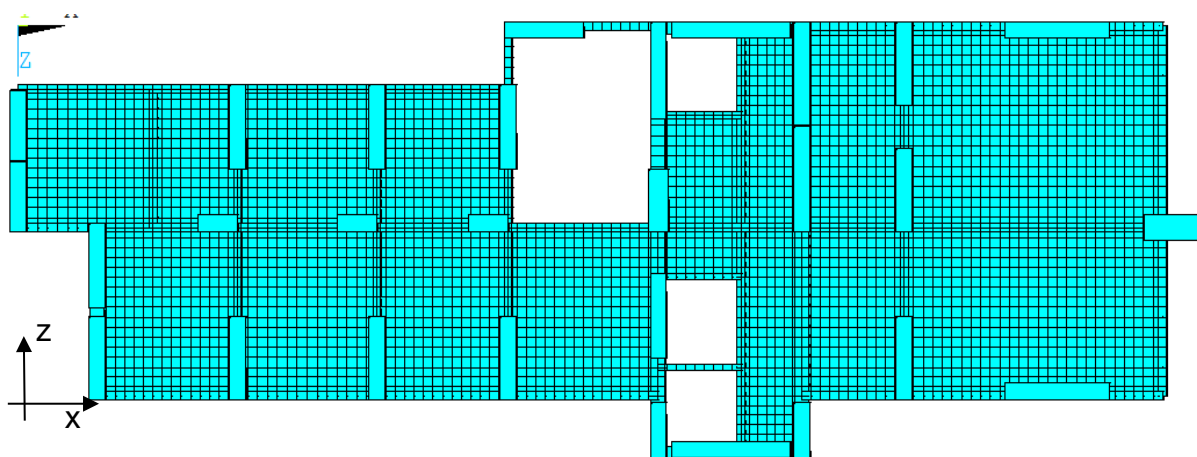


Figura 149 – Pavimento tipo em elementos finitos - Modelo 140 metros.

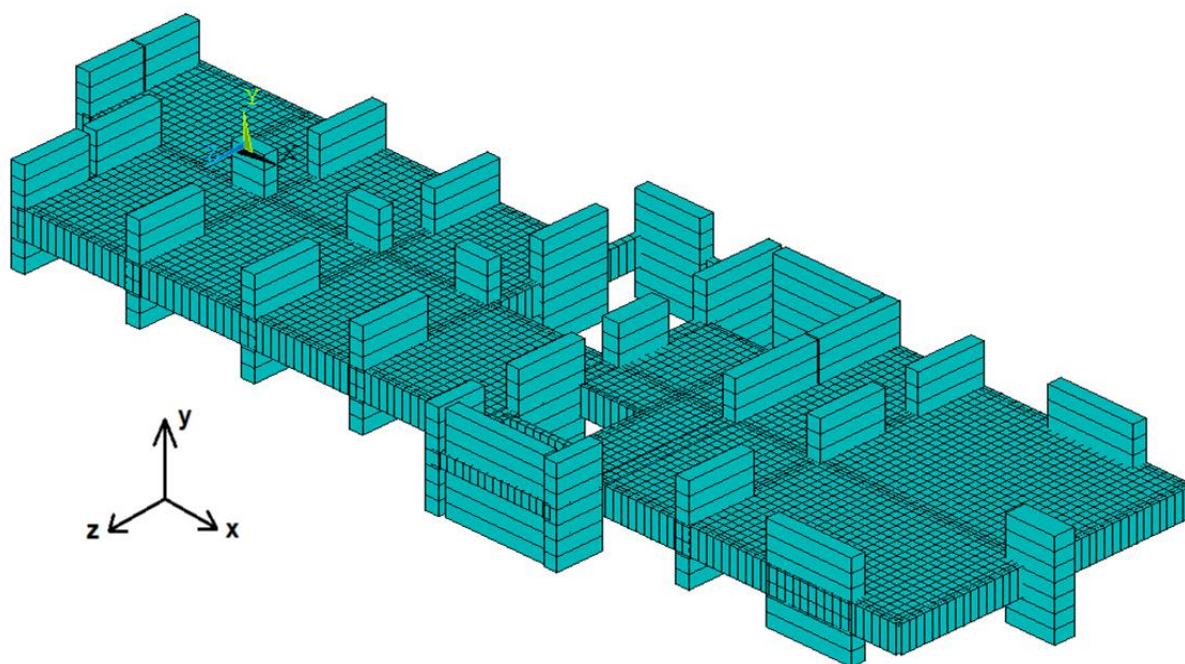


Figura 150 – Perspectiva pavimento tipo em elementos finitos - Modelo 140 metros.

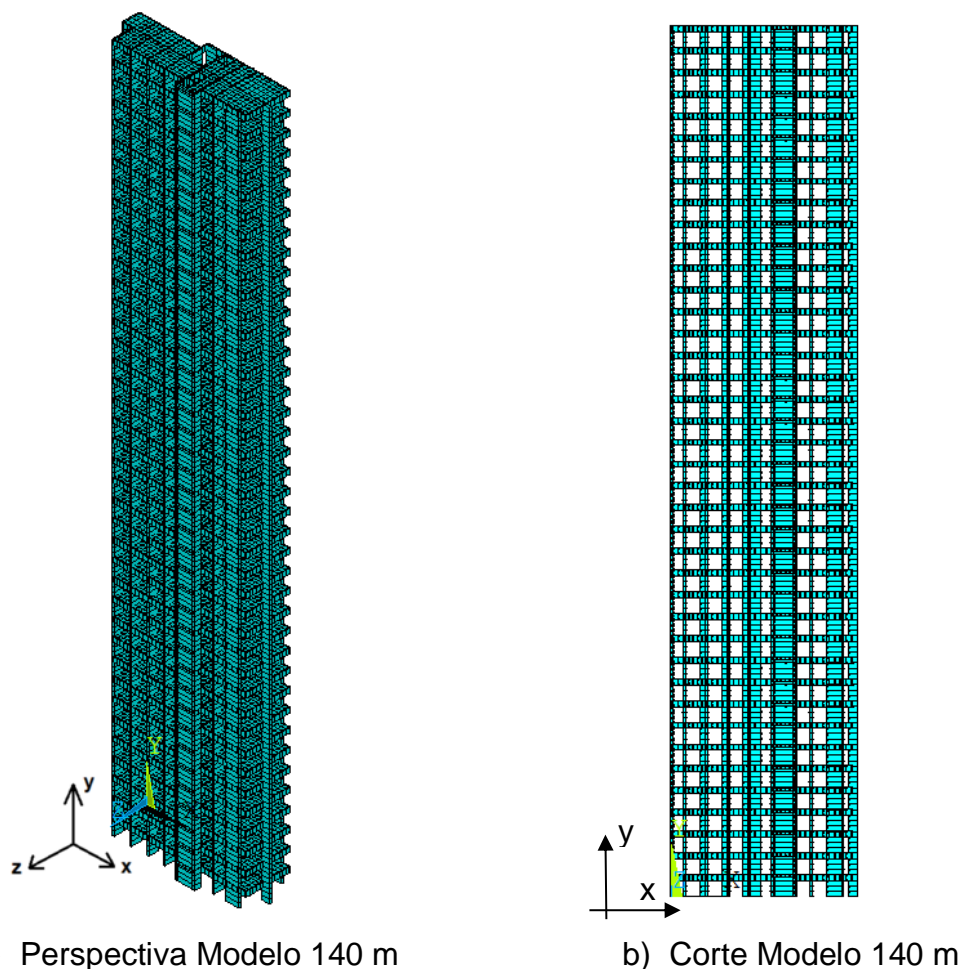


Figura 151 – Perspectiva e Corte em elementos finitos - Modelo 140 metros.

9.4 Análise estática do Modelo H = 140 m

Em uma primeira etapa, o modelo estrutural é verificado quanto a sua estabilidade global considerando carregamentos estáticos, de acordo com critérios normativos presentes na NBR 6118 (2014). Nesta etapa de verificação a estrutura é modelada sobre apoios rígidos, sem levar em conta a interação solo-estrutura.

Em relação às cargas verticais é adotado, para o peso próprio da estrutura, concreto armado com peso específico (γ_c) de 25 kN/m³. As cargas devido a alvenaria foram calculadas como blocos cerâmicos com revestimentos tradicionais (chapisco, emboço, reboco e pintura), tendo 13 cm de espessura total, com peso específico igual 14 kN/m³. Foi considerada também uma carga permanente de revestimento (contra-piso e piso cerâmico) sobre as lajes igual a 1,0 kN/m².

As cargas de vento seguem os critérios presentes na NBR 6123 (1988), levando em conta uma rajada de vento de 3 segundos, com tempo de recorrência igual a 50 anos. Duas combinações de carregamento são adotadas, uma para verificação dos deslocamentos no Estado Limite de Serviço (ELS) e uma para cálculo do parâmetro γ_z [parâmetro de instabilidade presente na NBR 6118 (2014), no Estado Limite Último (ELU)]. Os coeficientes adotados em cada combinação são descritos na Tabela 37. A conceituação do parâmetro γ_z e sua formulação matemática são detalhadas no Apêndice D.

Tabela 37 - Combinações com coeficientes finais adotados.

Combinação 1 ELS	$\gamma_f \cdot \text{Cargas permanentes} + \gamma_f \cdot \psi_2 \text{ Cargas acidentais} + \gamma_f \cdot \psi_1 \cdot \text{Vento}$ 1,0 Cargas Permanentes + 0,3 Cargas Acidentais + 0,3 Vento com $\gamma_f = 1,0$; $\psi_2 = 0,3$; $\psi_1 = 0,3$
Combinação 2 ELU	$\gamma_f \cdot \text{Cargas permanentes} + \gamma_f \cdot \psi_0 \text{ Cargas acidentais} + \gamma_f \cdot \text{Vento}$ 1,4 Cargas Permanentes + 0,7 Cargas Acidentais + 1,4 Vento com $\gamma_f = 1,4$; $\psi_0 = 0,5$

Os parâmetros adotados para geração do carregamento estático devido ao vento sobre a estrutura estão discriminados na Tabela 38 e seguem as recomendações presentes na NBR 6123 (1988). O vento adotado 45 m/s e está de acordo com a localidade (Balneário Camboriú-SC).

Tabela 38 – Parâmetros para geração do carregamento de vento Modelo 140 metros.

Velocidade básica do vento	45,0 m/s
Tempo da rajada	3 s
Fator Topográfico S_1	1,0
Categoria	IV
Classe	C
Parâmetro b	0,85
Parâmetro p	0,125
Fator Topográfico S_3	1,0
Coeficiente de Arrasto Direção-Z	1,58
Coeficiente de Arrasto Direção-X	1,00

As recomendações da norma brasileira NBR 6118 (2014), no que tange a deslocamentos globais da estrutura, preconiza que em edifícios de dois ou mais pavimentos o deslocamento máximo no topo da edificação não deve exceder ao limite de $h/1700$, em que h é a altura da estrutura, provocado pela ação do vento para uma combinação frequente com $\psi_1 = 0,3$ [coeficiente de ponderação]. A razão desta limitação é evitar os deslocamentos impostos às paredes das edificações.

Portanto, no presente trabalho, essa verificação é realizada considerando a estrutura no estado limite de serviço (ELS) utilizando a combinação 1. Os deslocamentos obtidos estão indicados na Tabela 39. Quando o vento atua a 0° , aplicado sobre a maior fachada, o deslocamento horizontal máximo obtido no topo da edificação [7,2 cm] é 12% inferior ao limite normativo $H/1700$ [8,23 cm] e o coeficiente γ_z é igual a 1,23, indicando ser a estrutura estável globalmente. Quando o vento atua a 90° , o deslocamento máximo é de apenas 1,3 cm, 84 % inferior ao limite normativo, e o coeficiente γ_z igual a 1,07.

Tabela 39 - Análise Estática ELS - Combinação 1 - modelo H = 140 m.

Deslocamento Máximo Horizontal	Vento 0°	Vento 90°	Limite $H/1700$
	7,2 cm	1,3 cm	8,23 cm

Ao aplicar sobre a estrutura carregamento utilizando a combinação 2, ELU, os coeficientes γ_z obtidos estão indicados na Tabela 40. Considerando a pior situação, vento 0° , o coeficiente adotado é igual a 1,22. Esse valor, menor que 1,05, indica que a estrutura tem um bom comportamento estrutural associada a estabilidade global.

Tabela 40 - Análise Estática ELU - Combinação 2 - modelo H = 140 m.

Parâmetro	Vento 0°	Vento 90°
γ_z	1,22	1,05

A partir desses parâmetros adotados nesta análise [ELU] são calculadas as reações de apoio e verificação dos pilares. As reações dos pilares são apresentadas no próximo item, na Tabela 42.

9.5 Características geotécnicas e fundação do modelo H = 140 m

No que diz respeito ao projeto de fundação do modelo em estudo neste capítulo, a estrutura será apoiada em um solo que possui perfil geotécnicos de acordo com o resultado de ensaio SPT (*Standard Penetration Test*), descrito na Figura 152.

A sondagem SPT é um ensaio à percussão, um processo de exploração e reconhecimento do solo, usado normalmente para solos granulares, solos coesivos e rochas brandas. É largamente utilizado na engenharia civil para se obter subsídios que irão definir o tipo e o dimensionamento das fundações que servirão de base para uma edificação. A sondagem é obtida através do golpeamento do fundo do furo por peças de aço cortantes. É utilizada tanto para a obtenção de amostras de solo como de índices de sua resistência a penetração (N). A Tabela 41 apresenta a classificação do solo relacionada com o número de golpes (N), de acordo com a NBR 6484 (2001).

O solo considerado neste estudo do modelo estrutural, segue de acordo com o ensaio apresentado na Figura 152, possui baixa capacidade de carga nos seus primeiros 8 metros de profundidade, apresentando números de golpes (N) menor que 2, sendo o solo caracterizado por uma argila siltosa de cor cinza escuro. A partir da profundidade de 8 metros, o solo passa a ser tipificado por uma areia fina argilosa e os números de golpes passam a aumentar linearmente até que, na profundidade de 20 metros, o ensaio é interrompido por considerar o solo impenetrável (N>50).

A quantidade de estacas de fundação é obtida através da análise estática utilizando a combinação 2 [ver item 9.3], em que os valores das reações de apoio, na base de cada pilar (reações de apoios), são apresentados na Tabela 42.

Tabela 41 – Tabela dos estados de compacidade e de consistência - NBR 6484 (2001).

SOLO	Índice de resistência a Penetração	Designação
Areias e siltes arenosos	< 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouco Compacta (o)
	9 a 18	Mediamente Compacta (o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito Compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	< 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura(o)

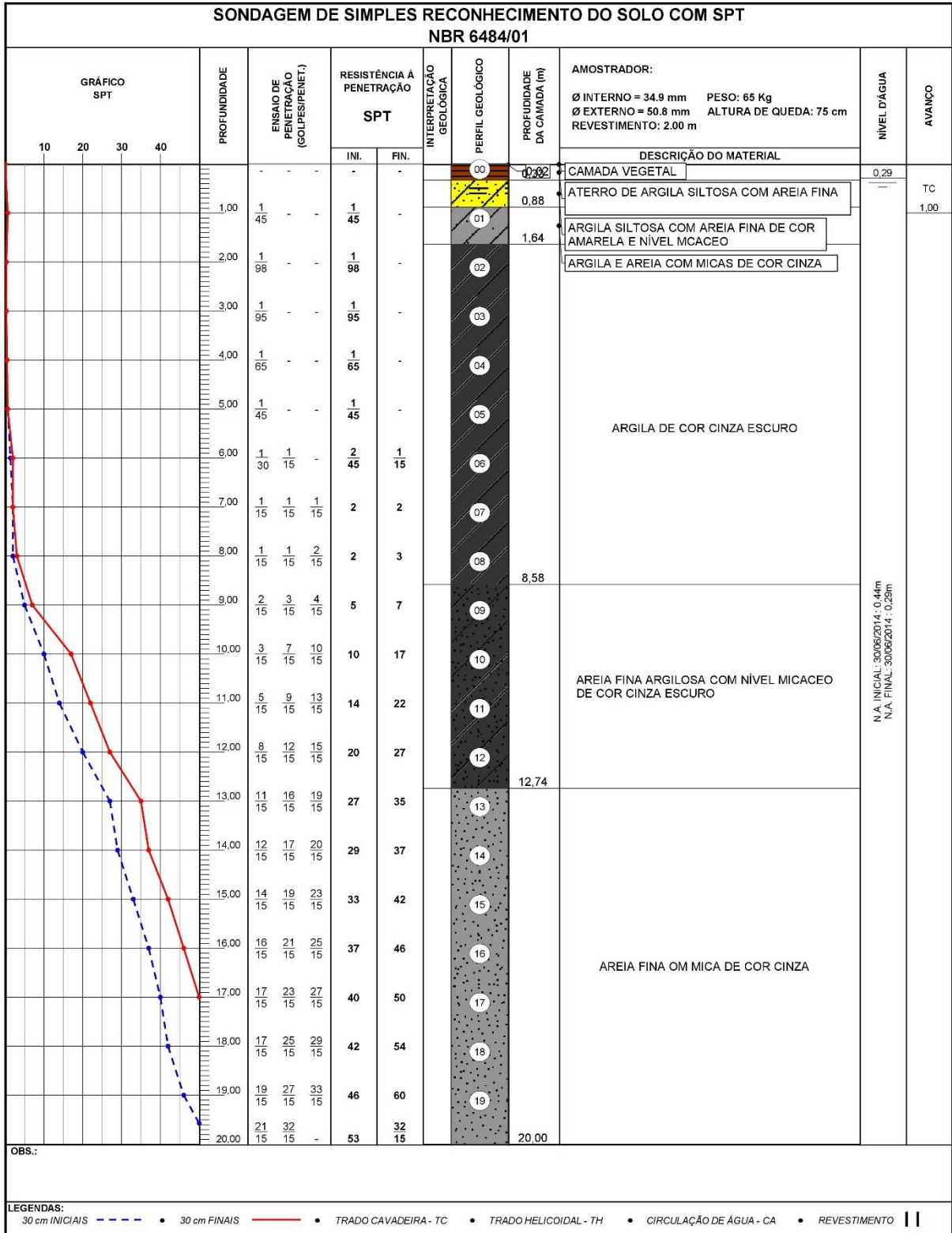


Figura 152 - Ensaio de SPT - Solo - Modelo H = 140 m

Tabela 42 – Tabelas de reações dos pilares - modelo H = 140 m

Pilares	Peso Próprio + Cargas permanentes + Sobrecarga (kN)	Vento direção 0° (kN)	Total (kN)
P1	12.073	9.443	21.515
P2	6.624	6.790	13.414
P3	6.811	6.295	13.106
P4	6.692	6.911	13.603
P5	26.265	42.354	68.619
P6	6.664	8.140	14.804
P7	8.975	9.108	18.082
P8	9.408	-7.909	1.499
P9	3.349	-170	3.179
P10	3.375	-45	3.331
P11	3.278	623	3.901
P12	4.576	-1.136	3.440
P13	6.594	110	6.703
P14	8.846	332	9.177
P15	6.586	-6.588	-2
P16	6.464	-5.213	1.251
P17	5.987	-4.027	1.960
P18	5.600	-10.546	-4.946
P19	29.595	-35.887	-6.291
P20	6.234	-9.365	-3.131
P21	8.603	-9.220	-618
Total	182.596	0	182.596

Em virtude da elevada carga aplicada na fundação é necessária uma grande quantidade de estacas para absorver os esforços e, portanto, adota-se um bloco único de fundação. Alguns autores definem essa solução como radier estaqueado. A Figura 153 exibe as distribuições das 65 estacas propostas para esse modelo em estudo, espaçadas a cada 2,40 m, sob um radier com 2,5 metros de espessura.

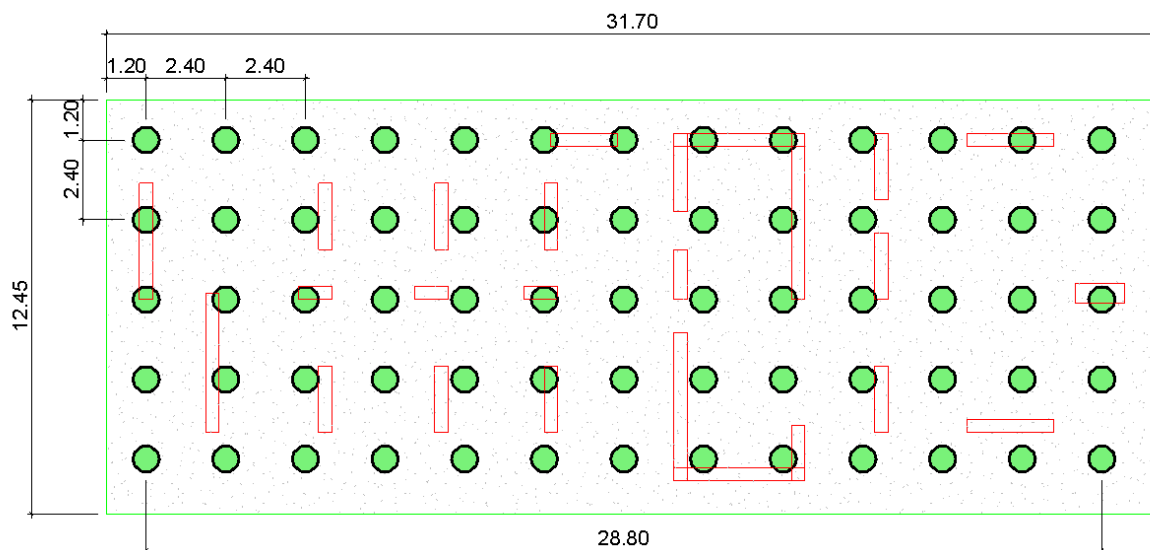


Figura 153 – Distribuição das Estacas - modelo H = 140 m.

É necessário ressaltar que, de acordo com a Tabela 42, as reações verticais devido à ação do vento possuem sinais positivos (tração) e negativos (compressão). A ação do vento provoca reações nos pilares (ou estacas), formando binários de forças que reagem ao momento de tombamento provocado pelo vento na fundação, conforme exemplo apresentado na Figura 154.

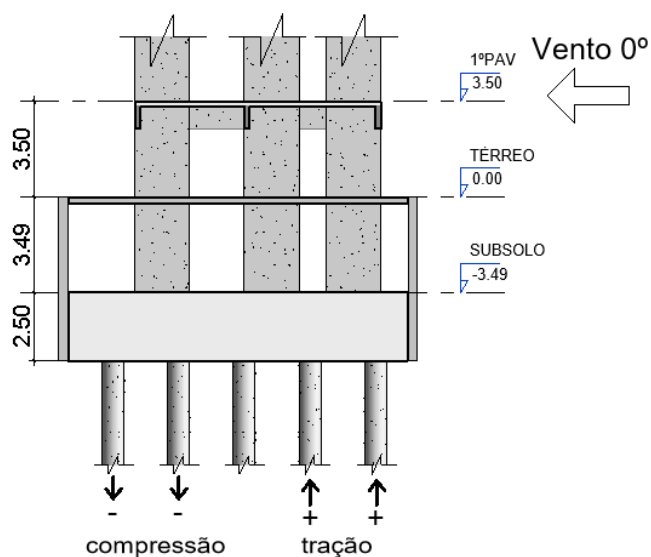


Figura 154 – Esquema de forças devido ao vento na fundação.

Portanto, para determinação da carga vertical aplicada em cada estaca, considerando a ação do vento, deve-se dividir a fundação em regiões comprimidas e tracionadas. A planta de estacas deste modelo estrutural foi dividida em 3 faixas, conforme é detalhado na Figura 155.

O vento a 0° provoca cargas verticais positivas (tração) nas estacas da faixa 3, cargas verticais negativas (compressão) nas estacas da faixa 1 e praticamente não provoca cargas verticais nas estacas centrais posicionadas na faixa 2.

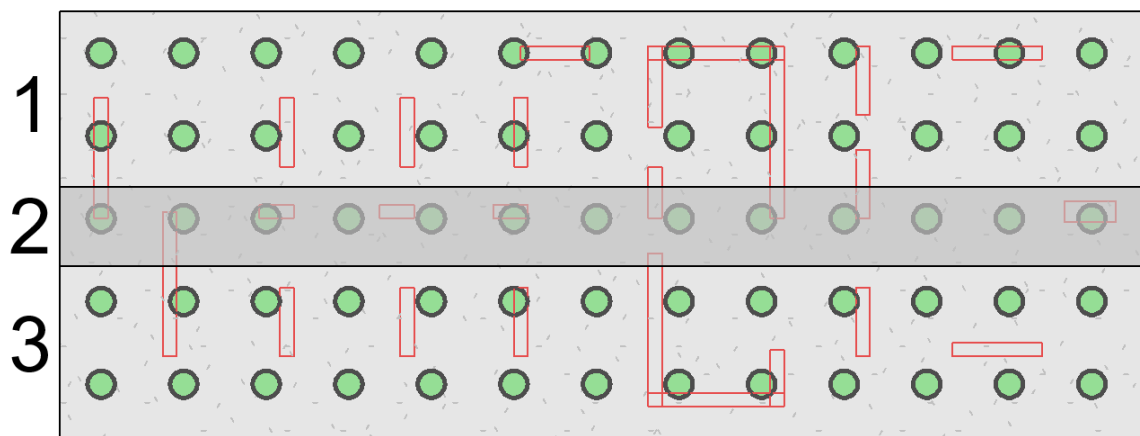


Figura 155 – Faixas dividindo as estacas em grupos

Na Tabela 43 são apresentadas as reações dos pilares presentes na faixa 3, em que as estacas estão submetidas as cargas de compressão provenientes do vento [Vento 0°]. A faixa 3 possui um total de carregamento vertical igual a 163.143 kN.

Tabela 43 – Tabela de cargas dos pilares Faixa 3 – Modelo 40 m

Pilares	Peso Próprio + Cargas permanentes + Sobrecarga	Vento direção 0°	Total (kN)
P1	12.073	9.443	21.515
P2	6.624	6.790	13.414
P3	6.811	6.295	13.106
P4	6.692	6.911	13.603
P5	26.265	42.354	68.619
P6	6.664	8.140	14.804
P7	8.975	9.108	18.082
Total	74.102	89.041	163.143

Nota-se que na faixa 3 foram posicionadas 26 estacas. Portanto, a carga vertical aplicada em cada estaca será igual a $N = 6275$ kN. Faz-se necessário determinar a espessura da estaca e sua profundidade e para isso recorre-se a dois métodos tradicionais para cálculo da capacidade de carga por meio do SPT, Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso [ver Apêndice E].

Estipulando estacas do Tipo Raiz, considerando o perfil geotécnico adotado, são verificadas as capacidades de carga de acordo com Décourt-Quaresma (Tabela 44) e Aoki-Velloso (Tabela 45) e verifica-se qual método é o mais conservador para o perfil geotécnico em questão.

Neste trabalho, associado a capacidade total da estaca, o método mais conservador foi o Decort-Quaresma, necessitando de estacas de diâmetro igual a 90 cm, cuja capacidade de carga [6700 kN] é obtida na cota igual a 23 metros. Tal capacidade de carga, conforme apresentado na Tabela 44, é superior ao aplicado na estaca [6275 kN] e, portanto, atende as solicitações impostas.

Por fim, deve-se ressaltar que as estacas são definidas com 17 metros de comprimento (Figura 156). Detalhes do modelo estrutural sobre as estacas podem ser observados nas Figuras 157 e 158.

Tabela 44 – Tabela Décourt-Quaresma - Solo 01 - modelo H = 140 m

Cota (m)	SPT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtotal (kN)	Q/C S (kN)
-6	1	Argila siltosa	120	120	76	13	0	65	32
-7	2	Argila siltosa	120	240	153	17	47	200	100
-8	2	Argila siltosa	120	240	153	17	94	271	136
-9	2	Argila siltosa	120	240	153	17	141	342	171
-10	5	Argila siltosa	120	600	382	27	217	650	325
-11	5	Argila arenosa	120	600	382	27	292	763	381
-12	10	Argila arenosa	120	1200	763	43	415	1271	635
-13	14	Areia argilosa	400	5600	3563	57	575	2644	1322
-14	20	Areia	400	8000	5089	77	792	3732	1866
-15	27	Areia	400	10800	6871	100	1074	5047	2523
-16	29	Areia	400	11600	7380	107	1376	5754	2877
-17	33	Areia	400	13200	8397	120	1715	6772	3386
-18	37	Areia	400	14800	9415	133	2092	7846	3923
-19	40	Areia	400	16000	10179	143	2498	8836	4418
-20	42	Areia	400	16800	10688	150	2922	9726	4863
-21	46	Areia	400	18400	11706	163	3383	10928	5464
-22	53	Areia	400	21200	13487	187	3911	12610	6305
-23	53	Areia	400	21200	13487	187	4439	13402	6701

Tabela 45 - Aoki-Velloso - Solo 01 - modelo H = 140 m

Cota (m)	SPT	Solo	K (kN/m ²)	α (%)	Qp (kN)	Qa (kN)	Qtotat (kN)	Q/CS (kN)
-6	1	Argila siltosa	220	4,0%	64	0	64	32
-7	2	Argila siltosa	220	4,0%	127	21	148	74
-8	2	Argila siltosa	220	4,0%	127	41	169	84
-9	2	Argila siltosa	220	4,0%	127	62	189	95
-10	5	Argila siltosa	220	4,0%	318	114	432	216
-11	5	Argila arenosa	350	2,4%	506	164	670	335
-12	10	Argila arenosa	350	2,4%	1012	262	1275	637
-13	14	Areia argilosa	600	3,0%	2429	559	2988	1494
-14	20	Areia	1000	1,4%	5783	889	6673	3336
-15	27	Areia	1000	1,4%	7808	1335	9142	4571
-16	29	Areia	1000	1,4%	8386	1813	10199	5099
-17	33	Areia	1000	1,4%	9543	2357	11900	5950
-18	37	Areia	1000	1,4%	10699	2967	13667	6833
-19	40	Areia	1000	1,4%	11567	3627	15194	7597
-20	42	Areia	1000	1,4%	12145	4320	16465	8232
-21	46	Areia	1000	1,4%	13302	5079	18380	9190
-22	53	Areia	1000	1,4%	15326	5953	21279	10639
-23	53	Areia	1000	1,4%	15326	6827	22153	11076

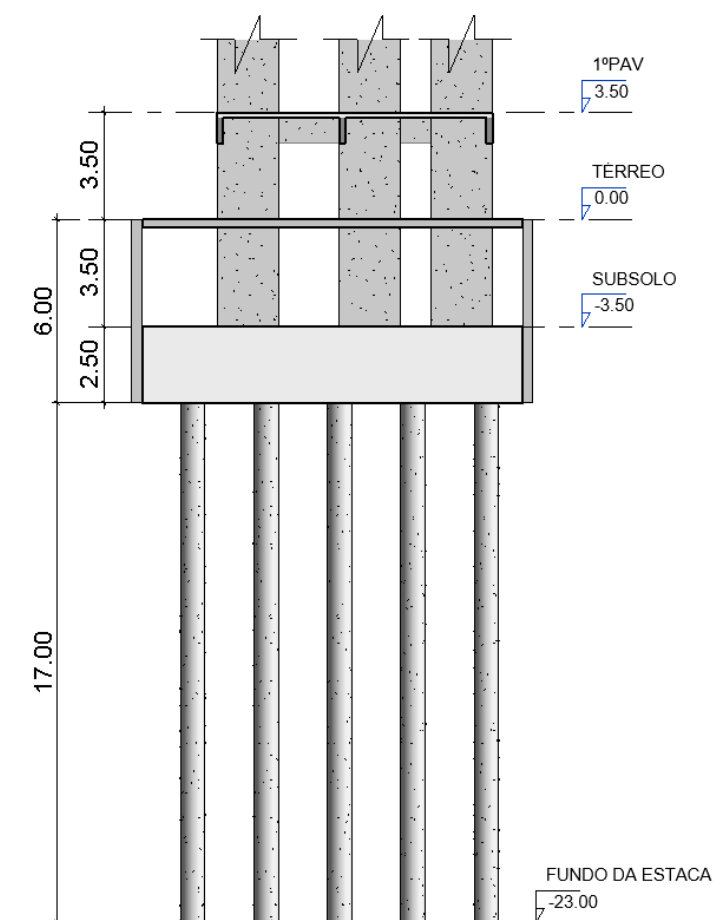


Figura 156 – Corte detalhando a profundidade da fundação - modelo H = 140 m.

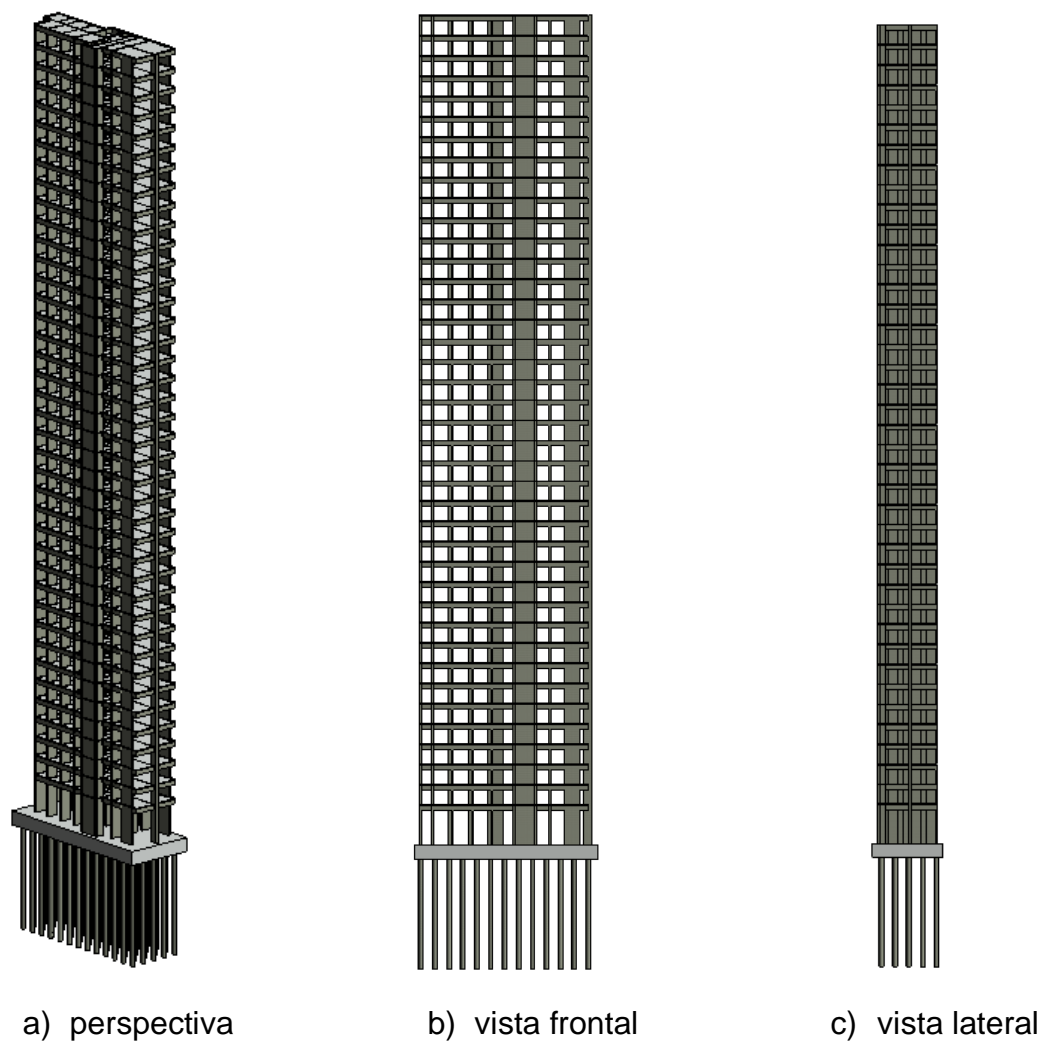


Figura 157 – Modelo estrutural H = 140 m com estacas.

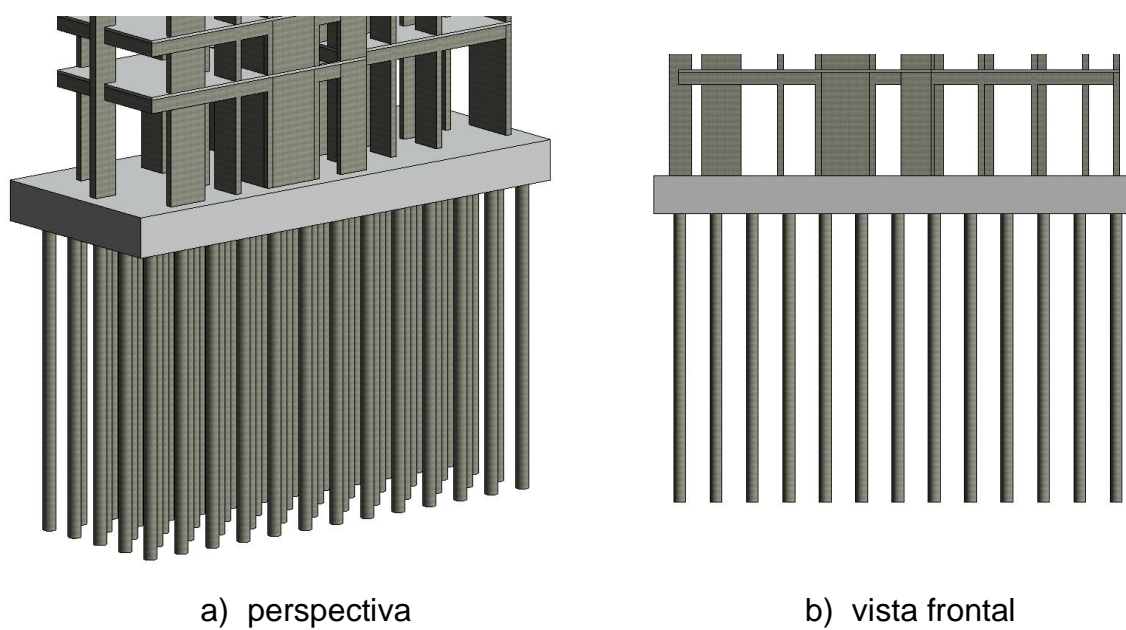


Figura 158 – Detalhe da fundação sobre estacas - modelo H = 140 m

Em referência à espessura do bloco de fundação (radier estaqueado), esta é determinada de acordo com verificações de tensões de cisalhamento (punção), nas regiões dos pilares e nas regiões das estacas, conforme recomendações no item 19.5.1 da NBR 6118 (2014).

A espessura do bloco de fundação do modelo em estudo neste capítulo (modelo H = 140 m) é definida em 2,50m, capaz de suportar as tensões de cisalhamento aplicadas. Detalhe desta espessura pode ser observado na Figura 159.

No que tange a determinação das reações horizontais do terreno sobre as estacas [k_h - molas horizontais], com base nas características das estacas [espessura igual a 90 cm] e utilizando as equações apresentadas no Capítulo 7, é possível obter os valores de acordo com a profundidade, conforme indicado nas Tabela 46.

Tabela 46 – Reações horizontais sobre as estacas - modelo H = 140 m

h (m)	Descrição Solo	N - SPT (nº de golpes)	α	K (MPa)	E (kN/m ²)	ν	K_h (kN/m)
-6	argila siltosa	1	5	0,20	1000	0,3	150
-7	argila siltosa	2	5	0,20	2000	0,3	300
-8	argila siltosa	2	5	0,20	2000	0,3	300
-9	argila siltosa	2	5	0,20	2000	0,3	300
-10	areia fina	5	3	0,20	3000	0,2	300
-11	areia fina	5	3	0,20	3000	0,2	300
-12	areia fina	10	3	0,55	16500	0,2	1650
-13	areia fina	14	3	0,55	23100	0,2	2310
-14	areia fina	20	3	0,55	33000	0,2	3300
-15	areia fina	27	3	0,55	44550	0,2	4455
-16	areia fina	29	3	0,55	47850	0,2	4785
-17	areia fina	33	3	0,55	54450	0,2	5445
-18	areia fina	37	3	0,55	61050	0,2	6105
-19	areia fina	40	3	0,55	66000	0,2	6600
-20	areia fina	42	3	0,55	69300	0,2	6930
-21	areia fina	46	3	0,55	75900	0,2	7590
-22	areia fina	53	3	0,55	87450	0,2	8745
-23	impenetrável	53	3	0,55	87450	0,2	8745

Detalhes da discretização do radier e das estacas podem ser observados na Figura 159. As estacas são modeladas através do elemento finito BEAM44 e o bloco com elemento SOLID45 [ver APÊNDICE B].

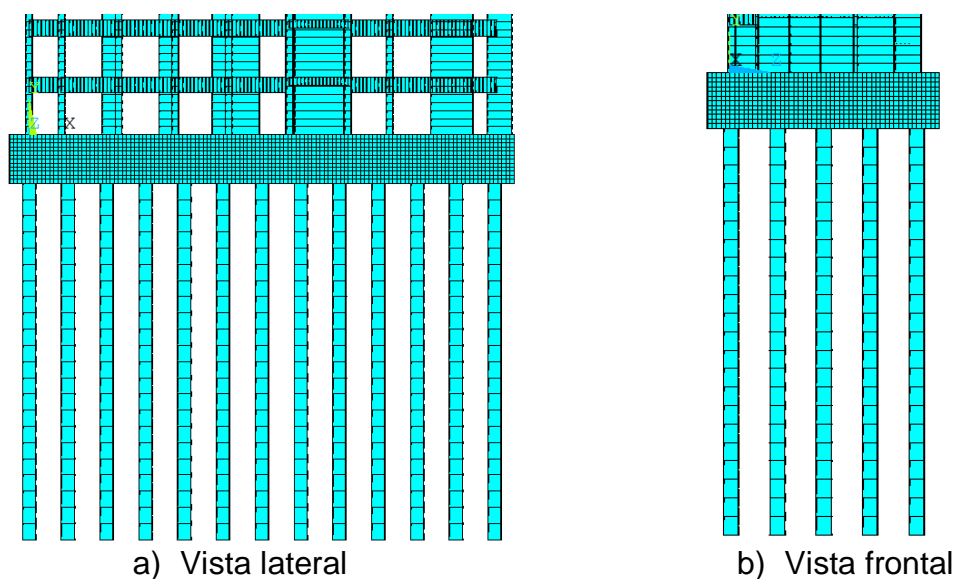


Figura 159 – Vistas da modelagem numérica da fundação - modelo 140 metros.

Os valores k_h determinados são aplicados nos modelos numéricos computacionais diretamente na propriedade do elemento finito BEAM44 utilizado para discretizar as estacas. Este elemento possui em suas configurações a propriedade de rigidez de fundação (“foundation stiffness”), na qual é informado o k_o calculado para a estaca e solo em questão. A Figura 160 retrata o modelo numérico completo, considerando a modelagem do bloco único sobre as estacas de fundação.

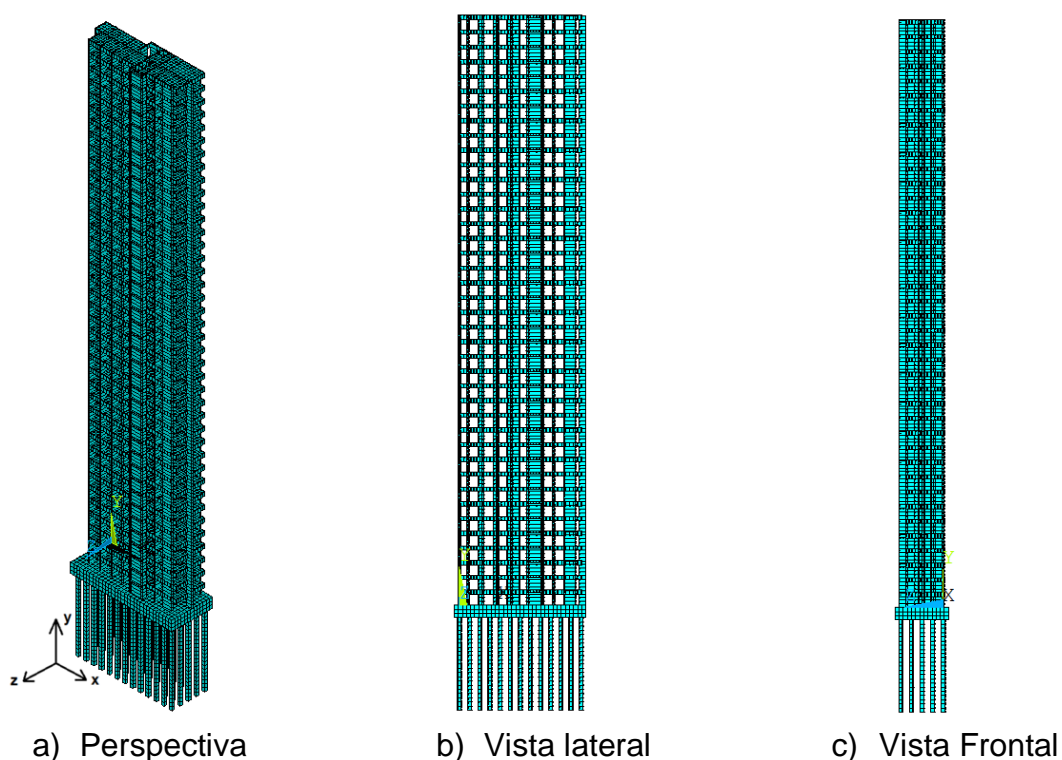


Figura 160 – Modelo em elementos finitos considerando as estacas - modelo 140 metros.

9.6 Frequências naturais e modos de vibração - modelo H = 140 m

O comportamento dinâmico do modelo estrutural é avaliado inicialmente através das frequências naturais e seus respectivos modos de vibração, obtidos através de uma análise numérica utilizando o ANSYS (2009). Segundo Avelino (2008), esta análise reflete o comportamento dinâmico básico da estrutura e constitui uma indicação de como esta responderá ao carregamento atuante sobre a própria estrutura. Na Tabela 47 são apresentadas as frequências naturais referentes aos oito primeiros modos de vibração do modelo estrutural H = 140 m sobre apoios rígidos.

Tabela 47 - Frequências naturais do Modelo 140 m - Sobre Apoios Rígidos

Frequência		Modo
f ₀₁	0,29 Hz	Flexão em torno do Eixo-X
f ₀₂	0,46 Hz	Torção em torno do Eixo-Y
f ₀₃	0,47 Hz	Flexão em torno do Eixo Z combinada com torção
f ₀₄	1,28 Hz	Flexão em torno do Eixo-X
f ₀₅	1,49 Hz	Torção em torno do Eixo-Y
f ₀₆	1,56 Hz	Flexão em torno do Eixo-Z
f ₀₇	2,52 Hz	Flexão em torno do Eixo-X combinada com torção
f ₀₈	2,92 Hz	Flexão em torno do Eixo-X

Na Figura 161 são ilustrados os oito primeiros modos de vibração do modelo 140 m, sob apoios rígidos. É importante observar que este modelo estrutural é muito rígido à flexão em torno do eixo-z [f₀₄=1,28 Hz] e flexível em torno do eixo-x [f₀₁=0,29 Hz]. Esta constatação é importante e refletirá o comportamento dinâmico da estrutura quando submetida as ações do vento.

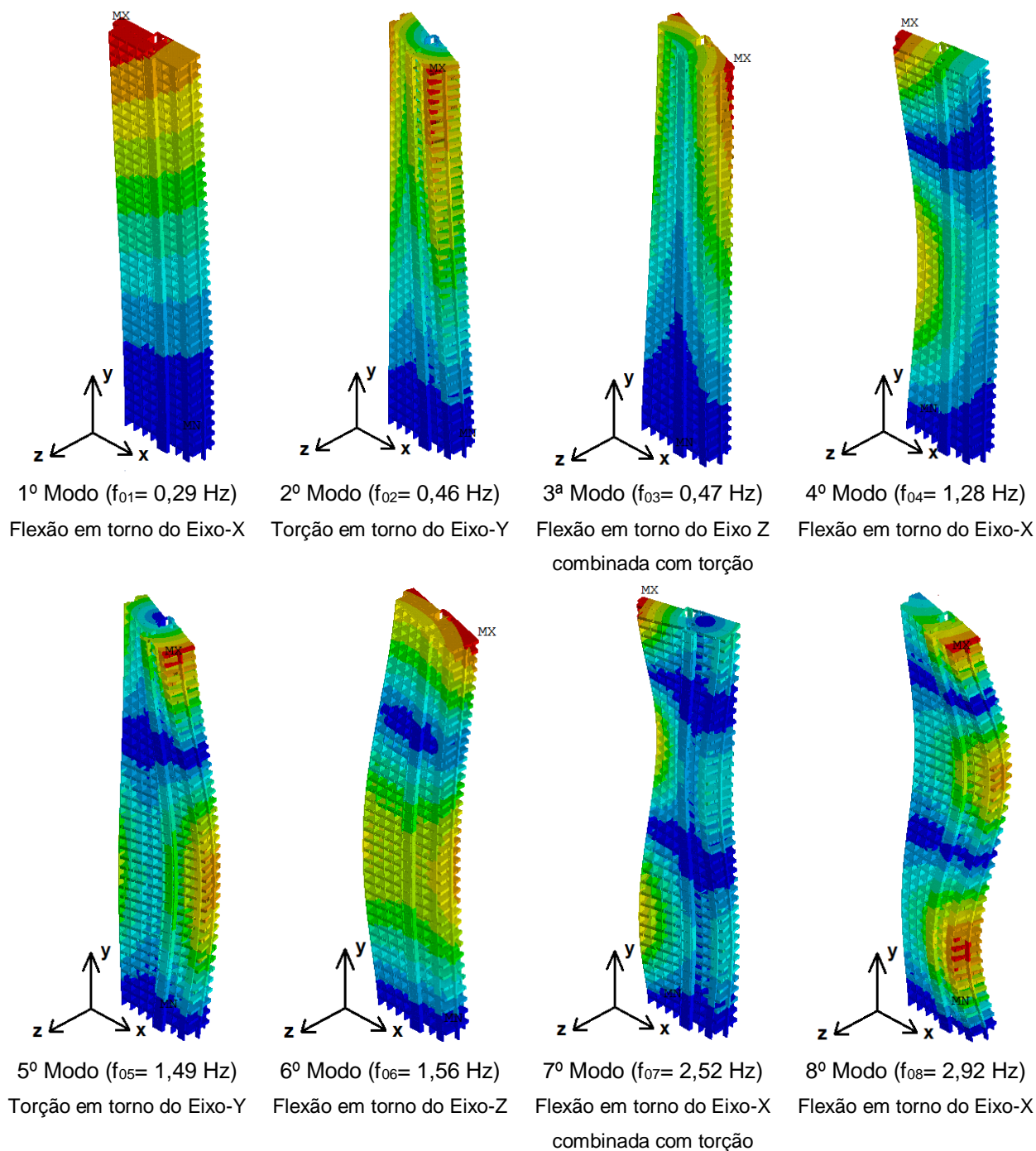


Figura 161 - Modos de vibração do modelo 140 m (1º ao 8º modo) - Sob Apoios Rígidos.

Conhecendo-se os valores de (f_{01}) e (f_{04}), relacionados à flexão em torno do eixo-X, é possível determinar o valor dos parâmetros (α) e (β) que definem a razão de amortecimento da estrutura. Neste estudo, foi adotada uma taxa de amortecimento estrutural de 2,0% e os valores obtidos de (α) e (β) são apresentados na Tabela 48.

Tabela 48 - Parâmetros α e β - Modelo 140 m – Apoio rígido

	f_{01} (Hz)	f_{04} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
Modelo 140 m	0,291	1,277	0,0591160	0,0041938

No que diz respeito ao modelo estrutural considerando a interação solo-estrutura, 3 hipóteses distintas foram consideradas. Os resultados obtidos para as frequências naturais e modos de vibração são apresentados na Tabela 49.

Na primeira hipótese [A], as estacas são modeladas considerando que não se deformam axialmente, isto é, os 17 metros de estaca não se deformam ao serem submetidas aos esforços de compressão ou tração. A rigidez da estrutura é afetada, considerando a interação solo-estrutura, apenas pelos deslocamentos horizontais permitidos pela deformabilidade do solo. A frequência fundamental f_{01} desta consideração [0,27 Hz] é 6,9% inferior à frequência fundamental quando a estrutura é considerada sobre apoios rígidos [0,29 Hz].

A hipótese A é realizada computacionalmente adicionando a restrição de deslocamento translacional vertical (u_y) no topo das estacas [$z = -6,0m$].

Tabela 49 – Frequências naturais considerando perfil geotécnico - modelo H = 140

Frequências Modos	Apoio Rígido	[A] Estacas indeformáveis	[B] Estacas com deformação axial permitida	[C] Estacas com deformação axial parcial
f_{01}	0,29 Hz	0,27 Hz	0,21 Hz	0,24 Hz
	Flexão em torno do Eixo-X	Flexão em torno do Eixo-X	Flexão em torno do Eixo-X	Flexão em torno do Eixo-X
f_{02}	0,46 Hz	0,39 Hz	0,36 Hz	0,37 Hz
	Torção em torno do Eixo-Y	Flexão em torno do Eixo Z	Flexão em torno do Eixo Z	Flexão em torno do Eixo Z
f_{03}	0,47 Hz	0,45 Hz	0,44 Hz	0,44 Hz
	Flexão em torno do Eixo Z + torção	Torção em torno do Eixo-Y	Torção em torno do Eixo-Y	Torção em torno do Eixo-Y
f_{04}	1,28 Hz	0,89 Hz	0,88 Hz	0,88 Hz
	Flexão em torno do Eixo-X	Flexão em torno do Eixo-X	Flexão em torno do Eixo-X	Flexão em torno do Eixo-X

Na segunda hipótese [B], as estacas são modeladas permitindo a deformação axial em toda sua extensão. Esta hipótese considera que o terreno não age através do atrito lateral, impedindo a deformação axial da estaca. A alteração da rigidez do modelo estrutural se dá pela combinação da deformação axial da estaca juntamente com os deslocamentos laterais permitido pela deformabilidade do solo. Nesta hipótese, a frequência f_{01} [0,21 Hz] é 22,2% inferior à frequência fundamental quando a estrutura é considerada sobre apoios rígidos [0,29 Hz].

A hipótese B é realizada computacionalmente adicionando a restrição de deslocamento translacional vertical (u_y) na base das estacas [$z = -23,0\text{m}$].

Por fim, a terceira hipótese [C] considera que o terreno age, via distribuição do atrito lateral, impedindo parcialmente a deformação axial das estacas e permite o recalque devido a deformabilidade vertical do solo (recalque vertical do solo).

Computacionalmente, essa hipótese C é efetuada adicionando restrições aos deslocamentos verticais na estaca numa determinada cota z , obtida através do cálculo do encurtamento elástico, utilizando o método proposto por Cintra e Aoki (2010), apresentado no Apêndice E.

Para o modelo estrutural investigado neste capítulo (modelo $H = 140\text{ m}$) a cota z utilizada para simular a deformação vertical da estaca é igual a 21 m. Com base neste dado, a frequência fundamental, adotando a hipótese C, f_{01} [0,24 Hz] é 17,2% inferior à frequência fundamental quando a estrutura é considerada sobre apoios rígidos [0,29 Hz].

Nota-se que a hipótese [C] é a mais representativa para simular o comportamento real da estaca no solo e por isso será a utilizada nas análises de vibração forçada quando a interação solo-estrutura for avaliada. Na figura 162 são ilustrados os 4 primeiros modos de vibração para o modelo $H = 140\text{ m}$, considerando a modelagem da interação solo-estrutura, de acordo com a hipótese C.

Ainda observando a interação solo-estrutura, nas análises modais realizadas, foi possível constatar a perda de rigidez global da estrutura. Quando esta consideração é adotada na modelagem numérica, hipótese [C], a frequência fundamental [$f_{01} = 0,24\text{ Hz}$] é 17,2% inferior ao valor obtido quando se considera apoios rígidos [$f_{01} = 0,29\text{ Hz}$].

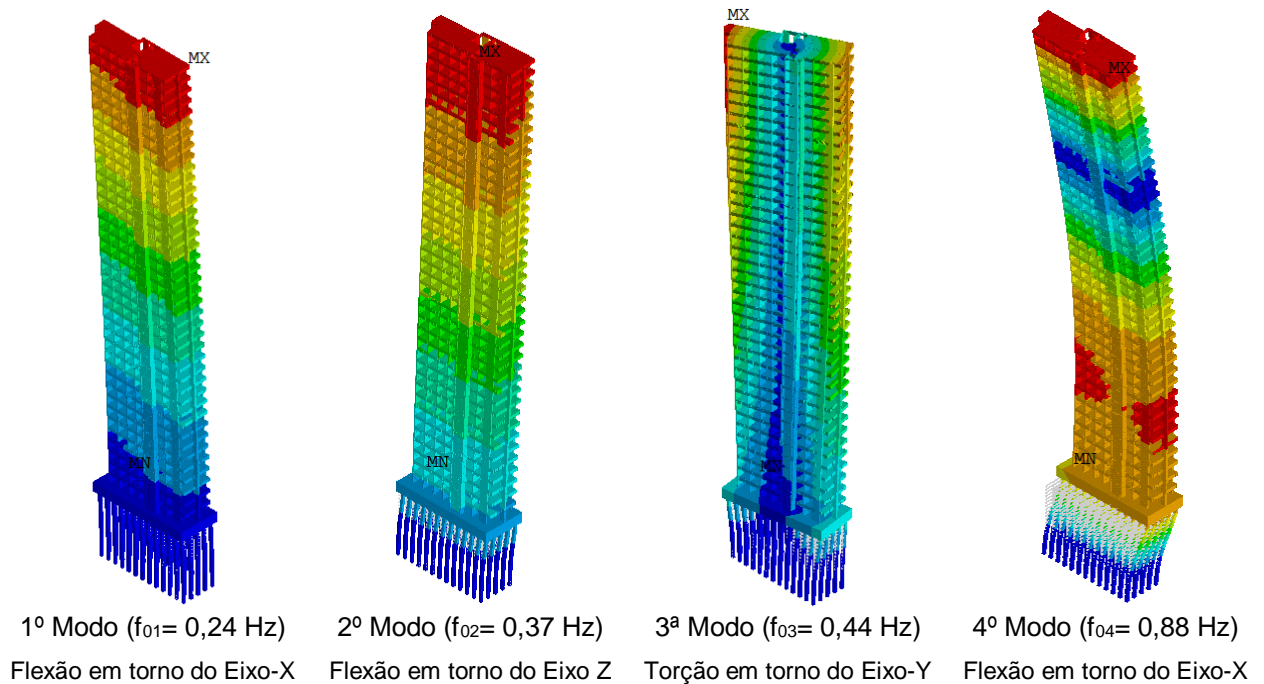


Figura 162 - Modos de vibração do Modelo 140 m - Hipótese C - (1º ao 4º modo).

Finalmente, são determinados os parâmetros de amortecimento para o modelo $H = 140$ m quando a interação solo-estrutura é considerada. Os valores calculados estão indicados na Tabela 50.

Tabela 50 - Parâmetros α e β - Modelo 140 m – sobre estacas

	f_{01} (Hz)	f_{04} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
Modelo 140 m sobre estacas	0,24	0,88	0,047393	0,005684

9.7 Parâmetros adotados para vibração forçada modelo $H = 140$ m

Em relação às características de vento aplicado é importante destacar que a edificação é inspirada em projeto real existente na cidade Balneário Camboriú-SC. Sendo assim, a velocidade básica do vento de acordo com a NBR 6123 (1988) é igual a 45 m/s e os parâmetros normativos para geração dos carregamentos do vento são descritos na Tabela 51.

Nas análises numéricas, no que diz respeito às cargas verticais, são consideradas cargas permanentes e acidentais usuais de projetos em todos os pavimentos da estrutura investigada neste trabalho de pesquisa, seguindo as recomendações presentes na NBR 6120 (2019).

Tabela 51 – Parâmetros para geração do carregamento de vento

Velocidade básica do vento	45,0 m/s
Velocidade adotada no topo da edificação	35,79 m/s
Perfil Longitudinal	NBR 6123 (1988)
Duração das análises	10 minutos
Tempo de recorrência	10 anos
Coeficiente de Arrasto Direção-X	1,58
Coeficiente de Arrasto Direção-Z	1,00
Coeficiente γ_1 (MRE-M)	1,68
Coeficiente γ_2 (MRE-M)	0,96
Coeficiente γ_3 (MRE-M)	1,36
Coeficiente γ_4 (MRE-M)	1,06

Com os parâmetros descritos na Tabela 51 e com base na metodologia para geração das cargas devido ao vento utilizando representação espectral (MRE e MRE-M), são geradas 30 séries de carregamento na direção z (Vento 0°) e 30 séries de carregamentos na direção x (Vento 90°), aplicados separadamente em cada fachada do modelo estrutural. As direções do vento são ilustradas na Figura 163.

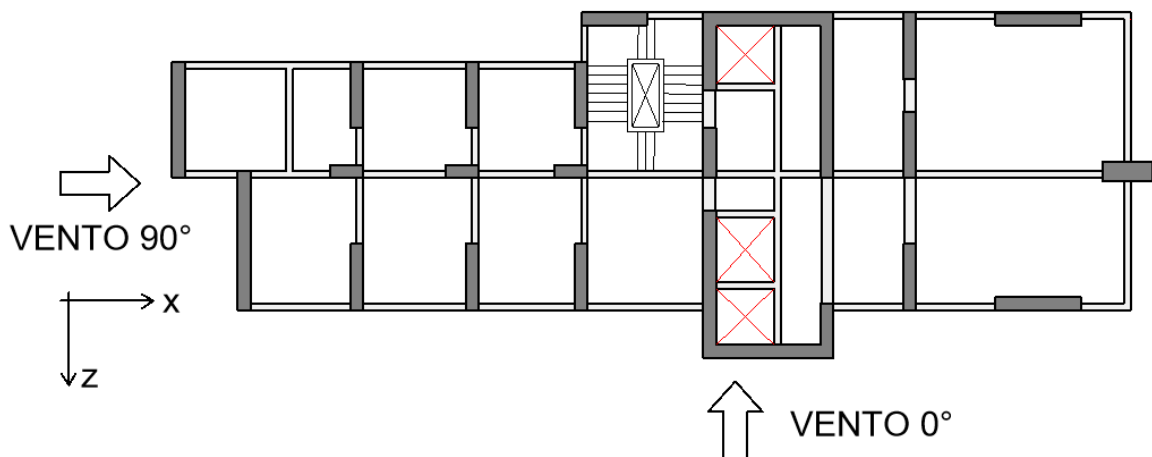


Figura 163 - Direções do vento Modelo H = 140 m.

Na Figura 164 é possível observar um exemplo do carregamento de vento aplicado no pilar P5, no topo ($z = 140$ m) do modelo estrutural, obtida na primeira série de carregamento, considerando o vento 0° .

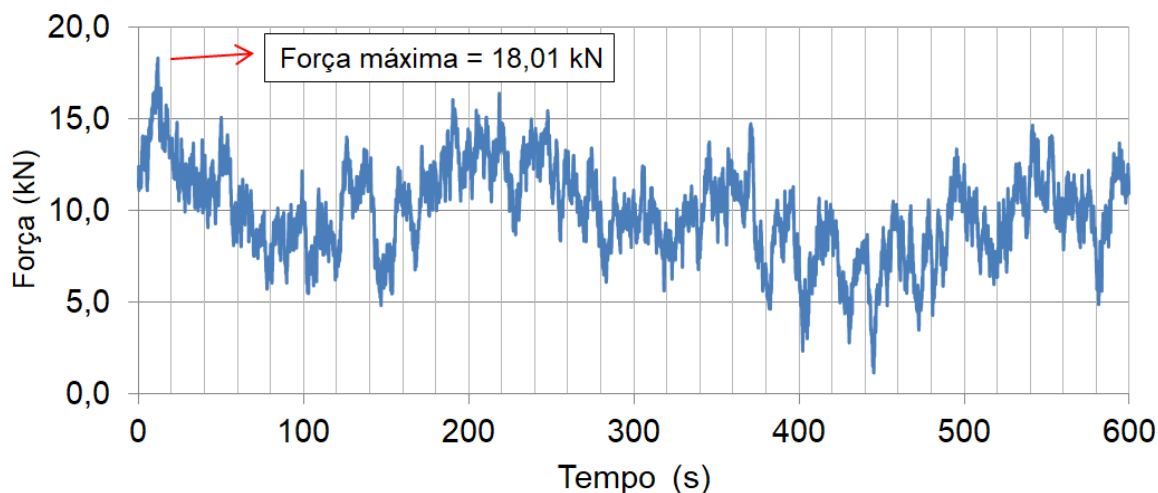


Figura 164 – Força no domínio do tempo aplicado ao P5 $z = 140$ m Série 01

9.8 Análise dinâmica do modelo $H = 140$ m

O modelo investigado neste capítulo é avaliado através de análises dinâmicas (vibração forçada) com base nos parâmetros já apresentados. As análises, realizadas considerando uma duração de 10 minutos, têm como objetivo avaliar a resposta dinâmica do modelo estrutural quando submetido ao carregamento não determinístico oriundo do vento. Para geração das cargas de vento serão utilizadas duas metodologias: Método da Representação Espectral MRE [ver Capítulo 2] e Método da Representação Espectral Modificado MRE-M [ver Capítulo 5].

O comportamento dinâmico da estrutura em termos de aceleração pode ser melhor entendido ao visualizar a Figura 165, obtida considerando o vento a 0° aplicado no modelo simulado sobre apoio rígido, com carregamentos gerados via MRE¹. O pico de aceleração máxima longitudinal obtida nesta série de carregamento é igual a $0,141$ m/s^2 , 41% superior ao limite normativo indicado pela NBR 6123 (1988) [$a_{lim}=0,10$ m/s^2].

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

A resposta no domínio do tempo é dividida em duas fases, transiente e permanente. Na fase transiente os picos de aceleração são desconsiderados, em virtude que esta fase não representa com fidelidade o comportamento real da ação do vento sobre a estruturas, visto que este, em sua configuração real, não é aplicado na estrutura de forma súbita. Portanto, todos os resultados serão analisados na fase permanente.

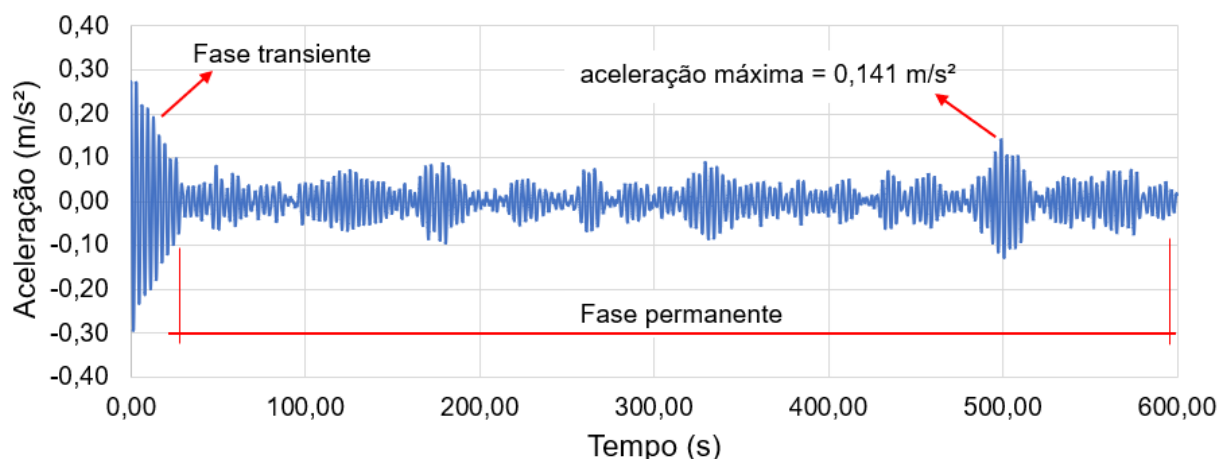


Figura 165 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 0° - Apoio Rígido – MRE¹

É importante salientar que o MRE² não permite avaliar os deslocamentos transversais, visto que são gerados apenas os carregamentos longitudinais à direção do vento. Cabe lembrar também, que tal metodologia não leva em consideração a ação das cargas de sucção atuante na fachada oposta a aplicação do vento. Essa ação (sucção), juntamente com o comportamento transversal (*cross-wind*), são avaliadas neste trabalho quando o vento é gerado através na MRE-M.

O espectro referente à resposta dinâmica no domínio da frequência é obtido a partir da utilização da transformada rápida de Fourier (FFT), através do emprego do programa MATLAB (2017). A Figura 166 apresenta a aceleração no domínio da frequência para a resposta discutida na Figura 165. Nota-se que a maior transferência de energia do sistema é verificada em torno no primeiro harmônico ($f_{01}=0,29$ Hz).

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

² MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

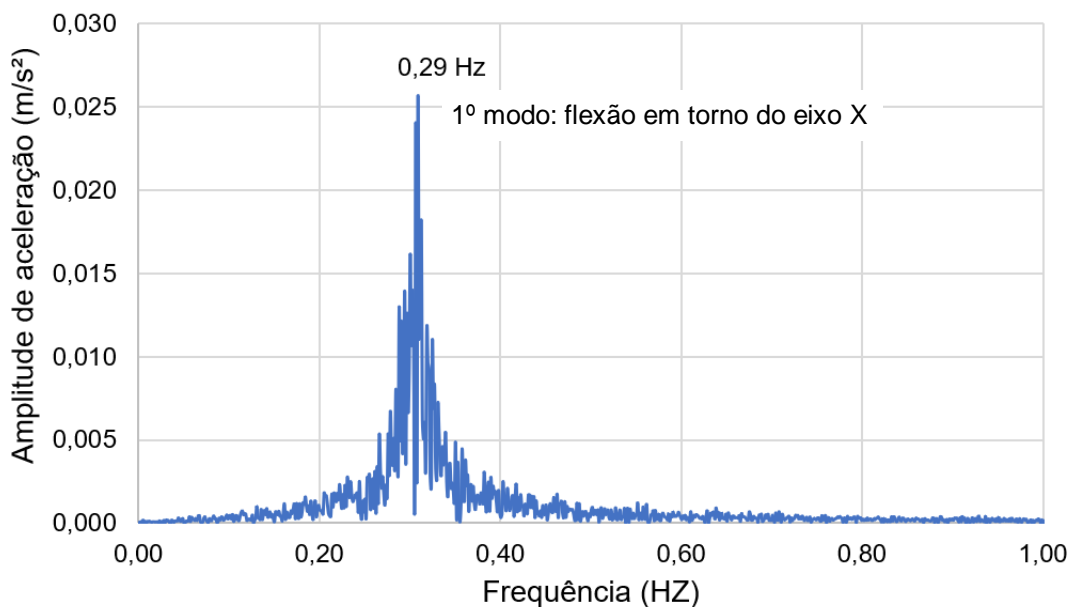


Figura 166 – Aceleração no domínio da frequência - Série 01 - Vento 0° - Apoio Rígido

A Figura 167 ilustra o comportamento da estrutura quando esta é submetida ao carregamento de vento obtido através do MRE-M², aplicado a 0°. Pode-se observar as duas acelerações (longitudinal e transversal) sendo avaliadas simultaneamente. Na fase permanente, a aceleração de pico máxima longitudinal [$a_{l_p} = 0,186 \text{ m/s}^2$] é 447 % superior a aceleração de pico máxima transversal [$a_{t_p} = 0,034 \text{ m/s}^2$]. Importante lembrar que o edifício em estudo possui elevada esbeltez em torno do eixo X, por isso essa significativa diferença.

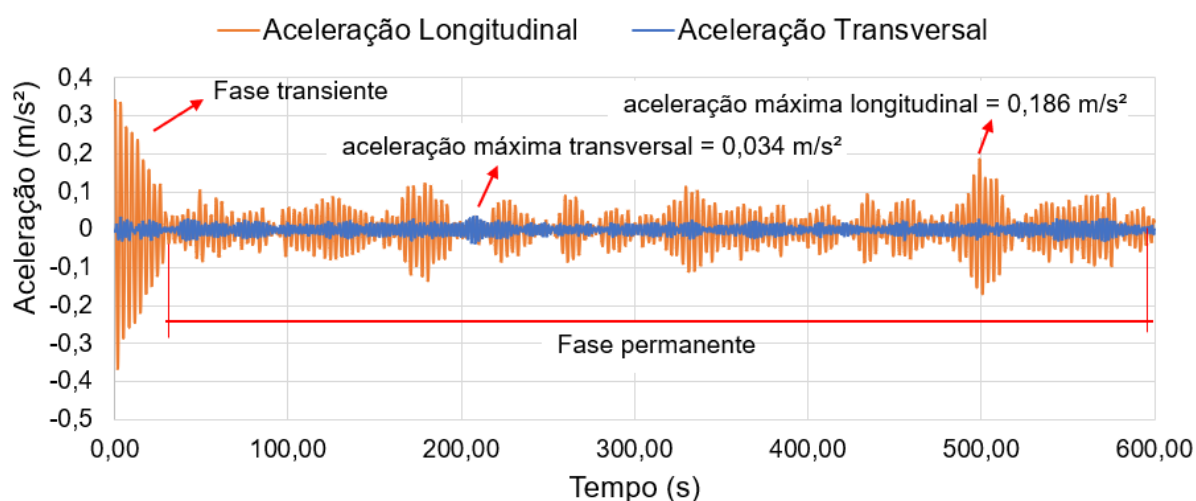


Figura 167 – Acelerações - Série 01 - Vento 0° - Apoio Rígido - MRE-M²

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

A resposta no domínio da frequência para essa resposta dinâmica é ilustrada na Figura 168. O pico de energia referente a resposta longitudinal coincide com o harmônico associado a flexão em torno do eixo-x [$f_{01}=0,29$ Hz], enquanto o pico transversal coincide com o harmônico relacionado ao eixo-z [$f_{03}=0,47$ Hz].

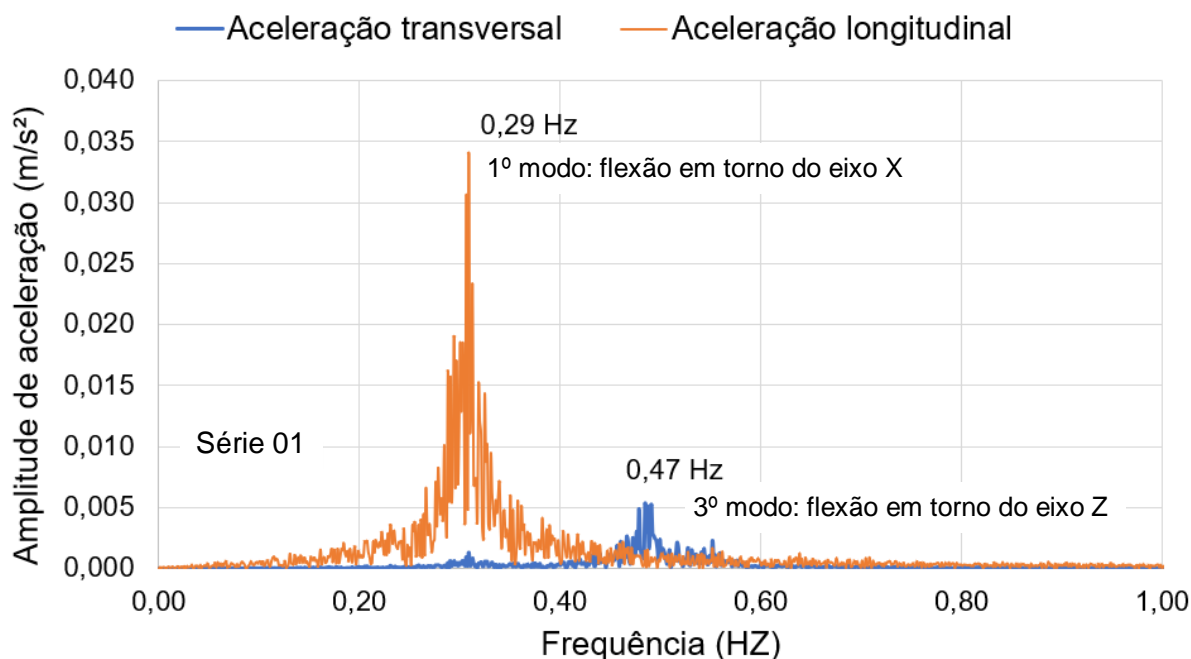


Figura 168 - Acelerações no domínio da frequência - Vento 0° - Apoio Rígido – MRE-M¹

Quando o vento atua a 90° (aplicado na menor fachada) a resposta transversal se torna preponderante, conforme pode ser observado na Figura 169. O pico da aceleração máxima transversal [$a_{t,p} = 0,099$ m/s²] é 330% superior a aceleração de pico máxima longitudinal [$a_{l,p} = 0,023$ m/s²].

É importante destacar, comparando os máximos obtidos para cada direção de vento considerado, que a aceleração preponderante é a longitudinal com vento a 0° [$a_{l,p}=0,186$ m/s²], 87% superior à aceleração transversal obtida com vento a 90°. Tal constatação indica que, apesar da aceleração transversal ser predominante em vários casos, para o modelo em estudo a aceleração longitudinal com vento atuando sobre a maior fachada é o maior valor encontrado. A resposta no domínio da frequência é indicada na Figura 170.

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

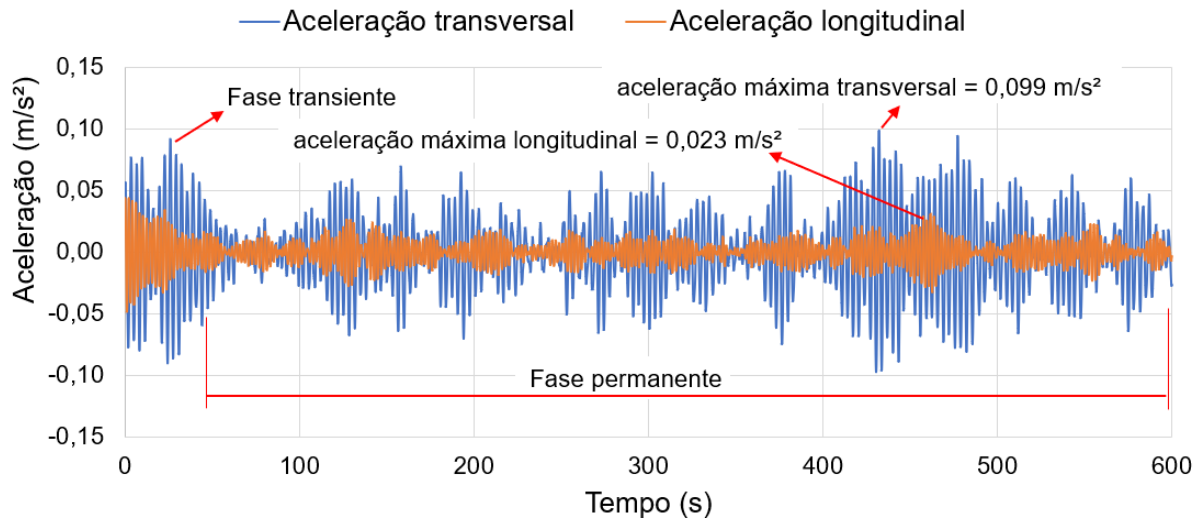


Figura 169 – Acelerações - Série 01 - Vento 90° - Apoio Rígido - MRE-M¹

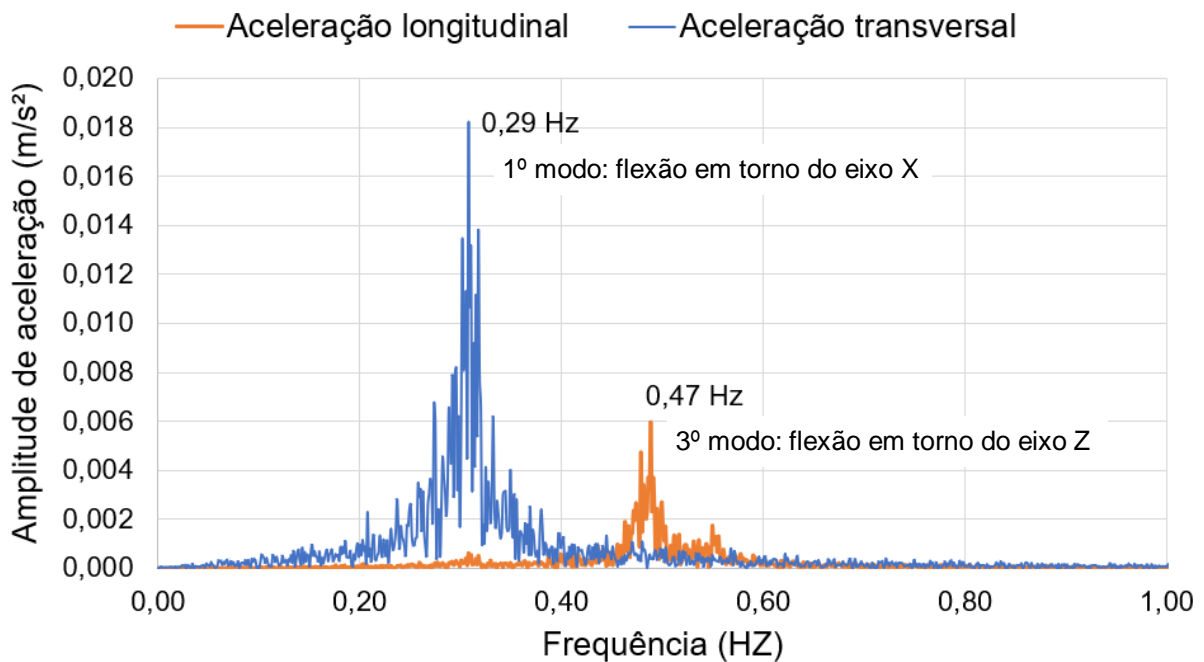


Figura 170- Acelerações no domínio da frequência - Série 01 - Vento 90° - Apoio Rígido

Estas análises levaram em conta apenas uma série de carregamento individualmente, porém, a ação não determinística do vento conduz a análise a um tratamento estatístico dos resultados considerando uma quantidade de séries adequadas.

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Assim, para uma distribuição normal, é possível obter média (ρ), desvio padrão (σ) e valores característicos das respostas dinâmicas dos modelos estruturais investigados com um índice de confiabilidade de 95%. Portanto, seis (06) situações distintas são avaliadas, em que cada uma delas é submetida a 30 séries de carregamento, fornecendo um total de 180 séries para o modelo estrutural em estudo.

Os critérios para avaliação do conforto humano indicam ser o pico o valor a ser verificado com os limites propostos. Apesar disso, neste trabalho de pesquisa, além da avaliação do pico, será calculada também a média dos 10 maiores picos em cada série. A justificativa para essa abordagem é a observação que o pico máximo em si é, na maioria dos resultados, um ponto isolado e discordante do comportamento ao longo do tempo. A Figura 171 ilustra o exemplo em que o pico máximo encontrado [1º pico = 0,13 m/s²] é 44 % superior à média dos 10 maiores picos [0,09 m/s²].

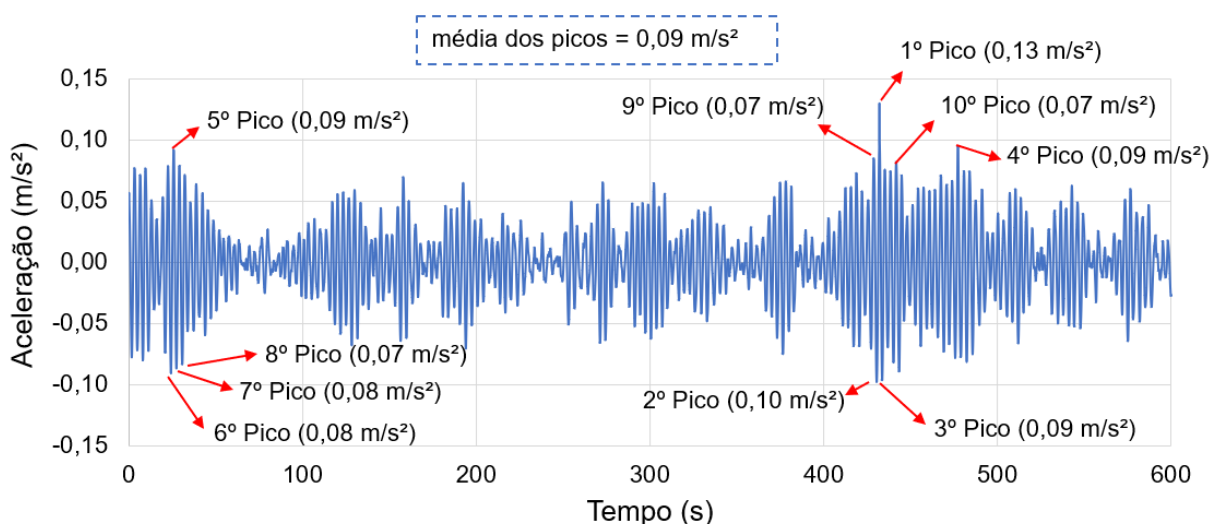


Figura 171- Exemplo de avaliação da média dos picos

As acelerações longitudinais obtidas nas 30 séries de carregamento geradas através do MRE¹, considerando o modelo sobre apoio rígido, são apresentadas na Tabela 52. Quando o vento atua a 0°, o pico de aceleração longitudinal a_z [$a_{l,p} = 0,157$ m/s²] é 57% superior ao limite normativo NBR 6123 (1988) [$a_{lim} = 0,10$ m/s²]. A aceleração de pico longitudinal obtida quando o vento atua a 90° [$a_{l,p} = 0,027$ m/s²] é 73% inferior ao limite normativo [$a_{lim} = 0,10$ m/s²].

Tabela 52 – Acelerações Longitudinais - Modelo 140 m - MRE¹ - Apoio Rígido

Séries de carregamento	Vento a 0°			Vento a 90°		
	a _z (m/s ²)			a _x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,033	0,141	0,112	0,006	0,019	0,018
2	0,042	0,152	0,125	0,006	0,027	0,022
3	0,039	0,106	0,100	0,006	0,023	0,018
4	0,042	0,139	0,123	0,007	0,026	0,021
5	0,039	0,117	0,106	0,007	0,023	0,021
6	0,035	0,135	0,125	0,006	0,019	0,018
7	0,045	0,130	0,125	0,007	0,023	0,021
8	0,034	0,144	0,119	0,007	0,025	0,023
9	0,035	0,136	0,112	0,007	0,024	0,023
10	0,033	0,097	0,089	0,007	0,024	0,021
11	0,044	0,142	0,126	0,008	0,026	0,023
12	0,037	0,126	0,121	0,006	0,018	0,017
13	0,032	0,104	0,095	0,007	0,020	0,019
14	0,038	0,120	0,112	0,006	0,020	0,019
15	0,037	0,102	0,101	0,007	0,023	0,022
16	0,040	0,112	0,108	0,007	0,027	0,023
17	0,043	0,152	0,138	0,007	0,026	0,023
18	0,037	0,100	0,097	0,006	0,023	0,021
19	0,038	0,118	0,112	0,006	0,022	0,021
20	0,042	0,119	0,115	0,007	0,022	0,021
21	0,046	0,136	0,124	0,007	0,025	0,021
22	0,041	0,112	0,106	0,007	0,021	0,019
23	0,041	0,144	0,138	0,007	0,020	0,020
24	0,039	0,115	0,107	0,007	0,021	0,018
25	0,032	0,122	0,108	0,008	0,023	0,022
26	0,039	0,111	0,108	0,007	0,026	0,023
27	0,042	0,144	0,135	0,007	0,024	0,022
28	0,043	0,166	0,141	0,007	0,023	0,021
29	0,036	0,109	0,106	0,006	0,022	0,020
30	0,043	0,149	0,137	0,007	0,024	0,022
Média	0,039	0,127	0,116	0,007	0,023	0,021
Desvio padrão	0,004	0,018	0,014	0,001	0,003	0,002
Valor caract. (95%)	0,045	0,157	0,138	0,008	0,027	0,024

O modelo H = 140 m, ao ser avaliado sobre apoio rígido sob ação do vento a 0°, gerado a partir da MRE-M¹, tem suas acelerações indicadas na Tabela 53. Observando os resultados indicados, é possível verificar que aceleração longitudinal a_z [0,196 m/s²] é 96% ao limite normativo NBR 6123 (1988) [a_{lim} = 0,10 m/s²].

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

Interessante notar que essa mesma aceleração é 24,8 % superior a aceleração obtida através do método da representação espectral [$a_z = 0,157 \text{ m/s}^2$], comportamento este devido ao coeficiente γ_3 utilizado no MRE-M¹.

Tabela 53 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M¹ - Vento 0° - Apoio Rígido

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_z (m/s ²)			Acelerações Transversais a_x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,043	0,186	0,146	0,011	0,034	0,031
2	0,054	0,184	0,157	0,010	0,032	0,030
3	0,050	0,136	0,130	0,009	0,030	0,028
4	0,053	0,170	0,152	0,010	0,032	0,028
5	0,050	0,146	0,135	0,012	0,040	0,038
6	0,046	0,173	0,162	0,013	0,039	0,037
7	0,056	0,164	0,158	0,011	0,037	0,033
8	0,044	0,182	0,147	0,009	0,025	0,024
9	0,045	0,154	0,138	0,011	0,033	0,029
10	0,043	0,121	0,115	0,011	0,042	0,037
11	0,056	0,188	0,164	0,010	0,033	0,032
12	0,046	0,162	0,153	0,012	0,035	0,033
13	0,042	0,138	0,125	0,009	0,029	0,027
14	0,048	0,145	0,138	0,011	0,032	0,028
15	0,047	0,138	0,132	0,010	0,032	0,030
16	0,051	0,138	0,135	0,011	0,036	0,032
17	0,056	0,188	0,172	0,011	0,033	0,031
18	0,048	0,133	0,128	0,011	0,032	0,031
19	0,048	0,151	0,147	0,010	0,036	0,033
20	0,054	0,158	0,148	0,010	0,034	0,032
21	0,057	0,168	0,152	0,011	0,038	0,033
22	0,052	0,140	0,132	0,011	0,035	0,034
23	0,052	0,180	0,172	0,010	0,036	0,031
24	0,050	0,159	0,144	0,010	0,043	0,037
25	0,040	0,147	0,134	0,010	0,026	0,026
26	0,049	0,139	0,136	0,011	0,032	0,029
27	0,052	0,183	0,172	0,010	0,035	0,030
28	0,054	0,204	0,174	0,010	0,036	0,033
29	0,047	0,135	0,136	0,012	0,038	0,036
30	0,054	0,190	0,175	0,011	0,033	0,033
Média	0,050	0,160	0,147	0,011	0,034	0,031
Desvio padrão	0,005	0,022	0,016	0,001	0,004	0,003
Uz95%	0,057	0,196	0,174	0,012	0,041	0,037

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

A Tabela 54 indica as acelerações quando o vento age a 90°, considerando o modelo sob apoios rígidos, com o carregamento de vento obtido através da MRE-M. Os resultados evidenciam que o comportamento transversal foi preponderante nesta situação, a aceleração de pico transversal [$a_z=0,132 \text{ m/s}^2$] é 300% superior a aceleração de pico longitudinal [$a_x=0,033 \text{ m/s}^2$].

Tabela 54 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M¹ - Vento 90° - Apoio Rígido

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_x (m/s ²)			Acelerações Transversais a_z (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,006	0,023	0,020	0,037	0,099	0,096
2	0,007	0,021	0,020	0,038	0,137	0,127
3	0,007	0,033	0,026	0,031	0,092	0,087
4	0,008	0,036	0,029	0,033	0,093	0,087
5	0,008	0,032	0,030	0,042	0,127	0,113
6	0,008	0,023	0,022	0,039	0,122	0,115
7	0,008	0,023	0,023	0,039	0,116	0,106
8	0,008	0,028	0,027	0,034	0,103	0,095
9	0,008	0,027	0,026	0,038	0,136	0,118
10	0,008	0,025	0,024	0,033	0,116	0,108
11	0,008	0,029	0,026	0,035	0,113	0,097
12	0,008	0,027	0,025	0,034	0,088	0,086
13	0,008	0,028	0,026	0,035	0,122	0,102
14	0,007	0,024	0,022	0,030	0,084	0,079
15	0,009	0,029	0,029	0,027	0,077	0,073
16	0,008	0,030	0,028	0,035	0,095	0,092
17	0,009	0,032	0,030	0,041	0,114	0,105
18	0,009	0,029	0,026	0,035	0,099	0,094
19	0,007	0,026	0,024	0,033	0,103	0,093
20	0,008	0,029	0,026	0,026	0,080	0,071
21	0,008	0,023	0,023	0,035	0,115	0,101
22	0,008	0,026	0,025	0,032	0,102	0,091
23	0,008	0,025	0,022	0,036	0,112	0,103
24	0,009	0,033	0,028	0,032	0,111	0,099
25	0,008	0,026	0,024	0,031	0,103	0,094
26	0,008	0,027	0,025	0,028	0,093	0,085
27	0,009	0,025	0,025	0,032	0,093	0,087
28	0,008	0,026	0,024	0,039	0,127	0,115
29	0,007	0,026	0,023	0,033	0,104	0,093
30	0,009	0,031	0,028	0,030	0,099	0,089
Média	0,008	0,027	0,025	0,034	0,106	0,097
Desvio padrão	0,001	0,004	0,003	0,004	0,016	0,013
Uz95%	0,009	0,033	0,030	0,041	0,132	0,118

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Com base na interação solo-estrutura, a Tabela 55 indica as acelerações obtidas quando o modelo numérico é avaliado sobre estacas (Hipótese C), com vento agindo a 0°, com cargas geradas através do MRE-M¹. A aceleração de pico longitudinal [$a_z=0,24 \text{ m/s}^2$] é 140% superior ao limite normativo NBR 6123 (1988) [$a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$].

Tabela 55 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M¹ - Vento 0° - Apoio Estacas

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_z (m/s ²)			Acelerações Transversais a_x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,073	0,224	0,219	0,010	0,039	0,033
2	0,044	0,162	0,141	0,009	0,026	0,025
3	0,051	0,160	0,153	0,009	0,025	0,023
4	0,056	0,181	0,158	0,012	0,032	0,030
5	0,061	0,189	0,176	0,009	0,029	0,027
6	0,054	0,138	0,137	0,010	0,031	0,027
7	0,058	0,202	0,158	0,010	0,028	0,026
8	0,057	0,161	0,148	0,013	0,036	0,034
9	0,055	0,157	0,145	0,010	0,028	0,026
10	0,060	0,206	0,183	0,008	0,028	0,024
11	0,051	0,161	0,144	0,010	0,030	0,029
12	0,066	0,226	0,207	0,010	0,031	0,030
13	0,058	0,172	0,165	0,011	0,029	0,027
14	0,062	0,211	0,179	0,010	0,027	0,026
15	0,064	0,187	0,180	0,012	0,034	0,033
16	0,061	0,185	0,178	0,014	0,040	0,037
17	0,067	0,243	0,202	0,010	0,038	0,029
18	0,063	0,198	0,179	0,011	0,037	0,035
19	0,074	0,207	0,187	0,010	0,031	0,029
20	0,068	0,188	0,179	0,011	0,035	0,032
21	0,069	0,224	0,184	0,010	0,031	0,030
22	0,053	0,141	0,137	0,011	0,031	0,030
23	0,070	0,266	0,215	0,008	0,032	0,025
24	0,066	0,198	0,179	0,011	0,040	0,034
25	0,055	0,169	0,150	0,012	0,039	0,034
26	0,055	0,178	0,160	0,012	0,037	0,035
27	0,068	0,216	0,199	0,012	0,039	0,034
28	0,053	0,197	0,182	0,010	0,029	0,028
29	0,067	0,193	0,185	0,009	0,035	0,031
30	0,075	0,201	0,182	0,011	0,033	0,028
Média	0,061	0,191	0,173	0,010	0,033	0,030
Desvio padrão	0,008	0,029	0,023	0,001	0,005	0,004
Uz95%	0,074	0,240	0,210	0,013	0,040	0,036

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

A Tabela 56 indica as acelerações quando o vento age a 90°, com carregamento obtido via MRE-M¹, com modelo numérico sobre estacas (Hipótese C). Interessante destacar que a aceleração máxima transversal [$a_{t,p} = 0,149 \text{ m/s}^2$] é 49% superior ao limite NBR 6123 (1988) [$a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$].

Tabela 56 – Acelerações Modelo 140 m - MRE-M¹ - Vento 90° - Apoio Estacas

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_x (m/s ²)			Acelerações Transversais a_z (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,007	0,019	0,019	0,046	0,132	0,125
2	0,008	0,023	0,022	0,046	0,139	0,134
3	0,008	0,025	0,023	0,039	0,137	0,115
4	0,009	0,024	0,023	0,035	0,096	0,088
5	0,009	0,031	0,029	0,036	0,102	0,090
6	0,007	0,019	0,019	0,040	0,102	0,098
7	0,008	0,030	0,025	0,046	0,128	0,118
8	0,009	0,035	0,031	0,046	0,124	0,113
9	0,008	0,030	0,026	0,040	0,142	0,120
10	0,009	0,031	0,026	0,045	0,139	0,126
11	0,008	0,024	0,021	0,036	0,117	0,105
12	0,007	0,022	0,020	0,041	0,115	0,107
13	0,007	0,024	0,023	0,030	0,079	0,077
14	0,009	0,024	0,022	0,041	0,116	0,111
15	0,009	0,028	0,027	0,039	0,111	0,105
16	0,009	0,031	0,026	0,051	0,157	0,137
17	0,007	0,024	0,022	0,038	0,126	0,102
18	0,008	0,021	0,021	0,039	0,122	0,109
19	0,008	0,027	0,025	0,041	0,136	0,126
20	0,008	0,027	0,024	0,041	0,128	0,112
21	0,008	0,027	0,023	0,036	0,113	0,100
22	0,009	0,034	0,031	0,046	0,123	0,119
23	0,010	0,036	0,032	0,044	0,133	0,132
24	0,009	0,026	0,025	0,034	0,102	0,089
25	0,009	0,026	0,023	0,034	0,128	0,100
26	0,008	0,023	0,021	0,046	0,142	0,124
27	0,007	0,027	0,024	0,036	0,109	0,099
28	0,008	0,026	0,024	0,035	0,101	0,096
29	0,009	0,030	0,028	0,040	0,123	0,118
30	0,008	0,024	0,023	0,041	0,113	0,101
Média	0,008	0,027	0,024	0,040	0,121	0,110
Desvio padrão	0,001	0,004	0,003	0,005	0,017	0,015
Uz95%	0,010	0,034	0,030	0,048	0,149	0,134

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Com o objetivo de confrontar os resultados obtidos, a Tabela 57 indica os valores das acelerações quando o vento age a 0° e a Tabela 58 quando o vento atua a 90°, considerando os três tipos de análises efetuadas.

A aceleração crítica, isto é, o maior valor encontrado [$a_{l,p} = 0,24 \text{ m/s}^2$], foi a aceleração de pico longitudinal com vento 0°, via MRE-M, considerando o modelo estrutural sobre radier estaqueado. A interação solo-estrutura elevou em 22 % o valor obtido da aceleração longitudinal em comparação quando a fundação (radier-estacas) não é modelada [$a_{l,p} = 0,196 \text{ m/s}^2$].

Tabela 57 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 0°

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido			MRE-M ² Apoio Rígido			MRE-M ² Radier sobre estacas		
	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média
Longitudinal	0,045	0,157	0,138	0,057	0,196	0,174	0,074	0,240	0,210
Transversal	-	-	-	0,012	0,041	0,037	0,013	0,040	0,036

Tabela 58 – Acelerações para o Modelo 140 m – Vento 90°

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido			MRE-M ² Apoio Rígido			MRE-M ² Radier sobre estacas		
	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média
Longitudinal	0,008	0,027	0,024	0,009	0,033	0,030	0,010	0,034	0,030
Transversal	-	-	-	0,041	0,132	0,118	0,048	0,149	0,134

A Figura 172 indica os valores das acelerações RMS obtidas quando o vento longitudinal atua a 0° (paralelo a direção Z). Os limites de referência para acelerações RMS seguem os critérios estabelecidos pela norma ISO 6897 (1984), através da curva 1, apresentada na Figura 173. Pode-se perceber que as acelerações de pico longitudinais [$a_{l,RMS} = 0,074 \text{ m/s}^2$ e $0,045 \text{ m/s}^2$] se encontram acima da curva limite e, portanto, caracteriza o não atendimento ao conforto humano de acordo com a norma indicada.

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Pode-se perceber que somente quando a estrutura é considerada sobre apoios rígidos, utilizando metodologia MRE¹, a aceleração obtida [$a_{l_RMS} = 0,045 \text{ m/s}^2$] atende ao critério normativo. Quando o carregamento de vento é obtido através da MRE-M², a aceleração RMS encontrada [$a_{l_RMS} = 0,057 \text{ m/s}^2$] é 26% superior ao limite [$a_{lim} = 0,045 \text{ m/s}^2$]. Considerando a avaliação da interação solo-estrutura, a aceleração RMS passa a ser igual a $0,074 \text{ m/s}^2$, 57% superior ao limite estabelecido [$a_{lim} = 0,047 \text{ m/s}^2$].

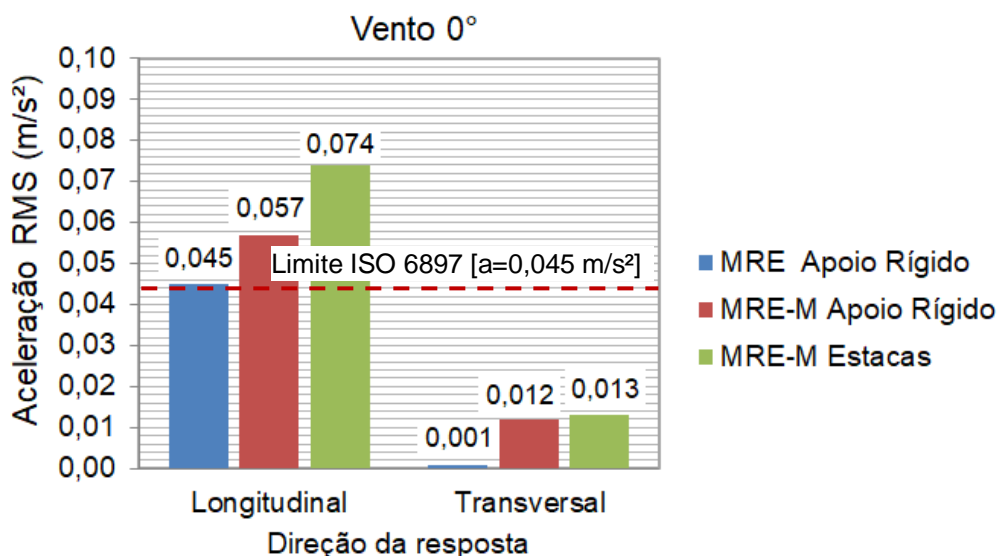


Figura 172 – Acelerações RMS – Vento 0° - Modelo 140 metros

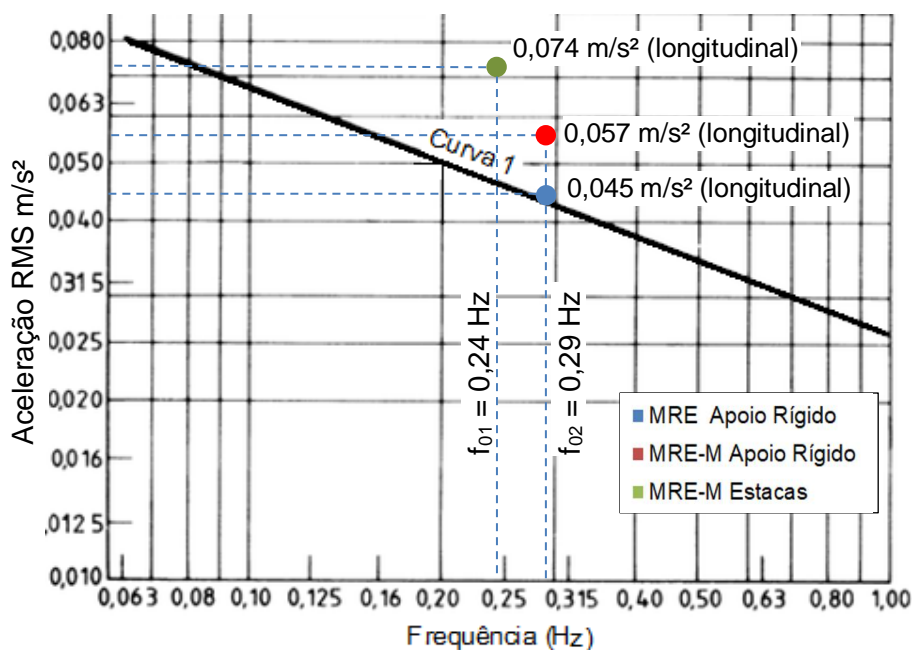


Figura 173 – Curva limite ISO 6897 - acelerações RMS – Vento 0° - Modelo 140 metros

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

As acelerações RMS quando o vento age longitudinalmente a 90° (paralelo ao eixo X) estão indicadas na Figura 174. Todas as acelerações longitudinais RMS obtidas possuem valores bem abaixo do limite normativo (ISO 6897, 1984). Em relação às acelerações transversais, quando o modelo é avaliado considerando a interação solo estrutura e o vento gerado via MRE- M^2 , a aceleração transversal RMS encontrada [$a_{L_RMS} = 0,048 \text{ m/s}^2$] é apenas 2% superior ao limite [$a_{lim} = 0,047 \text{ m/s}^2$].

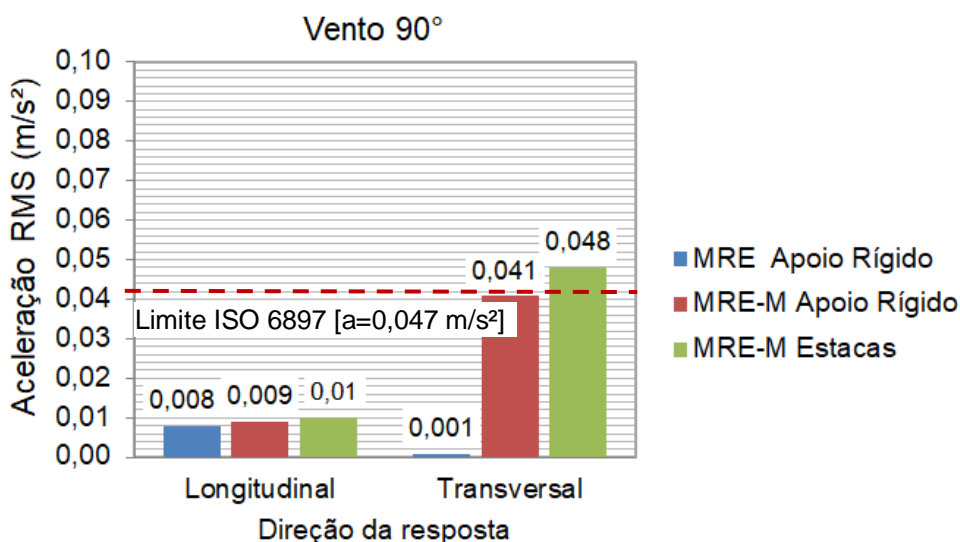


Figura 174 – Acelerações RMS – Vento 90° - Modelo 140 metros

A Figura 175 ilustra os valores de pico quando o vento age a 0° em que o limite de referência será o indicado pela NBR 6123 (1988). Cabe lembrar que os valores apresentados são referentes ao tratamento estatístico obtidos após 30 séries de carregamentos para cada tipo de simulação computacional.

Todas as acelerações longitudinais de pico obtidas tiveram valores bem superiores ao limite estabelecido (Figura 175). Quando a estrutura é avaliada sobre apoios rígidos e o carregamento de vento é obtido via MRE¹, a aceleração de pico longitudinal obtida [$a_{l_p} = 0,157 \text{ m/s}^2$] é 57 % superior ao limite [$a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$]. Mantendo a consideração sobre apoio rígido, mas considerando o vento gerado através da MRE- M^2 , a aceleração longitudinal passa a ter um incremento 25%, e fica 96% superior ao limite normativo [$a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$]. No que tange a consideração solo-estrutura, a aceleração de pico [$a_{l_p} = 0,24 \text{ m/s}^2$] se torna muito significativa, 240% ao limite.

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

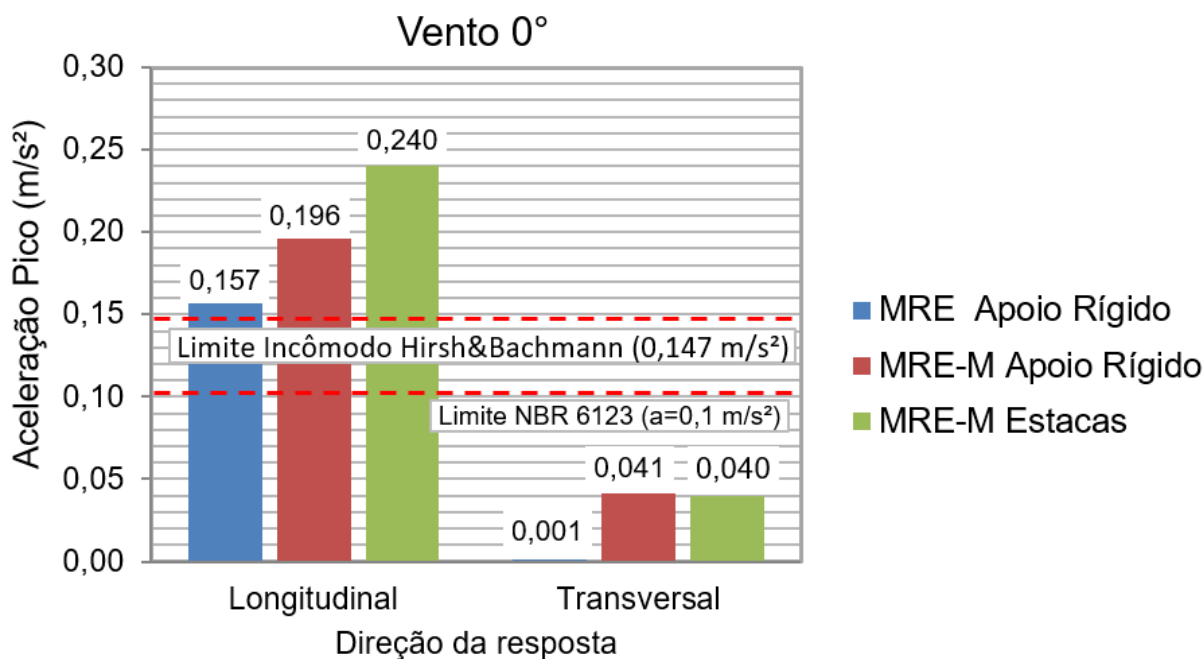


Figura 175 – Acelerações de pico – Vento 0° - Modelo 140 metros

Cabe lembrar, que de acordo com Hirsch & Bachmann (1995), as vibrações se tornam perceptíveis para acelerações superiores a 0,049 m/s² e se tornam incômodas para acelerações superiores a 0,147 m/s². Portanto, pode-se dizer que as acelerações longitudinais obtidas com vento a 0° (Figura 175) provocam incômodos nos usuários da edificação, independente da simulação realizada. Levando em consideração a estrutura sob apoios rígidos e vento obtido via MRE, a aceleração [a_{Lp} = 0,157 m/s²] é 6,8% superior ao limite [a_{lim} = 0,147 m/s²].

Considerando o vento agindo longitudinalmente a 90° (paralelo a direção X), as respostas obtidas em termos de acelerações de picos são indicadas na Figura 176. Pode-se perceber que as acelerações transversais são preponderantes se comparadas com as acelerações longitudinais. A aceleração transversal, quando a estrutura é avaliada sob apoios rígidos e vento obtido via MRE-M [a_{Lp} = 0,132 m/s²], é 32% superior ao limite [a_{lim} = 0,10 m/s²]. Quando a interação solo-estrutura é considerada a aceleração de pico transversal tem um incremento de 13% e passa a ser igual a 0,149 m/s², 49% superior ao limite normativo.

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Observando os critérios de conforto humano de acordo com Hirsch & Bachmann (1995), a aceleração transversal [$a_{t,p} = 0,149 \text{ m/s}^2$], obtida considerando a interação solo-estrutura, com carregamento de vento obtida via MRE-M² superou em 1,3% o valor que classifica a vibração como incômoda [$a_{lim} = 0,147 \text{ m/s}^2$]. As acelerações longitudinais, por sua vez, tiveram valores inferiores ao limite perceptível [$a_{lim} = 0,047 \text{ m/s}^2$].

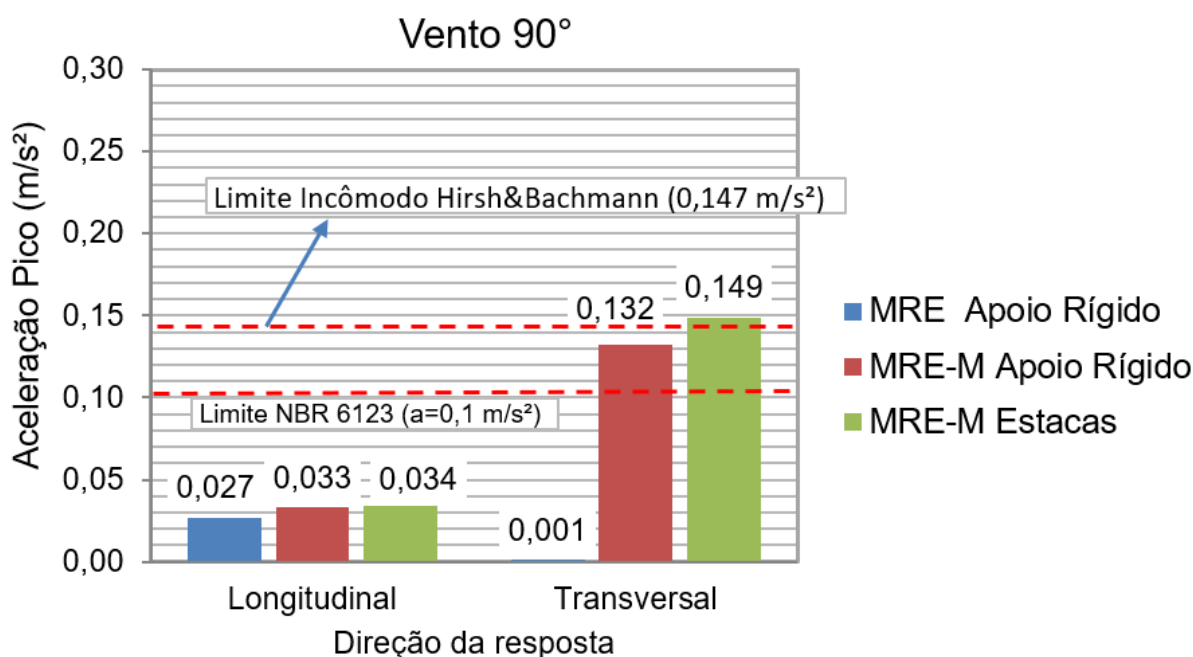


Figura 176 – Acelerações de pico – Vento 90° - Modelo 140 metros

Ainda observando os critérios normativos, deve-se citar a ISO 10137 (2007), que apresenta curvas limites dependentes da frequência fundamental da estrutura (Figura 177) em que o critério adotado considera a ação do vento para um tempo de recorrência igual a 1 ano. Cabe ressaltar que as análises realizadas neste capítulo, investigando o modelo $H = 140 \text{ m}$, foram realizadas para um tempo de recorrência igual a 10 anos, de acordo com a recomendação da NBR 6123 (1988).

Deste modo, as acelerações apresentadas para o modelo $H = 140 \text{ m}$ são respostas dinâmicas para ventos com velocidades superiores (tempo de recorrência igual a 10 anos) quando este é gerado para um período de recorrência igual a 1 ano. Com objetivo de avaliar o modelo estrutural nestas considerações é proposta uma

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

nova curva limite, sobre as curvas indicadas pela ISO 10137 (2007), multiplicando a curva de 1 ano pela razão dos parâmetros estatísticos de vento S_3 (NBR 6123, 1988), relacionados com os tempos de recorrências em questão (1 ano e 10 anos) [$S_{3-1ano} = 0,54$ e $S_{3-10ano} = 0,78$].

A partir destas considerações, a Figura 177 apresenta os limites ISO 10137 (2007), indicando em vermelho a curva proposta para tempo de recorrência igual a 10 anos e assinalando as quatro maiores acelerações encontradas para o modelo H = 140 m. As acelerações de pico máximas transversais, com vento a 90° , [$a_{t,p} = 0,149$ m/s² e $0,132$ m/s²] se encontram abaixo da curva limite proposta. Contudo, as acelerações de pico longitudinais, vento a 0° [$a_{l,p} = 0,24$ m/s² e $0,196$ m/s²] situam-se acima da curva e, portanto, não atendem ao critério estabelecido também pela norma em questão.

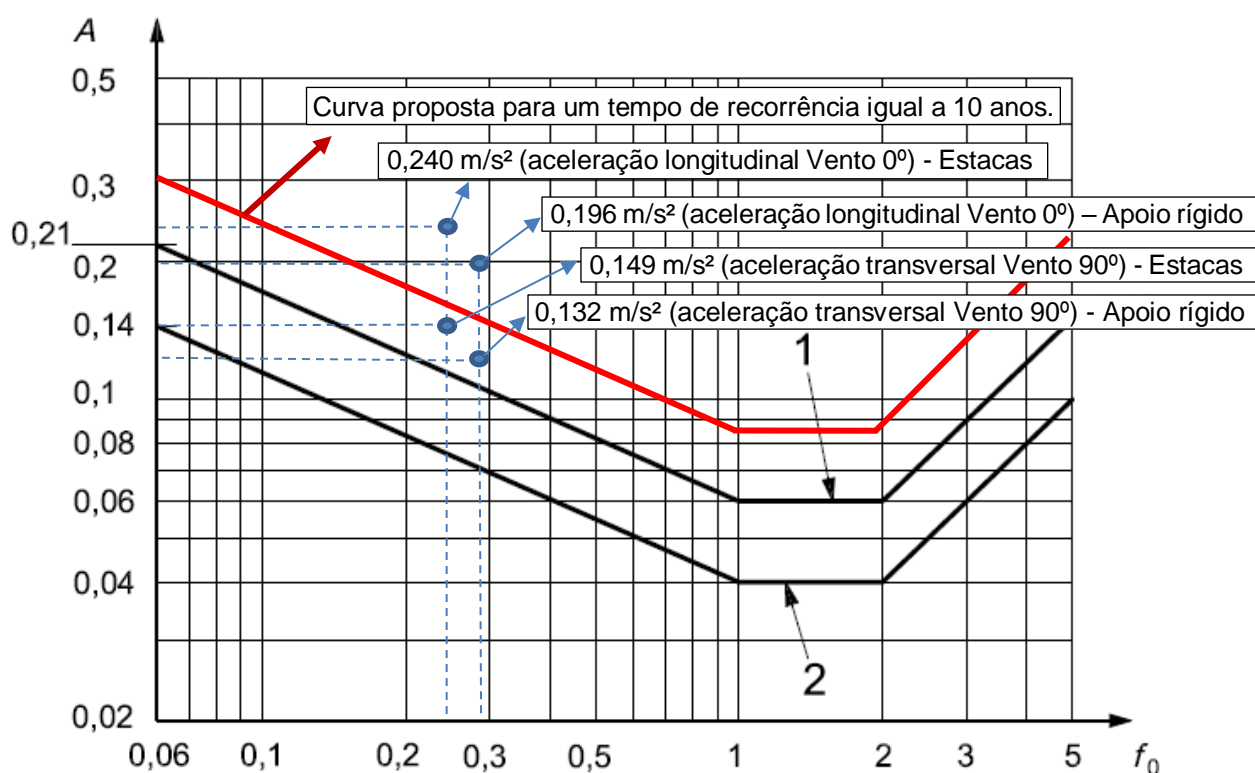


Figura 177 – Acelerações de pico – ISO 10137 (2007) - Modelo 140 metros

Nas Tabelas 59 e 60 são apresentados os resultados de pico e os valores médios dos 10 maiores picos, e nas Figuras 178 a 181 avaliações gráficas destes resultados. É possível concluir que o pico, nesses casos, possui valores na ordem de 10% a mais que a média calculada.

Tabela 59 – Acelerações para o Modelo 140 m – Vento 0° - Pico e Média dos Picos

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido		MRE-M ² Apoio Rígido		MRE-M ² Radier sobre estacas	
	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x
Pico	0,157	-	0,196	0,041	0,240	0,040
Média dos Picos	0,138	-	0,174	0,037	0,210	0,036
%	87,9	-	88,8	90,2	87,5	90,0

a_z : aceleração longitudinal ; a_x : aceleração transversal

Tabela 60 – Acelerações para o Modelo 140 m – Vento 90° - Pico e Média dos Picos

Direção da resposta	MRE Apoio Rígido		MRE-M Apoio Rígido		MRE-M Radier sobre estacas	
	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z
Pico	0,027	-	0,033	0,132	0,034	0,149
Média dos Picos	0,024	-	0,030	0,118	0,030	0,134
%	88,9	-	90,9	89,4	88,2	89,9

a_x : aceleração longitudinal ; a_z : aceleração transversal

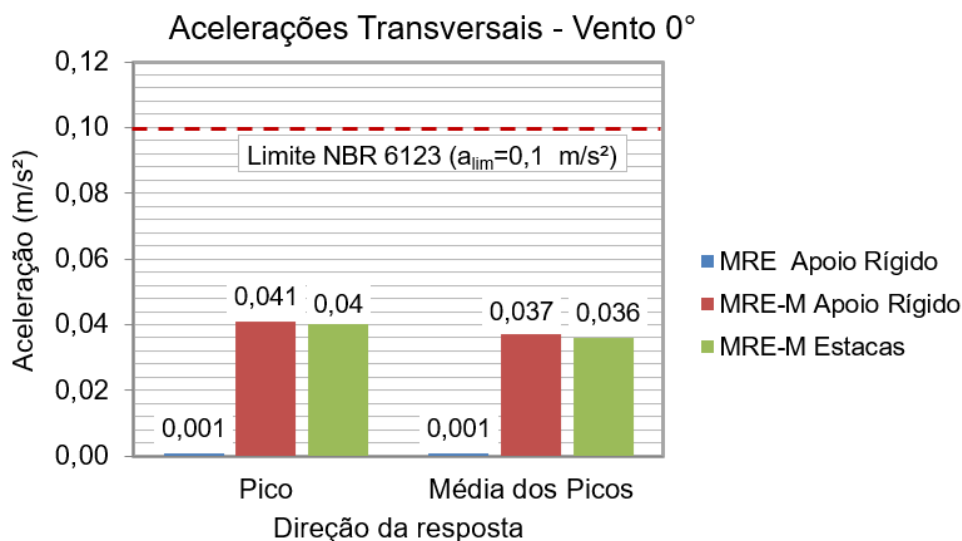


Figura 178 – Acelerações Transversais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 140 metros

As avaliações utilizando a média dos picos indicou que o modelo estrutural permanece não atendendo ao critério de conforto humano. A aceleração máxima até então avaliada [0,24 m/s²] possui média correspondente 12,5% inferior [a_{media} = 0,21 m/s²], tal média é 110% superior ao limite NBR 6123 (1988) [a_{lim} = 0,10 m/s²].

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

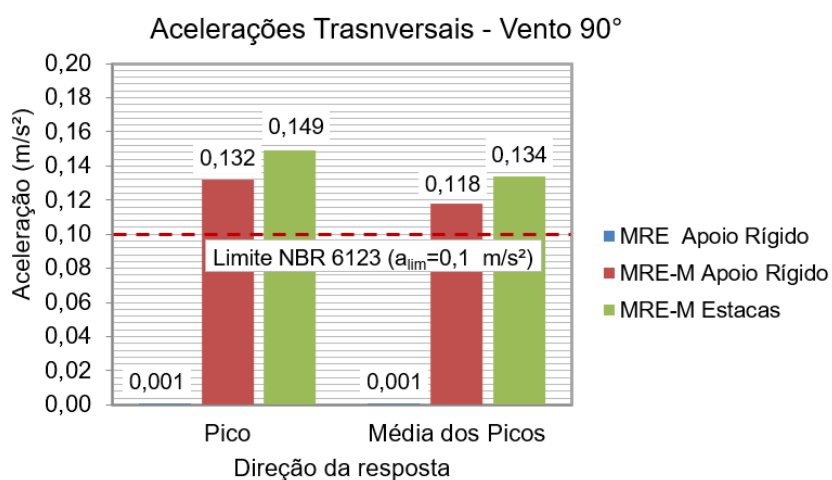


Figura 179 – Acelerações Transversais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 140 metros

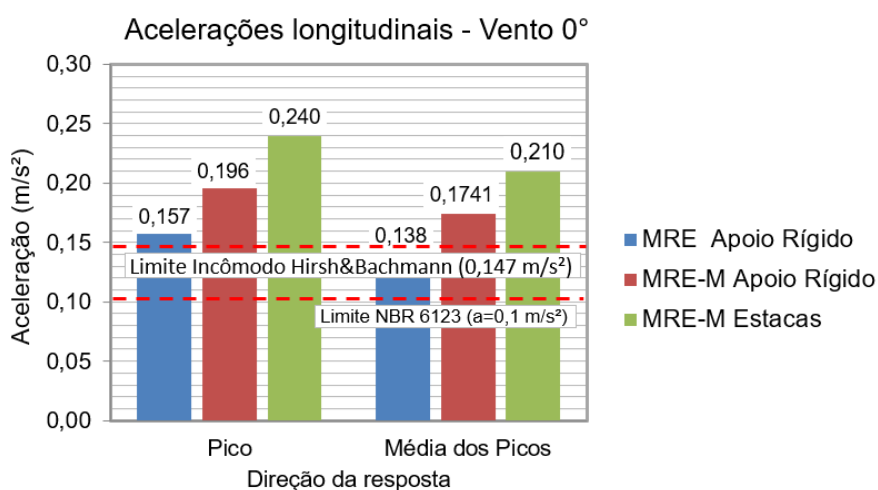


Figura 180 – Acelerações Longitudinais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 140 metros

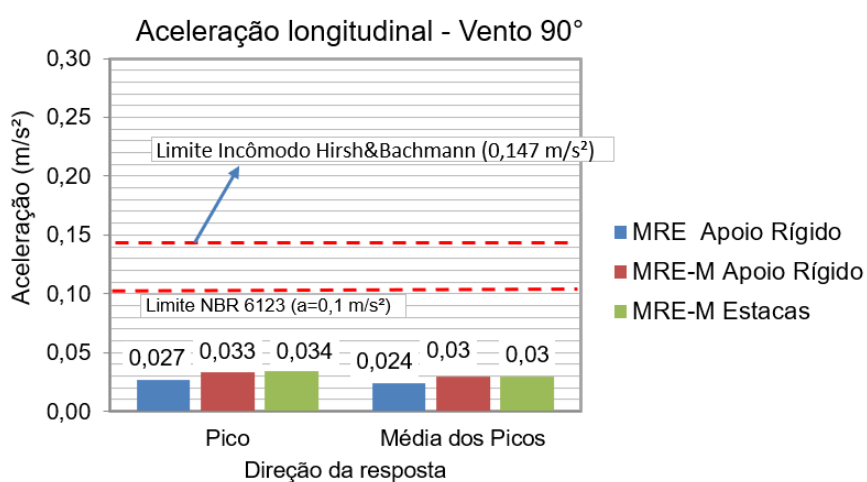


Figura 181 – Acelerações Longitudinais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 140 metros

Por fim, na Tabela 61 são apresentadas as respostas do modelo $H = 140$ m quando a estrutura é avaliada através do método simplificado NBR 6123 (1988). A formulação deste método é apresentada no Apêndice A. Cabe lembrar que através deste método só é possível calcular as respostas dinâmicas longitudinais.

O modelo estrutural $H = 140$ m foi analisado pelo método simplificado, NBR 6123 (1988), considerando apoios rígidos. Quantitativamente, quando vento é considerado a 0° a aceleração de pico obtida [$a_{l,p} = 0,28 \text{ m/s}^2$] é 27% superior ao valor obtido quando o mesmo modelo é analisado através do MRE-M [$a_{l,p} = 0,196 \text{ m/s}^2$] e quando o vento age a 90° , a aceleração de pico calculada [$a_{l,p} = 0,05 \text{ m/s}^2$] é 51% superior ao valor alcançado através da MRE-M [$a_{l,p} = 0,033 \text{ m/s}^2$]. Qualitativamente pode-se perceber que o método simplificado proposto pela NBR 6123 (1988), para este modelo investigado, é conservador e superestima a resposta dinâmica da estrutura.

Tabela 61 – Acelerações método simplificado NBR 6123 (1988) - Modelo 140 m

Direção da resposta	Aceleração de pico (m/s^2)
Vento a 0°	0,28
Vento a 90°	0,05

9.9 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas as análises dinâmicas de um modelo estrutural em concreto armado com 140 metros de altura, inspirado em um edifício real existente na cidade de Balneário Camboriú-SC. O modelo foi avaliado estaticamente, indicando que os deslocamentos horizontais, obtidos no topo da estrutura, se encontram dentro dos limites normativos estabelecidos pela NBR 6118 (2014).

Cabe ressaltar, que análises estáticas foram realizadas e mostraram que a edificação atende aos critérios normativos presentes na NBR 6118 (2014), referentes à estabilidade global e aos deslocamentos estáticos obtidos no topo da edificação devido à ação do vento. Os deslocamentos obtidos através de análises estáticas apontaram deslocamentos máximos no topo da edificação [$u_z = 7,2 \text{ cm}$ e $u_x = 1,3 \text{ cm}$] inferiores ao limite normativo $H/1700$ [$8,23 \text{ cm}$]. Tal fato é relevante, pois indica que

um edifício alto, com desempenho estático adequado, pode vir a ter problemas relacionados ao conforto humano, referente ao comportamento dinâmico sob a ação do vento.

Em relação a interação solo-estrutura, nas análises modais realizadas, foi possível constatar a perda de rigidez global da estrutura quando o modelo numérico considera também a fundação. A fundação empregada para o modelo $H = 140$ m, radier sobre estacas, é adequada para esse tipo de edifício alto, e quando esta consideração é adotada na modelagem numérica, a frequência fundamental [$f_{01} = 0,24$ Hz] é 17,2% inferior ao valor obtido quando considera-se apoios rígidos [$f_{01} = 0,24$ Hz].

Tal constatação implica também nos resultados sobre o conforto humano da edificação. Qualitativamente, as repostas em termos de acelerações RMS indicaram que os valores obtidos nos modelos numéricos completos, incluindo a interação solo-estrutura, foram cerca de 29% superiores nos efeitos longitudinais e 17% na resposta transversal, em comparação aos modelos sobre apoios rígidos

Com referência a comparação entre as repostas dinâmicas transversais e longitudinais deve-se citar que a maior aceleração de pico obtida [$a_p = 0,24$ m/s²] ocorreu na direção longitudinal com o vento atuando a 0° , considerando a interação solo-estrutura. Este comportamento está relacionado a geometria da edificação. Nas situações em que, em planta, uma dimensão é muito superior a outra, quando o vento age longitudinalmente sobre a menor fachada, o efeito dinâmico transversal, devido ao efeito de desprendimentos de vórtices, é relevante, sem dúvida. Porém, cabe ressaltar, que nesses casos, existe o fenômeno de “recolamento” dos vórtices que atenua sua ação transversal sobre a estrutura. Nesses casos, em que o modelo em estudo se encontra, a resposta estrutural em termos de acelerações longitudinais na direção do vento sobre a maior fachada é preponderante.

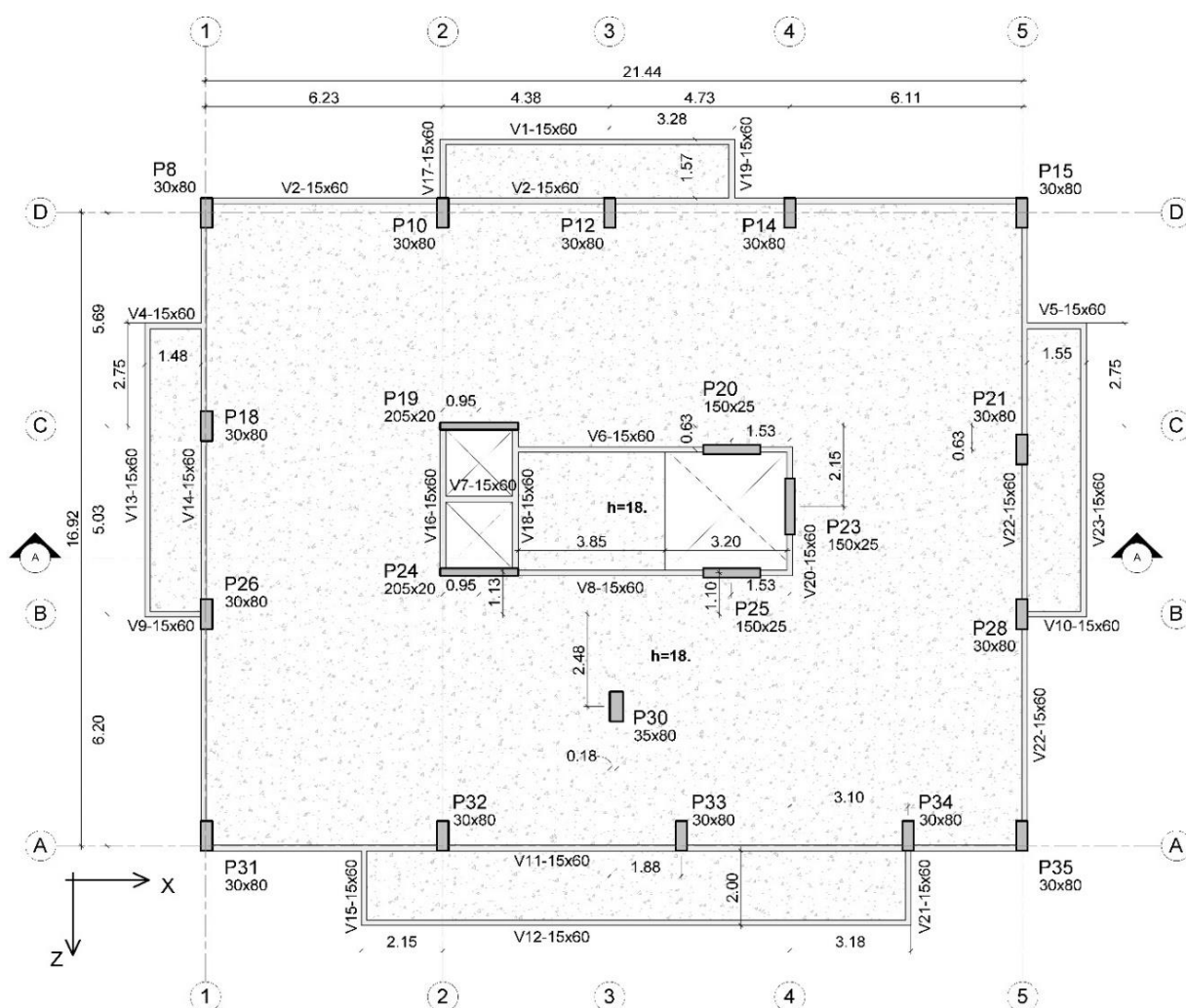
Por fim, merece atenção no efeito de sucção provocada pelo vento na fachada oposta a aplicação do vento longitudinal. Quando o vento age a 0° , a aceleração de pico máxima longitudinal obtida com o vento simulado através do MRE-M [$a_p = 0,196$ m/s²], em que o efeito de sucção é considerado, é 25% superior da aceleração correspondente quando o vento é simulado através do MRE, que não considera a sucção em sua formulação matemática. Essa questão é de extrema importância, pois no que tange aos efeitos dinâmicos das estruturas junto ao vento, essas diferenças são significativas e merecem atenção dos projetistas.

10 MODELO CONCRETO ARMADO H = 90 m

10.1 Considerações iniciais

O modelo estrutural investigado neste capítulo foi proposto em referência a uma edificação residencial real, projetada na cidade de Niterói-RJ. Possui 30 andares com altura total igual a 90 metros e dimensões em plantas 21,44 m x 16,92 m.

A estrutura utiliza uma técnica construtiva largamente empregada para o projeto e construção de edifícios altos que diz respeito ao uso de sistemas estruturais compostos por lajes com grandes vãos, sem o emprego de vigas, apoiadas diretamente sobre os pilares (Figura 182). Esta técnica construtiva, aplicada sobre projetos de edifícios altos, pode vir a ser problemática, pois tende a gerar uma diminuição da rigidez estrutural global da edificação e à possibilidade de ocorrência de vibrações excessivas.



10.2 Características geométricas e físicas do Modelo H = 90 m

A estrutura é constituída por pilares, vigas e lajes em concreto armado. O concreto estrutural utilizado no modelo possui resistência à compressão (f_{ck}) igual a 45 MPa, módulo de elasticidade (E_{cs}) igual a 34 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³.

As vigas apresentam seções iguais a 15x60 cm, a laje possui 18 cm de espessura e os pilares possuem seções variáveis que podem ser observadas na planta estrutural apresentada na Figura 182.

O projeto estrutural apresenta em planta dimensões de 17,30 m por 21,50 m, altura entre pavimentos igual a 3,0 m e possui 30 andares, totalizando a altura total de 90 metros, conforme é ilustrado nas Figuras 183 e 184.

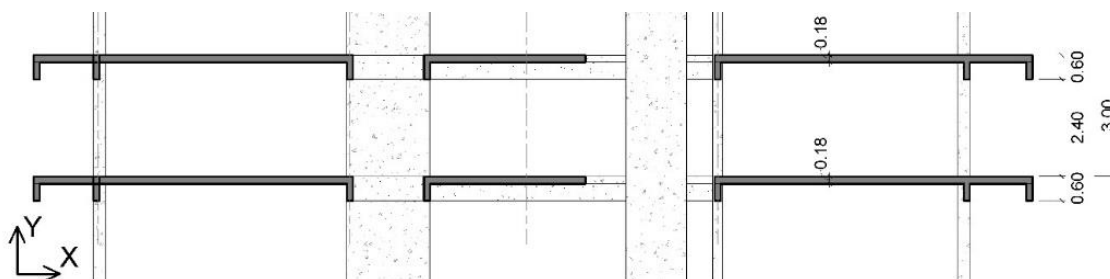


Figura 183 - Corte A - Pavimento tipo – Modelo H = 90m - Unidades em metro.

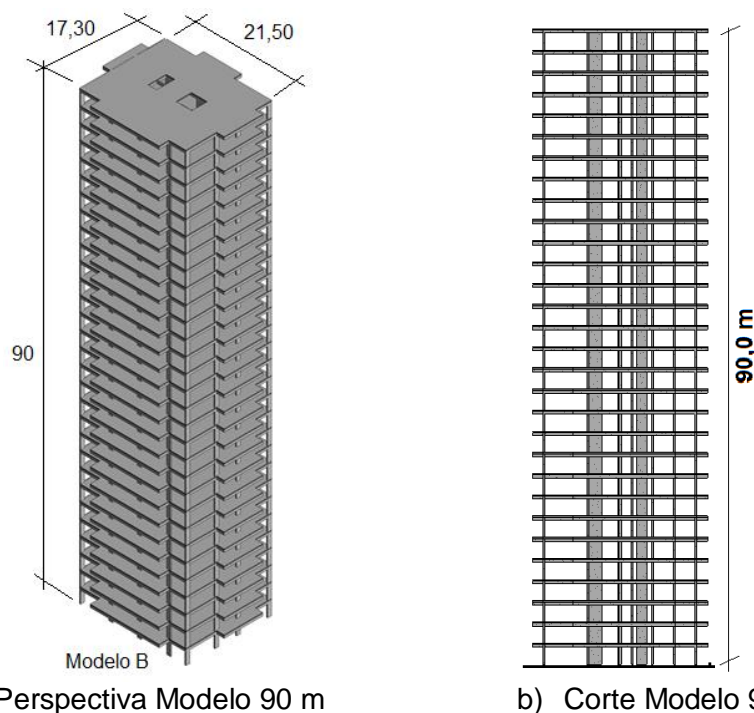


Figura 184 – Perspectiva e corte do Modelo H = 90m - Unidades em metro.

10.3 Características geotécnicas e fundação do modelo H = 90 m

Inicialmente se faz necessário determinar as dimensões dos blocos e das estacas. Através de uma análise estática, são obtidas as reações de apoio dos pilares sobre a fundação (Tabela 62) e, de posse destes valores, é possível determinar a geometria dos blocos e das estacas, conforme ilustrado na Figura 185.

Tabela 62 – Reação de apoio para o Modelo H = 90 m.

Pilares	Reação (kN)	Nº Estacas	Carga por estaca (kN)
P08	6.804	4	1701
P10	7.161	4	1790
P12	7.124	4	1781
P14	6.934	4	1733
P15	6.442	4	1610
P18	7.547	4	1887
P19	12.054	8	1507
P20	9.047	6	1508
P21	6.205	4	1551
P23	9.015	6	1503
P24	10.175	8	1272
P25	6.992	4	1748
P26	6.507	4	1627
P28	5.734	4	1433
P30	7.628	4	1907
P31	4.770	4	1193
P32	7.381	4	1845
P33	6.973	4	1743
P34	5.615	4	1404
P35	3.838	4	960

Os blocos foram definidos com as dimensões expostas na Figura 185, sendo 180cm de largura, 180cm de comprimento e 150cm de altura. As estacas são do tipo cravadas, retangulares, de 32x32cm. Ambos os elementos de fundação (blocos e estacas) com f_{ck} coincidente com o restante da estrutura (45 MPa).

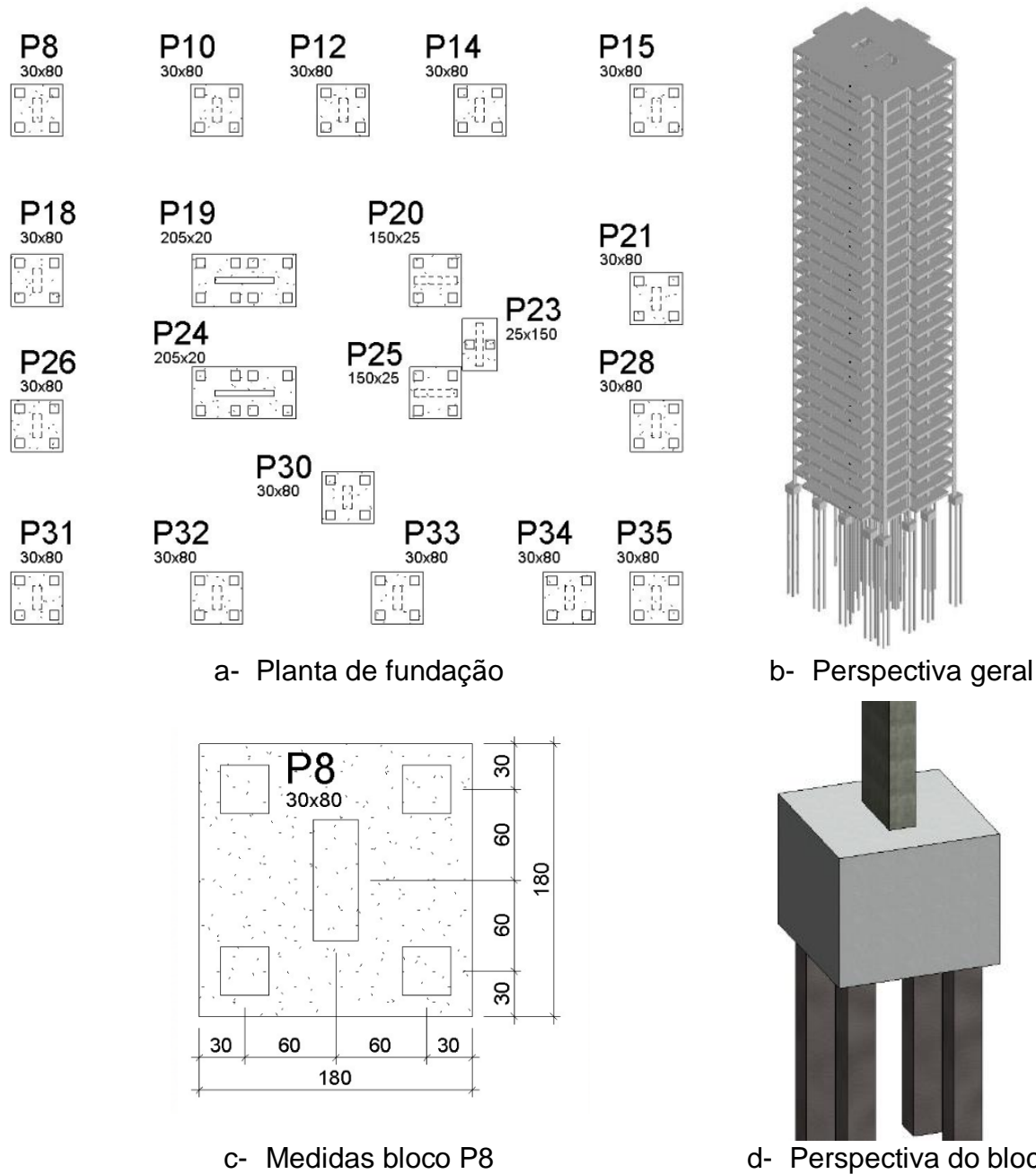


Figura 185 – Fundação para os Modelo H = 90 m.

No que tange a concepção da interação solo-estrutura, acerca do perfil do solo, são apresentadas na Figura 186 a seguir duas situações distintas de perfil geotécnico [Solo1 e Solo 2], a fim de estudar os efeitos do tipo de terreno nas questões relacionadas tanto nos critérios estáticos quanto nas respostas dinâmicas das estruturas.

A determinação das reações horizontais do terreno sobre as estacas [k_h - molas horizontais], com base nas características das estacas [espessura igual a 32 cm] utiliza as equações apresentadas no Capítulo 7. É possível obter os valores de acordo com a profundidade, conforme indicado nas Figura 186.

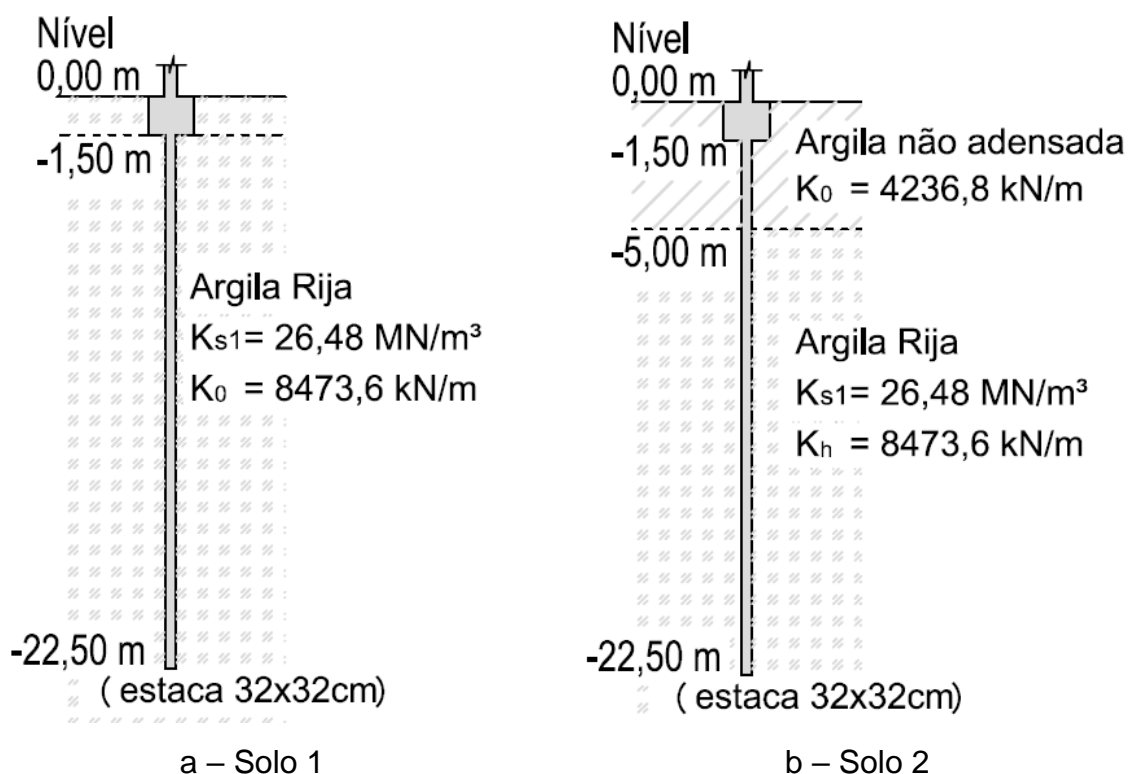


Figura 186 – Esquema de perfil dos solos Modelo H = 90 m

10.4 Modelo H = 90 m em elementos finitos

Em relação à modelagem numérica, nas Figuras 187 e 188 são ilustrados o pavimento estrutural e a perspectiva do Modelo 90 m, discretizado utilizando o programa computacional ANSYS (2009). O refinamento da malha se deu de forma a serem gerados elementos finitos uniformemente distribuídos da ordem de 25 por 25 centímetros, demonstrando um bom refinamento para a edificação estudada. O modelo possui 232552 nós, 245880 elementos e 1395246 graus de liberdade. Os elementos numéricos utilizados neste modelo computacional estão discriminados no Apêndice B.

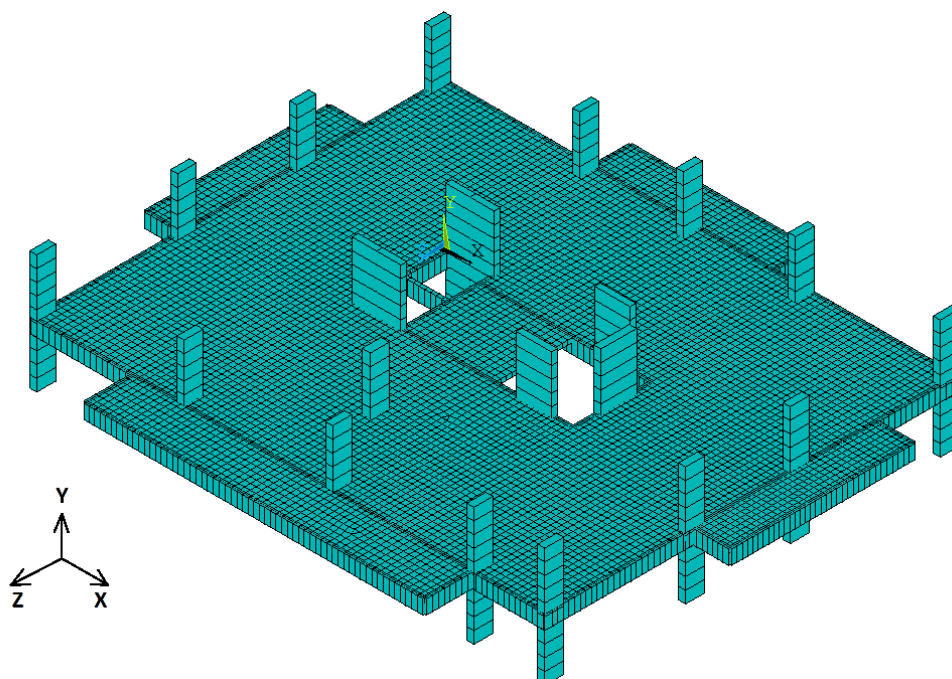
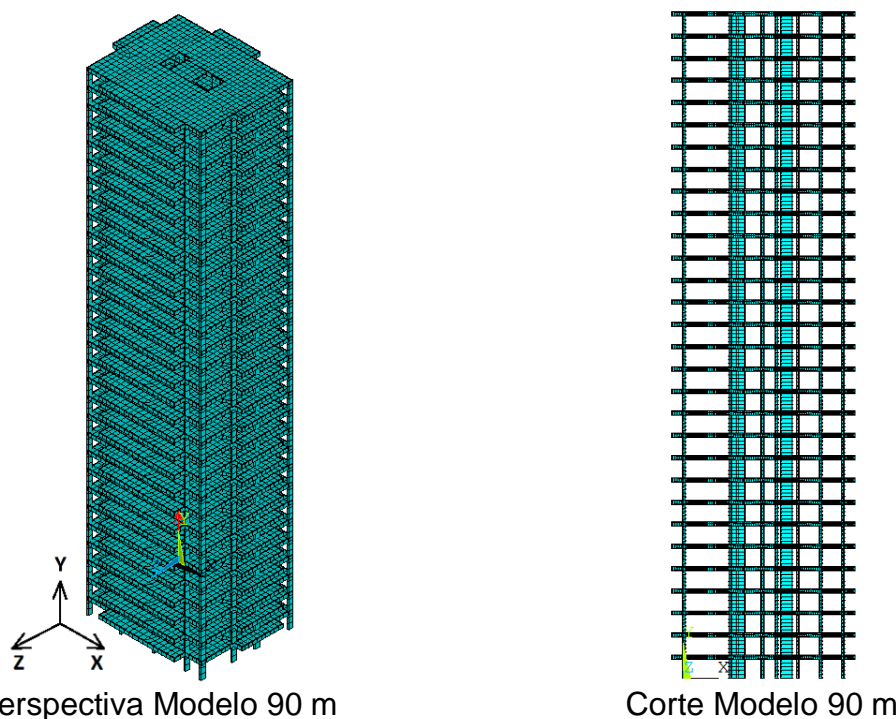


Figura 187 - Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional - Modelo 90 m.



Perspectiva Modelo 90 m

Corte Modelo 90 m

Figura 188 - Perspectiva pavimento tipo - Modelo computacional – Modelo H = 90 m.

Em relação a modelagem da fundação, os blocos serão modelados no ANSYS (2009) através do modelo sólido SOLID45, conforme Figura 189. Este modelo possui 8 nós com três graus de liberdade por nó, permitindo apenas as translações em relação aos três eixos, x, y e z.

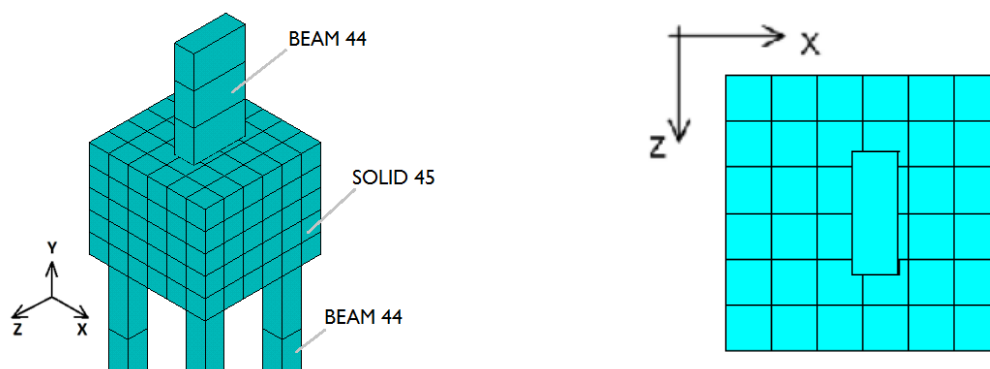


Figura 189 – Modelo numérico fundação blocos sobre estacas Modelo H = 90 m.

As estacas, por sua vez, serão modeladas através do elemento BEAM44, o mesmo utilizado para as vigas e pilares (Figura 190). Para simular a resistência horizontal do solo imposta nas estacas (efeito de molas), o elemento BEAM44 possui, em suas configurações, a propriedade de rigidez de fundação (*foundation stiffnesses*), na qual é informado o k_0 calculado para a estaca e solo em questão.

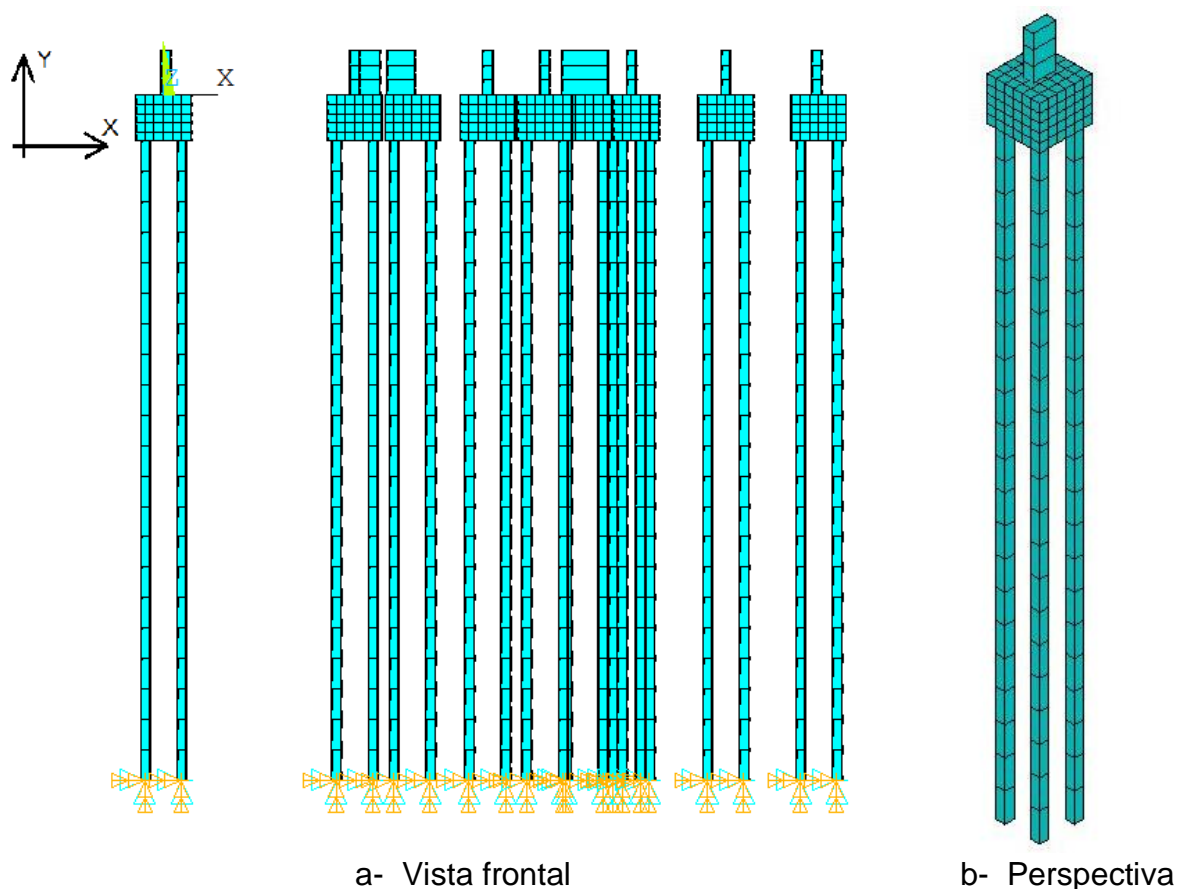


Figura 190 – Vistas do modelo numérico da fundação - Modelo H = 90 m.

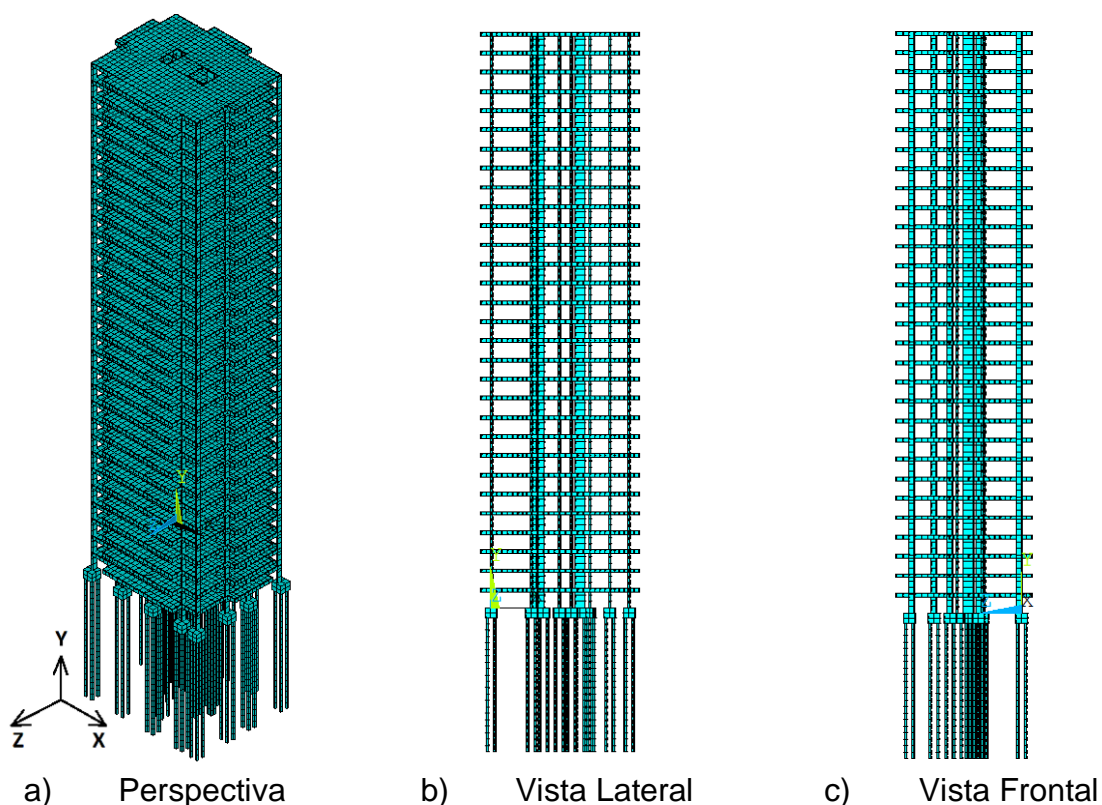


Figura 191 – Modelo em elementos finitos considerando as estacas - Modelo 90 metros.

A Tabela 63, indica o número de nós, elementos e graus de liberdade para o Modelo H = 90 m, quando este é simulado sobre apoios rígidos e quando é modelado com blocos sobre estacas, conforme ilustrado na Figura 191. Podemos verificar o aumento no grau de refinamento do modelo utilizado nas análises considerando a interação solo-estrutura com 8.260 números de nós a mais, resultando em 29.796 equações adicionais à solução do problema.

Tabela 63 - Números de nós, elementos e graus de liberdade - Modelo H = 90 m

Características	Modelo B apoio Rígido	Modelo B blocos sobre estacas	Acréscimo	
Nós	232552	240812	8260	+ 3,55 %
Elementos	245880	251588	5708	+ 2,32 %
Graus de liberdade	1395246	1425042	29796	+ 2,13 %

10.5 Frequências naturais e modos de vibração Modelo H = 90 m

Para avaliação do modelo estudado neste capítulo são de interesse os oitos primeiros modos de vibração. Na Figura 192, são apresentadas as frequências naturais e modos de vibração, obtidas através de uma análise numérica utilizando o ANSYS (2009) considerando o modelo sobre apoios rígidos.

Na sequência, na Figura 193, são apresentados os oitos primeiros modos de vibração do modelo, considerando a interação solo-estrutura, com base na modelagem completa da estrutura com blocos e estacas, adotando as molas das estacas de acordo com perfil de solo 1.

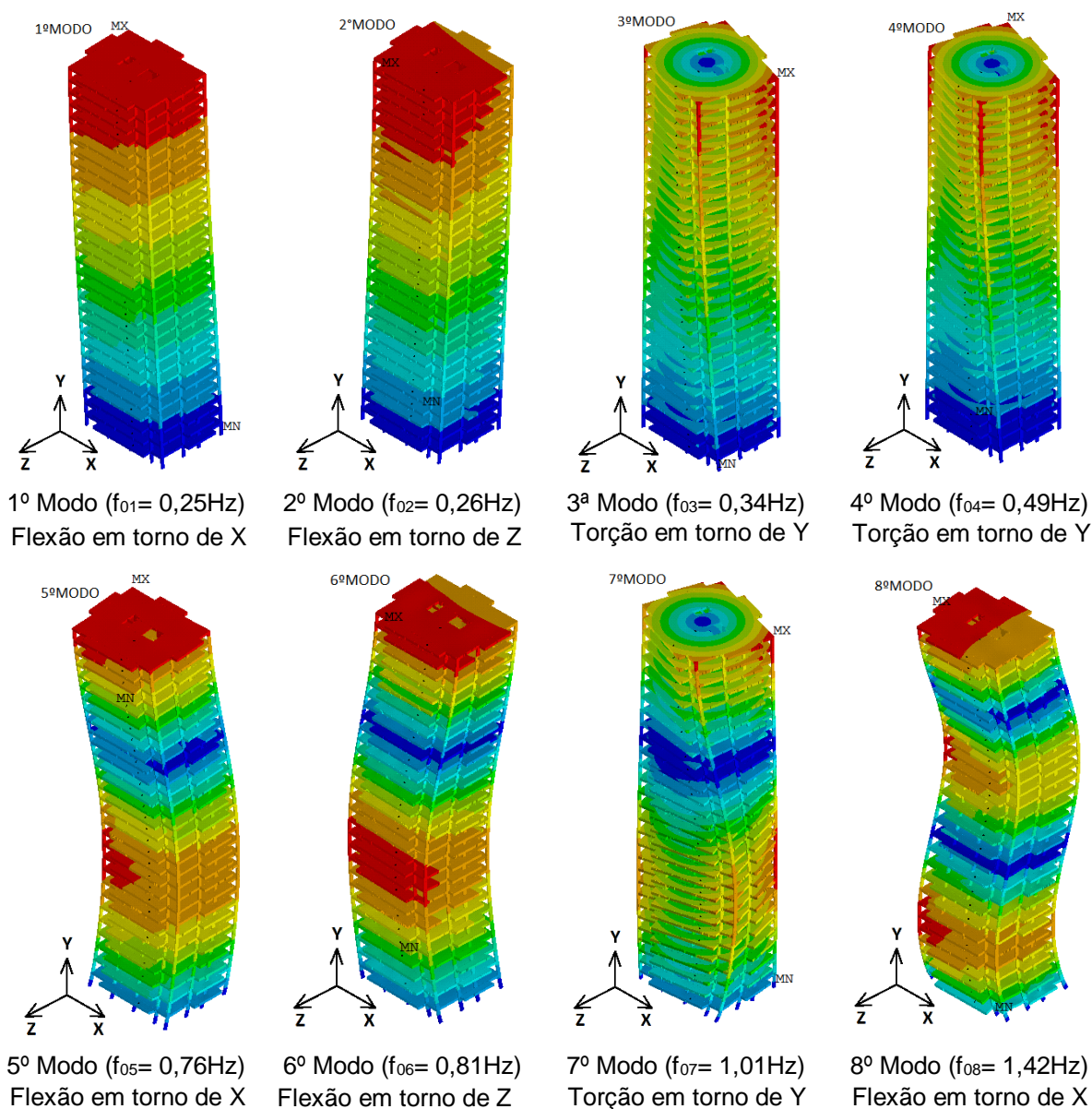


Figura 192 - Modos de vibração do Modelo 90 m (1º ao 8º modo) Sob Apoios Rígidos.

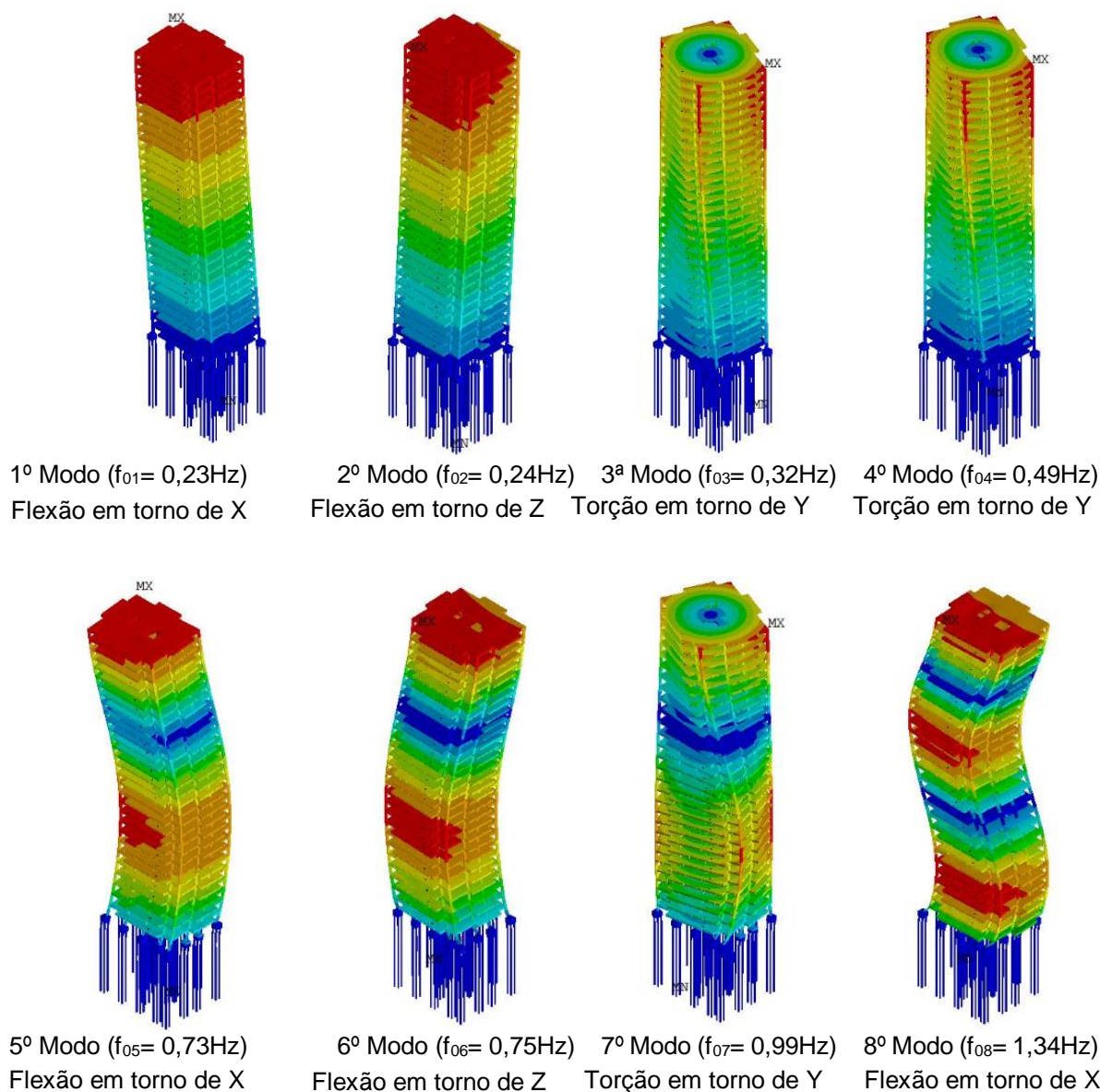


Figura 193 - Modos de vibração Modelo B - (1º ao 8º modos) – bloco-estaca solo 1

Na tabela 64 são apresentados, para o Modelo B, as frequências naturais obtidas considerando os apoios rígidos e com a estrutura modelada com fundação sobre o solo 1 e solo 2. Na Figura 194, é possível verificar que a perda de rigidez das estruturas quando se considera a interação solo-estrutura gera uma proporcional diminuição das frequências naturais.

É interessante notar que somente para o quarto modo de vibração não houve alteração do valor da frequência, isto por ser este modo relacionado à torção pura da estrutura. Observando os resultados obtidos para os dois modelos, é possível estabelecer que o tipo de solo influencia na rigidez global da edificação e, conseqüentemente, altera os valores das frequências naturais das estruturas em

estudo. Essa questão é de extrema importância, pois no que tange aos efeitos de ressonância das estruturas junto ao vento, essas diferenças são significativas e merecem atenção dos projetistas.

Tabela 64 – Frequências naturais para o Modelo B

	Apoio Rígido (Hz)	Solo 1		Solo 2	
		Hz	variação	Hz	variação
f ₀₁	0,25	0,23	-8%	0,21	-16 %
f ₀₂	0,26	0,24	-8 %	0,22	-15 %
f ₀₃	0,34	0,32	-6 %	0,28	-18 %
f ₀₄	0,49	0,49	0%	0,49	0%
f ₀₅	0,76	0,73	-4 %	0,65	-4 %
f ₀₆	0,81	0,75	-7 %	0,67	-17 %
f ₀₇	1,01	0,98	-3 %	0,87	-14 %
f ₀₈	1,42	1,38	-3 %	1,26	-11 %
f ₀₉	1,44	1,39	-3 %	1,27	-12 %
f ₁₀	1,74	1,69	- 3 %	1,54	-11 %

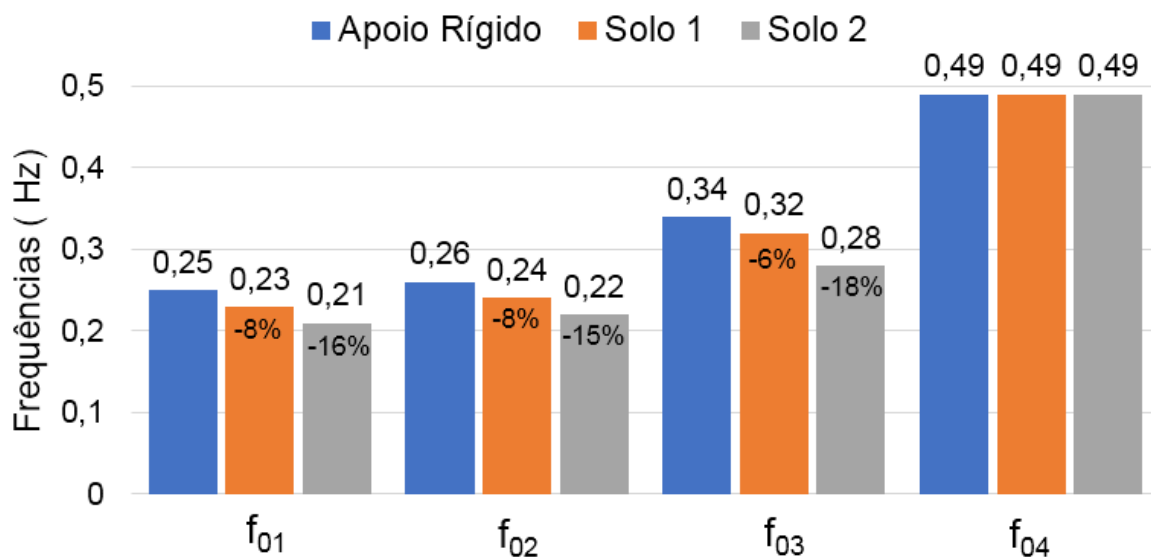


Figura 194 - Comparativo entre frequências - Modelo B - (1^o ao 4^o modos)

Tabela 65 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelo 90 m

Modelagem	f_{01} (Hz)	f_{05} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
Apoios rígidos	0,25	0,76	0,048096	0,006278
Solo 1	0,23	0,73	0,043956	0,006631
Solo 2	0,21	0,65	0,039890	0,007402

10.6 Parâmetros adotados para vibração forçada modelo H = 90 m

Em relação às características de vento aplicado é importante destacar que a edificação é inspirada em projeto real existente na cidade Niterói-RJ. Sendo assim, a velocidade básica do vento, de acordo com a NBR 6123 (1988), é igual a 35m/s e os parâmetros normativos para geração dos carregamentos do vento são descritos na Tabela 66. Nas análises numéricas, são consideradas cargas permanentes e acidentais usuais de projetos em todos os pavimentos da estrutura investigada neste trabalho de pesquisa.

Tabela 66 – Parâmetros para geração do carregamento de vento.

Velocidade básica do vento	35,0 m/s
Velocidade adotada no topo da edificação	22,05 m/s
Perfil Longitudinal	NBR 6123 (1988)
Duração da análise	10 minutos
Tempo de recorrência	10 anos
Coefficiente de Arrasto Direção-X	1,32
Coefficiente de Arrasto Direção-Z	1,40
Coefficiente γ_1	2,10
Coefficiente γ_2	1,78
Coefficiente γ_3	1,54
Coefficiente γ_4	1,44

As análises estáticas são realizadas e mostram que a edificação atende ao limite de deslocamento horizontal de 5,29 cm [H/1700] proposto pela NBR 6118 (2014). Os deslocamentos translacionais máximos obtidos no topo da edificação foram de 3,45 cm na direção Z e 3,17 cm na direção X.

Com os parâmetros descritos na Tabela 66 e com base na metodologia para geração das cargas devido ao vento utilizando representação espectral (MRE e MRE-M), foram geradas 30 séries de carregamento aplicados na direção Z (Vento 0°) e 30 séries de carregamentos na direção X (Vento 90°), aplicados separadamente em cada fachada do modelo estrutural. As direções do vento são ilustradas na Figura 195.

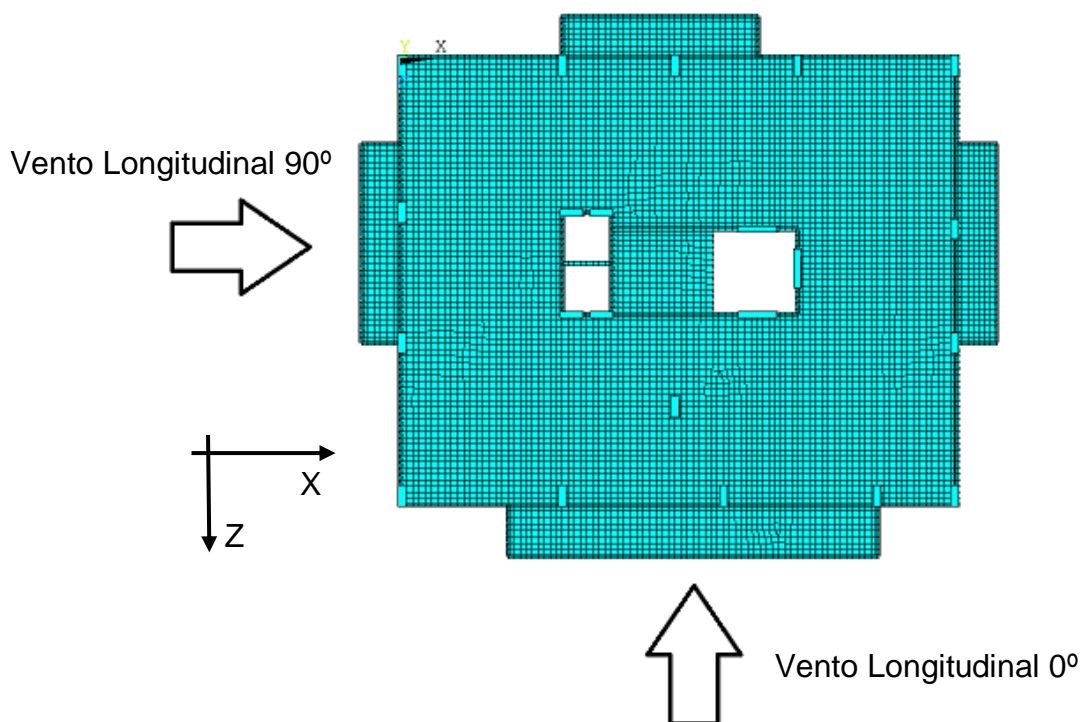


Figura 195 - Direções do vento Modelo H = 90 m.

10.7 Análise dinâmica do modelo H = 90 m

O modelo investigado neste capítulo é avaliado através de análises dinâmicas (vibração forçada) com base nos parâmetros já apresentados. As análises, realizadas considerando uma duração de 10 minutos, têm como objetivo avaliar a resposta dinâmica do modelo estrutural quando submetido ao carregamento não determinístico oriundo do vento. Para geração das cargas de vento serão utilizadas duas metodologias: Método da Representação Espectral MRE [ver Capítulo 1] e Método da Representação Espectral Modificado MRE-M [ver Capítulo 3].

Cabe ressaltar que as análises dinâmicas transientes realizadas nesse capítulo consideram as seguintes hipóteses simplificadoras: não são consideradas a não-linearidade física e geométrica; é adotado que todos os modelos apresentam modo de vibração linear; a aceleração torsional não foi considerada.

O comportamento dinâmico da estrutura em termos de aceleração pode ser melhor entendido ao visualizar a Figura 196, obtida considerando o vento a 0° aplicado no modelo simulado sobre apoio rígido, com carregamentos gerados via MRE-M¹. Destaca-se no comportamento dinâmico a aceleração de pico máxima transversal [$a_{t_p} = 0,172 \text{ m/s}^2$], 50% superior a aceleração de máxima longitudinal [$a_{l_p} = 0,114 \text{ m/s}^2$].

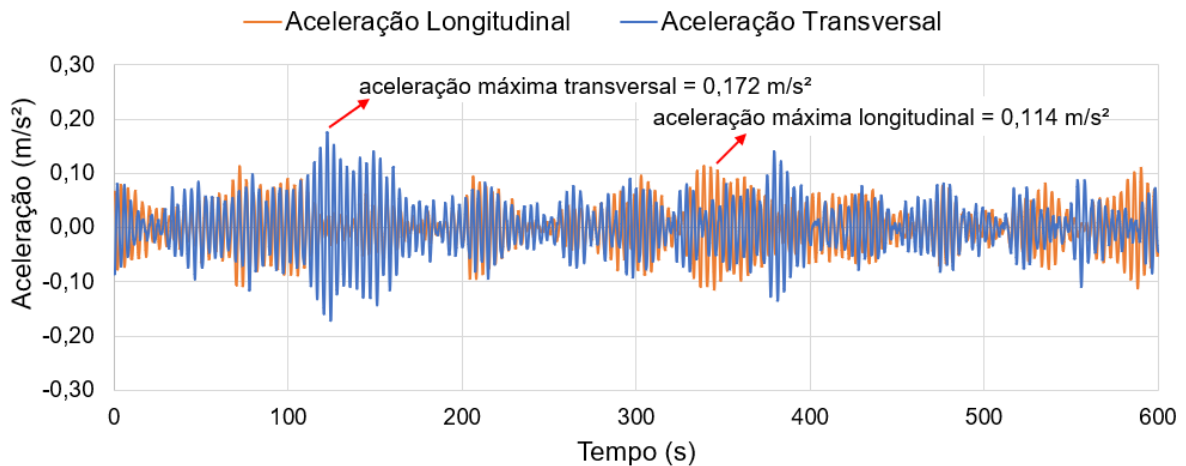


Figura 196 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 0° - Apoio Rígido - MRE-M

A Figura 197 apresenta a aceleração no domínio da frequência para a série discutida em referência à Figura 196. Nota-se que a maior transferência de energia do sistema referente a resposta longitudinal é verificada em torno no primeiro harmônico [$f_{01}=0,25 \text{ Hz}$; flexão em torno do eixo-x] e em torno do segundo harmônico [$f_{02}=0,26 \text{ Hz}$; flexão em torno do eixo-z] relacionado a resposta transversal.

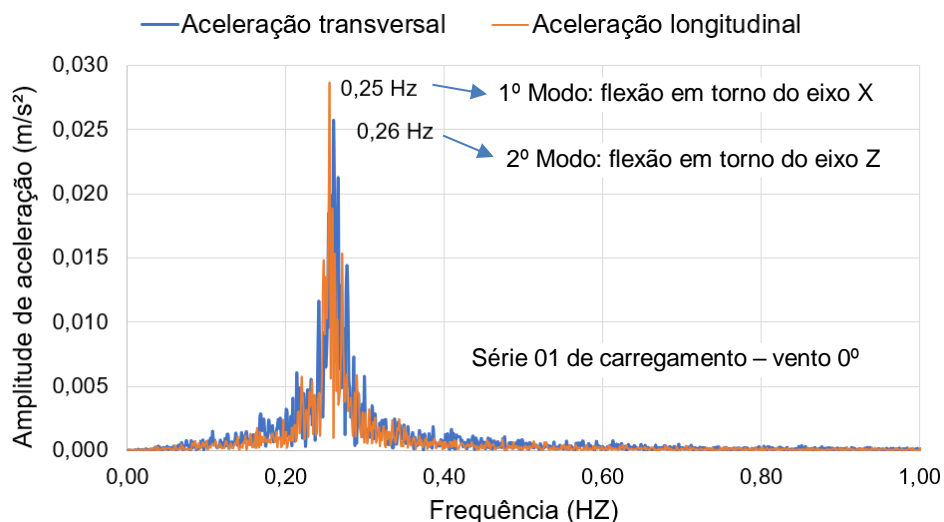


Figura 197 – Aceleração no domínio da frequência - Vento 0° - Apoio Rígido - MRE-M

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Quando o vento atua a 90° (paralelo ao eixo X) a resposta transversal permanece preponderante, conforme pode ser observado na Figura 198. A aceleração de pico máxima transversal [$a_{t_p} = 0,133 \text{ m/s}^2$] é 70% superior a aceleração de pico máxima longitudinal [$a_{l_p} = 0,078 \text{ m/s}^2$]. A aceleração de pico máxima transversal [$a_{t_p} = 0,133 \text{ m/s}^2$] é, inclusive, superior a aceleração de pico máxima longitudinal [$a_{l_p} = 0,114 \text{ m/s}^2$] quando o vento atua a 0° (ver Figura 196). A Figura 199 apresenta a aceleração no domínio da frequência referente a resposta dinâmica da estrutura discutida de acordo com a Figura 198.

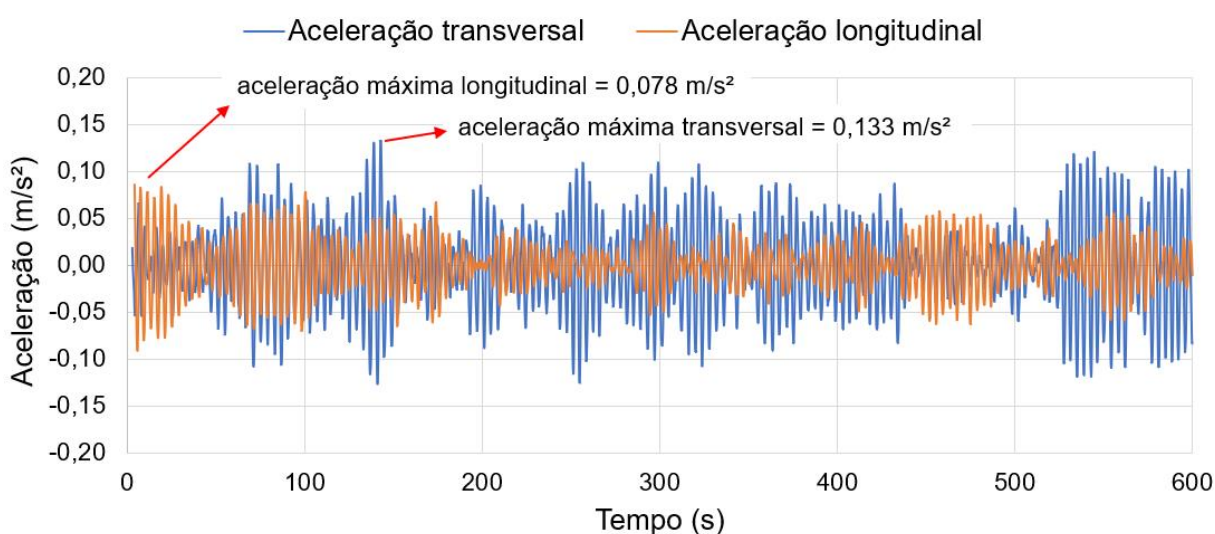


Figura 198 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 90° - Apoio Rígido - MRE-M

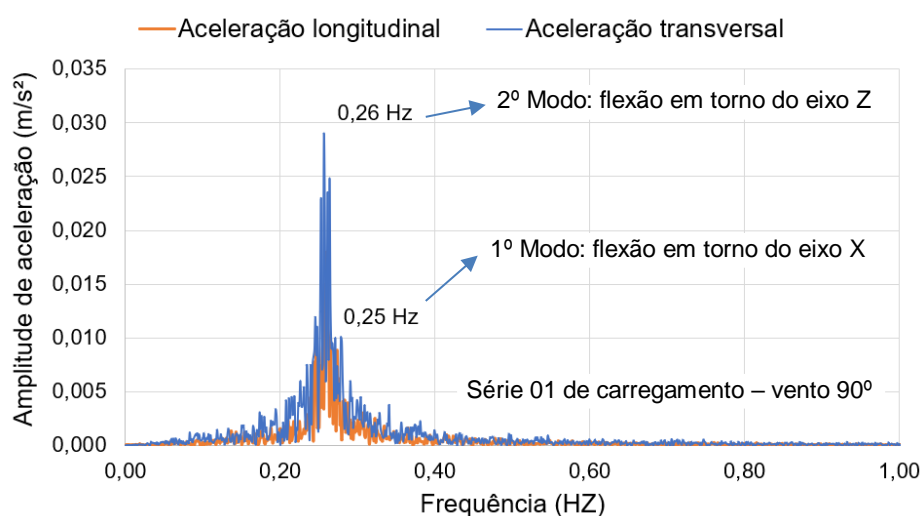


Figura 199 – Aceleração no domínio da frequência - Vento 90° - Apoio Rígido - MRE-M¹

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Com os parâmetros descritos Tabela 67 e utilizando a metodologia para geração das cargas através da representação espectral (MRE¹), foram geradas 30 séries de carregamento com vento a 0° e 30 séries de carregamento com vento a 90° com resultados indicados na Tabela 68.

Tabela 67 – Acelerações Longitudinais - Modelo 90 m - MRE¹ - Apoio Rígido

Séries de carregamento	Vento a 0°			Vento a 90°		
	a _z (m/s ²)			a _x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,028	0,087	0,082	0,019	0,056	0,051
2	0,021	0,070	0,060	0,024	0,064	0,059
3	0,025	0,074	0,071	0,020	0,056	0,053
4	0,023	0,075	0,068	0,022	0,068	0,064
5	0,029	0,100	0,089	0,023	0,080	0,068
6	0,034	0,117	0,106	0,022	0,098	0,076
7	0,024	0,070	0,062	0,029	0,080	0,068
8	0,027	0,088	0,082	0,023	0,065	0,058
9	0,024	0,072	0,067	0,021	0,059	0,057
10	0,030	0,083	0,077	0,019	0,059	0,053
11	0,025	0,076	0,071	0,022	0,074	0,067
12	0,027	0,085	0,075	0,021	0,056	0,053
13	0,031	0,080	0,076	0,020	0,055	0,051
14	0,022	0,069	0,064	0,020	0,061	0,055
15	0,019	0,057	0,054	0,024	0,065	0,058
16	0,023	0,081	0,075	0,020	0,054	0,051
17	0,025	0,086	0,085	0,019	0,057	0,053
18	0,022	0,067	0,060	0,022	0,071	0,064
19	0,025	0,067	0,065	0,023	0,083	0,070
20	0,026	0,064	0,060	0,025	0,078	0,070
21	0,023	0,071	0,068	0,020	0,067	0,054
22	0,025	0,073	0,067	0,021	0,069	0,065
23	0,029	0,093	0,086	0,019	0,064	0,058
24	0,028	0,080	0,075	0,019	0,056	0,055
25	0,028	0,076	0,071	0,022	0,064	0,058
26	0,026	0,087	0,076	0,021	0,068	0,063
27	0,027	0,082	0,072	0,024	0,083	0,072
28	0,031	0,090	0,086	0,020	0,066	0,061
29	0,031	0,095	0,086	0,019	0,067	0,059
30	0,026	0,070	0,065	0,019	0,057	0,051
Média	0,026	0,079	0,073	0,021	0,067	0,060
Desvio padrão	0,003	0,012	0,011	0,002	0,010	0,007
Valor caract. (95%)	0,032	0,100	0,091	0,025	0,084	0,072

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

Os resultados com carregamentos obtidos via MRE-M, considerando o modelo estrutural sobre apoios rígidos, com direções de vento 0° e 90°, estão apresentados nas Tabelas 68 e 69. Destaca-se o maior valor encontrado, a aceleração de pico transversal quando o vento age a 90° [$a_{t,p} = 0,194 \text{ m/s}^2$].

Tabela 68 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M¹ - Vento 0° - Apoio Rígido

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_z (m/s ²)			Acelerações Transversais a_x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,040	0,114	0,111	0,048	0,176	0,150
2	0,027	0,085	0,081	0,038	0,141	0,126
3	0,035	0,101	0,098	0,045	0,127	0,121
4	0,030	0,116	0,103	0,055	0,190	0,162
5	0,037	0,122	0,113	0,038	0,113	0,105
6	0,044	0,143	0,139	0,051	0,160	0,145
7	0,031	0,100	0,085	0,047	0,138	0,121
8	0,038	0,117	0,112	0,044	0,137	0,117
9	0,034	0,098	0,090	0,044	0,114	0,107
10	0,039	0,117	0,100	0,051	0,143	0,131
11	0,036	0,125	0,114	0,048	0,148	0,139
12	0,040	0,126	0,112	0,054	0,182	0,168
13	0,043	0,109	0,105	0,045	0,133	0,127
14	0,031	0,097	0,091	0,049	0,138	0,136
15	0,027	0,091	0,081	0,042	0,145	0,119
16	0,030	0,100	0,089	0,048	0,154	0,136
17	0,034	0,109	0,103	0,038	0,117	0,104
18	0,030	0,090	0,086	0,059	0,144	0,137
19	0,036	0,102	0,090	0,051	0,147	0,135
20	0,037	0,094	0,088	0,047	0,140	0,131
21	0,034	0,097	0,091	0,057	0,193	0,171
22	0,034	0,104	0,090	0,060	0,167	0,147
23	0,037	0,110	0,105	0,048	0,134	0,124
24	0,039	0,112	0,106	0,050	0,128	0,125
25	0,038	0,113	0,112	0,051	0,136	0,130
26	0,036	0,118	0,104	0,046	0,132	0,119
27	0,034	0,107	0,096	0,041	0,137	0,120
28	0,038	0,103	0,101	0,045	0,156	0,136
29	0,041	0,129	0,120	0,058	0,182	0,161
30	0,034	0,098	0,085	0,055	0,192	0,178
Média	0,035	0,108	0,100	0,048	0,148	0,134
Desvio padrão	0,004	0,013	0,013	0,006	0,023	0,019
Valor caract. (95%)	0,042	0,130	0,122	0,058	0,186	0,166

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Tabela 69 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M¹ - Vento 90° - Apoio Rígido

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_x (m/s ²)			Acelerações Transversais a_z (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,025	0,078	0,067	0,048	0,133	0,123
2	0,032	0,087	0,079	0,054	0,177	0,158
3	0,028	0,072	0,069	0,056	0,183	0,168
4	0,029	0,089	0,083	0,052	0,147	0,146
5	0,031	0,097	0,084	0,051	0,139	0,132
6	0,027	0,128	0,098	0,042	0,125	0,110
7	0,038	0,099	0,088	0,049	0,139	0,126
8	0,030	0,079	0,077	0,051	0,156	0,140
9	0,028	0,078	0,074	0,049	0,137	0,133
10	0,025	0,079	0,071	0,052	0,148	0,150
11	0,029	0,095	0,084	0,050	0,168	0,145
12	0,028	0,076	0,072	0,051	0,166	0,152
13	0,025	0,071	0,065	0,046	0,167	0,158
14	0,027	0,086	0,072	0,059	0,187	0,169
15	0,032	0,080	0,073	0,049	0,139	0,137
16	0,025	0,068	0,063	0,053	0,141	0,131
17	0,025	0,076	0,069	0,047	0,167	0,158
18	0,029	0,093	0,083	0,046	0,131	0,120
19	0,030	0,115	0,095	0,047	0,144	0,130
20	0,031	0,095	0,084	0,053	0,179	0,156
21	0,026	0,086	0,067	0,044	0,119	0,113
22	0,027	0,089	0,084	0,059	0,227	0,206
23	0,024	0,081	0,073	0,045	0,149	0,141
24	0,025	0,073	0,071	0,053	0,141	0,131
25	0,030	0,083	0,078	0,050	0,151	0,142
26	0,029	0,088	0,084	0,058	0,172	0,156
27	0,032	0,109	0,097	0,043	0,117	0,120
28	0,026	0,083	0,076	0,054	0,182	0,168
29	0,025	0,090	0,080	0,044	0,124	0,116
30	0,025	0,075	0,068	0,048	0,157	0,138
Média	0,028	0,087	0,078	0,050	0,154	0,142
Desvio padrão	0,003	0,013	0,009	0,005	0,024	0,021
Valor caract. (95%)	0,033	0,109	0,093	0,058	0,194	0,176

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Os resultados com carregamentos obtidos via MRE-M, em que o modelo estrutural é desenvolvido sobre blocos-estacas, com a caracterização geotécnica definida pelo Solo 1, levando em consideração a interação solo-estrutura, com direções de vento 0° e 90°, estão apresentados nas Tabelas 70 e 71.

Tabela 70 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M¹ - Vento 0° - Apoio Estacas - Solo 1

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a _z (m/s ²)			Acelerações Transversais a _x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,037	0,109	0,107	0,052	0,134	0,133
2	0,034	0,105	0,099	0,052	0,148	0,132
3	0,036	0,092	0,089	0,046	0,143	0,133
4	0,039	0,137	0,117	0,069	0,225	0,207
5	0,043	0,116	0,111	0,044	0,131	0,125
6	0,038	0,104	0,098	0,053	0,164	0,136
7	0,043	0,174	0,155	0,051	0,181	0,152
8	0,039	0,125	0,111	0,048	0,150	0,134
9	0,039	0,118	0,111	0,045	0,139	0,127
10	0,037	0,136	0,109	0,050	0,151	0,140
11	0,036	0,128	0,104	0,055	0,215	0,173
12	0,044	0,111	0,108	0,052	0,142	0,130
13	0,041	0,128	0,125	0,047	0,157	0,141
14	0,029	0,077	0,075	0,056	0,152	0,144
15	0,031	0,090	0,090	0,049	0,128	0,121
16	0,036	0,123	0,107	0,062	0,172	0,170
17	0,045	0,170	0,156	0,048	0,134	0,133
18	0,033	0,105	0,100	0,061	0,194	0,181
19	0,036	0,132	0,114	0,051	0,187	0,161
20	0,034	0,100	0,091	0,045	0,130	0,123
21	0,032	0,124	0,106	0,059	0,180	0,166
22	0,042	0,118	0,108	0,056	0,173	0,164
23	0,037	0,106	0,101	0,046	0,140	0,122
24	0,046	0,127	0,116	0,066	0,223	0,198
25	0,033	0,103	0,090	0,053	0,166	0,151
26	0,028	0,085	0,082	0,046	0,141	0,130
27	0,044	0,140	0,121	0,046	0,132	0,123
28	0,041	0,108	0,103	0,047	0,122	0,117
29	0,040	0,149	0,127	0,059	0,180	0,157
30	0,038	0,109	0,101	0,050	0,172	0,154
Média	0,038	0,118	0,108	0,052	0,160	0,146
Desvio padrão	0,005	0,022	0,018	0,006	0,029	0,023
Valor caract. (95%)	0,045	0,155	0,137	0,063	0,207	0,184

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Tabela 71 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M¹ - Vento 90° - Apoio Estacas - Solo 1

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a _x (m/s ²)			Acelerações Transversais a _z (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,029	0,083	0,077	0,049	0,134	0,124
2	0,030	0,087	0,080	0,060	0,166	0,158
3	0,032	0,088	0,081	0,069	0,198	0,192
4	0,030	0,073	0,069	0,056	0,183	0,160
5	0,027	0,096	0,079	0,055	0,157	0,148
6	0,031	0,087	0,081	0,049	0,146	0,135
7	0,031	0,096	0,095	0,057	0,188	0,178
8	0,032	0,089	0,081	0,063	0,212	0,181
9	0,035	0,121	0,100	0,056	0,140	0,134
10	0,032	0,079	0,076	0,073	0,213	0,195
11	0,030	0,096	0,087	0,049	0,178	0,155
12	0,028	0,088	0,078	0,047	0,143	0,125
13	0,034	0,089	0,087	0,058	0,182	0,163
14	0,031	0,099	0,088	0,053	0,203	0,174
15	0,032	0,078	0,078	0,052	0,176	0,157
16	0,034	0,109	0,096	0,057	0,193	0,172
17	0,032	0,094	0,084	0,054	0,144	0,141
18	0,028	0,087	0,080	0,054	0,165	0,140
19	0,029	0,086	0,080	0,060	0,201	0,189
20	0,029	0,080	0,076	0,063	0,181	0,164
21	0,029	0,097	0,087	0,041	0,115	0,113
22	0,041	0,116	0,110	0,047	0,171	0,157
23	0,024	0,063	0,060	0,063	0,177	0,159
24	0,028	0,084	0,078	0,048	0,177	0,145
25	0,030	0,103	0,089	0,047	0,157	0,139
26	0,028	0,084	0,076	0,054	0,165	0,150
27	0,028	0,087	0,079	0,055	0,170	0,153
28	0,025	0,071	0,068	0,057	0,159	0,150
29	0,028	0,091	0,083	0,054	0,164	0,159
30	0,028	0,089	0,077	0,048	0,168	0,149
Média	0,030	0,090	0,082	0,055	0,171	0,155
Desvio padrão	0,003	0,012	0,010	0,007	0,023	0,020
Valor caract. (95%)	0,035	0,110	0,098	0,066	0,209	0,188

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Por fim, apresentam-se nas Tabelas 72 e 73, os resultados com carregamentos obtidos via MRE-M, em que o modelo estrutural é desenvolvido sobre blocos-estacas, com a caracterização geotécnica definida pelo Solo 2, levando em consideração a interação solo-estrutura, com direções de vento 0° e 90°.

Tabela 72 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M¹ - Vento 0° - Apoio Estacas - Solo 2

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_z (m/s ²)			Acelerações Transversais a_x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,046	0,150	0,137	0,064	0,203	0,170
2	0,037	0,116	0,104	0,065	0,186	0,176
3	0,039	0,113	0,110	0,051	0,179	0,145
4	0,040	0,115	0,109	0,065	0,176	0,169
5	0,041	0,111	0,107	0,054	0,148	0,140
6	0,038	0,111	0,099	0,050	0,136	0,130
7	0,037	0,127	0,121	0,063	0,167	0,152
8	0,037	0,122	0,103	0,052	0,163	0,140
9	0,045	0,121	0,121	0,057	0,198	0,171
10	0,048	0,138	0,118	0,045	0,125	0,117
11	0,038	0,130	0,113	0,069	0,216	0,200
12	0,035	0,112	0,102	0,046	0,141	0,130
13	0,044	0,126	0,115	0,055	0,181	0,161
14	0,032	0,086	0,081	0,050	0,141	0,122
15	0,033	0,103	0,092	0,058	0,149	0,141
16	0,036	0,113	0,099	0,048	0,179	0,158
17	0,045	0,161	0,138	0,052	0,138	0,136
18	0,040	0,108	0,102	0,070	0,216	0,199
19	0,033	0,115	0,093	0,061	0,227	0,195
20	0,036	0,090	0,091	0,055	0,159	0,151
21	0,034	0,120	0,111	0,050	0,124	0,117
22	0,046	0,118	0,110	0,060	0,157	0,150
23	0,045	0,152	0,140	0,056	0,172	0,161
24	0,038	0,115	0,112	0,056	0,152	0,146
25	0,035	0,107	0,104	0,046	0,132	0,124
26	0,039	0,107	0,093	0,050	0,165	0,155
27	0,043	0,156	0,138	0,060	0,161	0,155
28	0,045	0,133	0,124	0,048	0,154	0,131
29	0,046	0,125	0,119	0,050	0,153	0,130
30	0,042	0,150	0,137	0,054	0,158	0,149
Média	0,040	0,122	0,111	0,055	0,165	0,151
Desvio padrão	0,005	0,018	0,016	0,007	0,027	0,023
Valor caract. (95%)	0,047	0,152	0,137	0,067	0,210	0,188

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Tabela 73 – Acelerações Modelo 90 m - MRE-M¹ - Vento 90° - Apoio Estacas - Solo 2

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais a_x (m/s ²)			Acelerações Transversais a_z (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,026	0,082	0,077	0,055	0,175	0,161
2	0,027	0,078	0,077	0,075	0,229	0,212
3	0,028	0,099	0,085	0,058	0,217	0,174
4	0,030	0,098	0,080	0,072	0,249	0,216
5	0,034	0,112	0,105	0,062	0,202	0,181
6	0,038	0,113	0,109	0,058	0,193	0,172
7	0,030	0,092	0,087	0,062	0,183	0,162
8	0,027	0,098	0,084	0,053	0,177	0,171
9	0,030	0,098	0,088	0,050	0,142	0,133
10	0,029	0,095	0,087	0,064	0,178	0,166
11	0,036	0,120	0,110	0,055	0,140	0,140
12	0,033	0,094	0,087	0,057	0,149	0,143
13	0,032	0,081	0,078	0,060	0,206	0,189
14	0,029	0,094	0,085	0,063	0,211	0,189
15	0,025	0,085	0,072	0,053	0,157	0,146
16	0,035	0,117	0,098	0,060	0,178	0,159
17	0,029	0,081	0,074	0,053	0,179	0,169
18	0,031	0,099	0,091	0,055	0,137	0,134
19	0,035	0,087	0,078	0,077	0,216	0,197
20	0,038	0,101	0,097	0,049	0,149	0,131
21	0,031	0,083	0,077	0,048	0,132	0,128
22	0,037	0,125	0,113	0,047	0,127	0,124
23	0,024	0,068	0,066	0,060	0,185	0,170
24	0,035	0,110	0,095	0,064	0,168	0,157
25	0,035	0,113	0,106	0,053	0,144	0,125
26	0,026	0,088	0,079	0,053	0,196	0,156
27	0,032	0,104	0,096	0,066	0,207	0,203
28	0,026	0,076	0,069	0,055	0,161	0,149
29	0,022	0,067	0,060	0,057	0,149	0,137
30	0,030	0,104	0,086	0,064	0,178	0,162
Média	0,031	0,095	0,086	0,059	0,177	0,162
Desvio padrão	0,004	0,015	0,013	0,007	0,031	0,026
Valor caract. (95%)	0,038	0,120	0,109	0,071	0,229	0,204

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Os resultados das análises, após tratamento estatístico, considerando um grau de 95% de confiabilidade, relacionados as acelerações RMS e de pico, quando o vento age a 0° são indicados na Tabelas 74 e quando o vento age a 90°, apresentado na tabela 75.

Tabela 74 – Acelerações para o Modelo 90 m – Vento 0°

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido		MRE-M ² Apoio Rígido		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 1		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 2	
	RMS	Pico	RMS	Pico	RMS	Pico	RMS	Pico
Longitudinal	0,100	0,032	0,130	0,042	0,155	0,045	0,152	0,047
Transversal	-	-	0,186	0,058	0,207	0,063	0,210	0,067

Tabela 75 – Acelerações para o Modelo 90 m – Vento 90°

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido		MRE-M ² Apoio Rígido		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 1		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 2	
	RMS	Pico	RMS	Pico	RMS	Pico	RMS	Pico
Longitudinal	0,084	0,025	0,109	0,033	0,110	0,035	0,120	0,038
Transversal	-	-	0,194	0,058	0,209	0,066	0,229	0,071

Os valores das acelerações obtidas quando o vento longitudinal atua a 0° (paralelo a direção Z) estão apresentados na Figura 200. Os limites de referência para acelerações RMS seguem os critérios estabelecidos pela norma ISO 6897 (1984), através da curva 1, apresentada na Figura 202.

Pode-se perceber que a aceleração RMS longitudinal [$a_{L_RMS} = 0,03 \text{ m/s}^2$] obtida considerando a estrutura sobre apoios rígidos, com carregamentos de ventos via MRE, se encontra abaixo da curva limite e, portanto, a estrutura poderia ser caracterizada pelo atendimento ao conforto humano de acordo com a norma indicada.

Entretanto, ao realizar modelagens computacionais mais realistas, isto é,

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

carregamentos de ventos através da MRE-M¹, e considerando a interação solo-estrutura, as acelerações RMS transversais [$a_{t_RMS} = 0,06 \text{ m/s}^2$ e $0,07 \text{ m/s}^2$] ultrapassam a curva limite e indicam que a estrutura não atende aos critérios de conforto humano.

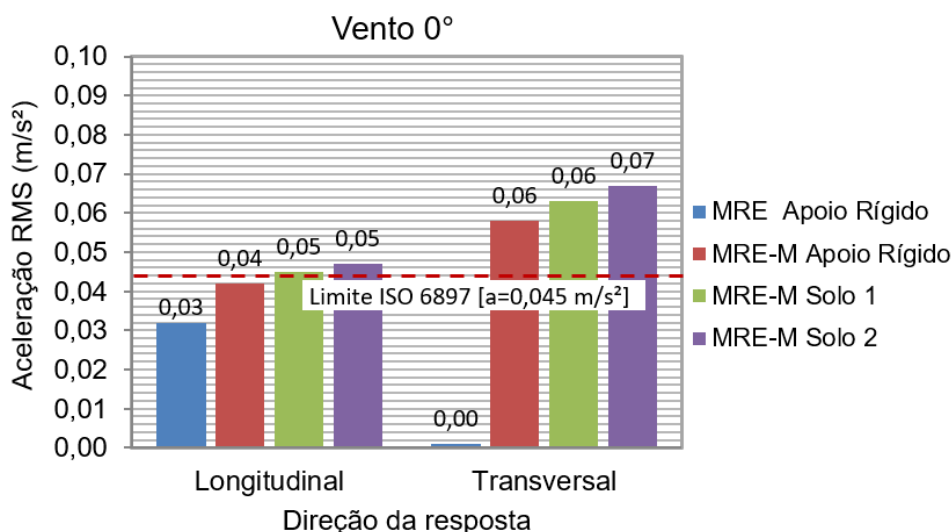


Figura 200 – Acelerações RMS – Vento 0° - Modelo 90 metros

O comportamento dinâmico, em termos de acelerações RMS, quando o vento age a 90°, é indicado na Figura 201. As acelerações longitudinais permanecem com valores abaixo do limite normativo, enquanto as acelerações transversais ultrapassam este limite. A aceleração RMS transversal [$a_{t_RMS} = 0,07 \text{ m/s}^2$], quando é avaliada a interação solo-estrutura (solo 2), é 55% superior ao limite normativo [$a_{lim} = 0,045 \text{ m/s}^2$].

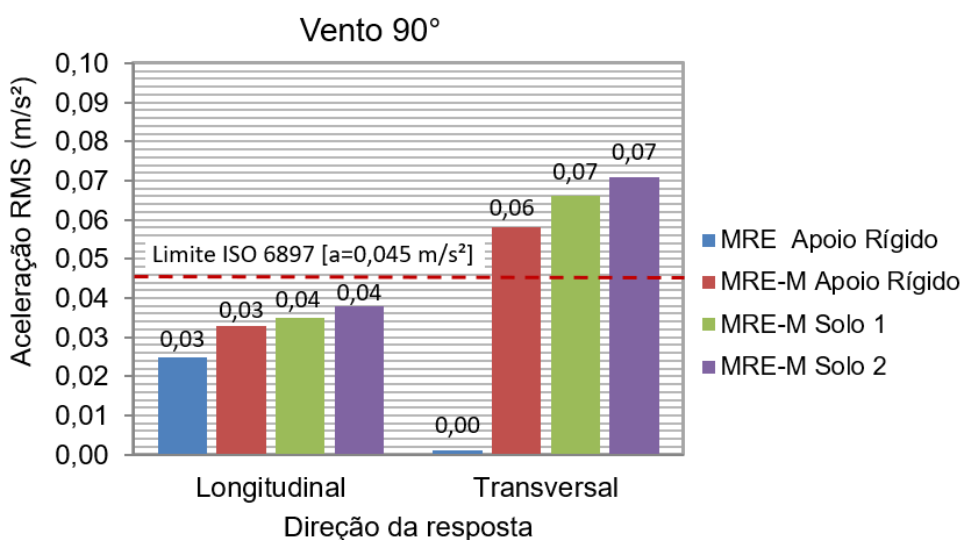


Figura 201 – Acelerações RMS – Vento 90° - Modelo 90 metros

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

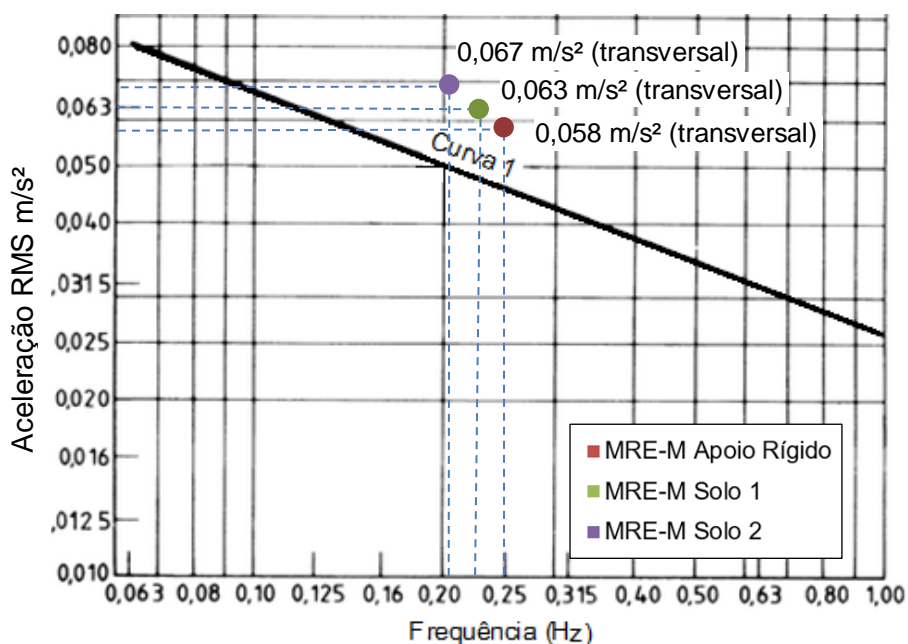


Figura 202 – Curva limite ISO 6897 - acelerações RMS – Vento 0° - Modelo 90 metros

Os valores das acelerações máximas de pico, considerando o vento longitudinal atuando a 0°, são ilustrados na Figura 203. Interessante avaliar a estrutura quando o modelo é considerado sobre apoios rígidos e a ação do vento é simulada através da MRE, pois a aceleração de pico longitudinal obtida [$a_{l,p} = 0,10 \text{ m/s}^2$] coincide com o valor normativo indicado pela NBR 6123 (1988). Cabe ressaltar que, ao realizar as modelagens computacionais mais próximas da realidade, considerando a interação solo-estrutura e a ação do vento transversal, os valores das acelerações superam o limite estabelecido, principalmente no que diz respeito às respostas transversais.

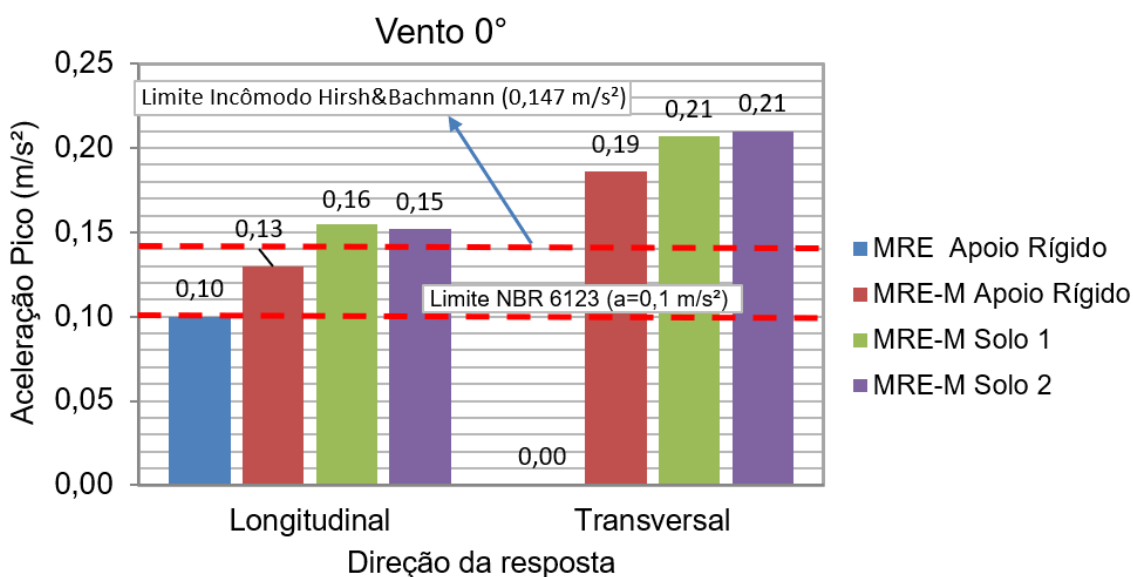


Figura 203 – Acelerações de Pico – Vento 0° - Modelo 90 metros

Ainda avaliando o comportamento quando o vento atua a 0° (Figura 203), observando os critérios de conforto humano de acordo com Hirsch & Bachmann (1995), é possível perceber que as respostas longitudinais estão muito próximas do limite que caracterizam a estrutura como incômoda. Tal constatação, em uma avaliação qualitativa, poderia ser aceitável, entretanto, as respostas transversais, inclusive quando a estrutura é considerada sobre apoios rígidos, superam em muito o valor limite, caracterizando a estrutura como incômoda.

O comportamento da estrutura, quando avaliada sobre a ação do vento a 90° , é apresentado na Figura 204 e é semelhante ao comportamento quando o vento atua a 0° , visto que os 1° e 2° harmônicos são muito próximos. A maior aceleração de pico encontrada [$a_{t,p} = 0,23 \text{ m/s}^2$], obtida na considerando a interação solo-estrutura (Solo 2), com carregamento de vento obtida via MRE- M^2 superou em 56% o valor que classifica a vibração como incômoda [$a_{lim} = 0,147 \text{ m/s}^2$]. As acelerações longitudinais [$a_{l,p} = 0,11 \text{ m/s}^2$ e $0,12 \text{ m/s}^2$], por sua vez, tiveram valores inferiores ao limite incômodo [$a_{lim} = 0,147 \text{ m/s}^2$], porém superiores ao limite NBR 6123 (1988) [$a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$], não atendendo ao critério do conforto.

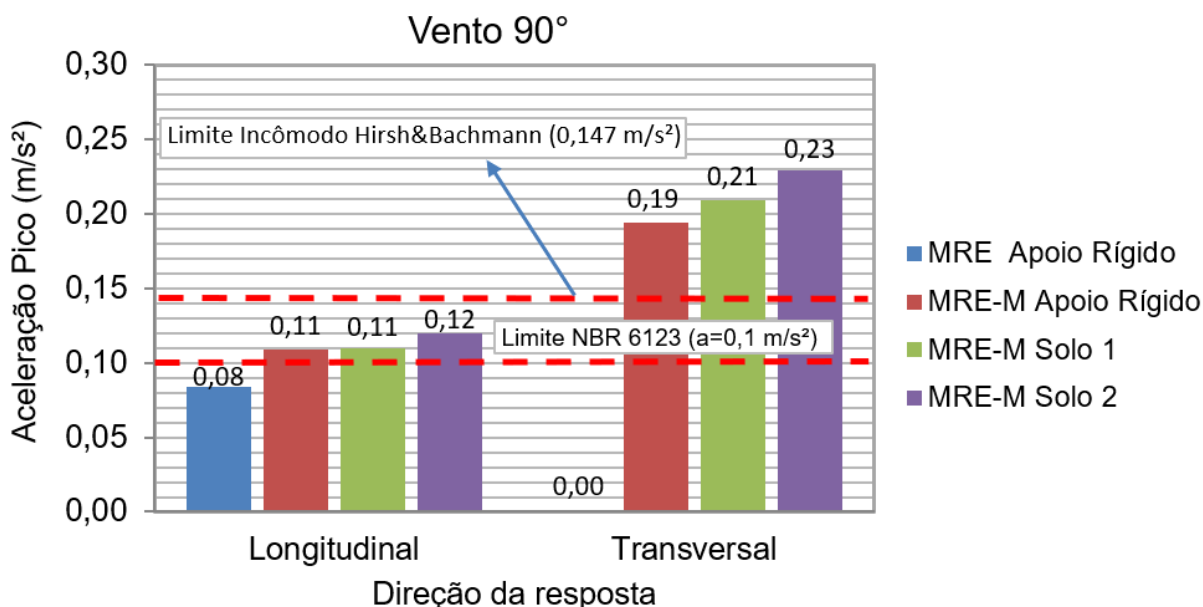


Figura 204 – Acelerações de Pico – Vento 90° - Modelo 90 metros

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

A avaliação da estrutura de acordo com a ISO 10137 (2007) é indicada na Figura 205. É necessário lembrar que a norma citada avalia as acelerações obtidas para uma ação do vento correspondente a um tempo de recorrência igual a 1 ano e que as análises realizadas neste capítulo, investigando o modelo H = 90 m, foram executadas considerando um tempo de recorrência igual a 10 anos, de acordo com a recomendação da NBR 6123 (1988). Com objetivo de avaliar o modelo estrutural nestas considerações é proposta uma nova curva limite, sobre as curvas propostas pela ISO 10137 (2007), multiplicando a curva de 1 ano pela razão dos parâmetros estatísticos de vento S_3 (NBR 6123, 1988), relacionados com os tempos de recorrências em questão (1 ano e 10 anos) [$S_{3-1ano} = 0,54$ e $S_{3-10ano} = 0,78$].

Deste modo, ao observar a Figura 202, é possível constatar, que a estrutura atende aos critérios estabelecidos pela curva proposta quando são avaliados apenas as respostas transversais. Quando a ação do vento é obtida através da Metodologia da Representação Espectral Modificada e é possível obter assim as acelerações transversais, estas respostas são preponderantes e superam o limite proposto, caracterizando a não aceitação dos critérios de conforto humano.

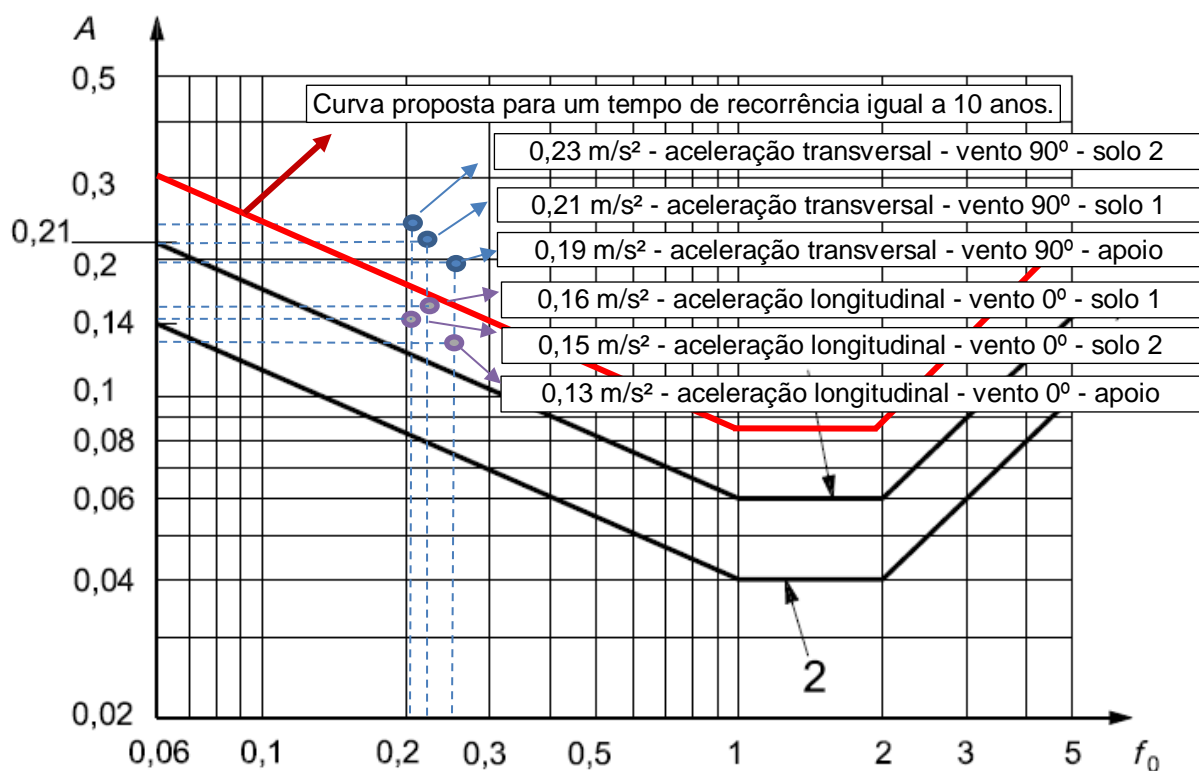


Figura 205 – Acelerações de pico – ISO 10137 (2007) - Modelo 90 metros.

Nas Tabelas 76 e 77 são apresentados os resultados de pico e os valores médios dos 10 maiores picos e as Figuras 206 a 209 indicam as avaliações gráficas destes resultados. É possível concluir que os valores médios dos picos são da ordem de 90% dos valores de pico máximo calculados.

Tabela 76 – Acelerações para o Modelo 90 m – Vento 0° - Pico e Média dos Picos

Avaliação	MRE ¹ Apoio Rígido		MRE-M ² Apoio Rígido		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 1		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 2	
	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x
Pico	0,100	-	0,130	0,186	0,155	0,207	0,152	0,210
Média	0,091	-	0,122	0,166	0,137	0,184	0,137	0,188
%	91,0	-	93,8	89,2	88,4	88,9	90,1	89,5

a_z : aceleração longitudinal ; a_x : aceleração transversal

Tabela 77 – Acelerações para o Modelo 90 m – Vento 90° - Pico e Média dos Picos

Avaliação	MRE ² Apoio Rígido		MRE-M ² Apoio Rígido		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 1		MRE-M ² Bloco sobre estacas Solo 2	
	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z
Pico	0,084	0,000	0,109	0,194	0,110	0,209	0,120	0,229
Média	0,072	0,000	0,093	0,176	0,098	0,188	0,109	0,204
%	85,7	-	85,3	90,7	89,1	90,0	90,8	89,1

a_x : aceleração longitudinal ; a_z : aceleração transversal

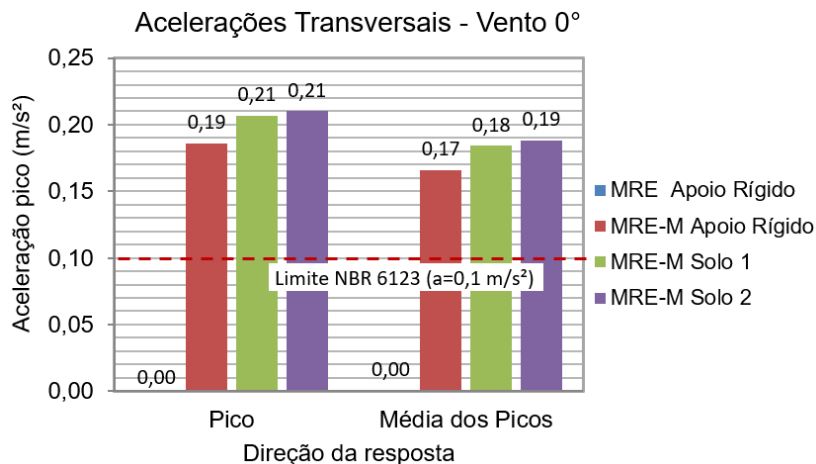


Figura 206 – Acelerações Transversais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 90 metros

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

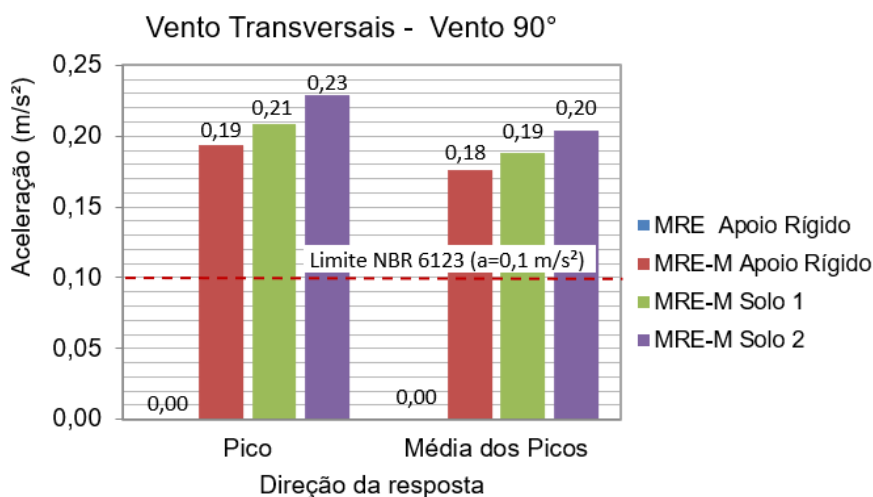


Figura 207 – Acelerações Transversais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 90 metros

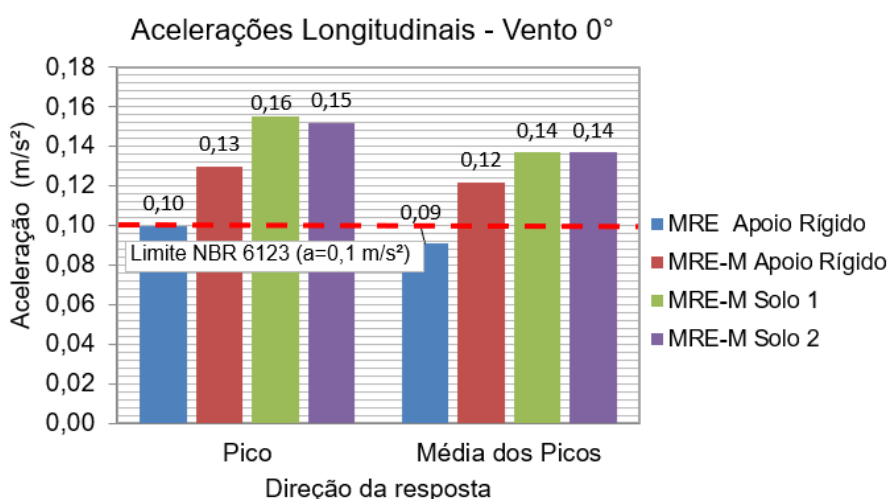


Figura 208 – Acelerações Longitudinais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 90 metros

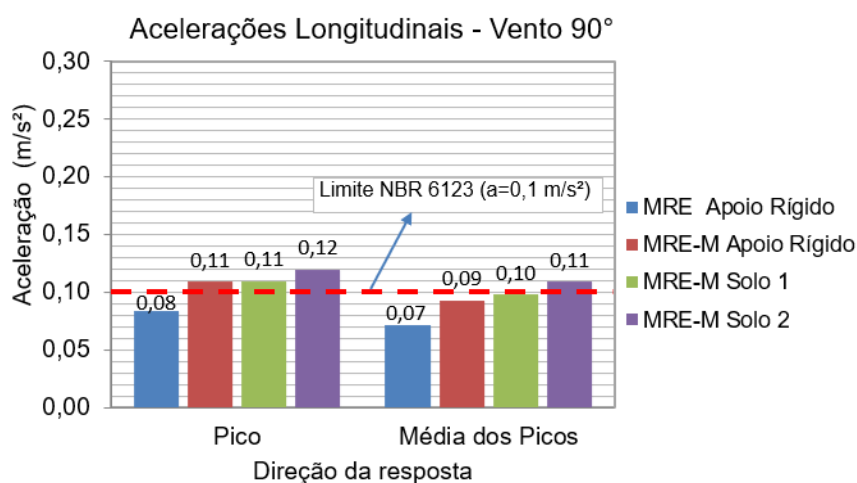


Figura 209 – Acelerações Longitudinais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 90 metros

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Por fim, na Tabela 78 são apresentadas as respostas do modelo $H = 90$ m quando a estrutura é avaliada através do método simplificado NBR 6123 (1988). A formulação deste método é apresentada no Apêndice A. Cabe lembrar que através deste método só é possível calcular as respostas dinâmicas longitudinais.

As duas acelerações obtidas pelo método simplificado, $[a_{l_p} = 0,07 \text{ m/s}^2 ; \text{ vento a } 0^\circ]$ e $[a_{l_p} = 0,06 \text{ m/s}^2 ; \text{ vento a } 90^\circ]$ são valores abaixo do limite normativo proposto pela NBR 6123 (1988) $[a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2]$, indicando a aceitação da estrutura no que diz respeito ao conforto humano. Esses valores obtidos são inferiores as acelerações encontradas e apresentadas neste capítulo, obtidas através de análises numéricas. Tal fato é relevante e deve ser um alerta aos projetistas, pois ao contrário do que ocorreu nesta mesma avaliação no modelo $H = 140$ m, a avaliação utilizando método simplificado não foi conservadora, indicando que é necessária a verificação estrutural utilizando modelos mais realistas.

Tabela 78 – Acelerações método simplificado NBR 6123 (1988) - Modelo 90 m

Direção da resposta	Aceleração de pico (m/s^2)
Vento a 0°	0,07
Vento a 90°	0,06

10.8 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas as análises dinâmicas de um modelo estrutural em concreto armado com 90 metros de altura, proposto em referência a uma edificação residencial real, projetada para a cidade de Niterói-RJ. A estrutura utiliza uma técnica construtiva largamente empregada para o projeto e construção de edifícios altos que diz respeito ao uso de sistemas estruturais compostos por lajes com grandes vãos, sem o emprego de vigas, apoiadas diretamente sobre os pilares

As análises estáticas mostraram que a edificação atende ao limite de deslocamento horizontal de 5,29 cm proposto pela NBR 6118 (2014). Os deslocamentos translacionais máximos obtidos no topo da edificação foram de 3,45 cm na direção Z e 3,17 cm na direção X. Tais verificações estáticas não são suficientes ao atendimento da estrutura ao estado limite de serviço, pois como demonstrado neste

capítulo a estrutura não atendeu aos critérios de conforto humano, com base na avaliação das acelerações.

Cabe ressaltar que, ao realizar as modelagens computacionais mais próximas da realidade, considerando a interação solo-estrutura e a ação do vento transversal, os valores das acelerações superam o limite estabelecido [$a_{lim}=0,10 \text{ m/s}^2$], principalmente no que diz respeito às respostas transversais. De acordo com critérios estabelecidos por Hirsch & Bachmann (1995) as acelerações máximas obtidas provocam situações de incômodo nos usuários desta edificação.

A comparação entre os resultados alcançados com a utilização do MRE e da metodologia proposta (MRE-M), mostraram que a consideração do efeito de sucção na face oposta a aplicação do vento provocou o aumento das acelerações longitudinais em 31%. Tal fato foi extremamente relevante, pois foi determinante para a classificação da estrutura no que diz respeito ao conforto humano.

Observando os resultados obtidos é possível estabelecer que a consideração da interação solo-estrutura influenciou na rigidez global da edificação e, conseqüentemente, alterou os valores das frequências naturais das estruturas em estudo, provocando um acréscimo nos valores das acelerações obtidas.

No que diz respeito a ação transversal do vento, as respostas dinâmicas transversais foram superiores as acelerações longitudinais em todos os casos estudados. Os valores obtidos de aceleração de pico na direção transversal foram bastante superiores ao limite de $0,10 \text{ m/s}^2$ proposto pela norma NBR 6123 (1988) e ao limite de $0,147 \text{ m/s}^2$ proposto por Hirsch et al. (1995).

11 MODELO ESTRUTURA METÁLICA H = 173 m

11.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é apresentado o estudo do conforto humano de modelo em estrutura mista (aço-concreto) de 48 pavimentos com altura total de 172,80 m e foi inspirado no projeto desenvolvido por Rios (2015). Esta investigação considera os resultados da análise dinâmica não determinística do edifício, objetivando avaliar os as respostas dinâmicas em termos de acelerações. As conclusões obtidas ao longo do estudo, mediante análise crítica das acelerações de pico, apontam para o fato de que o edifício em questão não atende aos critérios de conforto humano.

11.2 Características geométricas e físicas do modelo

O modelo estrutural em estrutura mista (aço-concreto) de 48 pavimentos, pé-direito de 3,60 m, altura total de 172,80 m, dimensões em planta de 45 m por 32 m e com núcleo central de 27 m x 9 m, conforme ilustrado na Figura 210.

O edifício apresenta lajes em concreto armado com espessura de 15 cm. As vigas principais são compostas por perfis laminados W460x106 e as secundárias por W410x60, todas em aço ASTM A572. Os pilares são compostos por perfis do tipo HD, em aço ASTM A913, com bitola variando na altura da edificação, conforme mostrado na Tabela 79. O núcleo central apresenta diagonais de travamento em X com perfis do tipo HP310x94, como pode ser observado pelas vistas em corte das Figura 211 e Figura 212.

Tabela 79 - Perfis laminados dos pilares do modelo estrutural II (RIOS, 2015)

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

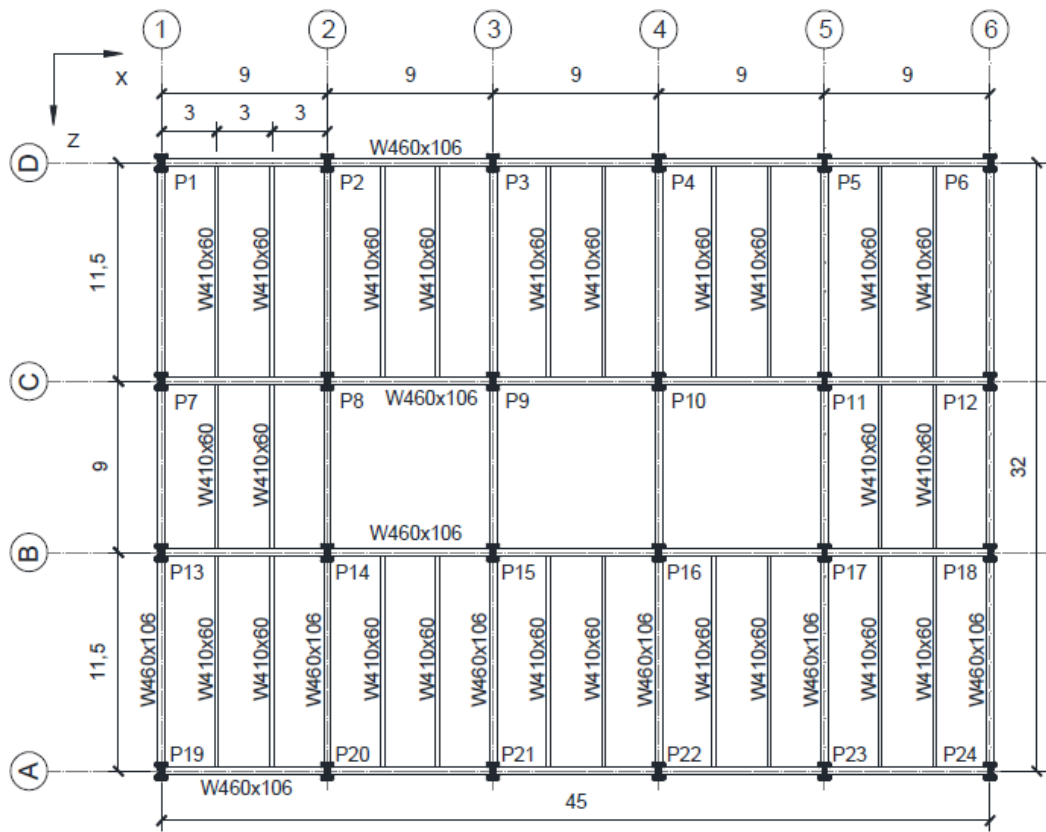


Figura 210 – Planta baixa do pavimento tipo do Modelo 173 m (RIOS, 2015).

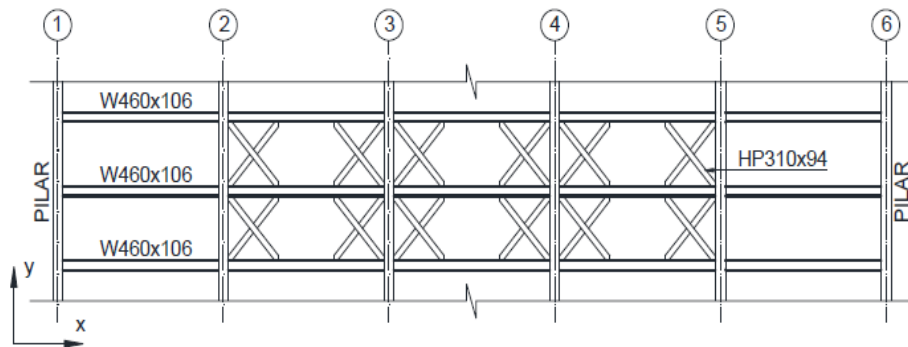


Figura 211 - Sistema de travamento lateral - Vista frontal (RIOS, 2015).

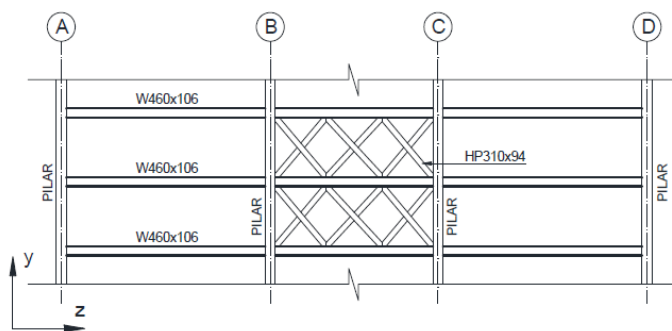


Figura 212 - Sistema de travamento lateral - Vista lateral (RIOS, 2015).

Em relação às características físicas dos materiais adotados neste modelo estrutural, o concreto armado tem resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, módulo de elasticidade (E_c) de 26 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e peso específico (γ_c) de 25 kN/m³, o aço tem resistência característica (f_y) de 345 MPa, módulo de elasticidade (E_s) de 205 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e peso específico (γ_s) de 78,5 kN/m³. As cargas adotadas são: Cargas permanentes de 35 kg/m² (revestimentos) em cada pavimento e 150 kg/m (vidros e esquadrias) nas fachadas e sobrecarga de 300 kg/m².

11.3 Características geotécnicas e modelo da fundação

Em relação ao projeto de fundação do modelo estrutural avaliado neste capítulo, a edificação será considerada sobre um terreno que possui perfil geotécnico detalhado conforme ensaio de SPT (*Standard Penetration Test*), apresentado na Figura 213. A sondagem é obtida através do golpeamento do fundo do furo por peças de aço cortantes. É utilizada tanto para a obtenção de amostras de solo como de índices de sua resistência a penetração (N). O perfil geotécnico caracteriza um solo arenoso com capacidade de carga crescente conforme aumenta-se a profundidade, típico de terrenos existentes em cidades litorâneas.

O solo, possui baixa capacidade de carga nos seus primeiros 3 metros de profundidade, apresentando números de golpes (N) menor que 10, sendo caracterizado por uma areia fofa. A capacidade da areia vai aumentando linearmente com o aumento da profundidade, em que se torna média compacta na camada entre 3 e 6 metros de profundidade e adquire propriedades de alta capacidade nas camadas seguintes, até o limite da sondagem na cota igual a 25 metros (N>50).

A quantidade de estacas de fundação é obtida através da análise estática, em que os valores das reações de apoio, na base de cada pilar, são apresentados na Tabela 80. Em virtude da elevada carga aplicada na base de cada pilar, reações de apoio, é necessária uma quantidade elevada de estacas para absorver os esforços, implicando na adoção de um bloco de fundação único, também definido como radier estaqueado. São propostas 179 estacas sob um radier de 3 metros de espessura.

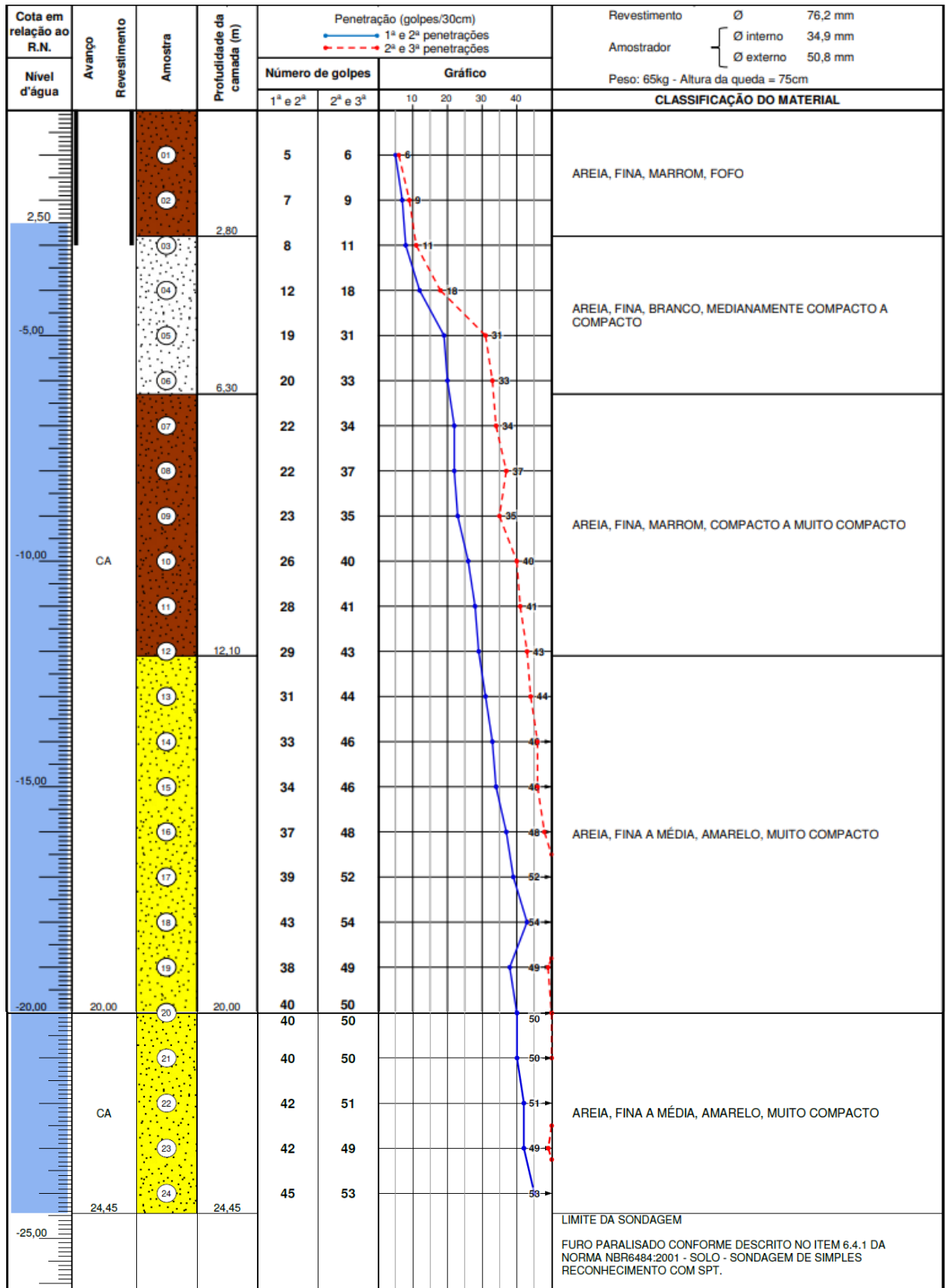


Figura 213 - Ensaio de SPT - Solo - Modelo H = 173 m

Tabela 80 – Tabelas de cargas na fundação – Modelo H = 173 m

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

É necessário observar, de acordo com a Tabela 80, que as reações verticais devido à ação do vento possuem sinais positivos (tração) e negativos (compressão). A ação do vento provoca reações nos pilares (ou estacas), formando binários de forças que reagem ao momento de tombamento provocado pelo vento na fundação. Portanto é necessário dividir a planta de fundação em 2 faixas. Quando o vento age a 0° no sentido positivo, provoca nas estacas localizadas na faixa 1 esforços compressão, que são indicados na Tabela 81.

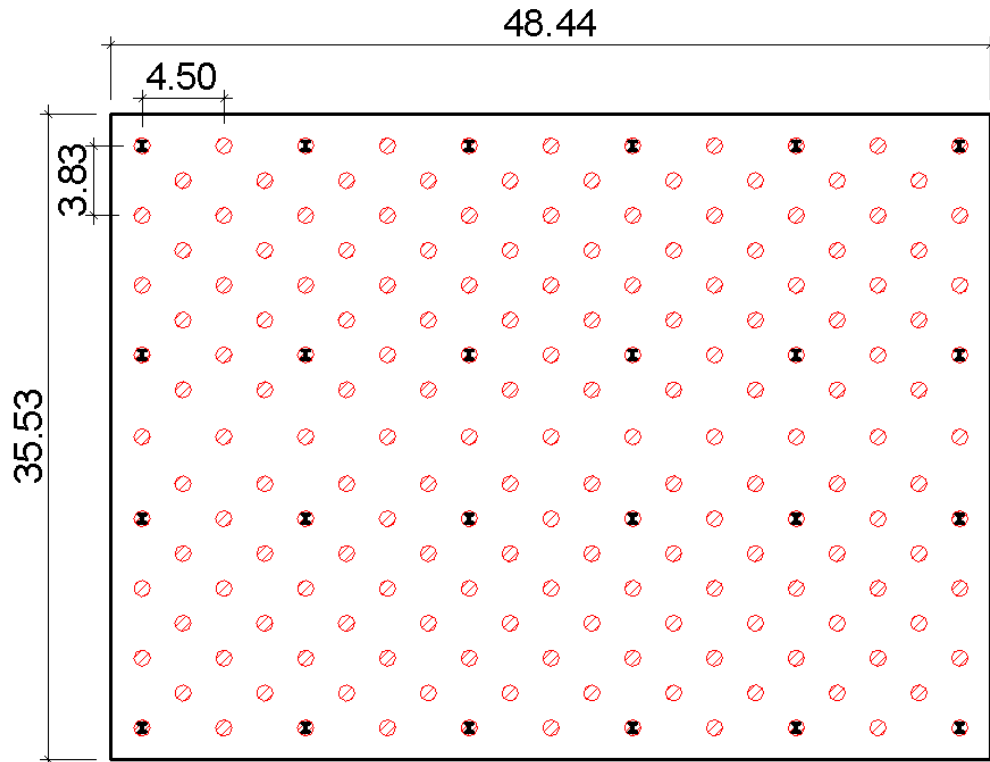


Figura 214 – Distribuição das Estacas - modelo H = 173 m.

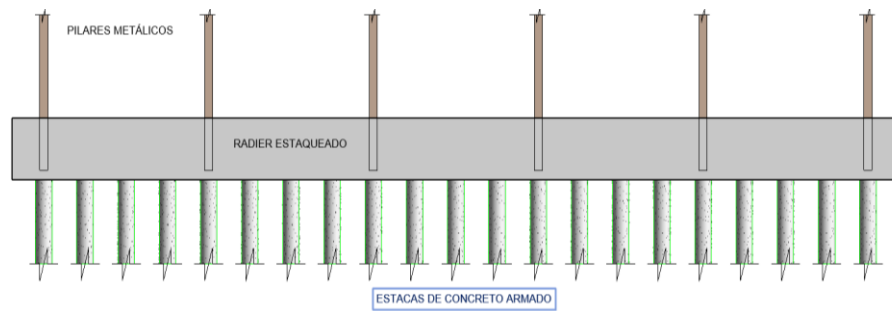


Figura 215 – Corte longitudinal - radier sobre as estacas - modelo H = 173 m.

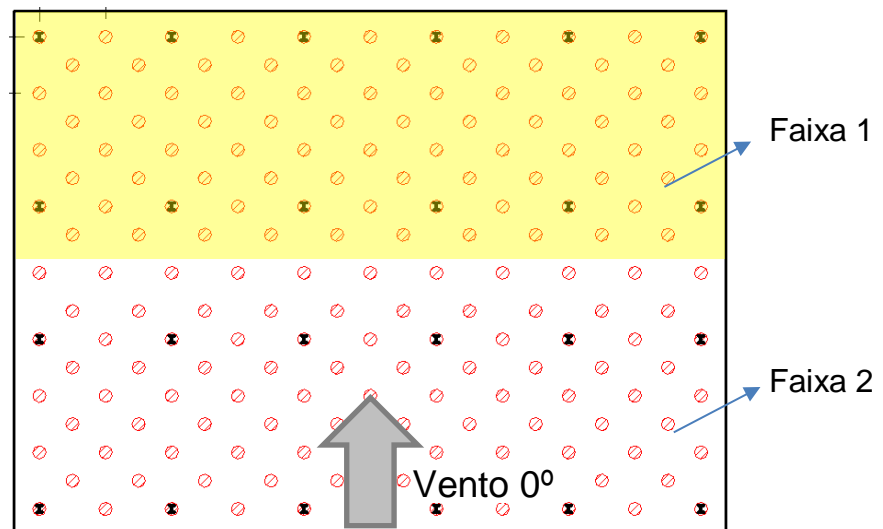


Figura 216 – Divisão em 2 faixas a planta de estaqueamento modelo H = 173 m.

Tabela 81 – Tabela de cargas dos pilares localizados na faixa 1

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
Total	263016	54878	317894

A faixa 1, transmite os esforços para terreno através de 84 estacas, espaçadas conforme detalhamento indicado nas Figuras 214 e 215. Cada uma das estacas deverá suportar uma carga vertical igual a $N=3785$ kN. A estaca adotada possui diâmetro igual a 90 cm, determinada através de verificações usuais de concreto armado considerando flexão composta. A profundidade necessária é estabelecida através da capacidade de cargas utilizando os métodos tradicionais Décourt-Quaresma e Aoki-Velloso [apresentados no Apêndice E].

Sendo assim, as estacas deste projeto investigado terão 22 metros de profundidade. Adicionando-se a espessura do radier, a cota de fundo das estacas serão iguais a -25 m. A Tabela 82 indica a capacidade de carga das estacas [$\phi = 90$ cm ; tipo Raiz] através do método Décourt-Quaresma, que nesta avaliação foi o procedimento mais conservador, em que a capacidade da estaca [4457 kN] é superior a carga de projeto aplicada [3785 kN].

Por fim, deve-se ressaltar que as estacas são definidas com 23 metros de comprimento. Detalhes do modelo estrutural sobre as estacas podem ser observados nas Figuras 217 e 218.

Tabela 82 – Tabela Décourt-Quaresma - Estacas modelo H = 140 m

Cota (m)	SPT	Solo	K (kN/m ²)	qp (kN/m ²)	Qp (kN)	qs (kN/m ²)	Qs (kN)	Qtotal (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

Cabe ressaltar que a espessura do bloco de fundação (radier estaqueado) é determinada de acordo com verificações de tensões de cisalhamento (punção), nas regiões dos pilares e nas regiões das estacas, conforme recomendações no item 19.5.1 da NBR 6118 (2014).

A espessura do bloco de fundação do modelo em estudo neste capítulo (modelo H = 173 m) é definida em 3,0m, capaz de suportar as tensões de cisalhamento aplicadas. Detalhe desta espessura pode ser observado na Figura 217.

No que tange a determinação das reações horizontais do terreno sobre as estacas [k_h - molas horizontais], com base nas características das estacas [espessura igual a 90 cm] e utilizando as equações apresentadas no Capítulo 7, é possível obter os valores de acordo com a profundidade, conforme indicado nas Tabela 83.

Tabela 83 – Reações horizontais sobre as estacas - modelo H = 173m

h (m)	Descrição Solo	N - SPT (nº de golpes)	α	K (MPa)	E (kN/m ²)	ν	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

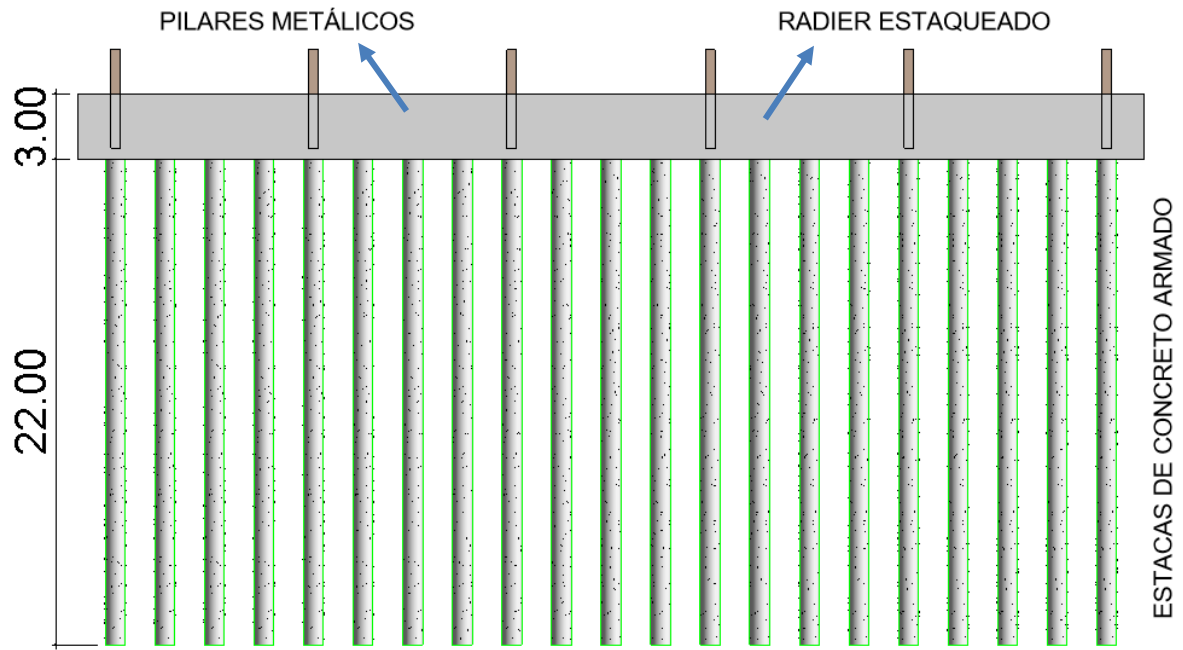


Figura 217 – Corte detalhando a profundidade da fundação - modelo H = 173 m.

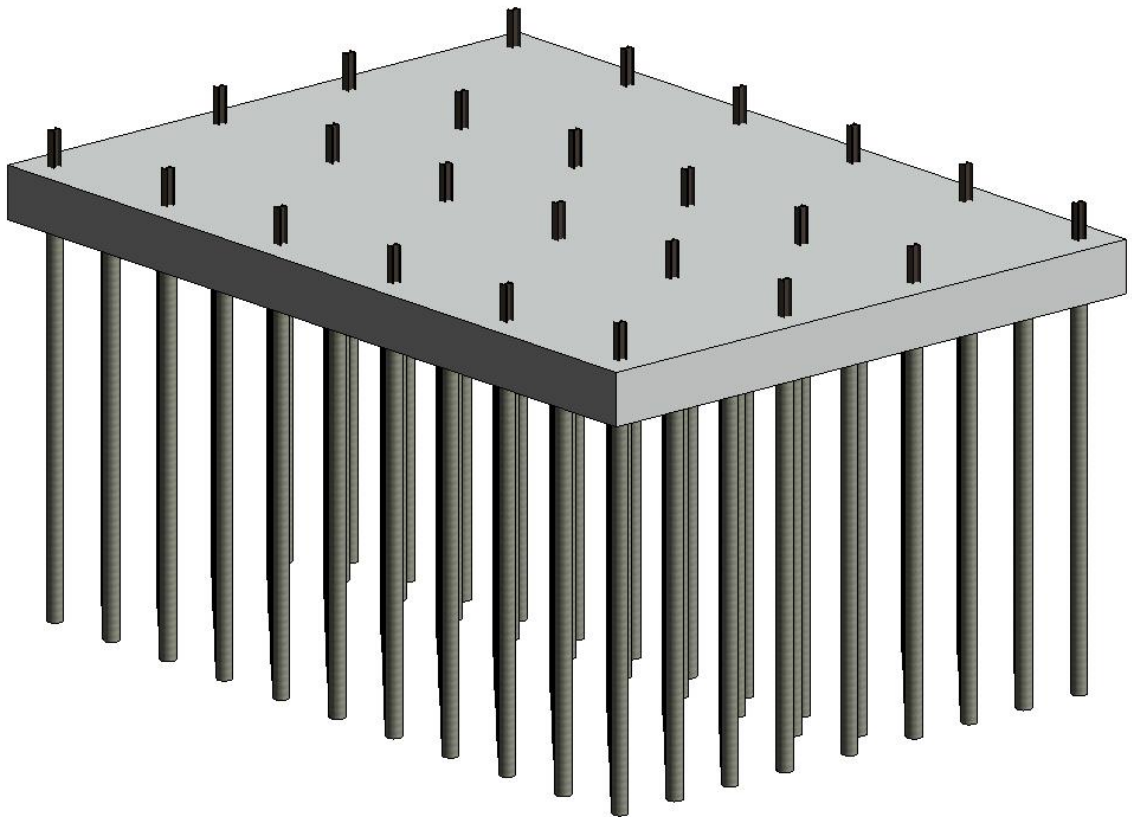


Figura 218 – Perspectiva fundação - modelo H = 173 m.

11.4 Modelo H = 173 m em elementos finitos

O modelo em elementos finitos representativo do edifício misto (aço-concreto), chamado comumente de Modelo 173 m, possui 87188 nós, 59616 elementos finitos de casca SHELL63 (ANSYS, 2009), 55008 elementos finitos de viga BEAM44 (ANSYS, 2009), 360 elementos de mola COMBIN14 (ANSYS, 2009) e possui 520908 graus de liberdade. A Figura 219 apresenta o modelo em elementos finitos referente ao modelo estrutural 173 m.

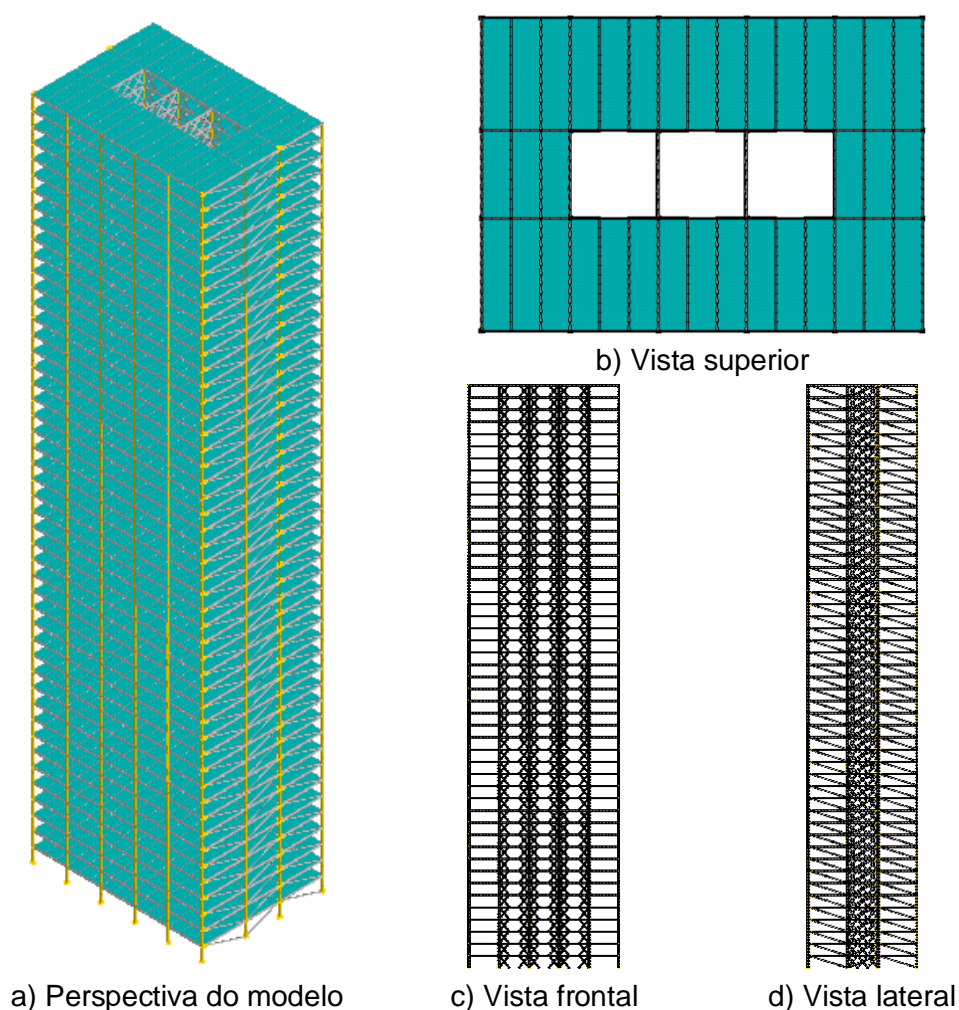


Figura 219 – Modelo em elementos finitos Modelo 173 m.

Cabe ressaltar que as análises dinâmicas transientes realizadas nesse capítulo consideram as seguintes hipóteses simplificadoras: não são consideradas a não-linearidade física e geométrica; é adotado que todos os modelos apresentam modo de vibração linear; a aceleração torsional não foi considerada.

11.5 Frequências naturais e modos de vibração - modelo H = 173 m

Para avaliação do modelo estudado neste capítulo são de interesse os oitos primeiros modos de vibração. A Figura 220 apresenta as frequências naturais e modos de vibração, obtidas através de uma análise numérica utilizando o ANSYS (2009), quando o modelo é numericamente representado sobre apoios rígidos. Na Figura 221, são indicadas o resultado na análise modal quando a fundação radier-escala é considerada. Os coeficientes de amortecimento adotados nas análises transientes estão indicados na Tabela 84.

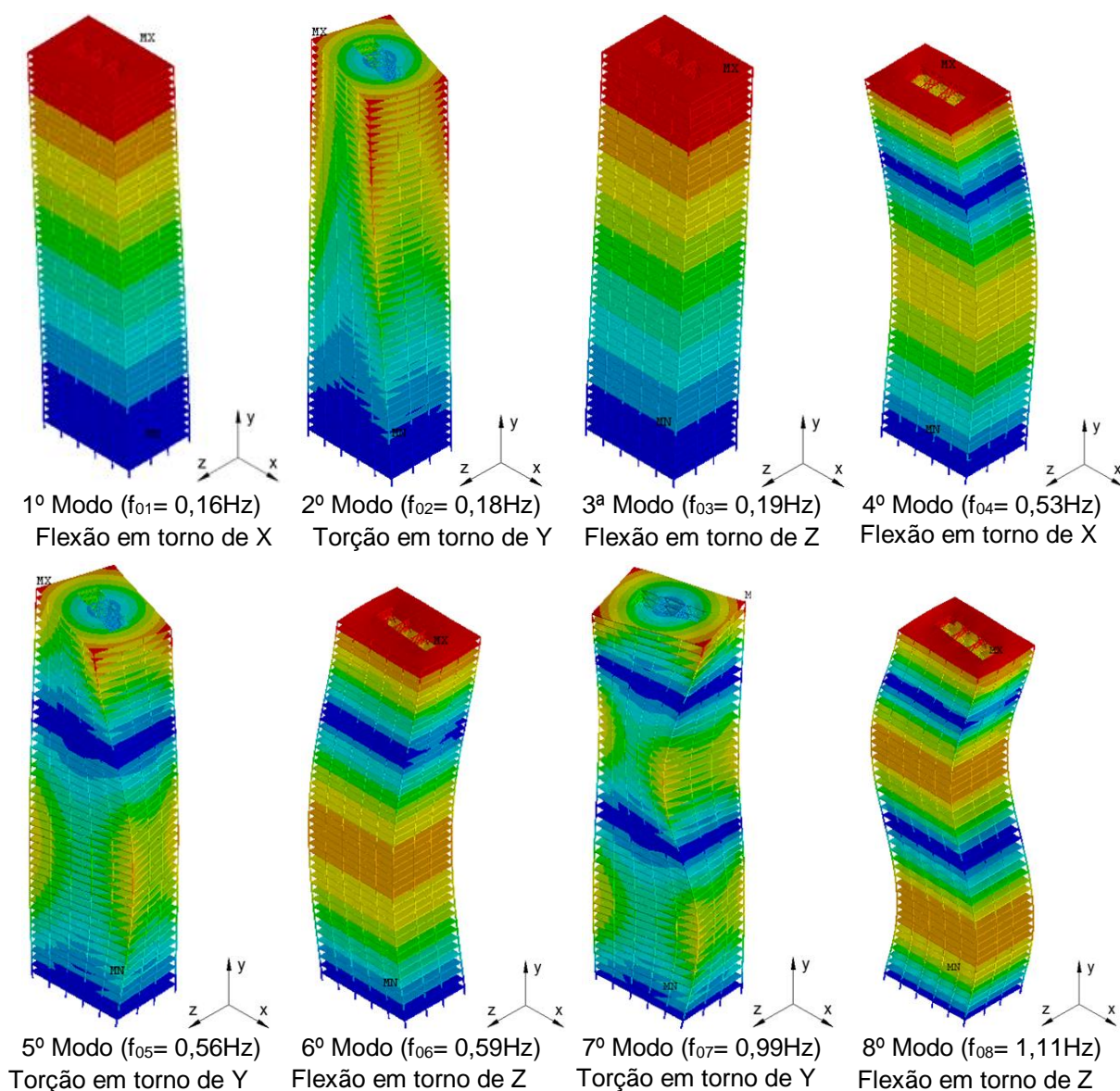


Figura 220 – Modos de vibração do Modelo Estrutural 173 m - Apoios rígidos.

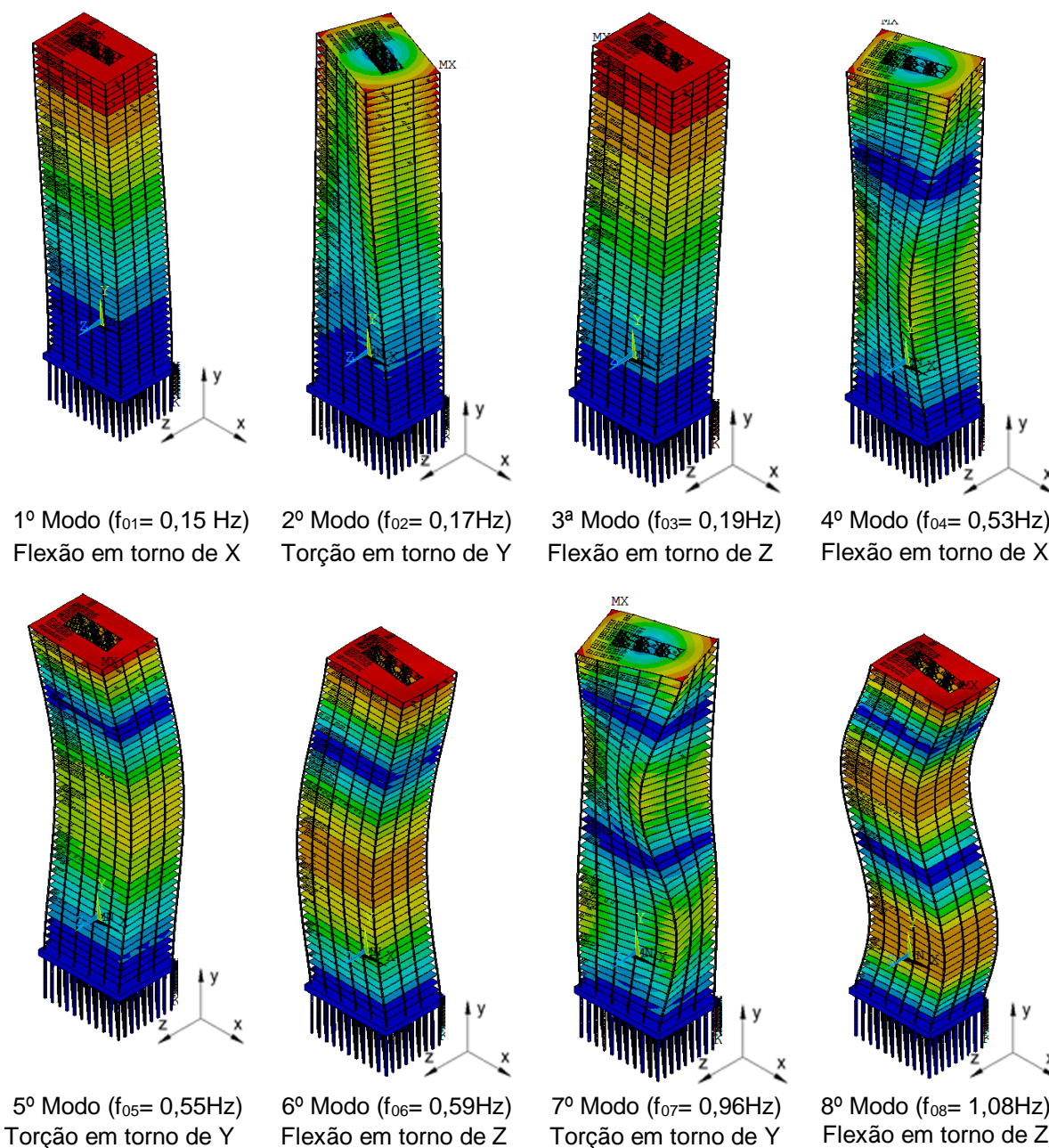


Figura 221 – Modos de vibração do Modelo Estrutural 173 m – Radier-estacas.

A interação solo-estrutura praticamente não interferiu nos valores das frequências naturais da estrutura. A primeira frequência natural [$f_{01}=0,15\text{Hz}$] quando o radier-estacas é considerado é apenas 6% inferior ao valor obtido quando o modelo é simulado sobre apoios rígidos [$f_{01}=0,16\text{Hz}$]. A explicação para tal comportamento tem relação com a rigidez global da estrutura, muito flexível ainda que seja considerado os apoios rígidos. A fundação proposta, com o radier [espessura igual a 3 metros] e as 179 estacas [diâmetro igual a 90 cm], calculadas com base a suportar os carregamentos impostos, não afetaram o comportamento global da estrutura.

Tabela 84 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada - Modelos 173 m

Apoios	f_{01} (Hz)	f_{05} (Hz)	α (Massa)	β (Rigidez)
Apoio Rígido	0,163	0,568	0,015916	0,004354
Radier-estacas	0,155	0,172	0,010245	0,009734

11.6 Parâmetros adotados para vibração forçada modelo H = 173 m

Em relação às características de vento aplicado é importante destacar que a edificação é um projeto idealizado para a cidade do Rio de Janeiro-RJ. Sendo assim, a velocidade básica do vento de acordo com a NBR 6123 (1988) é igual a 35m/s e os parâmetros normativos para geração dos carregamentos do vento são descritos na Tabela 85.

Tabela 85 – Parâmetros para geração do carregamento de vento.

Velocidade básica do vento	35,0 m/s
Velocidade adotada no topo da edificação	25,63 m/s
Perfil Longitudinal	NBR 6123 (1988)
Duração da análise	10 minutos
Tempo de recorrência	10 anos
Coefficiente de Arrasto Direção-X	1,25
Coefficiente de Arrasto Direção-Z	1,40
Coefficiente γ_1	2,10
Coefficiente γ_2	1,69
Coefficiente γ_3	1,53
Coefficiente γ_4	1,40

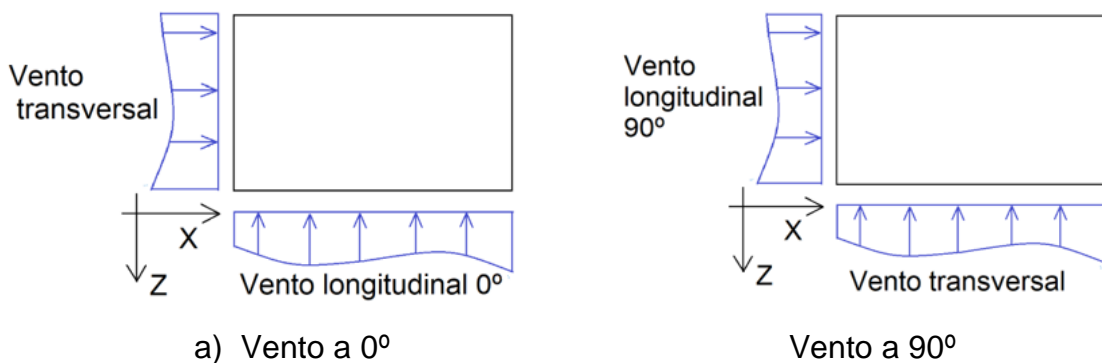


Figura 222 – Direções de atuação das cargas dinâmicas de vento.

11.7 Análise dinâmica do modelo H = 173 m

O modelo investigado neste capítulo é avaliado através de análises dinâmicas (vibração forçada) com base nos parâmetros já apresentados. As análises, realizadas considerando uma duração de 10 minutos, têm como objetivo avaliar a resposta dinâmica do modelo estrutural quando submetido ao carregamento não determinístico devido ao vento. Para geração dos carregamentos serão utilizadas duas metodologias: Método da Representação Espectral MRE [ver Capítulo 1] e Método da Representação Espectral Modificado MRE-M [ver Capítulo 3].

O comportamento dinâmico da estrutura em termos de aceleração pode ser melhor entendido ao visualizar a Figura 223, obtida considerando o vento a 0° aplicado no modelo simulado sobre apoio rígido, com carregamentos gerados via MRE-M¹. Destaca-se no comportamento dinâmico a aceleração de pico longitudinal [$a_{l_p} = 0,176 \text{ m/s}^2$], 30% superior a aceleração de pico transversal máxima [$a_{t_p} = 0,135 \text{ m/s}^2$].

A resposta no domínio do tempo é dividida em duas fases, transiente e permanente. Na fase transiente os picos de aceleração são desconsiderados, em virtude que esta fase não representa com fidelidade o comportamento real da ação do vento sobre a estruturas, visto que este, em sua configuração real, não é aplicado na estrutura de forma súbita. Portanto, todos os resultados serão analisados na fase permanente.

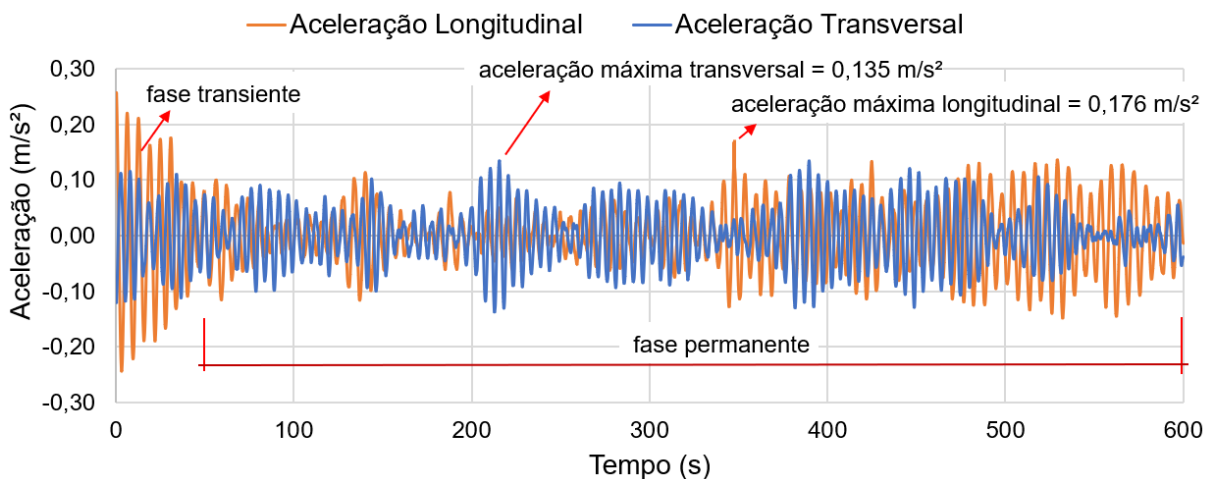


Figura 223 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 0° - Apoio Rígido - MRE-M

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

As acelerações no domínio do tempo, decorrentes do vento atuando a 90 [via MRE-M; apoios rígidos; série 1] são ilustradas na Figura 224. Neste caso, a aceleração transversal foi preponderante, pico máximo [$a_{t_p} = 0,258 \text{ m/s}^2$] é 103% superior à máxima de pico aceleração longitudinal [$a_{l_p} = 0,127 \text{ m/s}^2$]. Importante destacar, que a aceleração transversal máxima [$a_{t_p} = 0,258 \text{ m/s}^2$] foi inclusive 46% superior a aceleração máxima obtida quando o vento atuou a 0° [$a_{l_p} = 0,176 \text{ m/s}^2$] (Figura 223).

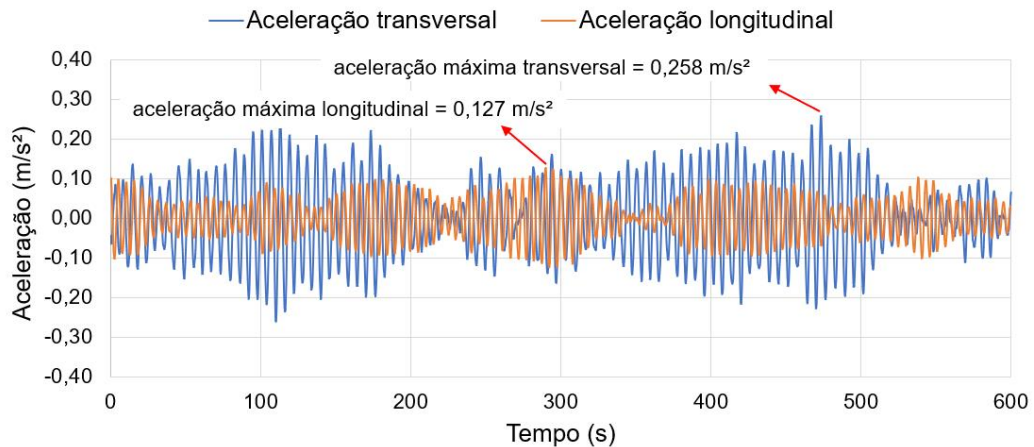


Figura 224 – Aceleração longitudinal - Série 01 - Vento 90° - Apoio Rígido - MRE-M

A Figura 225 indica as acelerações no domínio da frequência, sendo possível visualizar que as maiores transferências de energia se dão nas frequências coincidentes com os 1° e 2° harmônicos, relacionados as flexões em torno do eixo X e Z respectivamente. Destaca-se a maior amplitude obtida [0,09 m/s²], relacionada com a aceleração transversal quando o vento atua a 90°, indicando ser este o comportamento crítico da estrutura em termos de acelerações máximas.

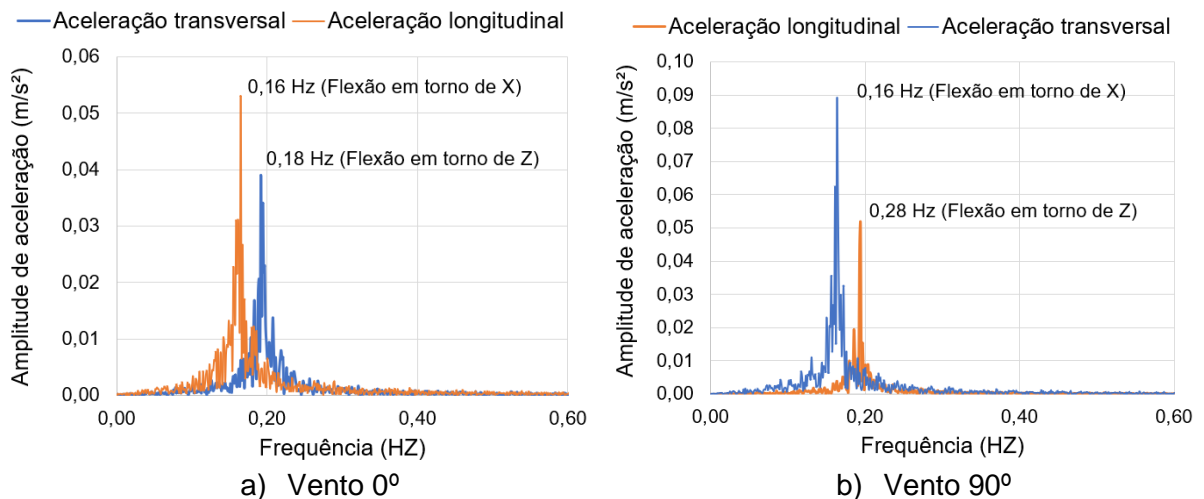


Figura 225 – Acelerações no domínio da frequência - Apoio Rígido - MRE-M

De acordo os parâmetros descritos Tabela 86 e utilizando a metodologia para geração das cargas através da representação espectral (MRE¹), foram geradas 30 séries de carregamento com vento a 0° e 30 séries de carregamento com vento a 90° com resultados indicados na Tabela 87.

Tabela 86 – Acelerações Longitudinais - Modelo 173 m - MRE¹ - Apoio Rígido

Séries de carregamento	Vento a 0°			Vento a 90°		
	a _z (m/s ²)			a _x (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,047	0,154	0,118	0,037	0,082	0,080
2	0,067	0,242	0,206	0,045	0,142	0,136
3	0,094	0,323	0,291	0,048	0,134	0,122
4	0,059	0,156	0,140	0,037	0,107	0,097
5	0,071	0,217	0,195	0,034	0,081	0,076
6	0,098	0,248	0,236	0,027	0,090	0,085
7	0,090	0,238	0,216	0,035	0,118	0,115
8	0,100	0,236	0,228	0,029	0,077	0,066
9	0,089	0,351	0,320	0,039	0,096	0,087
10	0,066	0,175	0,158	0,037	0,092	0,084
11	0,063	0,169	0,161	0,027	0,114	0,101
12	0,073	0,251	0,209	0,037	0,108	0,098
13	0,072	0,262	0,213	0,028	0,066	0,063
14	0,096	0,220	0,211	0,051	0,117	0,114
15	0,072	0,198	0,174	0,033	0,107	0,099
16	0,082	0,334	0,284	0,035	0,089	0,077
17	0,093	0,304	0,291	0,030	0,104	0,098
18	0,094	0,216	0,205	0,044	0,114	0,107
19	0,061	0,181	0,164	0,031	0,077	0,073
20	0,081	0,205	0,199	0,027	0,082	0,077
21	0,075	0,207	0,189	0,031	0,108	0,102
22	0,070	0,281	0,238	0,030	0,124	0,096
23	0,078	0,238	0,202	0,032	0,094	0,077
24	0,089	0,247	0,192	0,022	0,055	0,054
25	0,062	0,182	0,160	0,040	0,129	0,112
26	0,066	0,170	0,156	0,030	0,080	0,077
27	0,093	0,259	0,248	0,042	0,105	0,098
28	0,101	0,251	0,242	0,037	0,106	0,094
29	0,080	0,284	0,266	0,032	0,075	0,071
30	0,068	0,184	0,165	0,023	0,083	0,063
Média	0,047	0,154	0,209	0,034	0,099	0,090
Desvio padrão	0,067	0,242	0,049	0,007	0,021	0,019
Valor caract. (95%)	0,094	0,323	0,289	0,046	0,133	0,122

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

Os resultados obtidos com carregamentos obtidos via MRE-M, considerando o modelo estrutural sobre apoios rígidos, com direções de vento 0° e 90°, estão apresentados nas Tabelas 87 e 88. Destaca-se o maior valor encontrado, a aceleração de pico transversal quando o vento age a 90° [$a_{t,p} = 0,457 \text{ m/s}^2$].

Tabela 87 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M¹ - Vento 0° - Apoio Rígido

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais (m/s ²)			Acelerações Transversais (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,057	0,176	0,141	0,050	0,135	0,129
2	0,089	0,306	0,256	0,080	0,231	0,215
3	0,121	0,406	0,369	0,061	0,158	0,152
4	0,074	0,187	0,172	0,069	0,207	0,188
5	0,094	0,279	0,257	0,050	0,149	0,135
6	0,133	0,328	0,313	0,051	0,126	0,115
7	0,119	0,311	0,282	0,037	0,100	0,092
8	0,136	0,311	0,303	0,076	0,207	0,201
9	0,116	0,454	0,416	0,049	0,132	0,126
10	0,088	0,241	0,211	0,034	0,115	0,095
11	0,085	0,231	0,212	0,053	0,141	0,137
12	0,099	0,327	0,274	0,079	0,179	0,168
13	0,096	0,334	0,276	0,052	0,182	0,149
14	0,120	0,276	0,256	0,054	0,138	0,123
15	0,090	0,252	0,221	0,058	0,154	0,145
16	0,097	0,406	0,342	0,044	0,130	0,127
17	0,116	0,376	0,365	0,059	0,161	0,159
18	0,114	0,271	0,254	0,053	0,160	0,144
19	0,082	0,237	0,216	0,047	0,143	0,123
20	0,101	0,253	0,244	0,059	0,187	0,179
21	0,097	0,267	0,246	0,058	0,180	0,169
22	0,096	0,358	0,302	0,063	0,170	0,150
23	0,094	0,285	0,242	0,049	0,124	0,119
24	0,111	0,309	0,239	0,051	0,131	0,127
25	0,082	0,222	0,202	0,045	0,154	0,126
26	0,084	0,202	0,192	0,069	0,191	0,170
27	0,121	0,317	0,303	0,056	0,151	0,125
28	0,134	0,329	0,317	0,059	0,162	0,156
29	0,101	0,357	0,333	0,071	0,205	0,185
30	0,089	0,231	0,213	0,053	0,176	0,152
Média	0,101	0,295	0,266	0,056	0,159	0,146
Desvio padrão	0,019	0,067	0,062	0,011	0,031	0,029
Valor caract. (95%)	0,132	0,405	0,368	0,075	0,210	0,194

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Tabela 88 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M¹ - Vento 90° - Apoio Rígido

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais (m/s ²)			Acelerações Transversais (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,049	0,127	0,115	0,100	0,258	0,235
2	0,058	0,174	0,167	0,091	0,245	0,239
3	0,062	0,166	0,154	0,125	0,378	0,371
4	0,048	0,133	0,130	0,092	0,236	0,228
5	0,045	0,111	0,104	0,072	0,216	0,196
6	0,035	0,110	0,102	0,101	0,282	0,247
7	0,041	0,133	0,127	0,129	0,332	0,327
8	0,038	0,108	0,097	0,140	0,333	0,298
9	0,052	0,132	0,123	0,114	0,354	0,332
10	0,050	0,126	0,116	0,108	0,307	0,291
11	0,039	0,141	0,129	0,149	0,333	0,316
12	0,048	0,128	0,121	0,129	0,397	0,363
13	0,039	0,089	0,085	0,094	0,289	0,270
14	0,066	0,160	0,153	0,092	0,276	0,244
15	0,044	0,143	0,135	0,113	0,442	0,329
16	0,048	0,107	0,104	0,115	0,322	0,289
17	0,038	0,109	0,101	0,128	0,461	0,433
18	0,061	0,166	0,160	0,131	0,345	0,317
19	0,043	0,096	0,092	0,123	0,344	0,333
20	0,036	0,115	0,108	0,163	0,431	0,386
21	0,041	0,119	0,115	0,124	0,315	0,275
22	0,039	0,157	0,125	0,109	0,285	0,275
23	0,048	0,127	0,116	0,131	0,398	0,342
24	0,035	0,080	0,076	0,106	0,306	0,267
25	0,058	0,192	0,169	0,103	0,344	0,297
26	0,037	0,106	0,096	0,120	0,382	0,341
27	0,054	0,138	0,130	0,131	0,530	0,454
28	0,051	0,160	0,143	0,135	0,395	0,359
29	0,044	0,111	0,097	0,122	0,346	0,334
30	0,031	0,112	0,086	0,150	0,360	0,328
Média	0,046	0,129	0,119	0,118	0,341	0,310
Desvio padrão	0,009	0,027	0,025	0,020	0,070	0,059
Valor caract. (95%)	0,061	0,173	0,160	0,151	0,457	0,408

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Os resultados obtidos com carregamentos obtidos via MRE-M, em que o modelo estrutural é desenvolvido sobre radier-estacas, com a caracterização geotécnica definida, levando em consideração a interação solo-estrutura, com direções de vento 0° e 90°, estão apresentados nas Tabelas 89 e 90.

Tabela 89 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M¹ - Vento 0° - Radier estaqueado

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais (m/s ²)			Acelerações Transversais (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,089	0,227	0,213	0,054	0,161	0,147
2	0,122	0,317	0,280	0,043	0,133	0,117
3	0,087	0,264	0,251	0,065	0,190	0,181
4	0,120	0,350	0,289	0,063	0,201	0,167
5	0,103	0,249	0,234	0,051	0,135	0,128
6	0,117	0,317	0,300	0,044	0,156	0,140
7	0,088	0,256	0,218	0,088	0,226	0,208
8	0,128	0,300	0,290	0,059	0,156	0,146
9	0,138	0,260	0,256	0,045	0,138	0,127
10	0,090	0,287	0,244	0,069	0,155	0,150
11	0,101	0,321	0,304	0,061	0,174	0,151
12	0,090	0,223	0,218	0,074	0,171	0,166
13	0,115	0,329	0,291	0,071	0,215	0,199
14	0,122	0,464	0,435	0,078	0,209	0,185
15	0,065	0,186	0,167	0,069	0,180	0,167
16	0,111	0,377	0,344	0,076	0,178	0,167
17	0,110	0,369	0,338	0,085	0,202	0,191
18	0,111	0,295	0,283	0,065	0,194	0,172
19	0,101	0,326	0,293	0,059	0,159	0,143
20	0,086	0,244	0,214	0,053	0,166	0,140
21	0,069	0,185	0,167	0,085	0,218	0,208
22	0,074	0,193	0,188	0,053	0,174	0,161
23	0,108	0,332	0,306	0,081	0,219	0,187
24	0,109	0,346	0,332	0,051	0,179	0,161
25	0,095	0,316	0,290	0,093	0,247	0,230
26	0,067	0,168	0,157	0,050	0,150	0,142
27	0,077	0,255	0,237	0,068	0,212	0,192
28	0,072	0,191	0,179	0,074	0,197	0,175
29	0,093	0,276	0,252	0,082	0,213	0,191
30	0,092	0,300	0,268	0,074	0,198	0,188
Média	0,098	0,284	0,261	0,066	0,184	0,168
Desvio padrão	0,019	0,067	0,061	0,014	0,029	0,027
Valor caract. (95%)	0,130	0,395	0,363	0,089	0,232	0,212

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Tabela 90 – Acelerações Modelo 173 m - MRE-M¹ - Vento 90° - Radier estaqueado

Série de carregamento	Acelerações Longitudinais (m/s ²)			Acelerações Transversais (m/s ²)		
	RMS	Pico	Média dos picos	RMS	Pico	Média dos picos
1	0,043	0,106	0,104	0,115	0,395	0,372
2	0,038	0,117	0,109	0,105	0,261	0,249
3	0,039	0,115	0,106	0,147	0,388	0,339
4	0,059	0,168	0,146	0,125	0,305	0,281
5	0,044	0,111	0,105	0,103	0,302	0,282
6	0,045	0,138	0,127	0,137	0,392	0,364
7	0,056	0,138	0,127	0,109	0,315	0,307
8	0,044	0,122	0,113	0,155	0,325	0,311
9	0,049	0,110	0,104	0,126	0,341	0,324
10	0,049	0,163	0,150	0,108	0,289	0,270
11	0,045	0,106	0,104	0,142	0,375	0,345
12	0,046	0,129	0,119	0,149	0,393	0,377
13	0,034	0,120	0,103	0,113	0,341	0,294
14	0,039	0,107	0,101	0,094	0,269	0,258
15	0,045	0,123	0,115	0,131	0,423	0,412
16	0,043	0,119	0,112	0,101	0,261	0,242
17	0,047	0,128	0,120	0,115	0,368	0,311
18	0,035	0,115	0,109	0,136	0,330	0,313
19	0,042	0,108	0,098	0,129	0,356	0,342
20	0,032	0,081	0,073	0,121	0,286	0,264
21	0,039	0,120	0,108	0,129	0,352	0,305
22	0,034	0,118	0,098	0,123	0,320	0,296
23	0,043	0,138	0,111	0,106	0,290	0,273
24	0,054	0,136	0,128	0,121	0,302	0,285
25	0,045	0,130	0,123	0,121	0,288	0,281
26	0,053	0,143	0,136	0,151	0,454	0,396
27	0,038	0,111	0,100	0,179	0,427	0,382
28	0,048	0,125	0,112	0,100	0,274	0,250
29	0,034	0,099	0,094	0,128	0,340	0,319
30	0,052	0,132	0,117	0,093	0,269	0,251
Média	0,044	0,123	0,112	0,124	0,334	0,310
Desvio padrão	0,007	0,018	0,016	0,020	0,054	0,047
Valor caract. (95%)	0,055	0,152	0,138	0,157	0,423	0,388

¹ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

Os resultados das análises, após tratamento estatístico, considerando um grau de 95% de confiabilidade, relacionados as acelerações RMS e pico, quando o vento age a 0° são indicados na Tabelas 91, e quando o vento age a 90° apresentado na tabela 92. Importante lembrar que, neste trabalho de pesquisa, além da avaliação do pico, será calculada também a média dos 10 maiores picos em cada série

Tabela 91 – Acelerações para o Modelo 140 m - Vento 0°

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido			MRE-M ² Apoio Rígido			MRE-M ² Radier sobre estacas		
	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média
Longitudinal	0,094	0,323	0,289	0,132	0,405	0,368	0,130	0,395	0,363
Transversal	-	-	-	0,075	0,210	0,194	0,089	0,232	0,212

Tabela 92 – Acelerações para o Modelo 140 m – Vento 90°

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido			MRE-M ² Apoio Rígido			MRE-M ² Radier sobre estacas		
	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média	RMS	Pico	Média
Longitudinal	0,046	0,133	0,122	0,061	0,173	0,160	0,055	0,152	0,138
Transversal	-	-	-	0,151	0,457	0,408	0,157	0,423	0,388

Os valores das acelerações obtidas quando o vento longitudinal atua a 0° (paralelo a direção Z) estão apresentados na Figura 226, e quando o vento atua a 90° indicados na Figura 227. Os limites de referência para acelerações RMS seguem os critérios estabelecidos pela norma ISO 6897 (1984), através da curva 1, apresentada na Figura 228.

Pode-se perceber, quantitativamente, que as respostas longitudinais não foram afetadas pela interação solo-estrutura. Esta constatação está relacionada a baixa rigidez da estrutura ainda que considerada sobre apoios rígidos. Em relação ao conforto humano, todas as acelerações obtidas, independente da análise realizada, se encontram muito acima da curva limite proposta pela ISO 6897 (1984), indicando a não conformidade do modelo estrutural no que diz as acelerações RMS limites.

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

No que tange a consideração do MRE-M, comparado com o método MRE, pode-se perceber um acréscimo da resposta longitudinal, quando o vento atua a 0° , a aceleração longitudinal RMS [$a_{l_RMS} = 0,132 \text{ m/s}^2$] obtida com base no MRE-M é 40% superior ao valor obtido quando o vento é modelado através do MRE [$a_{l_RMS} = 0,094 \text{ m/s}^2$]. Quando o vento age longitudinalmente a 90° esta constatação é semelhante, a aceleração RMS longitudinal via MRE-M [$a_{l_RMS} = 0,061 \text{ m/s}^2$] é 33% superior ao valor quando o vento é obtido através MRE [$a_{l_RMS} = 0,046 \text{ m/s}^2$]. Estas diferenças evidenciam a importância de levar em consideração o efeito de sucção atuante na fachada oposta a aplicação do vento.

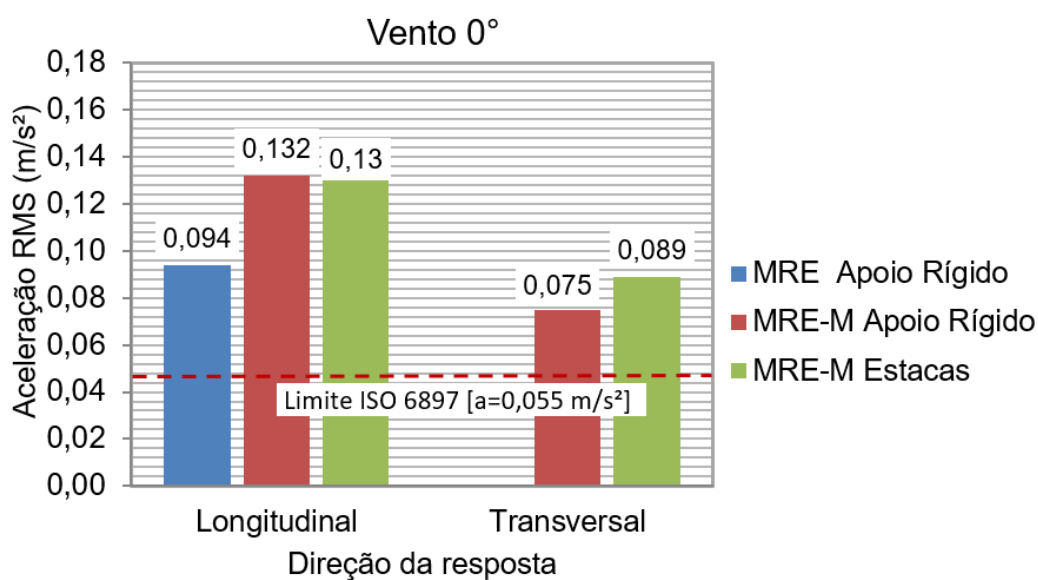


Figura 226 – Acelerações RMS – Vento 0° - Modelo 90 metros

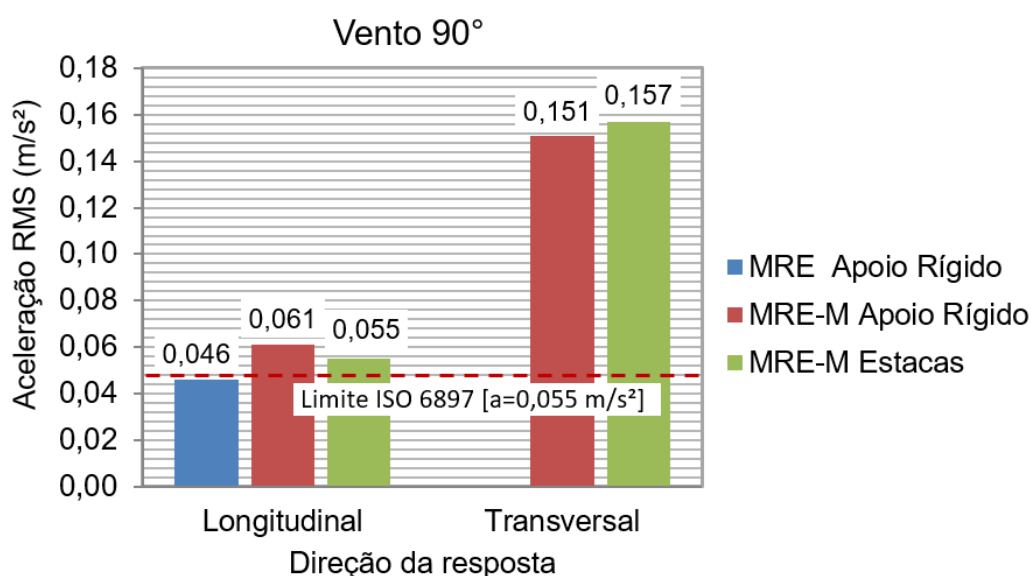


Figura 227 – Acelerações RMS – Vento 90° - Modelo 90 metros

A Figura 228 indica os dois maiores valores de acelerações RMS encontrados, plotados sobre a curva limite proposta ISO 6897 (1984). Os dois valores possuem pontos marcados acima da curva, indicando a não aceitação da estrutura no que tange ao conforto humano. O valor máximo de aceleração RMS obtido [$a_{t_RMS} = 0,157 \text{ m/s}^2$] é 185% superior ao limite tolerável [$a_{lim} = 0,055 \text{ m/s}^2$]. Por fim, é importante destacar que a resposta transversal para esse modelo estrutural foi condicionante, o valor máximo transversal [$a_{t_RMS} = 0,157 \text{ m/s}^2$] é 21% superior a máxima aceleração RMS calculada [$a_{l_RMS} = 0,130 \text{ m/s}^2$].

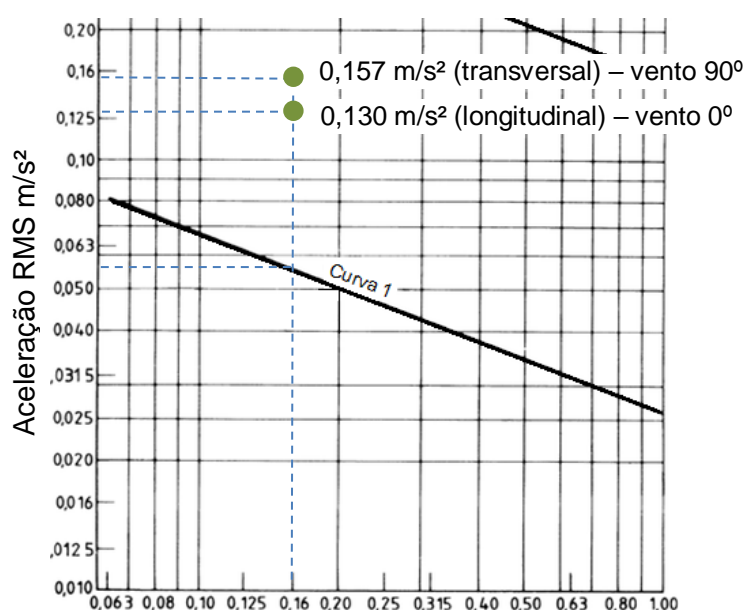


Figura 228 – Curva limite ISO 6897 - acelerações RMS - Modelo 173 metros

Os valores das acelerações máximas de pico, considerando o vento longitudinal atuando a 0° são ilustrados na Figura 229. É interessante destacar novamente as respostas longitudinais não foram afetadas pela interação solo-estrutura, existe uma diferença de apenas 3% entre os valores obtidos sobre apoios rígidos [$a_{l_p} = 0,405 \text{ m/s}^2$] e o valor encontrado quando a interação solo-estrutura é avaliada [$a_{l_p} = 0,395 \text{ m/s}^2$]. Este comportamento dinâmico se repete quando o vento atua a 90° (Figura 230).

Tal constatação está relacionada a baixa rigidez da estrutura [$f_{01}=0,16 \text{ Hz}$], mesmo considerada sobre apoios rígidos. A fundação proposta, com o radier [espessura igual a 3 metros] e as 173 estacas [diâmetro igual a 90 cm], calculadas com base a suportar os carregamentos impostos, pouco afetaram o comportamento global da estrutura.

No que tange a avaliação do conforto humano, ao observar a Figura 229, fica evidente que a estrutura é muito flexível e não atende ao critério estabelecido pela NBR 6123 (1988), todos os valores de acelerações de pico ultrapassam o limite normativo [$a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$]. De acordo com critérios propostos por Hirsch & Bachmann (1995) as acelerações se caracterizam por vibrações que provocam incomodo nos usuários [$0,147 \text{ m/s}^2$ a $0,49 \text{ m/s}^2$].

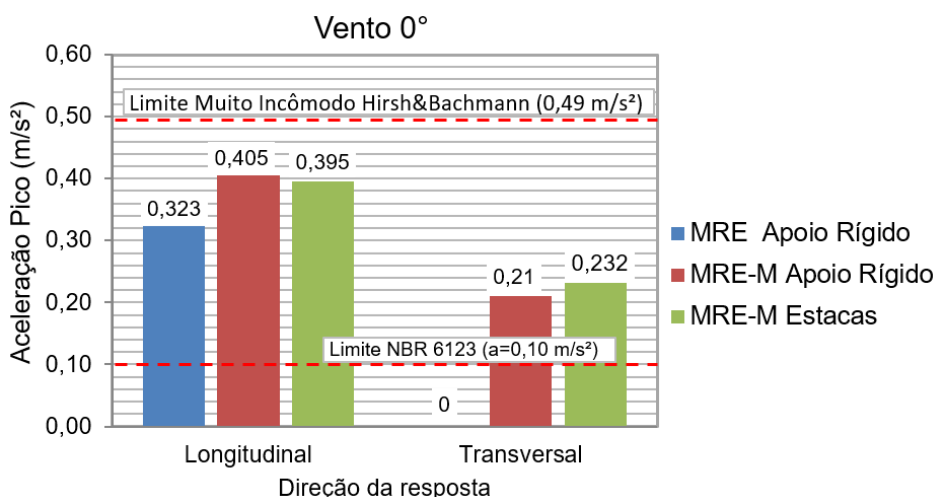


Figura 229 – Acelerações de Pico – Vento 0° - Modelo 173 metros

O comportamento dinâmico quando o vento age a 90°, com base nas acelerações de pico, é indicado na Figura 230. Pode-se verificar que as acelerações transversais tiveram valores tão elevados, que praticamente se aproximaram dos valores que classificam as vibrações como muito incomodas. O maior valor obtido [$a_{t,p} = 0,457 \text{ m/s}^2$] é somente 6,7% inferior ao limite proposto por Hirsch & Bachmann (1995) [$a_{lim} = 0,49 \text{ m/s}^2$].

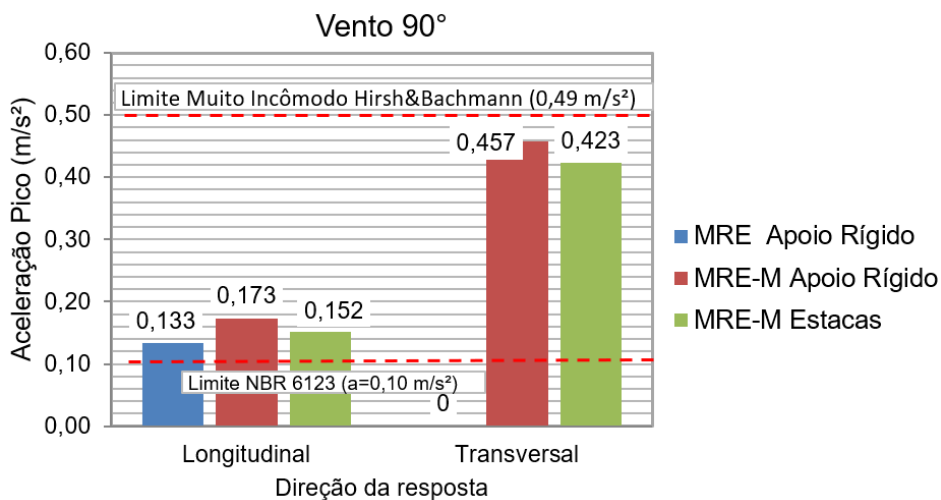


Figura 230 – Acelerações de Pico – Vento 90° - Modelo 173 metros

A avaliação da estrutura de acordo com a ISO 10137 (2007) é indicada na Figura 231. É necessário lembrar que a norma citada avalia as acelerações obtidas para uma ação do vento correspondente a um tempo de recorrência igual a 1 ano e que as análises realizadas neste capítulo, investigando o modelo $H = 173$ m, foram executadas considerando um tempo de recorrência igual a 10 anos, de acordo com a recomendação da NBR 6123 (1988).

Com objetivo de avaliar o modelo estrutural nestas considerações é proposta uma nova curva limite, sobre as curvas propostas pela ISO 10137 (2007), multiplicando a curva de 1 ano pela razão dos parâmetros estatísticos de vento S_3 (NBR 6123, 1988), relacionados com os tempos de recorrências em questão (1 ano e 10 anos) [$S_{3-1ano} = 0,54$ e $S_{3-10ano} = 0,78$]. Deste modo, ao observar a Figura 231, é possível constatar, que a estrutura não atende aos critérios estabelecidos pela curva proposta.

As respostas referentes as vibrações em torno do eixo X, com base no 1º modo de vibração [$f_{01} = 0,16$ Hz] são preponderantes no modelo estrutural avaliado neste capítulo, a aceleração de pico transversal máxima [$a_{t,p} = 0,457$ m/s²], obtida quando o vento atua a 90º, é 117% superior ao limite indicado na curva proposta pela ISO 10137 (2007) [$a_{lim} = 0,21$ m/s²].

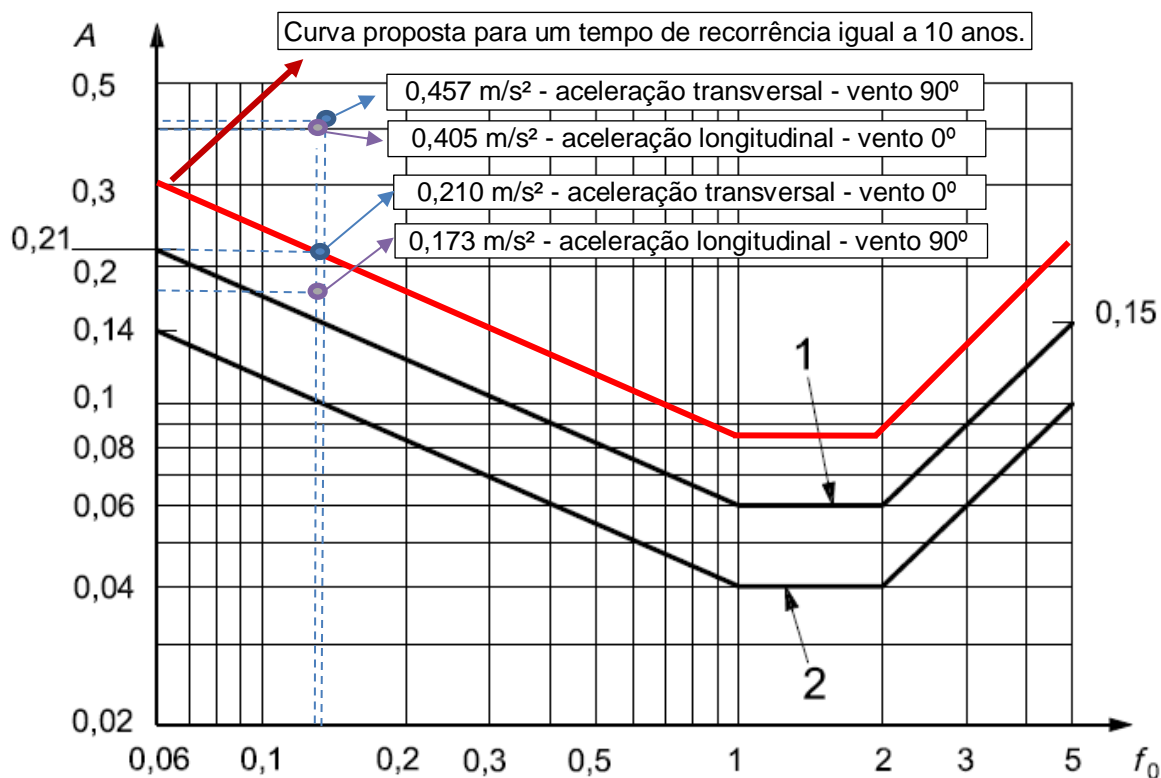


Figura 231 – Acelerações de pico – ISO 10137 (2007) - Modelo 173 metros.

Nas Tabelas 93 e 94 são apresentados os resultados de pico e os valores médios dos 10 maiores picos, e nas Figuras 232 a 233 avaliações gráficas destes resultados. De acordo com essa nova abordagem, da avaliação do conforto humano considerando a média, é possível verificar que as respostas obtidas no Modelo H = 173, no que tange as médias calculadas são na ordem de 90% dos valores de acelerações de pico calculadas.

Tabela 93 – Acelerações para o Modelo 140 m – Vento 0° - Pico e Média dos Picos

Direção da resposta	MRE ¹ Apoio Rígido		MRE-M ² Apoio Rígido		MRE-M ² Radier sobre estacas	
	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x
Pico	0,323	-	0,405	0,210	0,395	0,232
Média dos Picos	0,289	-	0,368	0,194	0,363	0,212
%	89,5	-	90,9	92,4	91,9	91,4

a_z : aceleração longitudinal ; a_x : aceleração transversal

Tabela 94 – Acelerações para o Modelo 140 m – Vento 90° - Pico e Média dos Picos

Direção da resposta	MRE Apoio Rígido		MRE-M Apoio Rígido		MRE-M Radier sobre estacas	
	a _x	a _z	a _x	a _z	a _x	a _z
Pico	0,133	-	0,173	0,457	0,152	0,423
Média dos Picos	0,122	-	0,160	0,408	0,138	0,388
%	91,7	-	92,5	89,3	90,8	91,7

a_x : aceleração longitudinal ; a_z : aceleração transversal

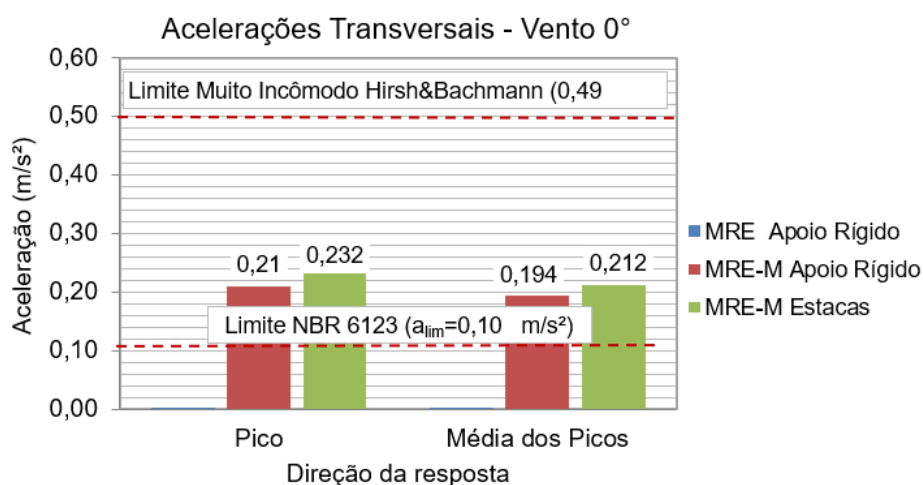


Figura 232 – Acelerações Transversais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 173 metros

¹ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral.

² MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada.

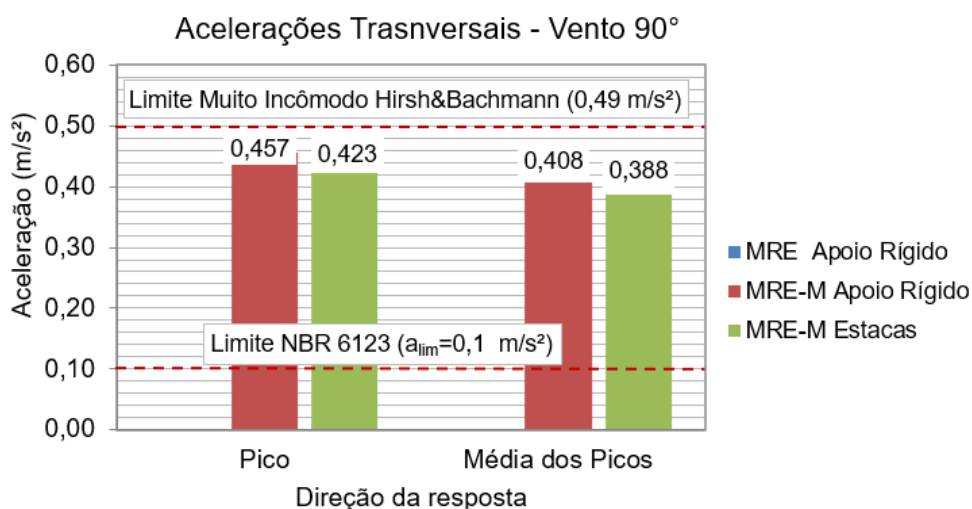


Figura 233 – Acelerações Transversais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 173 metros

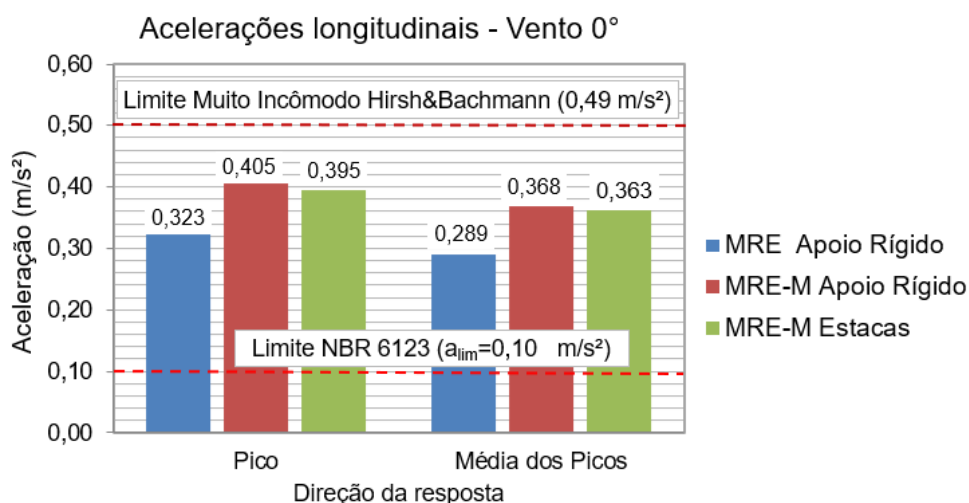


Figura 234 – Acelerações Longitudinais - Vento 0° - Pico e Média - Modelo 173 metros

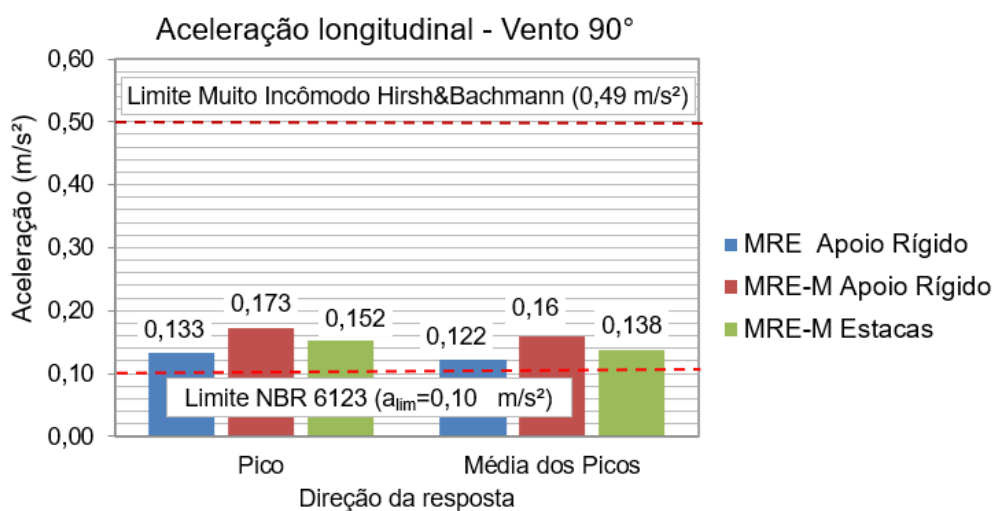


Figura 235 – Acelerações Longitudinais - Vento 90° - Pico e Média - Modelo 173 metros

No que tange ao efeito de sucção que ocorre na fachada oposta a aplicação do vento longitudinal, os resultados indicaram um aumento das acelerações quando esse fenômeno é considerado. Quando o vento atua a 0° , a aceleração de pico longitudinal obtida através do MRE-M [$a_{l,p} = 0,405 \text{ m/s}^2$] é 25% superior a aceleração obtida com carregamento de vento simulado via MRE [$a_{l,p} = 0,323 \text{ m/s}^2$], em que o efeito de sucção não é considerado. Ao simular o vento agindo a 90° , com base no MRE-M, a aceleração de pico longitudinal [$a_{l,p} = 0,173 \text{ m/s}^2$] é 30% superior a aceleração correspondente quando o vento é modelado através no MRE [$a_{l,p} = 0,133 \text{ m/s}^2$].

Por último, a Tabela 95 indica os valores das acelerações máximas esperadas obtidas através do método simplificado presente na NBR 6123 (1988). Relembrando que método simplificado só permite calcular a resposta máxima longitudinal.

O método simplificado foi executado neste modelo em estudo considerando a estrutura sobre apoios rígidos. As duas acelerações obtidas pelo método simplificado, $0,62 \text{ m/s}^2$ [Vento a 0°] e $0,17 \text{ m/s}^2$ [Vento a 90°] são valores acima do limite normativo proposto pela NBR 6123 (1988) [$a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$], indicando a não aceitação da estrutura no que diz respeito ao conforto humano.

Tabela 95 – Acelerações método simplificado NBR 6123 (1988) - Modelo 173 m

Direção da resposta	Aceleração de pico (m/s^2)
Vento a 0°	0,623
Vento a 90°	0,172

Em referência as acelerações obtidas pelo método simplificado, valores encontrados são superiores as respectivas acelerações calculadas e apresentadas neste capítulo, obtidas através de análises numéricas mais realistas. A avaliação utilizando método simplificado foi conservadora, a aceleração máxima com vento a 0° [$a_{l,p} = 0,623 \text{ m/s}^2$] é 54% superior a aceleração longitudinal obtida através do método da representação modificada (MRE-M), considerado também o modelo sobre apoios rígidos [$a_{l,p} = 0,405 \text{ m/s}^2$].

11.8 Considerações finais

Neste capítulo foram apresentadas as análises dinâmicas de modelo em estrutura mista (aço-concreto) de 48 pavimentos com altura total de 172,80 m e foi inspirado no projeto desenvolvido por Rios (2015). As análises modais mostraram que a edificação é muito flexível nas duas direções principais [$f_{01}=0,16$ Hz e $f_{03}=0,19$ Hz] e tal constatação implicou em um comportamento dinâmico inadmissível, pois as acelerações obtidas nas análises transientes indicaram o não atendimento nos critérios de conforto humano.

Em relação ao efeito de sucção que ocorre na fachada oposta a aplicação do vento longitudinal, os resultados indicaram um incremento das acelerações quando esse fenômeno é considerado. As acelerações obtidas através do MRE-M são da ordem de 25% superiores as acelerações obtidas com carregamento de vento simulado via MRE, em que o efeito de sucção não é considerado na sua formulação matemática.

No que diz respeito aos efeitos da interação solo-estrutura, a avaliação do modelo estrutural neste capítulo indicou que houve pouca alteração na rigidez global da edificação quando a estrutura foi modelada sobre radier estaqueado. Tal fato está relacionado com a pouca rigidez do modelo estrutural investigado, que possui sua frequência fundamental muito baixa [$f_{01}=0,16$ HZ]. A frequência fundamental quando a modelagem é realizada considerando o radier-estacas [$f_{01}=0,15$ Hz] é apenas 6% inferior quando a interação solo-estrutura não é considerada [$f_{01}=0,16$ Hz].

Esta constatação é relevante, direcionando à uma recomendação de projeto: a distribuição do carregamento imposto à fundação em uma quantidade elevada de estacas. A adoção desta recomendação, implicará num maior contato solo-estacas, reduzindo os acréscimos de deslocamentos laterais decorrentes da interação solo-estrutura, minimizando os efeitos das vibrações dinâmicas devido a ação do vento, que tal consideração poderia conduzir.

Por último, no que tange as respostas transversais à ação do vento, estas foram condicionantes quando o vento atuou a 90° , indicando ser este o efeito crítico na avaliação do conforto humano da estrutura avaliada neste capítulo. O maior valor obtido, aceleração transversal com vento a 90° [$0,457$ m/s²], foi 13% superior a aceleração longitudinal quando o vento atua a 0° .

12 CONSIDERAÇÕES FINAIS

12.1 Aspectos gerais

Este trabalho de pesquisa teve como objetivo principal a investigação do comportamento dinâmico de edifícios altos sob a ação do vento. Considerando-se que estas estruturas podem apresentar problemas de vibrações excessivas, verificou-se quais os efeitos sobre o conforto humano quando os referidos edifícios são submetidos à ação dinâmica não determinística do vento. No decorrer do estudo foi desenvolvida uma metodologia de análise visando à modelagem numérica dos carregamentos não determinísticos de vento com suas características dinâmicas definidas da maneira mais realista possível.

Tendo em vista a determinação da ação do vento, primeiramente foram realizadas medições experimentais da velocidade do vento natural, no domínio do tempo, utilizando-se para tal de anemômetros. Estas medições foram realizadas com o objetivo de comparar os sinais reais com as velocidades de vento geradas numericamente com base no Método da Representação Espectral (MRE). Os resultados obtidos neste estudo demonstraram que o MRE é capaz de simular o vento natural com boa precisão.

Em sequência, um pequeno túnel de vento, com fins didáticos, foi construído e maquetes, representativas de modelos edifícios, foram ensaiadas com propósito de avaliar o comportamento da resposta estrutural dinâmica dos modelos (deslocamentos e acelerações), no domínio do tempo. Em especial, foi possível observar claramente que os deslocamentos transversais provocados sobre as maquetes foram mais elevados quando comparados aos deslocamentos na direção do vento.

A visualização do comportamento dinâmico das maquetes facilitou o entendimento sobre o tema da pesquisa, referente às vibrações transversais no que tange à direção principal do vento. Qualitativamente, os resultados (resposta dinâmica: deslocamentos e acelerações) indicaram que a ação transversal do vento (*across-wind*) pode conduzir a resultados superiores aos da ação longitudinal (*along-wind*), convergindo para resultados apontados por pesquisas recentes sobre este tema, ou seja, que este efeito pode vir a ser preponderante para avaliações de estado limite de serviço de edifícios altos.

Considerando que não existe um método aceito para a determinação do carregamento transversal do vento (*across-wind*), o presente estudo propôs uma metodologia para a geração de carregamentos de vento nesta direção, com base na formulação matemática da representação espectral, incluindo na análise da resposta as cargas de vento atuantes na direção transversal do edifício. Para a elaboração desta metodologia foram utilizados dados obtidos em ensaios experimentais em túneis de vento, disponibilizado pela Universidade Politécnica de Tóquio. Paralelamente, tendo em mente uma representação mais fidedigna do comportamento dos edifícios investigados, foi considerado o efeito da interação solo estrutura, com base no emprego da hipótese clássica de Winkler.

Neste contexto, foram desenvolvidos modelos em elementos finitos concebidos de forma a representar três edifícios altos sob a ação do vento: dois edifícios em concreto armado com alturas de 90 m e 140 m, respectivamente, e um edifício em estrutura mista aço-concreto com altura total de 173 m. Para cada modelo numérico foram realizadas análises estáticas e dinâmicas considerando-se a representação da fundação com base no uso de apoios rígidos e estacas. As ações do vento foram determinadas com o Método da Representação Espectral em relação às direções, longitudinal e transversal.

Os deslocamentos estáticos obtidos foram comparados com o limite proposto pela norma NBR 6123 (1988) e as acelerações de pico e RMS foram comparadas com limites propostos pelas normas e recomendações de projeto, Hirsch et al. (1995), NBR 6123 (1988), ISO 6897 (1984), ISO 10137 (2007).

Conforme foi demonstrado ao longo deste trabalho de pesquisa e de acordo com inúmeros casos de estudo apresentados na literatura técnica, a verificação do conforto humano tem se tornado parte relevante das verificações de projeto para edifícios altos. Nestas estruturas, a verificação apenas do deslocamento máximo pode não ser suficiente para determinar o atendimento ao estado limite de serviço do sistema. Além disso, a consideração da ação do vento na direção transversal, em termos de acelerações, mostrou-se determinante para este tipo de análise, tendo apresentando valor superior ao obtido na direção longitudinal na maioria dos modelos investigados. Assim sendo, em seguida, são apresentadas as principais conclusões obtidas ao longo deste estudo.

12.2 Conclusões

12.2.1 Metodologia de análise desenvolvida

No intuito de validar o Método da Representação Espectral (MRE) e, principalmente, o Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M), desenvolvido no âmbito deste trabalho, oito modelos estruturais de edifícios (modelos teóricos) foram avaliados. Estes modelos foram submetidos às ações não determinísticas do vento para o cálculo das acelerações e avaliação do conforto humano.

Os modelos escolhidos foram desenvolvidos com proporções volumétricas padrões coincidentes com as medidas investigadas pela Universidade Politécnica de Tóquio [TPU-DB]. Sendo assim, tornou-se possível a utilização de pressões de vento oriundas de dados experimentais disponibilizadas por esta plataforma. As avaliações seguiram de acordo quatro metodologias distintas (DEDM-HR¹, TPU-DB², MRE³ e MRE-M⁴), objetivando comparar os resultados e validar os coeficientes propostos via Método da Representação Espectral Modificado (MRE-M).

Resultados obtidos nos modelos teóricos indicaram que a metodologia proposta MRE-M⁴, qualitativamente, apresentou excelentes resultados no que diz respeito à obtenção das acelerações, tanto longitudinais, como, principalmente, as acelerações transversais. Sob o ponto de vista de análise dinâmica, a utilização da metodologia MRE-M⁴ corrigiu as respostas longitudinais via MRE³, ao levar em consideração o efeito de sucção das fachadas opostas à atuação direta das cargas de vento, como também forneceu resultados bastante relevantes no que diz respeito às respostas transversais dos modelos estruturais.

¹ DEDM-HR Avaliação utilizando a plataforma VORTEX-WINDS

² TPU-DB Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas em ensaios de túneis de vento

³ MRE Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas pelo método da representação espectral

⁴ MRE-M Vibração forçada utilizando pressões de vento obtidas método da representação espectral modificada

12.2.2 Modelagem da interação solo-estrutura

No que se refere à modelagem da interação solo-estrutura, nas análises modais (vibração livre) desenvolvidas foi possível constatar com clareza uma diminuição nos valores da rigidez global dos edifícios, para a situação na qual os modelos numéricos consideram a modelagem da fundação, com a inclusão do efeito da interação lateral do solo sobre as estacas, quando comparados à modelagem tradicional de projeto referente ao uso de apoios rígidos.

A fundação empregada para o modelo H = 140 m, radier sobre estacas, é adequada para esse tipo de edifício alto, e quando esta solução estrutural é incluída na modelagem numérica, a frequência fundamental [$f_{01} = 0,24$ Hz] é 17,2% inferior ao valor obtido quando são considerados os apoios rígidos [$f_{01} = 0,29$ Hz]. Tal constatação implica também nos resultados finais para as acelerações dos modelos. Qualitativamente, as repostas em termos de acelerações RMS indicaram que os valores obtidos nos modelos numéricos que incluem a modelagem da interação solo-estrutura, foram cerca de 29% superiores em relação aos efeitos longitudinais, e da ordem de 17% no que tange à resposta transversal, em comparação aos modelos sobre apoios rígidos.

A investigação do efeito da interação solo-estrutura, ao avaliar o modelo em concreto armado com altura igual a 90 m, em que a solução para a fundação foi blocos sobre estacas, indicou um comportamento convergente com as repostas obtidas anteriormente para o modelo estrutural H = 140 m. A consideração da interação solo-estrutura, objetivando a representação mais realista do edifício, provocou a diminuição das frequências naturais do modelo. Ao comparar a primeira frequência fundamental do modelo numérico completo, sobre blocos-estacas [$f_{01} = 0,21$ Hz], com a obtida para o modelo utilizando os apoios rígidos [$f_{01} = 0,25$ Hz], chega-se a uma diferença da ordem de 16%.

Ressalta-se, ainda, que o estudo do modelo de edifício misto aço-concreto, com altura igual a 173 m (modelo H = 173 m), indicou uma particularidade em relação à interação solo-estrutura. A avaliação dos resultados obtidos demonstrou que houve pouca alteração sobre os valores de rigidez global da edificação, quando a estrutura foi modelada sobre radier estaqueado. A explicação para tal comportamento estrutural apresenta uma relação direta com o elevado índice de flexibilidade do edifício, ainda

que sejam considerados os apoios do tipo rígidos [$f_{01}=0,15$ Hz: interação solo-estrutura; $f_{01}=0,16$ Hz: apoios rígidos; diferença: 6%].

A fundação proposta, com o radier [altura igual a 3 metros] e as 179 estacas [diâmetro igual a 90 cm], calculadas para suportar os carregamentos estáticos impostos, não afetaram significativamente o comportamento global da estrutura. A frequência fundamental do modelo considerando o sistema de fundações do tipo radier-estacas [$f_{01}=0,15$ Hz] é apenas 6% inferior quando a interação solo-estrutura não é considerada (apoios rígidos) [$f_{01}=0,16$ Hz].

Esta constatação é relevante, direcionando para a uma recomendação de projeto, com referência a distribuição do carregamento imposto à fundação do edifício, com base na consideração de uma quantidade elevada de estacas. A adoção desta recomendação implica em um efeito de maior contato solo-estacas, reduzindo os acréscimos de deslocamentos laterais decorrentes da interação solo-estrutura; e, por conseguinte minimizando os efeitos das vibrações dinâmicas devido à ação do vento, que esta consideração poderia conduzir.

12.2.3 Análise estrutural dinâmica

Em relação ao efeito de sucção que ocorre sobre as fachadas dos edifícios, opostas a ação do vento longitudinal, os resultados obtidos indicaram um incremento dos valores das acelerações quando este efeito é considerado. Os valores das acelerações longitudinais máximas obtidas através do MRE-M são da ordem de 25% a 30% superiores aos valores das acelerações obtidas com base no carregamento de vento simulado via MRE, em que o efeito de sucção não é considerado na formulação matemática. Este comportamento dinâmico foi claramente verificado nos projetos estruturais dos três edifícios investigados.

No que tange às respostas transversais versus as respostas longitudinais, em termos dos valores de acelerações, as análises dinâmicas realizadas no edifício de concreto armado com altura igual a 90 m (modelo H = 90 m) e no edifício de estrutura mista (aço-concreto) (modelo H = 173 m), evidenciaram que a resposta transversal foi preponderante.

A avaliação do modelo estrutural H = 90 m (edifício de concreto armado), indicou que o valor máximo de aceleração de pico encontrada [$a_p = 0,23$ m/s²], ocorreu em relação à direção transversal, com as cargas de vento atuando a 90° e associadas ao primeiro modo de vibração de flexão perpendicular ao eixo global X [$f_{01}=0,23$ Hz].

Qualitativamente, com base na análise das acelerações RMS, foi possível verificar que a resposta dinâmica transversal foi superior a longitudinal (acelerações) em todas as situações investigadas [$a_{t-RMS} = 0,07 \text{ m/s}^2 > a_{l-RMS} = 0,05 \text{ m/s}^2$].

Ainda neste aspecto, as respostas transversais à ação do vento também foram condicionantes no modelo misto (concreto-aço) (modelo H = 173m), quando o vento atua a 90° e referentes ao primeiro modo de vibração de flexão em torno do eixo global X [$f_{01}=0,16 \text{ Hz}$], indicando ser este o efeito crítico para a avaliação do conforto humano da estrutura. O maior valor obtido, aceleração de pico transversal com vento a 90° [$a_{t-p} = 0,45 \text{ m/s}^2$], foi 13% superior ao valor de aceleração de pico longitudinal quando o vento atua a 0° [$a_{l-p} = 0,40 \text{ m/s}^2$].

Com referência a investigação do modelo de concreto armado com altura igual a 140 m (modelo H = 140 m), destaca-se que a aceleração máxima não ocorreu em relação à direção transversal da estrutura. O valor máximo de aceleração de pico obtido [$a_{l-p} = 0,24 \text{ m/s}^2$] ocorreu em relação à direção longitudinal com o vento atuando a 0°, pertinente ao primeiro modo de vibração de flexão em torno do eixo global X [$f_{01}=0,24 \text{ Hz}$], considerando-se a modelagem das fundações (efeito da interação solo-estrutura). Este comportamento claramente está relacionado à geometria da edificação. Em situações de projeto em que, em planta, uma dimensão é muito superior a outra, quando o vento age longitudinalmente sobre a menor fachada, o efeito dinâmico transversal, devido ao efeito de desprendimentos de vórtices, é relevante, sem dúvida. Porém, cabe ressaltar, que nesses casos, existe o fenômeno de “*recolamento*” dos vórtices que acaba por atenuar sua ação sobre a fachada do edifício. Nestes casos, no qual o edifício H = 140 m se encontra, a resposta dinâmica estrutural em termos de acelerações longitudinais na direção do vento sobre a maior fachada pode ser preponderante.

12.2.4 Avaliação do conforto humano

Com referência as avaliações de conforto humano dos edifícios investigados neste estudo, pode-se afirmar que o atendimento ao estado limite de serviço considerando apenas uma análise estática para verificação dos deslocamentos translacionais horizontais máximos pode não ser suficiente. Tal constatação foi confirmada na investigação dos dois modelos de edifícios de concreto armado [H = 140 m e H = 90 m]. Tendo em mente apenas a análise estática, estes dois edifícios,

atenderam aos requisitos normativos no que tange aos deslocamentos translacionais horizontais máximos no topo da edificação. Por outro lado, o comportamento dinâmico destas estruturas em termos de acelerações evidenciou claramente o não atendimento nos critérios de conforto humano.

As análises dinâmicas, considerando a ação não determinística do vento, efetuadas no modelo $H = 140$ m indicaram valores de aceleração de pico na direção longitudinal e transversal superiores aos limites de $0,10 \text{ m/s}^2$ proposto pela norma NBR 6123 (1988) [$a_{L,p} = 0,24 \text{ m/s}^2 > a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$]. Estes valores de aceleração também ultrapassaram o limite inferior para classificar as vibrações como sendo do tipo “incômodas” proposto por Hirsch & Bachmann (1995) [$a_{L,p} = 0,24 \text{ m/s}^2 > a_{lim} = 0,15 \text{ m/s}^2$]. Tal situação ocorre quando os valores de aceleração de pico são comparados com as curvas limites da norma ISO 10137 (2007), e da mesma maneira os valores de acelerações RMS encontrados não atenderam aos limites propostos pela norma ISO 6897 (1984), evidenciando uma situação de desconforto para os ocupantes da edificação.

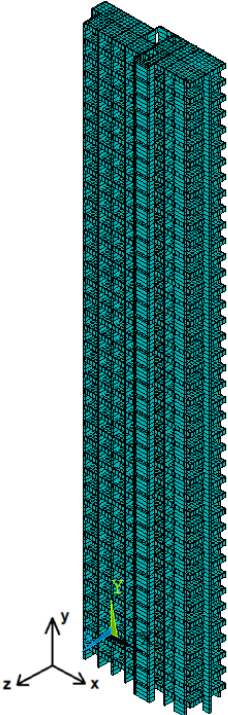
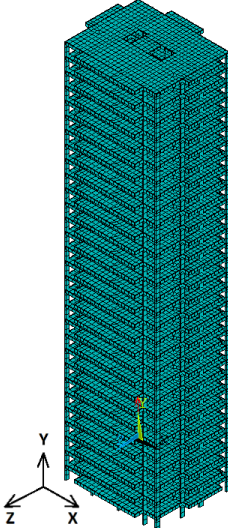
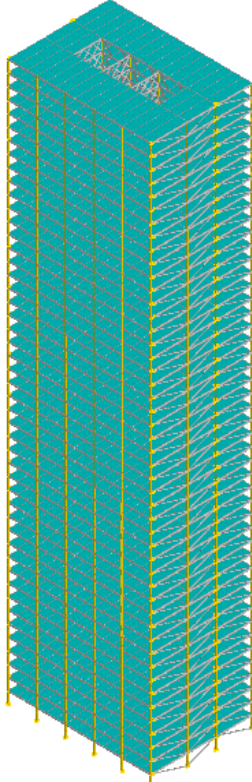
A investigação do modelo de concreto armado com altura igual a 90 m (modelo $H = 90$ m) indicou que, ao realizar as análises considerando-se a modelagem das fundações (efeito da interação solo-estrutura), e a ação do vento transversal, os valores das acelerações superam o limite estabelecido [$a_{t,p} = 0,23 \text{ m/s}^2 > a_{lim} = 0,10 \text{ m/s}^2$] pela norma NBR 6123 (1988), principalmente, no que diz respeito às respostas transversais. De acordo com critérios estabelecidos por Hirsch & Bachmann (1995) as acelerações máximas obtidas provocam situações de incômodo nos usuários desta edificação.

Finalmente, no estudo do modelo em estrutura mista (aço-concreto) com altura total de 172,80 m, as análises modais mostraram que a edificação é muito flexível nas duas direções principais [$f_{01}=0,16 \text{ Hz}$ e $f_{03}=0,18 \text{ Hz}$] e tal constatação implicou em um comportamento dinâmico inadmissível, pois as acelerações obtidas nas análises transientes indicaram o não atendimento nos critérios de conforto humano, com acelerações máximas muito superiores aos limites de avaliação. Evidencia-se o comportamento dinâmico quando o vento age a 90° , com base nas acelerações de pico, em que as acelerações transversais tiveram valores tão elevados, que praticamente se aproximaram dos valores que classificam as vibrações como muito incomodas. O maior valor obtido [$a_{t,p} = 0,46 \text{ m/s}^2$] é somente 6,7% inferior ao limite proposto por Hirsch & Bachmann (1995) [$0,49 \text{ m/s}^2$].

12.2.5 Recomendações de projeto

Com base nos resultados obtidos no desenvolvimento deste trabalho é indicado na Tabela 95 um resumo com os resultados mais significativos que serviram para classificar a estrutura no que diz respeito as recomendações de conforto humano.

Tabela 96 – Principais características e resultados dos modelos investigados

Modelo H = 140 m	Modelo H = 90 m	Modelo H = 173m
		
Altura = 140 m	Altura = 90 m	Altura = 173 m
29,09 x 9,0 m	21,44 x 16,92 m	45 x 32 m
Concreto armado	Concreto armado	Misto (aço-concreto)
$f_{01} = 0,29 \text{ Hz} < 1\text{Hz}$ [apoio rígido]	$f_{01} = 0,25 \text{ Hz} < 1\text{Hz}$ [apoio rígido]	$f_{01} = 0,16 \text{ Hz} < 1\text{Hz}$ [apoio rígido]
$f_{01} = 0,24 \text{ Hz} < 1\text{Hz}$ [radier estaqueado]	$f_{01} = 0,23 \text{ Hz} < 1\text{Hz}$ [blocos sobre estacas]	$f_{01} = 0,15 \text{ Hz} < 1\text{Hz}$ [radier estaqueado]
<i>Análise estática</i> deslocamentos translacionais. $u_z = 7,2 \text{ cm} < 8,23 \text{ cm} [H/1700]$ Atende	<i>Análise estática</i> deslocamentos translacionais. $u_z = 3,45 \text{ cm} < 5,3 \text{ cm} [H/1700]$ Atende	<i>Análise estática</i> deslocamentos translacionais. $u_z = 29 \text{ cm} > 10,01 \text{ cm} [H/1700]$ Não Atende
<i>Análise de conforto humano</i> Aceleração crítica: longitudinal $a_{l,p} = 0,24 \text{ m/s}^2 > 0,10 \text{ m/s}^2$ Não atende	<i>Análise de conforto humano</i> Aceleração crítica: transversal $a_{t,p} = 0,23 \text{ m/s}^2 > 0,10\text{m/s}^2$ Não atende	Análise de conforto humano Aceleração crítica: transversal $a_{l,p} = 0,46 \text{ m/s}^2 > 0,10 \text{ m/s}^2$ Não atende

12.3 Principais contribuições deste trabalho

As principais contribuições alcançadas com base no desenvolvidas deste trabalho de pesquisa são enumeradas a seguir:

- Até o presente momento e de acordo com o conhecimento dos autores, não existe na literatura técnica disponível sobre o tema da pesquisa um método aceito internacionalmente para a determinação da resposta dinâmica transversal de um edifício submetido às ações de vento. Tal fato dificulta a realização de uma verificação do conforto humano, visto que a aceleração na direção transversal foi preponderante em relação à aceleração na direção longitudinal para a maioria dos casos estudados. Neste sentido, apresentou-se uma proposta de desenvolvimento para a determinação da ação dinâmica transversal, tendo como base o Método da Representação Espectral.
- Tendo como base os resultados alcançados para os três modelos investigados, foi possível verificar a importância da consideração do efeito da modelagem das fundações (interação solo-estrutura) para a determinação da resposta estrutural dos modelos. O efeito da interação solo-estrutura conduziu a uma diminuição dos valores das frequências naturais e, por conseguinte influenciou em relação ao aumento dos valores das acelerações nas duas direções (longitudinal e transversal).
- O atendimento ao valor limite de norma para o deslocamento translacional horizontal máximo no topo dos edifícios claramente não é suficiente para a verificação da edificação no que tange aos estados limites de serviço. A verificação do conforto humano destas edificações pode representar um fator condicionante de projeto. Tal fato é relevante, pois considerando os três modelos de edifícios investigados neste trabalho, dois modelos atenderam ao valor limite de deslocamento, porém não atenderam a verificação do conforto humano.

12.4 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Realizar um programa de monitoração experimental sobre edifícios reais para comparar a resposta dinâmica medida com a utilização de acelerômetros com a resposta obtida com as análises em elementos finitos, objetivando avaliar a precisão dos modelos numéricos.
- b) Utilizar o túnel de vento construído no âmbito desta pesquisa para estudar a relação entre a resposta dinâmica longitudinal e transversal para um número mais expressivo de modelos de maneira a abranger diferentes geometrias e proporções.
- c) Verificar a possibilidade de utilizar programas de elementos finitos específicos, tal como o programa computacional PLAXIS, para estudos geotécnicos com o intuito de aperfeiçoar a representação do efeito da interação solo estrutura, via modelagem das fundações.
- d) Executar análises em CFD (*Computational Fluid Dynamics*) de modelos com diferentes geometrias, condições de terreno e ação de vento.

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.

ANSYS Swanson Analysis Systems Inc., 2009. Theory Reference (versão 12.1).

ALY, A. M. *Pressure integration technique for predicting wind-induced response in high-rise buildings*. Alexandria Engineering Journal, v. 52, pp. 717-731, 2013.

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, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 1996.

AVELINO, A. F. *Elementos Finitos: A base da tecnologia CAE: Análise Dinâmica*. Ed. Érica, 2008.

BAKHSHI, A., NAKHOSTIN. E., *Crosswind response of tall building under wind load in time and frequency domains*. Proceedings of the 9th International Conference On Structural Dynamics, 30 June-2 July, Porto, Portugal, 2014.

BASTOS, L. de S., 2015. *Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro/RJ, Brasil.

BASTOS, L. de S., 2019. *Projeto e construção de um túnel de vento didático para o estudo de vibrações em edifícios utilizando vídeos e processamento de imagens*.

XLVII Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia e II Simpósio Internacional de Educação em Engenharia da ABENGE, Fortaleza, Ceará, 2019.

BARBOSA, P. H. M. *Influência do solo sob bloco de coroamento na resposta dinâmica em um pórtico de concreto armado*. 73f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 2013.

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

BARBOZA, R. R. *Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

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*. 2019. 188f. 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: An Occupant Comfort Perspective*. 12th International Conference on Wind Engineering, Australia, July 1-6, 2007.

BATTISTA, R. C., CERUTTI, R. M. B. *Avaliação Estrutural e Aerodinâmica de uma Torre de Concreto Armado com Altura de 100 m para Suporte de Aeroogeradores*,

Queiroz Galvão Energia Renováveis S.A, Relatório Técnico Controllato CL-811/13, 2013.

BLESSMANN, J. *Acidentes causados pelo vento*. 4ª edição. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

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.

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.

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

BROWN, D. *Innovative Uses of Video Analysis*. The Physics Teacher – AAPT. USA, 2009.

BURTON, M. D., KWOK, K. C. S., ABDELRAZAQ, A. *Wind-induced motion of tall buildings: designing for occupant comfort*. International Journal of High-Rise Buildings, v. 4, n. 1, pp. 1-8, 2015.

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.

CHEN, X. *Analysis of alongwind tall building response to transient nonstationary winds*. Journal of Structural Engineering. v.134, n. 5, p. 782–791, maio 2008.

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.

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, fev. 1995.

DRUMMOND, Rodrigo C. O. *Modelagem do comportamento estrutural de edifícios submetidos à ação randômica do vento considerando-se o efeito da interação solo-estrutura*. 2017. 151f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

EWINS, D. J. *Modal testing: Theory and practice*. Editora Research studies press ltd. England, 1984.

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.

FERRARETO, A. J., MAZZILLI, E. N. C., FRANÇA, L. S. R. *Wind-induced motion on tall buildings: a comfort criteria overview*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 142, pp. 26-42, 2015.

FERRARETO, J. A. *Human Comfort in tall buildings subjected to wind-induced motion*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2017.

FIDELIS, H., SANTOS, S., LIMA, S. *Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios Considerando Interação Solo-Estrutura em Solo Estratificado*. IX Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro, 2016.

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.

GARCIA, J. R. *Análise experimental e numérica de radiers estaqueados executado em solo da região de Campinas/SP*. Tese de Doutorado. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2015.

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.

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

HOLMES, J. D. *Along- and cross-wind response of a generic tall building: Comparison of wind-tunnel data with codes and standards*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 132, pp. 136-141, 2014.

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.

HUANG, M. F., CHAN, C. M., KWOK, K. C. S. *Occupant comfort evaluation and wind-induced serviceability design optimization of tall buildings*. Wind and Structures, v. 14, n. 6, pp. 559-582, 2011.

HTUN, T. *A Comparative Study for Dynamic Responses of Tall Buildings Due to Wind Load Distribution Patterns*. Landscape Architecture and Regional Planning. Vol. 1, No. 1, 2016, pp. 49-54.

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, 1997.

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 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.

JIURONG, W. *Field Measurements And Numerical Study Of Wind Effects on Tall Buildings. Masters Thesis*. Department of Building and Construction. City University of Hong Kong, Hong Kong, 2006.

KAREEM, A. *Model for predicting the acrosswind response of buildings*. Engineering Structures, v. 6, 1984.

KIM, B. *Prediction of Wind Loads on Tall Buildings: Development and Applications of an Aerodynamic Database*. Thesis. University of Western Ontario, Ontario, Canada, 2013.

KOSS, H. H. *On differences and similarities of applied wind comfort criteria*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 94, n. 11, pp. 781-797, 2006.

KUMAR, M. P., NAIDU, G. T., KUMAR, T. A. *Effect of soil-structure interaction on high rise r.c regular frame structure with irregular bays subjected to seismic load*. International Journal of Research in Engineering and Technology (IJRET), p. 122-130, 2015.

KWOK, K. C. S., HITCHCOCK, P. A., BURTON, M. D. *Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 97, pp. 68-380, 2009.

KWON, D. K., KAREEM, A. *A Multiple Database-Enabled Design Module with Embedded Features of International Codes and Standards*. International Journal of High-Rise Buildings, v. 2, n. 3, pp. 257-269, 2013.

LAMB, S., KWOK, K. C. S., WALTON, D. *Occupant comfort in wind-excited tall buildings: Motion sickness, compensatory behaviours and complaint*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 119, pp. 1-12, 2013.

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.

LOREDO-SOUZA, A.M., ROCHA, M. M., OLIVEIRA, M. G. K., GRALA, P. *Aerodynamic effects on a high slenderness concrete chimney*. IBRACON STRUCTURES AND MATERIALS JOURNAL, v. 12, n. 6, pp. 1353-1382, 2019.

LU, Y., HAJIRASOULIHA, I., MARSHALL, A. M. *Performance-based seismic design of flexible-base multi-storey buildings considering soil–structure interaction*. Engineering Structures, v. 108, pp. 90-103, 2016.

MENDES, R. *Interação solo-estrutura e sua influência na análise estrutural de edifícios em concreto armado*. Revista Especialize On-line IPOG - Goiânia - Edição nº 10, Vol. 01/ 2015 dezembro/2015.

MENDIS, P.; NGO, T.; HARITOS, N.; HIRA, A.; SAMALI, B.; CHEUNG, J. *Wind loading on tall buildings*. EJSE Special Issue: Loading on structures, 2007.

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.

MICHAELS, M. M., KWOK, K. C. S., TUNG, Y. K. *Exploratory analyses and modelling of parameters influencing occupant behavior due to low-frequency random building motion*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 115, pp. 82-92, 2013.

MING GU. *Study on wind loads and responses of tall buildings and structures*. The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, Taipei, Taiwan, 2009.

MIRANDA, Leonardo Ferreira de. *Avaliação da resposta estrutural dinâmica de edifícios em aço com base em monitoração experimental e modelagem numérica*.

2019. 182f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, 2019.

MOHAMMADI, A. *Wind Performance Based Design for High-Rise Buildings*. Dissertation. Florida International University, Miami, Florida, 2016.

MORAIS, V. C. *Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – PGECIV). 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.

OBATA, S.H. *Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas*. *Exacta*, 7 (1): 77-85, São Paulo, 2009.

OLIVEIRA, J. C. A. de. *Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado*. 2009. 121f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

OLIVEIRA, D.M. *Estudo comparativo dos parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado e de aço*. Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), 2008.

OLIVEIRA, B. D. C. *Efeito do Vento como Ação Dinâmica em Edifícios Altos*. 2014. 169f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2014.

POULOS, H. *The desing of foundations for high-rise buildings*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering, 2010.

POULOS, H. Pile draft foundations for tall buildings. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, v.42, n.2, Sydney, Australia, 2011.

RIBEIRO, M.R.R. *Aplicação da teoria de confiabilidade na análise estrutural de edifícios considerando a interação solo-estrutura*. 2019.120 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PPGEC, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019.

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.

SILVA FILHO, G. *Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento*. 2012. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

SHINOZUKA, M., JAM, C. M. *Digital simulation of random process and its applications*. *Journal of Sound and Vibration*, v. 25, n. 1, pp. 111-118, 1972.

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 solo-estrutura*.

2018. 185f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

SOLTYS, R., TOMKO, M., KMET, S. *Study Of Local Turbulent Wind Characteristics And Wind Velocity Simulations*. Building Research Journal, v. 60, pp. 31-50, 2012.

SOUZA, F. A. *Utilização de Radier Estaqueado em Obras Especiais e Edifícios Altos*. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, 2014.

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.

TAMURA, Y. KIM, C., KIKUCHI, H., Hibi, K. *Correlation and combination of wind force components and responses*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 125, pp. 81-93, 2014.

TERZAGHI, K. *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction*. Géotechnique, London, v. 4, n. 4, pp. 297-326, 1955.

TOZAN, S., GULER, K., ERKUS, B. *Wind Comfort Assessment of a Tall Building According to Various Structural Codes*. Second Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, 2013.

TREIN, C. A. *Modelagem dinâmica equivalente de edifícios altos submetidos à ação do vento*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2005.

TSUKAGOSHI, H., TAMURA, Y., SASAKI, A., KANAI, H. *Response analyses on along-wind and cross-wind vibrations of tall buildings in time domain*. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 46 & 47, pp. 497-506, 1993.

VELLOSO, D. A. & LOPES, F.R. Fundações. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2010.

VIEIRA, G. S. *Estudo experimental dos esforços solicitantes em um edifício alto devidos à ação do vento considerando a influência de edificações vizinhas*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil. Universidade de Brasília. Brasília, 2016.

VYAVAHARE, A. Y., GODBOLE, P. N., NIKOSE, T. *Analysis of tall building for across wind response*. International Journal of Civil and Structural Engineering, v. 2, n. 3, 2012.

WASEF, A. *Serviceability-Based Design of Tall Buildings Subjected to Vortex Shedding*. Masters Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, United States, 2014.

WILLEMSSEN, E., WISSE, J. A. *Design for wind comfort in The Netherlands: Procedures, criteria and open research issues*. Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 95, n. 9-11, pp. 1541-1550, 2007.

ZATTI, T. F. A. *Análise Dinâmica Do Modelo Padrão De Edifício Alto Sob Ação Do Vento*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2017.

ZHOU, Yin. *Aerodynamic loads on tall buildings: interactive database*. Journal of structural engineering, ASCE, v. 129, n. 3, pp.394-404, 2003.

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 – AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS NORMA NBR 6123 (1988)

O presente apêndice apresenta as considerações e equações propostas pela norma brasileira de vento, NBR 6123 (1988), para determinação do carregamento horizontal devido ao vento que incide na fachada da edificação e ser utilizado para a análise estática dos modelos estruturais estudados neste trabalho de pesquisa.

A.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento

Conforme a NBR 6123 (1988), a força de arrasto aplicada sobre a edificação é obtida pela Equação (A.1):

$$F_a = C_a q_e A_e \quad (\text{A.1})$$

Em que:

C_a – Coeficiente de arrasto

A_e – Área frontal efetiva sobre a qual o vento vai atuar

q_e – Pressão dinâmica do vento

O coeficiente de arrasto C_a , utilizado na Equação (A.1), é aplicável a corpos de seção constante ou fracamente variável. Para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, o coeficiente de arrasto deve ser obtido utilizando o gráfico da Figura A.236. Nesta figura, o vento é considerado vento de baixa turbulência. Os coeficientes devem ser determinados separadamente para cada direção do vento estudada, através das relações h/l_1 e l_1/l_2 .

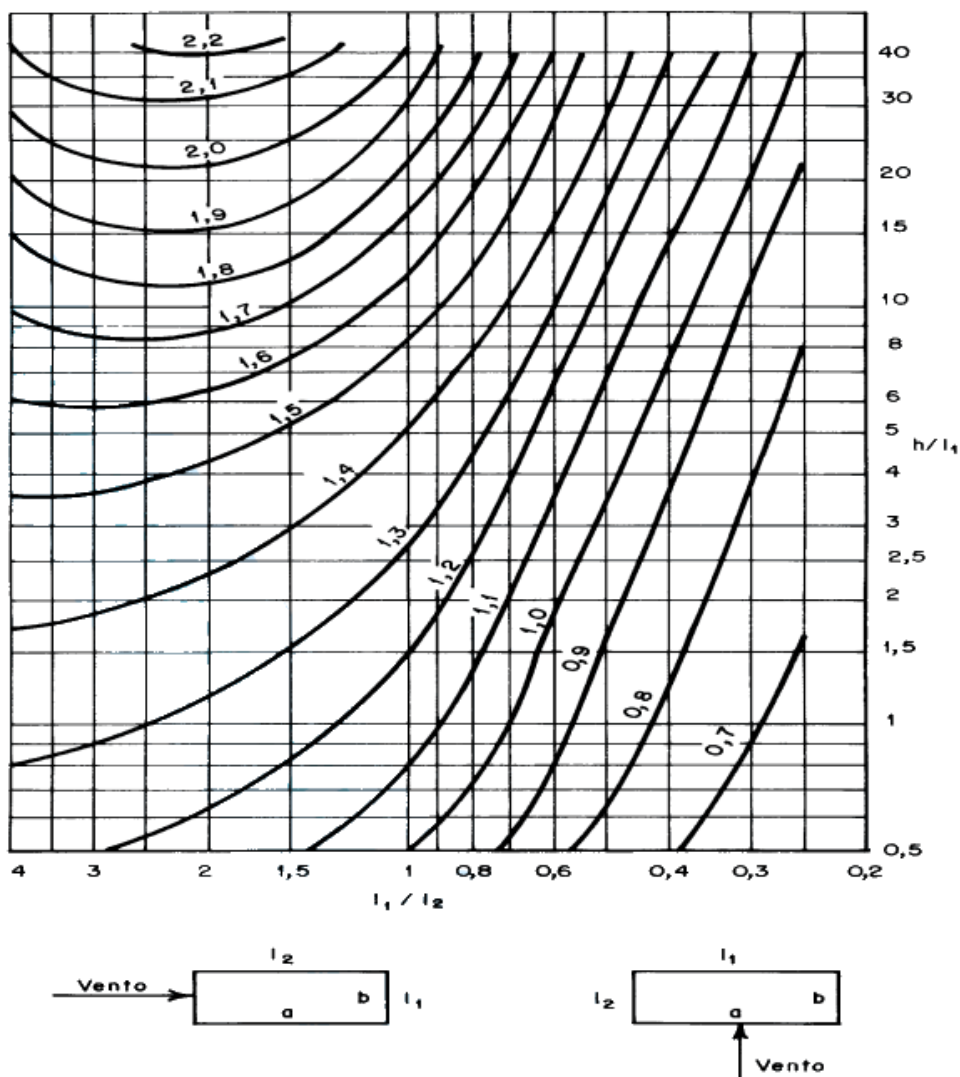


Figura A.236 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988).

A pressão dinâmica do vento q_e é calculada através da Equação (A.2), conforme apresentado a seguir:

$$q_e = 0,613V_k^2 \quad (\text{A.2})$$

Sendo (unidades SI): q_e em N / m^2 e V_k em m / s

Onde V_k é a velocidade característica do vento, para a parte da edificação considerada. Essa velocidade é variável, em função da altura em relação à superfície do terreno, aumentando de valor conforme a aproximação do topo da edificação.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (\text{A.3})$$

Em que:

V_0 - é a velocidade básica do vento em m/s;

S_1 - Fator topográfico

S_2 - Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 - Fator estatístico

V_0 representa a velocidade básica do vento, adequada ao local onde a estrutura será construída. Essa velocidade equivale a uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A NBR 6123 (1988) apresenta um gráfico de isopletas da velocidade básica no Brasil.

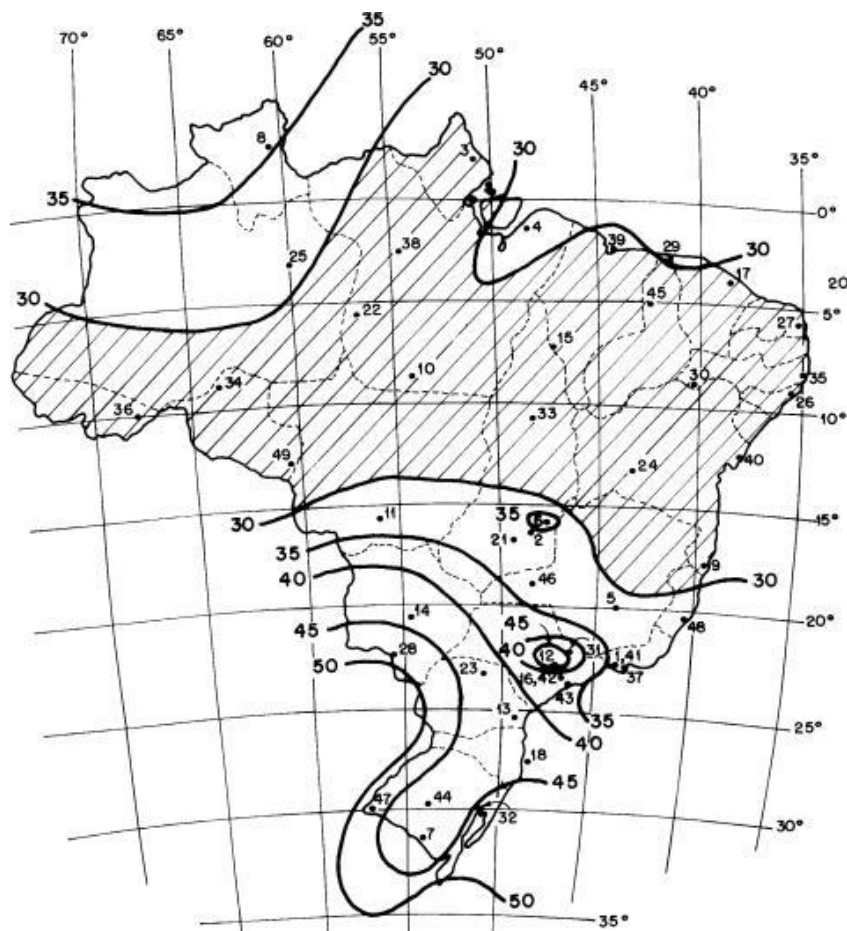


Figura A.237 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988).

O fator topográfico S_1 é determinado em função do tipo de relevo onde a edificação encontra-se. Três situações são contempladas: terreno plano ou pouco ondulado ($S_1=1$), vales protegidos de ventos em qualquer direção ($S_1=0,9$) e taludes ou morros (S_1 é uma função de z). Neste último caso descrito, quando a edificação estiver em terrenos em talude ou morros, S_1 deve ser determinado com o auxílio da Figura A.238, extraída da NBR 6123 (1988).

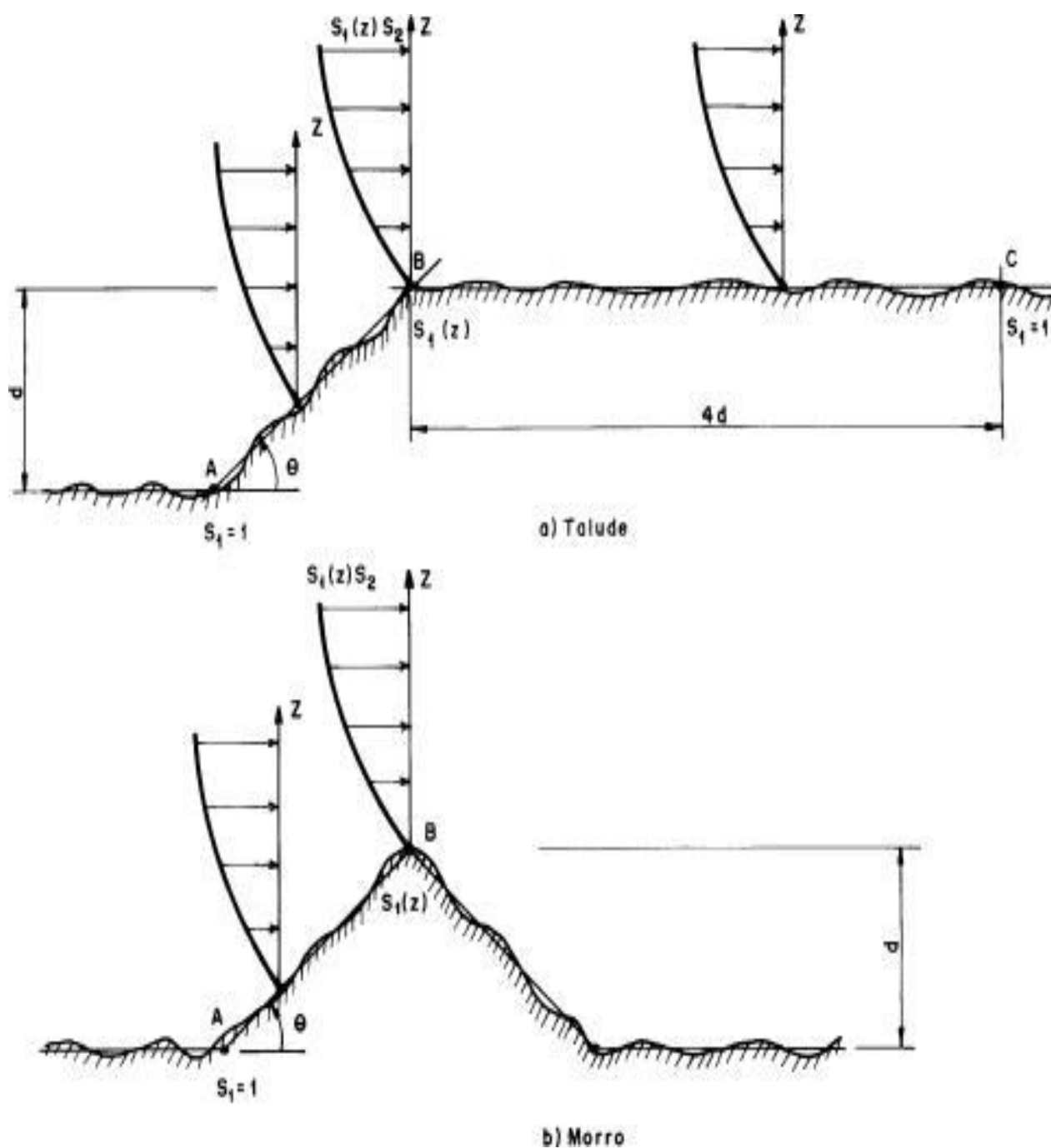


Figura A.238 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes (NBR 6123,1988).

Conforme observado na Figura A.238, as edificações podem estar localizadas nos pontos A, B ou C. Para cada ponto S_1 assume um valor determinado pela NBR 6123 (1988). Se a edificação estiver localizada nos pontos A ou C, da Figura A3, $S_1=1$, caso a edificação conste no ponto B, da Figura A3, S_1 será determinado através das seguintes equações:

$$S_1 = 1,0 \text{ para } \theta < 3^\circ \quad (\text{A.4})$$

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

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

Onde:

- z é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;
- d é a diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro;
- θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

Para taludes ou morros com a declividade θ diferente das faixas de ângulos apresentados para as Equações (A.4), (A.5) e (A.6), deverá ser feito uma interpolação linear. Para edificações posicionadas entre os pontos A e B ou entre os pontos B e C, o fator S_1 deve ser igualmente obtido através de interpolação linear.

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação considerada. O fator S_2 , é uma função de z, calculado através da Equação (A.7):

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (\text{A.7})$$

Onde:

- b : parâmetro meteorológico
- F_r : fator de rajada
- p : expoente da lei potencial de variação de S_2
- z : cota da edificação

Tabela A.97 - Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988).

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	B	1,1	1,11	1,12
		P	0,06	0,065	0,07
II	300	B	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		P	0,085	0,09	0,10
III	350	B	0,94	0,94	0,93
		P	0,10	0,105	0,115
IV	420	B	0,86	0,85	0,84
		P	0,12	0,125	0,135
V	500	B	0,74	0,73	0,71
		P	0,15	0,16	0,175

Parâmetros considerando uma rajada de 3 s.

Os três parâmetros usados na Equação (A.7) são obtidos após classificação do terreno quanto à rugosidade (Categorias de I a V) e de acordo com as dimensões da edificação (Classes A, B ou C). Após a classificação do terreno, deve ser utilizada a Tabela A.1 para determinar esses parâmetros. O parâmetro F_r é igual para todas as categorias de terreno, alterando de valor somente entre as classes de edificações e pode ser obtido na Tabela A.97, na linha destinada à categoria II.

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. De acordo com a NBR 6123 (1988), a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de a velocidade V_0 ser igualada ou excedida neste período é de 63%. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios etc. A NBR 6123 (1988) apresenta a Tabela A.98, com valores mínimos do fator estatístico S_3 . Para determinação deste fator, a NBR 6123 (1988) classifica as edificações em cinco grupos diferentes.

Tabela A.98 - 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

De acordo com a Tabela A.98, em edificações com uso residencial (objeto de estudo neste trabalho), o valor para o fator S_3 , para um período de recorrência médio de 50 anos com probabilidade 63%, é constante e igual a 1,00. Para outros períodos de recorrência ou outros valores de probabilidade, a Tabela A.99 apresenta valores típicos do fator S_3 , cuja expressão matemática é:

$$S_3 = 0,54 \left[\frac{\ln(1 - P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (\text{A.8})$$

Tabela A.99 - Fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).

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

Em nenhum caso pode ser adotado um fator S_3 menor que o indicado na Tabela A.2

A.2 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica

Os cálculos dos deslocamentos flutuantes provenientes da turbulência do vento sobre edificações são obtidos com a utilização de expressões expostos na NBR 6123 (1988). A resposta dinâmica total do vento corresponde a superposição de uma resposta média e uma resposta flutuante da ação do vento. Na NBR 6123 (1988) tem-se que no vento natural, a velocidade do vento apresenta flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. A resposta média é caracterizada quando a velocidade média se mantém constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, aqui designadas como resposta flutuante.

A velocidade de projeto, correspondente à velocidade média que atua durante 10 min a 10 metros de altura sobre o solo, é obtida pela Equação (A.9):

$$\bar{V}_p = 0,69V_0S_1S_3 \quad (\text{A.9})$$

Onde:

V_0 , S_1 e S_3 são os mesmos já apresentados no item anterior.

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

A NBR 6123 (1988) apresenta dois métodos para o cálculo da resposta dinâmica: método simplificado e método discreto. Neste trabalho de pesquisa, será utilizado o método simplificado, em que a variação da pressão dinâmica com a altura é obtida pela Equação (A.10):

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma + p} \xi \right] \quad (\text{A.10})$$

Onde:

\bar{q}_0 – é a pressão dinâmica, em N/m²;

z – é a altura do elemento sobre o nível do terreno;

z_r – é a altura de referência: $z_r = 10$ m;

h – é altura total da edificação, em metros;

ξ – é o coeficiente de amplificação dinâmica.

O primeiro termo entre colchetes da Equação (A.10) refere-se à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante. A pressão $q(z)$ é uma função contínua da altura z . A força estática equivalente, que engloba as forças estáticas e dinâmicas do vento, é igual a $q(z) A C_a$.

O expoente p e o coeficiente b utilizados na Equação (A.100) dependem da categoria de rugosidade do terreno, determinados para um intervalo de tempo de 10 minutos, obtidos da Tabela A.100, retirada da NBR 6123 (1988).

Tabela A.100 - Expoente p e parâmetro b - NBR 6123 (1988)

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

Parâmetros para rajadas de 10 minutos.

Os valores dos parâmetros p e b da Equação (A.10) são diferentes dos mesmos parâmetros p e b utilizados na determinação do Fator S_2 na Equação (A.7) para determinação da força estática do vento, considerada uma rajada de 3 segundos.

A Tabela A.101 apresenta os valores do parâmetro ζ , em função do tipo de edificação. Nela é possível determinar a razão de amortecimento crítico ζ para diversos tipos de estruturas usuais e são apresentadas equações que permitem o cálculo da frequência fundamental f_1 (Hz).

Tabela A.101 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (1988)

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1 / f_1$
Edifícios com estrutura apertada 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	-	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,030	-

De maneira alternativa, pode-se obter as frequências naturais utilizando-se métodos da teoria de vibrações de estruturas.

A pressão dinâmica \bar{q}_0 é obtida pela Equação (A.11):

$$\bar{q}_0 = 0,613\bar{V}_p^2 \quad (\text{A.11})$$

Onde:

\bar{q}_0 – é a pressão dinâmica em N/m²;

\bar{V}_p – é a velocidade de projeto em m/s.

O coeficiente de amplificação dinâmica ξ , utilizado na Equação (A.10), pode ser determinado com a utilização de gráficos que relacionam as dimensões das edificações com a razão adimensional $\bar{V}_p / f_j \cdot L$, sendo $L = 1800\text{m}$. Esses gráficos são apresentados nas Figuras 14 a 18 da NBR 6123 (1988). Na Figura A.239 é tem-se o gráfico para determinação de ξ , para terrenos de categoria IV (objeto em estudo deste trabalho), com a relação $l_1 / h \geq 0,2$. A taxa de amortecimento adotada é determinada pela Tabela A.101 e h é a altura total da edificação.

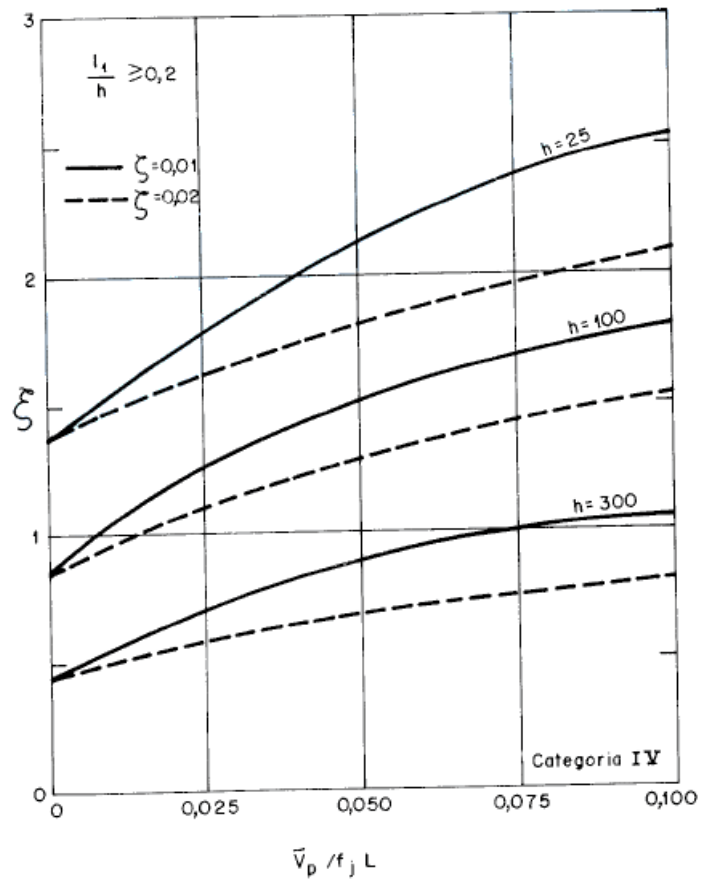


Figura A.239 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV ($L=1800$ m; h em metros)

APÊNDICE B – ELEMENTOS UTILIZADOS NO ANSYS

Os modelos computacionais são necessários para a avaliação do comportamento estrutural dos edifícios investigados no presente trabalho de pesquisa. Os modelos são desenvolvidos empregando-se técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos (MEF), por meio da utilização do programa computacional ANSYS (2009). Estes modelos possuem um grau de refinamento adequado, permitindo uma ótima representação do comportamento estrutural dinâmico dos edifícios.

Os pilares, vigas, estacas e diagonais de travamento foram simulados através do elemento finito tridimensional de viga BEAM44 (ANSYS, 2009). Este é um elemento uniaxial composto por dois nós e cada nó possui seis graus de liberdade: translação nas direções x , y , e z e rotação nos eixos x , y , e z . Permite a utilização de qualquer tipo de seção transversal, desde que se definam as propriedades necessárias para tal. Os eixos principais y e z estão localizados na seção transversal. A Figura B.240 representa o elemento BEAM44.

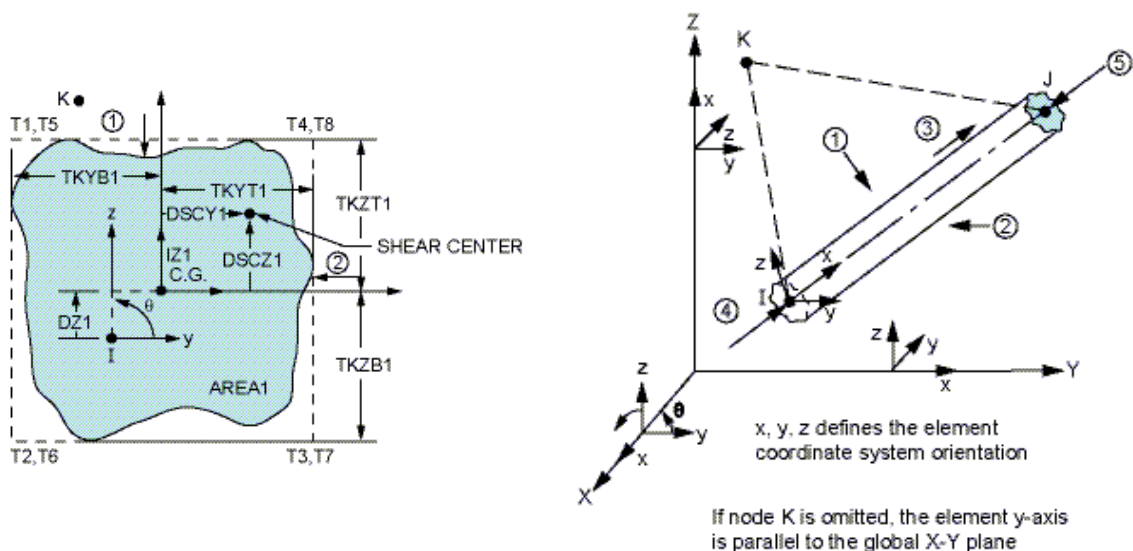


Figura B.240 – Elemento BEAM44 (ANSYS, 2009)

As molas que representam a interação solo-estrutura são simuladas com base no emprego do elemento BEAM44 que possui, em suas configurações, a propriedade de rigidez de fundação (“foundation stiffnesses”), na qual é informado o k_0 calculado para a estaca e solo em questão.

Os modelos numéricos tridimensionais foram desenvolvidos utilizando o elemento finito de casca SHELL63 (ANSYS, 2009) para representar as lajes maciças. Este elemento considera os efeitos de flexão e membrana, como também se caracteriza por possuir seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x, y e z. As cargas podem ser aplicadas ortogonalmente e também paralelamente sobre este elemento.

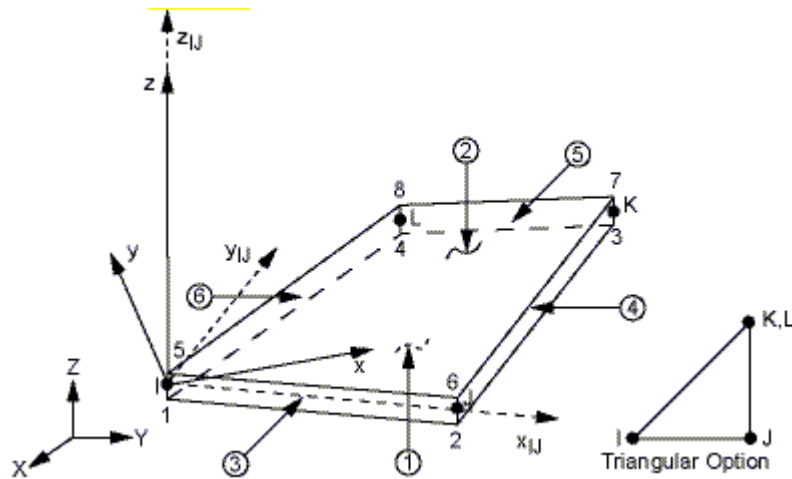


Figura B.241 – Elemento SHELL63 (ANSYS, 2009)

Para modelagem dos blocos de fundação foi utilizado o elemento SOLID45. Este modelo possui 8 nós com três graus de liberdade por nó, permitindo apenas as translações em relação aos três eixos, x, y e z.

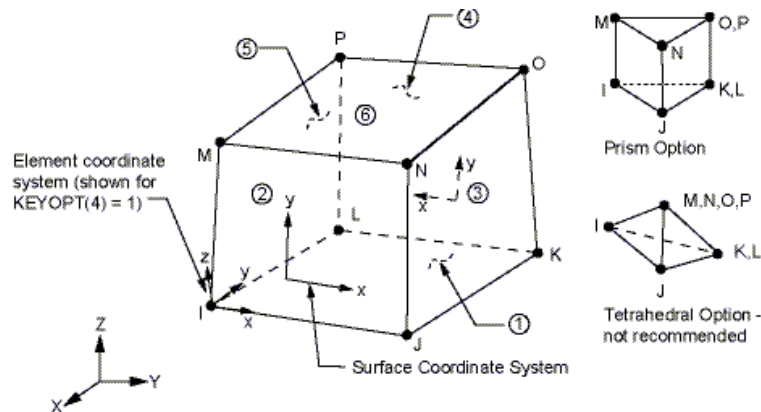


Figura B.242 – Elemento SOLID45 (ANSYS, 2009)

Na modelagem numérico-computacional dos sistemas estruturais investigados foi considerado que todos os materiais trabalham no regime linear-elástico e que as seções planas permanecem planas no estado deformado. De maneira a garantir-se a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de viga tridimensionais e os elementos de casca são empregadas conexões do tipo *off-set* na ligação existente entre as lajes de concreto armado e as vigas [concreto armado e metálicas]. Assim sendo, para o funcionamento apropriado da conexão do tipo *off-set* é necessária a consideração da excentricidade (e), conforme ilustrado a seguir na Figura B.243.

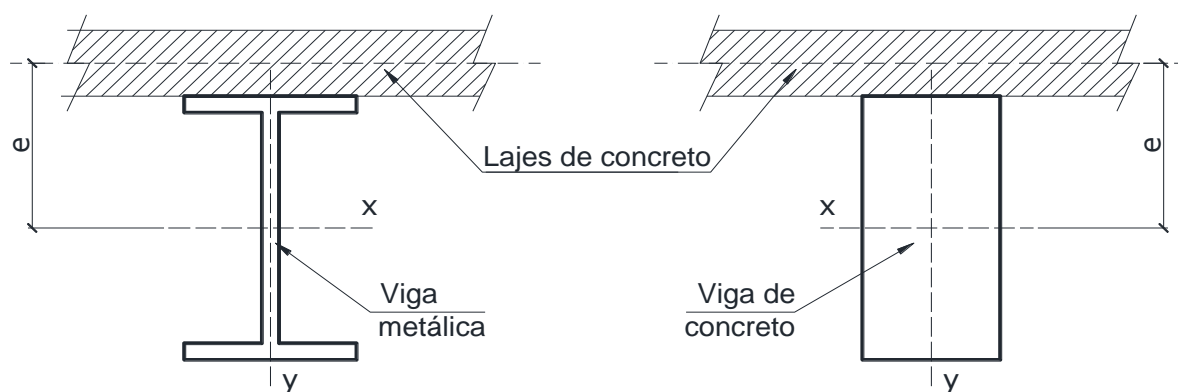


Figura B. 243 - Excentricidade entre os elementos de laje e vigas.

APÊNDICE C – AMORTECIMENTO ESTRUTURAL

Amortecimento é definido como o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é dissipada. Porém, a avaliação do amortecimento estrutural é uma tarefa complexa, pois sua determinação não está ligada a geometria da estrutura e dimensões dos componentes estruturais ou do amortecimento dos materiais empregados, segundo Clough e Penzien (1993).

É impossível determinar os coeficientes da matriz de amortecimento diretamente a partir das dimensões estruturais, tamanho dos elementos estruturais e as propriedades de amortecimento dos materiais estruturais utilizados. Portanto, o amortecimento é geralmente especificado por valores numéricos para as taxas de amortecimento modais e estes são suficientes para análise de sistemas lineares com amortecimento clássicos. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios muitas das vezes demanda tempo e custo que na maioria dos casos é muito elevado (CHOPRA, 2007).

Usualmente, utiliza-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de massa (α) e outra da matriz de rigidez (β), de acordo com a Equação (C.01). Define-se M a matriz de massa e K a matriz de rigidez do sistema (CLOUGH E PENZIEN, 1993 e CHOPRA, 2007).

A taxa de amortecimento para o i -ésimo modo pode ser dada pela Equação (C.02), onde ω_{0i} representa a frequência natural circular em rad/s.

$$C = \alpha M + \beta K \quad (C.01)$$

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \omega_{0i}} + \frac{\beta \omega_{0i}}{2} \quad (C.02)$$

Isolando os parâmetros α e β da Equação (C.02) para as duas frequências mais importantes adotadas como referência (ω_{01} e ω_{02}), obtém-se as Equações (C.03) e (C.04). As deduções matemáticas para o amortecimento de Rayleigh são encontradas em Clough e Penzien (1993).

$$\alpha = 2 \xi_1 \omega_{01} - \beta \omega_{01} \omega_{01} \quad (C.03)$$

$$\beta = \frac{2 (\xi_2 \omega_{02} - \xi_1 \omega_{01})}{\omega_{02} \omega_{02} - \omega_{01} \omega_{01}} \quad (\text{C.04})$$

A partir dos valores de duas frequências naturais de vibração relevantes para a resposta estrutural dinâmica do sistema investigado, é possível calcular os valores de α e β . Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e ω_{02} como a segunda frequência mais importante no carregamento (CLOUGH & PENZIEN, 1993).

Na literatura, existem diversos valores para o amortecimento estrutural. Porém, estes valores apresentam uma grande variação, dificultando sua utilização em projetos estruturais. Chopra (2007) recomenda de 2 a 3% para a taxa de amortecimento (ξ) de estruturas de aço soldadas, concreto protendido e concreto aramado (levemente fissurado). Bachmann (1995) sugere para edifícios mistos taxa de amortecimento (ξ) entre 1% e 2% e de 1 a 4% para edifícios em concreto armado. Murray *et al.* (2003) recomenda para pisos livres de divisórias que taxas de amortecimento (ξ) inferiores a 3,5% seriam satisfatórias para os sistemas estruturais. A NBR 6123 (1988) recomenda valores para a taxa amortecimento (ξ) para diversos tipos de estruturas conforme a Tabela C.102.

Tabela C.102 - Amortecimento estrutural (ABNT, 2013)

Tipo de edificação	ξ
Edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas	0,020
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	0,015
Torres e chaminés de concreto, seção variável	0,015
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	0,010
Edifícios com estrutura de aço soldada	0,010
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	0,008
Estruturas de madeira	0,030

APÊNDICE D – COEFICIENTE γ_z

O coeficiente γ_z , criado por Franco e Vasconcelos (1991), é um coeficiente que amplifica os carregamentos horizontais, numa análise de 1ª ordem, fornecendo esforços finais de cálculo. Os esforços finais obtidos desta forma incluem os esforços de 2ª ordem com certa precisão. O coeficiente γ_z é apresentado também na NBR 6118 (2014), como um parâmetro avaliador da estrutura e utilizado para obtenção dos esforços finais globais. De acordo com a NBR 6118 (2014), o coeficiente pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de 1ª ordem, para cada caso de carregamento, adotando os valores de rigidez dos elementos estruturais dados pelo item 15.7.3 da própria norma. Nos modelos em estudo nesta dissertação, para determinação do coeficiente γ_z será adotada a rigidez dos elementos estruturais de acordo com a Tabela 18.

A NBR 6118 (2014) sugere que uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$, sendo esse processo válido somente para $\gamma_z \leq 1,3$. O coeficiente γ_z deve ser calculado para cada combinação de carregamento de acordo com a Equação D.01:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad \text{D.01}$$

onde:

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$. Nos casos que $\gamma_z > 1,3$, não é válido multiplicar os esforços horizontais por γ_z , nesses casos, deve-se realizar uma análise mais refinada na consideração da não linearidade geométrica para cálculo dos esforços, com métodos mais rigorosos como a modificação na matriz de rigidez ou o processo P- Δ .

Estudos variados mostram que o processo simplificado do γ_z vem apresentando desempenho satisfatório para edifícios em concreto armado. Como o γ_z é calculado para cada combinação de carregamento, tanto para o estado limite de serviço quanto para o estado limite último, é levada em consideração a não linearidade física e, portanto, é sensível a essa consideração.

Para determinação do γ_z , para cada análise, os deslocamentos foram obtidos utilizando o ANSYS (2009).

APÊNDICE E – CAPACIDADE DE CARGA DAS ESTACAS

O presente apêndice apresenta as fórmulas utilizadas para a determinação da capacidade de carga das fundações profundas necessárias para o dimensionamento das estacas utilizadas neste trabalho de pesquisa.

E.1 Capacidade de carga de acordo com Aoki-Veloso

a) Carga de ponta:

$$Q_p = \frac{K \times N}{F_1} \times A_p \quad (\text{E.1})$$

Em que:

N- valor do índice obtido no ensaio SPT

K - parâmetro definido em função do tipo de solo (kN/m²)

A_p - área de ponta

F₁ - fator definido em função do tipo de estaca

b) Carga de atrito lateral:

$$Q_a = \Sigma \alpha \times \frac{K \times N}{F_2} \times A_L \quad (\text{E.2})$$

Em que:

α - parâmetro definido em função do tipo de solo

A_L - área lateral

F₂ – fator definido em função do tipo de estaca

c) Capacidade de carga total da estaca:

$$Q_{total} = \frac{Q_p + Q_a}{F_s} \quad (\text{E.3})$$

Em que:

F_s - fator de segurança

Tabela E.103 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Escavada com lama bentonítica	3,5	4,5
Escavada grande diâmetro	3,5	7,0
Escavada pequeno diâmetro	3,0	6,0
Franki – fuste apilado	2,3	3,0
Franki – fuste vibrado	2,3	3,2
Hélice contínua	3,0	3,8
Metálica	1,8	3,5
Pré-moldada cravada	2,5	2,5
Pré-moldada prensada	1,2	2,3
Raiz	2,2	2,4
Strauss	4,2	3,9

Tabela E.104 – Valores dos coeficientes F_1 e F_2

Tipo de solo	K (kN/m ²)	α (%)
Areia	1000	1,4
Areia argilosa	600	3,0
Areia argilo-siltosa	500	2,8
Areia silto-arenosa	700	2,4
Areia siltosa	800	2,0
Argila	200	6,0
Argila arenosa	350	2,4
Argila areno-siltosa	300	2,8
Argila silto-arenosa	330	3,0
Argila siltosa	220	4,0
Silte	400	3,0
Silte areno-argiloso	450	2,8
Silte arenoso	550	2,2
Silte argilo-arenoso	250	3,0
Silte argiloso	230	3,4

E.2 Capacidade de carga de acordo com Décourt-Quaresma

a) Carga de ponta:

$$Q_p = K \times N \times A_p \quad (\text{E.4})$$

Em que:

N - valor do índice obtido no ensaio SPT

K - parâmetro definido em função do tipo de solo (kN/m²) de acordo com a Tabela E.3

A_p - área de ponta

Tabela E.105 – Valores para o parâmetro K

Tipo de Solo	K (kN/m ²)
Argila	120
Silte Argiloso	200
Silte Arenoso	250
Areia	400

b) Carga de atrito lateral:

$$Q_a = 10 \left(\frac{N}{3} + 1 \right) \times A_L \quad (\text{E.5})$$

Em que:

N - valor do índice obtido no ensaio SPT

A_L - área lateral

c) Capacidade de carga total da estaca:

$$Q_{total} = \alpha Q_p + \beta Q_a \quad (\text{E.6})$$

Em que:

α,β – parâmetros definidos em função do tipo de estaca e do solo, de acordo com as Tabelas E.4 e E.5

Tabela C.106 – Valores para o parâmetro α

Tipo de Estaca	Tipo de Solo		
	Argilas	Solos Intermediários	Areias
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada em geral	0,85	0,60	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,85	0,60	0,50
Hélice contínua	0,30	0,30	0,30
Estaca Raiz	0,85	0,60	0,50
Estaca Injetada (alta pressão)	1,00	1,00	1,00

Tabela C.107 – Valores para o parâmetro β

Tipo de Estaca	Tipo de Solo		
	Argilas	Solos Intermediários	Areias
Cravada	1,00	1,00	1,00
Escavada em geral	0,80	0,65	0,50
Escavada com lama bentonítica	0,90	0,75	0,60
Hélice contínua	1,00	1,00	1,00
Estaca Raiz	1,50	1,50	1,50
Estaca Injetada (alta pressão)	3,00	3,00	3,00

APÊNDICE F – CÁLCULO DAS PROPRIEDADES ESTATÍSTICAS

a) Média estatística (\bar{x}):

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{F.1})$$

Em que:

\bar{x} : média estatística;

x_n : representa cada um dos valores da amostra;

n : quantidade de pontos da amostra.

b) Média quadrática (x_q):

$$x_q = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_N^2}{N}} \quad (\text{F.2})$$

Em que:

x_q : representa a média quadrática;

x_N^2 : representa o quadrado de cada um dos valores da amostra;

N : quantidade de pontos da amostra.

c) Variância (σ^2):

$$\sigma^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \quad (\text{F.3})$$

Em que:

σ^2 : corresponde à variância da amostra;

x : representa cada um dos valores da amostra;

\bar{x} : média da população;

N : quantidade de pontos da amostra.

d) Desvio padrão (s):

$$s = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2} = \sqrt{\sigma^2} \quad (\text{F.4})$$

Em que:

s : desvio padrão da amostra;

x_i : representa cada um dos valores da amostra;

\bar{x} : média da amostra;

N : quantidade de pontos da amostra.

e) Valor quadrático médio (RMS):

$$x_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2} = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2 + \dots + x_N^2}{N}} \quad (\text{F.5})$$

Em que:

x_{rms} : valor quadrático médio da amostra;

x_i^2 : representa o quadrado de cada um dos valores da amostra;

N: quantidade de pontos da amostra.

A ação não determinística do vento conduz a análise para um tratamento estatístico adequado dos resultados. Assim, considerando-se uma distribuição normal, é possível obter a média (\bar{x}), desvio padrão (σ) e valores característicos das respostas dinâmicas dos modelos estruturais investigados com um índice de confiabilidade de 95% ($R_{z95\%}$), calculado através da Equação 0 .

$$R_{z95\%} = \bar{x} + 1,65\sigma \quad (\text{F.6})$$

APÊNDICE G – MEDIÇÕES COM ANEMOMETRO DE FIO QUENTE

No que tange as medições experimentais da velocidade do vento com o uso do anemômetro, além do uso do ultrassônico 3D, apresentado no capítulo 2 deste trabalho, foram realizadas também diversas aferições utilizando anemômetro de fio quente, da marca TESTO, modelo 405i.



Figura G.244 – Anemômetro de fio quente

Com o anemômetro de fio aquecido Testo 405i, é possível medir velocidade do ar, temperaturas e volume de fluxo. Através do sinal de *Bluetooth*, as leituras são transmitidas via *wireless* da do anemometro *Testo Smart Probes App* para um smartphone ou tablet. Desta maneira é possível acessar os valores facilmente e utilizar diversas características inteligentes.

Tabela C.108 – Características do aparelho Testo 405i

Faixa de medição	0 a 30m/s
Exatidão	(0,1m/s + 5% do vm) (0 a 2m/s) (0,3m/s + 5% do vm) (2 a 15/ms)
Resolução	0,01 m/s

As monitorações foram realizadas no mesmo edifício onde foi montado a monitoração com anemômetro ultrassônico, edifício comercial com 22 metros de altura, localizado no bairro de Vila Isabel, na cidade do Rio de Janeiro. A Figura G.245 apresenta uma fotografia do prédio em que as medições foram realizadas destacando a vizinhança, localizada num subúrbio densamente construído de uma grande cidade (Categoria IV; NBR 6123, 1988), influenciando diretamente na rugosidade do terreno.

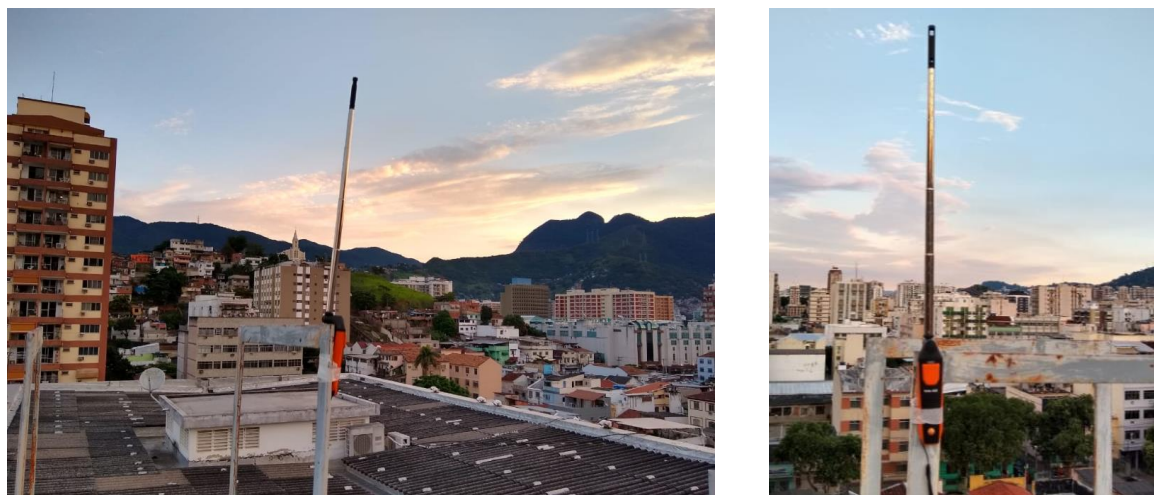


Figura G.245 - Ensaio de SPT - Solo 01

Os resultados obtidos em duas monitorações experimentais realizadas com anemômetro de fio quente são representados graficamente nas Figuras G.246 e G.247. Apesar da exatidão do aparelho ser inferior à precisão do anemômetro ultrassônico é possível identificar o caráter não determinístico do sinal captado, nos quais os valores não podem ser previstos em qualquer instante de tempo.

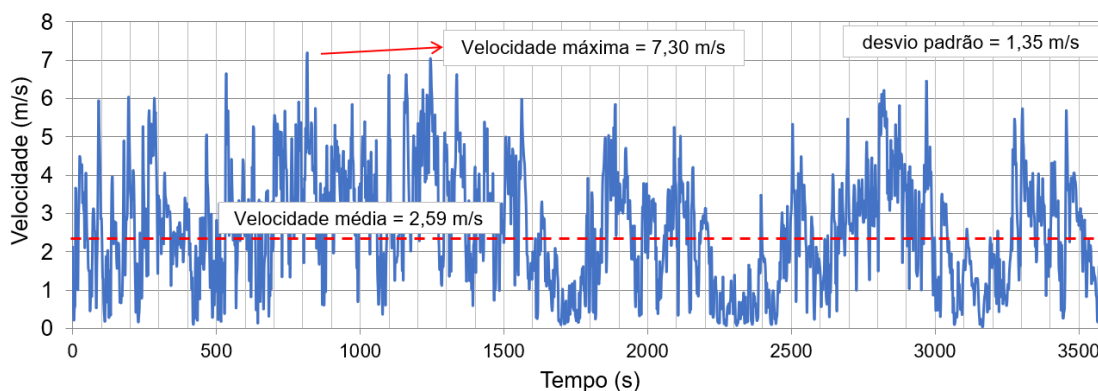


Figura G.246 – Monitoração 01 com anemômetro de fio quente Texto 405i

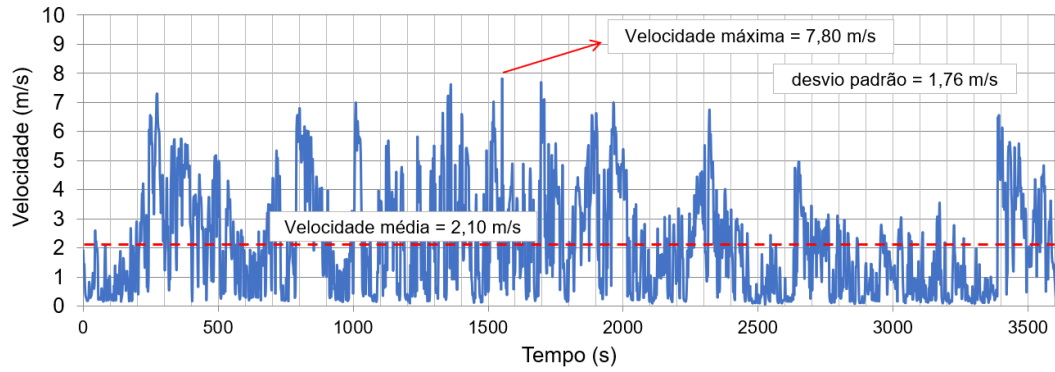


Figura G.247 – Monitoração 02 com anemômetro de fio quente Texto 405i

As densidades espectrais (espectro de potências) dos sinais obtidos experimentalmente estão apresentadas na Figura G.248 a G.249. Pode-se verificar que os sinais possuem as mesmas características, mesmo sendo monitorados em dias e horários diferentes (Figura G.250).

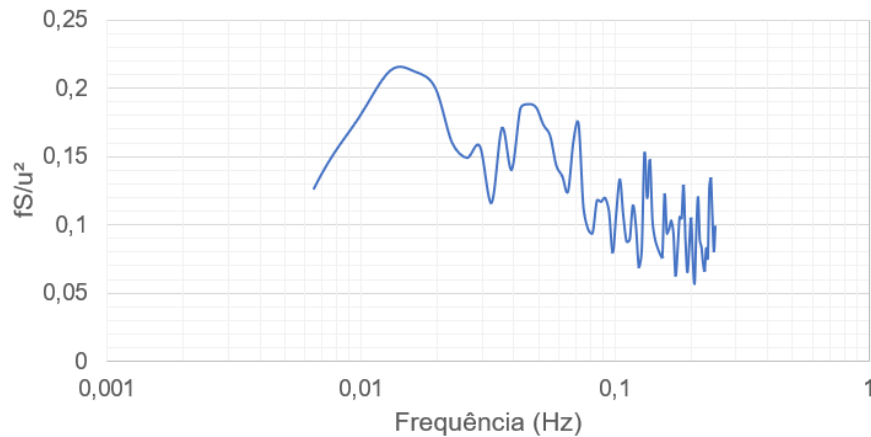


Figura G.248 – Densidades espectrais da monitoração 01.

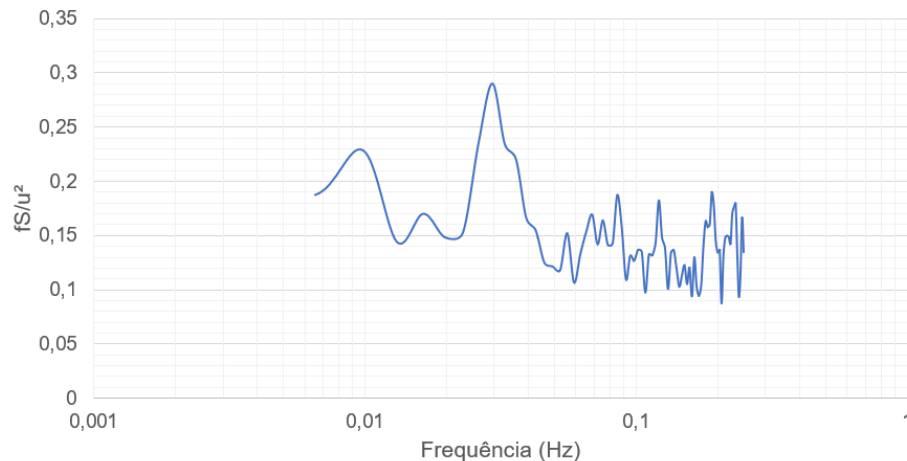


Figura G.249 – Densidades espectrais da monitoração 02.

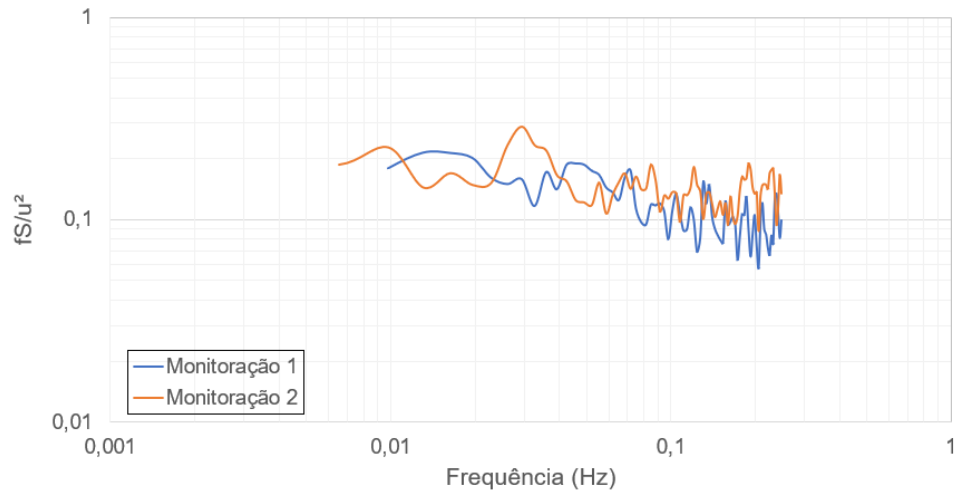


Figura G.250 – Densidades espectrais da monitoração 01 x monitoração 02

Cabe ressaltar que a taxa de captação do anemômetro de fio quente é baixa e portanto, não consegue captar frequências mais elevadas. A quantidade de sinais captados não permite avaliar com precisão o espectro de potência real do vento, como é possível verificar na Figura G.251, em que são comparados o espectro de potência do vento monitorado com anemômetro de fio quente e com anemômetro ultrassônico.

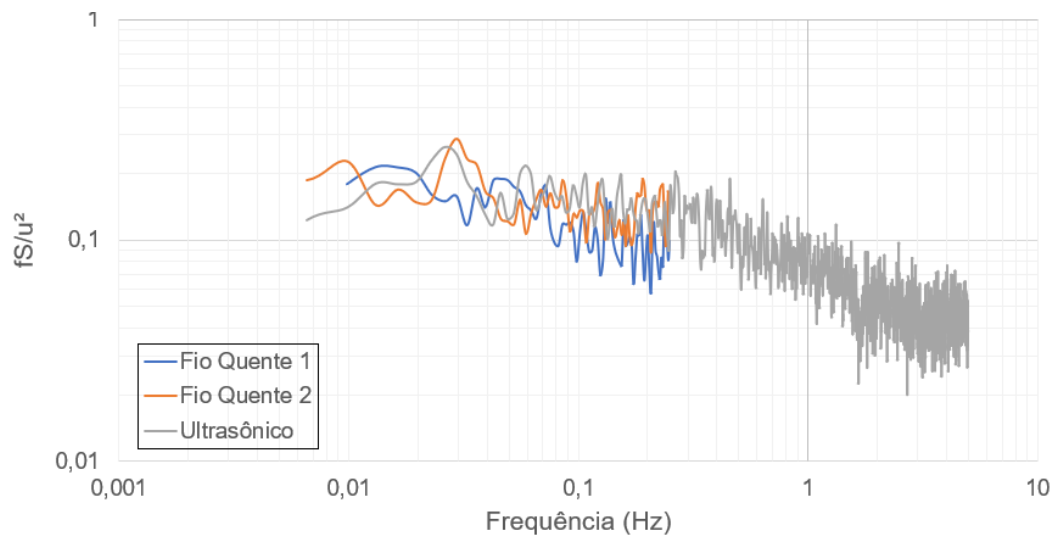


Figura G.251 – Comparação das densidades espectrais

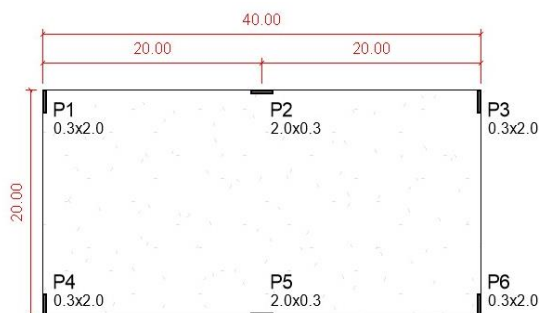
APÊNDICE H – MONITORAÇÕES COM MAQUETES EM MDF

Visando facilitar o ensino dos conceitos físicos relacionados às análises dinâmicas das estruturas, neste item do trabalho é apresentada uma metodologia de ensino prática, desenvolvida no âmbito do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PGE CIV) da Faculdade de Engenharia (FEN) da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). Tal metodologia propõe que os estudantes realizem a construção de modelos estruturais em laboratório, utilizando HDF (High Density Fiber Board), representando edifícios em escala reduzida. Os modelos reduzidos são de fácil construção e baixo custo.

Os modelos estruturais em escala reduzida são monitorados experimentalmente, obtendo-se deslocamentos e acelerações ao longo de um intervalo de tempo, para a obtenção dos valores das frequências naturais e das configurações dos modos de vibração. Paralelamente, as mesmas estruturas são modeladas numericamente, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos (MEF). Ao final, os resultados numéricos serão comparados com os resultados experimentais e espera-se que esta metodologia auxilie os alunos de graduação e de pós-graduação em Engenharia Civil a compreenderem melhor o comportamento estrutural dinâmico de edifícios altos.

O modelo estrutural investigado, construído em laboratório utilizando HDF, simula um edifício de 19 pavimentos com altura interna igual a 8,80cm, totalizando 167,20cm de altura. Em planta, os pavimentos tipos possuem 40cm de largura e 20cm de comprimento. Todos os pilares possuem seções de 2cm x 0,3cm e as lajes apresentam espessura de 0,3cm. As peças em HDF, simulando as lajes e os pilares, foram cortadas diretamente na loja em que as mesmas foram adquiridas.

A escolha do HDF deve-se por ser esse material de fácil obtenção e baixo custo, além da facilidade de corte, podendo ser realizado diretamente pelos fornecedores. Outra vantagem do HDF é, por ser um produto industrializado, possuir suas propriedades mecânicas bem definidas. No modelo exemplo investigado neste trabalho, após dois ensaios simples, verificou-se que a densidade do HDF utilizado é igual a 841,32 kg/m³ e o módulo de elasticidade (E) igual a 3272 MPa.



a) Planta do modelo estrutural investigado b) Fabricação do modelo estrutural reduzido

Figura H.252 – Comparação das densidades espectrais

O modelo, facilmente construído pelos próprios alunos (Figura H.252), foi montado sobre uma bancada nivelada, utilizando-se esquadros e gabaritos para garantir a precisão nas distâncias entre os pavimentos. As peças (lajes e pilares) foram unidas utilizando apenas cola instantânea (adesivo universal).



Figura H.253 – Modelo construído em laboratório com 19 pavimentos em HDF

O modelo computacional proposto, desenvolvido para a análise estrutural dinâmica do modelo reduzido real, utiliza como base o método de elementos finitos, adotando técnicas habituais de refinamento de malha e foi implementado utilizando o programa computacional ANSYS. Neste modelo numérico, os pilares foram representados por elementos de vigas tridimensionais (BEAM44), nas quais são considerados os efeitos de flexão e torção. A laje de concreto foi representada por elementos de casca (SHELL63).

Deve ser enfatizado que a conexão entre colunas e lajes utilizou o elemento de restrição multi-ponto (MPC184), conectando uma coluna com três nós da laje. Essa estratégia foi necessária, visando melhorar a modelagem numérica, quando comparada com o comportamento estrutural real do edifício. Em relação às condições de contorno, é utilizada a hipótese de suporte rígido, em que os pilares foram restritos na base do modelo. Na Figura H.255, são apresentados os seis primeiros modos de vibração do modelo estrutural analisado e suas respectivas frequências naturais.

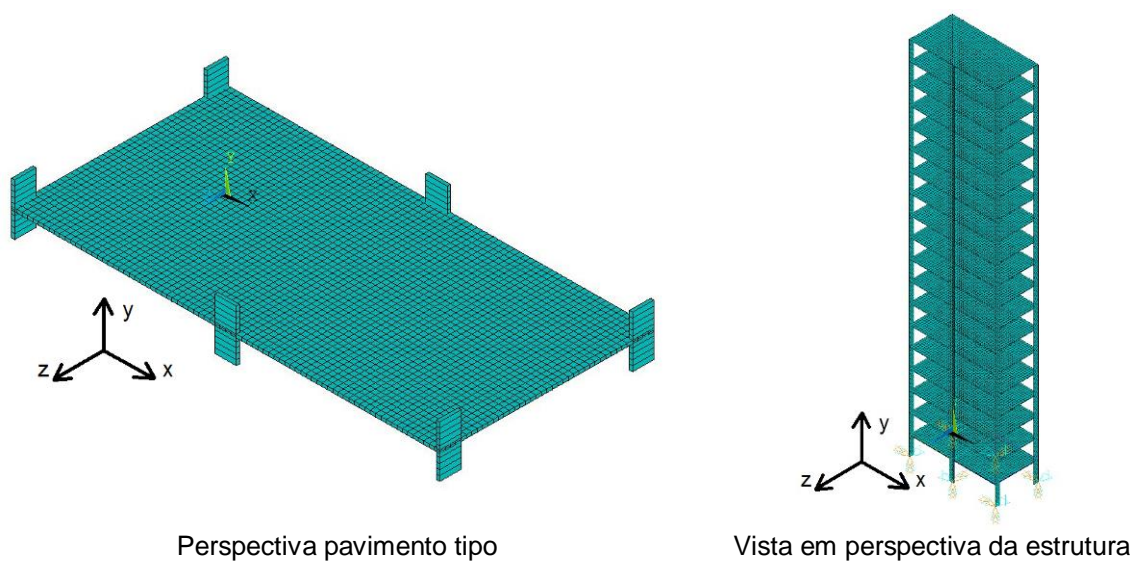


Figura H.254 – Modelo estrutural em elementos finitos (MEF).

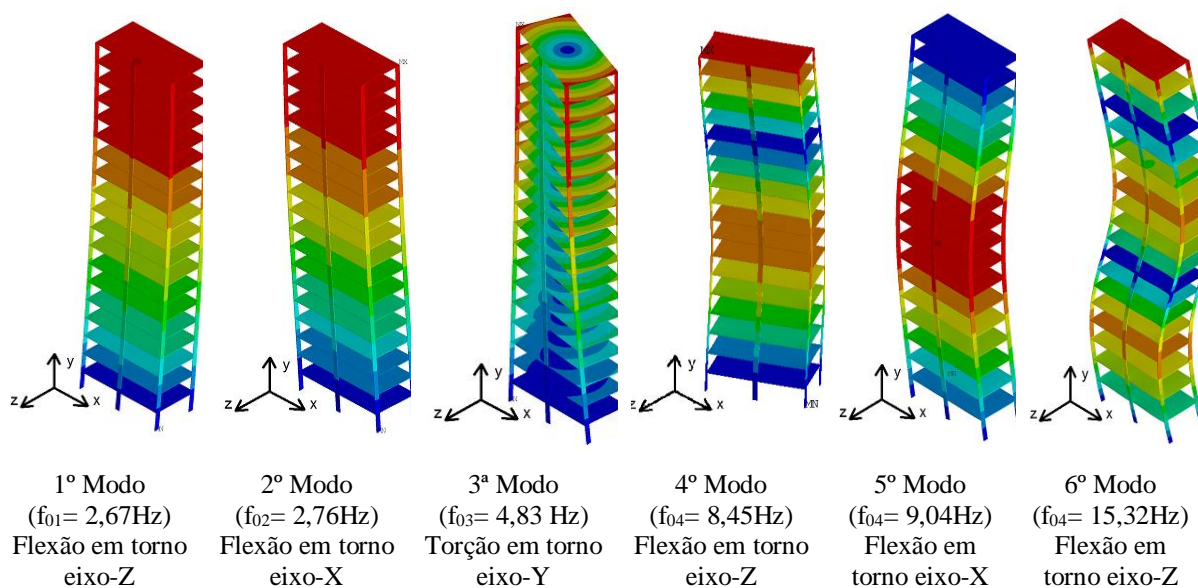


Figura H.255 – Modos de vibração e frequências naturais da estrutura.

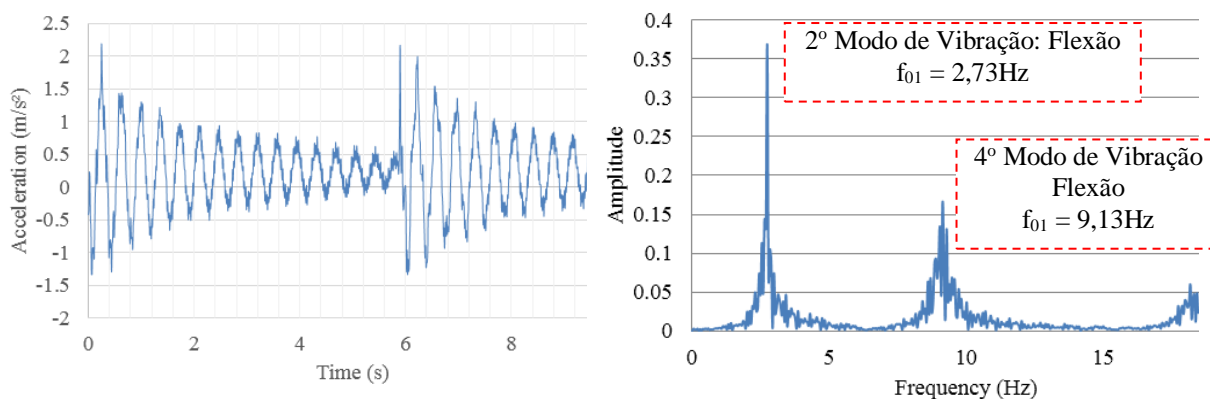
O monitoramento experimental dinâmico utilizando três acelerômetros unidirecionais, visando obter as frequências naturais e os modos de vibração do edifício nas direções X e Z. Os acelerômetros foram posicionados nas alturas de 167,1cm; 144,1cm e 61,6cm da estrutura, modificando a direção dos acelerômetros em cada ensaio experimental. A Tabela C.109 apresenta as características gerais dos acelerômetros utilizados. O teste experimental consiste em causar um pequeno deslocamento no modelo e, em seguida, deixá-lo vibrar livremente. Cada sinal dos acelerômetros foi registrado ao longo do tempo para análise. Na Figura H.257 são apresentadas as acelerações no domínio do tempo e o espectro de frequências (obtido através da Transformada de Fourier).

Tabela C.109 – Características gerais dos acelerômetros.

Modelo dos Acelerômetros	Faixa de frequência (Hz)	Measurement Range (mV/g)
DYTRAN 7521A1	0-1500	549,27
Modelo dos Acelerômetros	Faixa de frequência (Hz)	Shunt Eng
KYOWA FU 590022	0-41	6,501486
KYOWA FU 590024	0-45	7,233545



Figura H.256 – Posicionamento dos acelerômetros na estrutura investigada.



a) Aceleração domínio do tempo: Direção Z

b) Espectro de frequência: Direção Z

Figura H.257 – Medidas experimentais obtidas no ensaio com acelerômetros.

A fim de verificar a confiabilidade dos resultados experimentais obtidos com base no uso de acelerômetros, os mesmos testes de vibração livre também foram realizados usando o sistema vibrometria a laser PDV (Figura H.258). Desta forma, a Figura 10 apresenta o sinal de velocidade, ao longo do tempo, a uma altura de 158,4cm, considerando o modelo em vibração livre paralela à direção X. Com o espectro de frequências obtido é possível identificar as frequências naturais relacionadas ao 1º modo de vibração ($f_{01} = 2,45$ Hz) e ao 5º modo de vibração ($f_{05} = 7,84$ Hz), ambos os modos relacionados à flexão em torno do Eixo Z.



Figura H.258 – Vibrometria a laser (PDV).

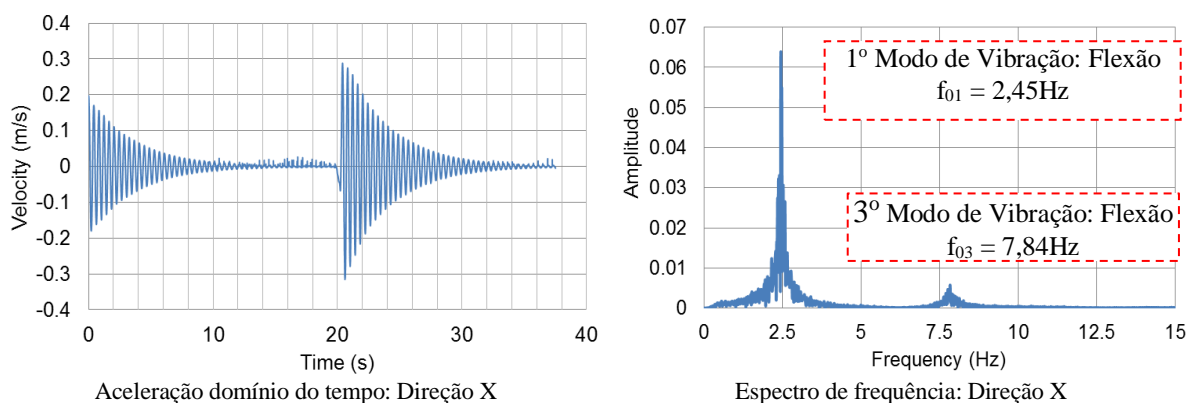


Figura H.259 – Medidas experimentais obtidas no ensaio com vibrometria a laser.

Tabela C.110 – Frequências naturais obtidas no modelo MDF.

Modo	Modo de Vibração	Obtidos numericamente (MEF)	Monitoração Experimental	
			Acelerômetros	PDV
1º	Flexão em torno de X	2,67	2,54	2,50
2º	Flexão em torno de Z	2,76	2,73	2,69
3º	Torção em torno de Y	4,83	-	-
4º	Flexão em torno de Z	8,46	8,06	7,81
5º	Flexão em torno de X	9,04	9,13	8,94

Os resultados obtidos neste estudo sobre o modelo estrutural investigado evidenciaram que o edifício desenvolvido numericamente representa a resposta estrutural dinâmica do modelo HDF construído com um excelente grau de confiabilidade. Neste sentido, os alunos de engenharia serão capazes de entender conceitos importantes associados a análises de vibração livre, obtenção de deslocamentos e acelerações no domínio do tempo, amortecimento estrutural, frequências naturais e modos de vibrações.

Espera-se que a metodologia de ensino de engenharia proposta nesta investigação estimule o aprendizado dos alunos de graduação e de pós-graduação em Engenharia Civil, no que diz respeito ao estudo dos conceitos matemáticos e físicos associados à análise dinâmica de estruturas. Tal metodologia propõe que os alunos assimilem a teoria juntamente com a prática. Considerando-se que os modelos reduzidos possuem características e comportamentos semelhantes aos edifícios reais, torna-se possível obter resultados qualitativos semelhantes, auxiliando os alunos a compreenderem melhor as análises estruturais necessárias para o projeto de edifícios. Consequentemente, o futuro profissional de Engenharia Civil estará mais bem capacitado para o desenvolvimento de projetos estruturais de qualidade, mais racionais e econômicos para a sociedade.