



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

Carolina Andrea Sánchez Guerrero

**Análise Estrutural de Edifícios Considerando-se a Ação Dinâmica
do Vento e o Efeito dos Painéis das Alvenarias de Vedação**

Rio de Janeiro
2020

Carolina Andrea Sánchez Guerrero

Análise Estrutural de Edifícios Considerando-se a Ação Dinâmica do Vento e o Efeito dos Painéis das Alvenarias de Vedação



Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, PPGEM, da Faculdade de Engenharia, FEN, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Mecânica. Ênfase: Mecânica dos Sólidos.

Orientadores: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro

Rio de Janeiro

2020

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

G934 Guerrero, Carolina Andrea Sánchez.
Análise estrutural de edifícios considerando-se a ação
dinâmica do vento e efeito dos painéis das alvenarias de vedação
/ Carolina Andrea Sánchez Guerrero. – 2020.
108f.

Orientadores: José Guilherme Santos da Silva, Francisco
José da Cunha Pires Soeiro.

Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia mecânica - Teses. 2. Sólidos - Teses. 3.
Edifícios - Aerodinâmica - Teses. 4. Pressão do vento - Teses. 5.
Alvenaria - Teses. 6. Análise estrutural (Engenharia) - Teses. I.
Silva, José Guilherme Santos da. II. Soeiro, Francisco José da
Cunha Pires. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro,
Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 531:624.04

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

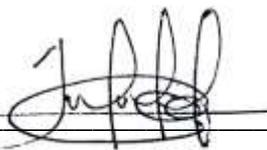
Carolina Andrea Sánchez Guerrero

Análise Estrutural de Edifícios Considerando-se a Ação Dinâmica do Vento e o Efeito dos Painéis das Alvenarias de Vedação

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, PPGEM, da Faculdade de Engenharia, FEN, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Mecânica. Ênfase: Mecânica dos Sólidos.

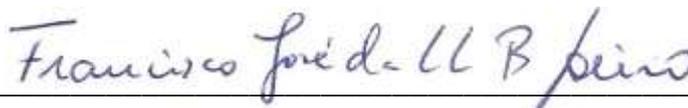
Aprovado em: 18 de março de 2020

Banca Examinadora:



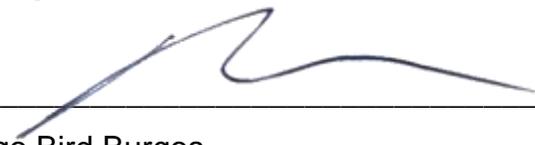
Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Presidente/Orientador)

Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro (Orientador)

Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos

Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Gilvan Lunz Debona

Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro – UFRRJ

Rio de Janeiro

2020

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Beatriz Guerrero e Fernando Sánchez, que tiveram participação fundamental na formação de meu caráter e cumpriram um papel importante de incentivo, não deixando que jamais desanimasse de meus próprios sonhos; às minhas irmãs Lina e Luísa e especialmente a meu esposo Fernando e meu filho que estiveram do meu lado, para que tivesse fé e determinação.

AGRADECIMENTOS

A meus pais, que sempre deram o seu melhor para a nossa família e estiveram do meu lado me amando e apoiando de forma incondicional.

A meu esposo Fernando, por seu amor e prontidão em me ajudar a perseverar nos momentos mais difíceis.

Ao meu filho Heitor, por ser meu maior presente e incentivo no momento em que mais precisava.

As minhas irmãs que foram minha inspiração em momentos difíceis .

Aos meus amigos Leonardo Ferreira, Soraida Aguilar e Fernanda Larqué, os quais tive a oportunidade de conhecer nesta fase de estudos, por seu apoio e amizade.

Ao meus orientadores, Professores José Guilherme Santos e Francisco Soeiro, por sua confiança no meu potencial e na minha capacidade, pelo incentivo constante, por não medir esforços para me auxiliar a concluir este projeto, e principalmente, por seu apoio e compreensão em um processo que ainda não sendo fácil consegui concluir graças a sua proteção.

Todo o conhecimento genuíno tem origem na experiência direta.

Mao Tse Thung.

RESUMO

GUERRERO, Carolina Andrea Sánchez. *Análise estrutural de edifícios considerando-se à ação dinâmica do vento e o efeito dos painéis das alvenarias de vedação*. 2020. 108f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Este trabalho de pesquisa objetiva a investigação da resposta estrutural dinâmica e avaliação do conforto humano de edifícios, quando submetidos à ação não determinística de cargas de vento, considerando-se para tal a influência dos painéis das alvenarias de vedação. Assim sendo, neste estudo foi analisado o modelo estrutural de um edifício de concreto armado com altura de 48 m, composto de 16 pavimentos e dimensões em planta de 15,0 m por 14,2 m. A modelagem numérica do edifício foi realizada via emprego do programa ANSYS [1], utilizando-se técnicas básicas de discretização, através do Método dos Elementos Finitos (MEF). Modelos numéricos tridimensionais foram desenvolvidos para analisar a resposta dinâmica da edificação, com base em duas estratégias distintas: sem e com a utilização dos painéis correspondentes às alvenarias de vedação. As conclusões alcançadas ao longo desta investigação revelam diferenças quantitativas significativas em relação à avaliação da resposta estrutural dinâmica do edifício de concreto armado em estudo (tais como os valores das frequências naturais, deslocamentos e acelerações máximas), a partir da inclusão do efeito dos painéis das alvenarias de vedação na modelagem numérica do sistema.

Palavras-chave: Edifícios altos; Ação do vento; Análise de conforto humano; Painéis das alvenarias de vedação; Modelagem em elementos finitos.

ABSTRACT

GUERRERO, Carolina Andrea Sánchez. *Structural analysis of buildings considering the wind dynamic action and the effect of the masonry infill panels*. 2020. 108f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

This research work aims to investigate the dynamic structural response and human comfort assessment of buildings, when subjected to the nondeterministic wind loads and considering the effect of the masonry infill panels. This way, a 48 m high reinforced concrete building, composed by 16 floors and dimensions of 15.0 m by 14.2 m was investigated. The building numerical modelling adopted the usual mesh refinement techniques present in FEM simulations implemented in the ANSYS [1] program. Three-dimensional finite element models were developed to analyse the building dynamic response, based on two different strategies to consider the masonry infill panes: without the masonry panels and with the masonry infill panels. The conclusions reached in this investigation reveal significant quantitative differences in relation to the assessment of the dynamic structural response of the studied reinforced concrete building (natural frequencies, displacements and maximum accelerations values), when the masonry infill panels were considered, with respect to the numerical modelling of the system.

Keywords: Tall buildings; Wind action; Human comfort analysis; Masonry infill panels; Finite element modelling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Edifício Empire State, Nova York / Estados Unidos [19]	21
Figura 2 – Coeficiente arrasto: vento de baixa turbulência. NBR6123 [12]	32
Figura 3 – Esquema para modelo dinâmico discreto NBR 6123 [12]	33
Figura 4 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.....	38
Figura 5 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) [12].....	40
Figura 6 – Perfil da velocidade média do vento ao longo da altura	43
Figura 7 – Espectro de potência do vento de Kaimal [15]	45
Figura 8 – Histórico da carga no tempo (Cota Z = 3,00 m)	49
Figura 9 – Histórico da carga no tempo (Cota Z = 24,00 m)	49
Figura 10 – Histórico da carga no tempo (Cota Z = 48,00 m)	49
Figura 11 – Planta de fôrma - Unidade: metro	55
Figura 12 – Planta de arquitetura – Unidade: metros.....	55
Figura 13 – Corte A (metros).....	56
Figura 14 – Perspectiva: Modelo 1 [sem alvenaria].....	57
Figura 15 – Perspectiva: Modelo 2 [com alvenaria].....	58
Figura 16 – Elemento finito tridimensional BEAM44 [1]	61
Figura 17 – Elemento finito SHELL63 [1]	62
Figura 18 – Modelagem computacional: perspectiva Modelo 1.....	63
Figura 19 – Modelagem computacional: vista frontal Modelo 1.....	64
Figura 20 – Modelagem computacional: perspectiva Modelo 2.....	65
Figura 21 – Modelagem computacional: vista frontal Modelo 2.....	66
Figura 22 – Discretização pavimento tipo: Modelo 1 e 2.....	67
Figura 23 – Deslocamento no ponto de aplicação da força - [45]	69
Figura 24 – Coeficientes de rigidez efetiva global	69
Figura 25 – Comparação das rigidezes: direções X e Z - Modelos 1 e 2	70
Figura 26 – Modos de vibração da estrutura - Modelo 1 (1º ao 4º modo)	77
Figura 27 – Modos de vibração da estrutura - Modelo 1 (5º ao 10º modo)	78
Figura 28 – Modos de vibração da estrutura - Modelo 2 (1º ao 4º modo)	79
Figura 29 – Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (5º ao 10º modo)	80
Figura 30 – Histórico de deslocamentos: direção X-Modelo 1	85
Figura 31 – Histórico de deslocamentos: direção X-Modelo 2	85

Figura 32 – Comparativo de histórico de deslocamentos: direção X.....	85
Figura 33 – Histórico de deslocamentos: direção Z- Modelo 1.....	86
Figura 34 – Histórico de deslocamentos: direção Z- Modelo 2.....	86
Figura 35 – Comparativo de histórico de deslocamentos: direção Z.....	86
Figura 36 – Histórico de aceleração: direção X - Modelo 1.....	87
Figura 37 – Histórico de aceleração: direção X- Modelo 2.....	88
Figura 38 – Comparativo de histórico de aceleração: direção X.....	88
Figura 39 – Histórico de aceleração em: direção Z- Modelo 1.....	88
Figura 40 – Histórico de aceleração: direção Z- Modelo 2.....	89
Figura 41 – Comparativo de histórico de aceleração: direção Z.....	89
Figura 42 – Densidade espectral acelerações: direção X Modelos 1 e 2.....	90
Figura 43 – Densidade espectral acelerações: direção Z Modelos 1 e 2.....	91
Figura 44 – Histograma de deslocamentos em X.....	92
Figura 45 – Histograma de deslocamentos em Z.....	92
Figura 46 – Histograma de acelerações em X.....	93
Figura 47 – Histograma de acelerações em Z.....	93
Figura 48 – Percepção humana aos efeitos de vibração em edifícios [47].....	99
Figura 49 –Valores das acelerações máximas em relação aos eixos globais X e Z: Modelos 1 [sem alvenaria] e 2 [com alvenaria]	100

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Datas importantes dos acontecimentos no estudo do vento [25]	24
Tabela 2 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos [12]	30
Tabela 3 – Parâmetros meteorológicos [12].....	31
Tabela 4 – Velocidade média ao longo da altura do prédio	42
Tabela 5 – Características de cada modelo	54
Tabela 6 – Rigidezes efetivas globais: direções X e Z – Modelos 1 e 2.....	70
Tabela 7 – Resumo das cargas verticais aplicadas	72
Tabela 8 – Parâmetros utilizados no cálculo da carga horizontal aplicada	73
Tabela 9 – Coeficientes de arrasto adotados	73
Tabela 10 – Frequências naturais dos modelos estruturais	75
Tabela 11 – Períodos (T) dos modelos estruturais.....	76
Tabela 12 – Comportamento dinâmico das estruturas.....	81
Tabela 13 – Frequências naturais para o 1º modo de vibração	82
Tabela 14 – Resumo de deslocamentos máximos no topo do prédio	94
Tabela 15 – Resumo de acelerações máximas no piso do último andar	96
Tabela 16 – Parâmetros estatísticos: deslocamentos e acelerações.....	97
Tabela 17 – Valores limites de acelerações para percepção humana [47]	99

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	Swanson Analysis Systems
EUROCODE	European Standards
ISO	International Organization for Standardization
NBR	Norma Brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

A_e	área frontal efetiva sobre a qual o vento vai atuar
a_j	aceleração num determinado nível da edificação
A_p	soma das áreas das seções transversais de todos os pilares situados entre os andares considerados
A_a	área da seção transversal da diagonal equivalente
a	largura do painel de alvenaria
b	parâmetro meteorológico
C_a	coeficiente de arrasto
E_{conc}	módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_p	módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria segundo
F_a	força de arrasto
F_h	força horizontal aplicada no topo do painel
F_L	força aplicada na direção da diagonal no topo do painel
F_r	fator de rajada
$F(z)$	força estática equivalente do vento
f	frequência da estrutura
f_{01}	frequência fundamental
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_y	resistência característica de escoamento do aço
g	aceleração da gravidade
GPa	gigapascal
h	altura total da edificação
h_a	altura do painel de alvenaria
k_{diag}	rigidez da diagonal equivalente
K	rigidez efetiva global
kN	kilonewton
L	comprimento da diagonal equivalente
m	período em anos
m	Metros
MPa	megapascal

m/s	metro por segundo
m/s^2	metro por segundo ao quadrado
N	Newton
p	expoente da lei potencial de variação de S_2
q_e	pressão dinâmica do vento
\bar{q}_0	pressão dinâmica do vento
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento
$q(z)_{fl}$	variação da pressão dinâmica do vento devido a parcela flutuante
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
T	período da estrutura
T_1	período fundamental
u_j	deslocamento na cota z devido à ação dinâmica do vento
V_0	velocidade básica do vento
V_k	velocidade característica do vento
\bar{V}_p	velocidade de projeto
z	altura medida a partir da superfície do terreno
z_r	altura de referência: $z_r = 10 \text{ m}$
Δ_l	deslocamento no topo da edificação
Δ_h	deslocamento horizontal
Δ_v	deslocamento vertical
γ_c	densidade do concreto
ϵ	taxa de amortecimento
Λ	coeficiente de amplificação dinâmica em função do terreno
ξ	coeficiente de amplificação dinâmica
Z	razão do amortecimento crítico

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	16
Revisão bibliográfica	18
Motivação e Objetivos	26
Estrutura da dissertação	27
1. AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A NORMA NBR 6123 [12].	29
1.1 Generalidades	29
1.2 Modelo contínuo simplificado	29
1.3 Modelo Discreto	32
1.4 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica	36
2. MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA AÇÃO DO VENTO	38
2.1. Determinação da velocidade média do vento	39
2.2. Determinação da parcela flutuante da velocidade do vento	43
2.2.1. Função de densidade espectral	44
2.2.2. Espectro de potência de Kaimal	44
2.2.3. Método do vento sintético	45
2.2.4. Definição das séries temporais da velocidade do vento	46
2.2.5. Determinação de carregamento não determinístico	47
2.3. Formulação para análise estatística dos resultados	50
2.3.1. Média dos valores máximos	50
2.3.2. Variância e desvio padrão da amostra	51
2.3.3. Índice de confiabilidade	52
3. MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO	53
3.1. Descrição do modelo em estudo	53
4. MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS	60
4.1. Definição do modelo computacional	60
5. ANÁLISE ESTÁTICA	68
5.1. Rigidez global	68
5.2. Descrição dos carregamentos atuantes	71
5.2.1. Cargas verticais aplicadas	71
5.2.2. Cargas horizontais aplicadas	72
6. ANÁLISE MODAL	74

6.1.Frequências naturais (autovalores)	75
6.2.Modos de vibração (autovetores)	76
6.3.Frequências naturais através de fórmulas simplificadas	82
7. ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA.....	84
7.1.Avaliação das respostas no domínio da frequência.....	90
7.2.Análise estatística dos resultados.....	91
7.3.Avaliação do conforto humano	97
7.3.1. Avaliação do conforto humano segundo NBR-6123.....	98
7.3.2. Avaliação do conforto humano segundo Hirsch & Bachmann [38].....	99
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
8.1.Generalidades	101
8.2.Conclusões.....	101
Sugestões para trabalhos futuros	103
REFERÊNCIAS	105

INTRODUÇÃO

A construção de estruturas consideradas como esbeltas desde o ponto de vista da engenharia civil, como são os edifícios altos, e obedecendo as necessidades da humanidade de alocar a grande população crescente em pequenas áreas, tornam-se cada vez mais comuns. É por isto importante realizar novas considerações dinâmicas obedecendo às mudanças estruturais propostas para levar a cabo a construção de ditas estruturas. Menores áreas e seções transversais dos elementos estruturais, vãos maiores e maior número de pavimentos são as principais mudanças que fazem com que os projetistas busquem novas técnicas e recursos para tornar possível a execução de tais exigências, como exemplifica Sabbatini [2].

Levando em conta que o fluxo de gases atmosféricos a grande escala é provocado por diversos fatores como a temperatura, que alteram constantemente sua movimentação, e que é por ação destas alterações que o vento apresenta uma variação na sua velocidade bastante irregular e difícil de controlar abaixo da camada limite, o deslocamento do ar através de grandes obstáculos como são considerados os edifícios na presente pesquisa estudados, provocam a formação de turbilhões no seu escoamento gerando flutuações na velocidade do vento. A ocorrência de forma irregular deste tipo de fenômeno está na sucessiva alteração das condições de escoamento, e é devido a isto, que apresenta um comportamento dinâmico considerado como aleatório. É frequente recorrer-se a conceitos estatísticos para caracterização deste tipo de escoamento. Em teoria, o registro da variação de velocidade no tempo é contínuo. Contudo, na prática, o tratamento computacional estatístico deste registro requer a sua discretização em pontos finitos, explica da Silva [3].

Considerando o anteriormente exposto e levando em conta o processo habitual de projeto, chegamos à percepção de que elementos como as alvenarias que compõem as edificações e demais construções, e que preenchem a maior parte das áreas vazias no interior dos pórticos e no interior do esqueleto estrutural, apesar de possuir uma rigidez considerável, na prática comum são desconsideradas pelos engenheiros e adotadas como cargas estáticas desprezando-se assim a influência que as configurações utilizadas para as mesmas trazem em referência a rigidez local

e global da estrutura, Moliterno [4] expressa: “todos temos consciência de que essas alvenarias prestam uma grande colaboração no combate à deslocabilidade lateral de um edifício alto”. Ditas configurações, adicionalmente, podem desenvolver torções na estrutura quando apresentam distribuições assimétricas, já que podem acarretar regiões com maior rigidez. No caso anterior, desconsiderar os painéis de alvenaria e as suas configurações pode ser contraproducente. Com isto, conclui-se que a opção de desprezar a alvenaria pode ser contra a segurança do projeto.

Observado o anteriormente citado, pode ser concluído que por meio da execução de ensaios experimentais e métodos analíticos, a presença das alvenarias faz com que haja um incremento considerável na rigidez das estruturas, pode-se citar, como exemplo, Araújo [5] que concluiu: “as alvenarias de vedação dão uma contribuição muito importante para a rigidez da estrutura. Essa contribuição pode trazer como consequência uma concepção estrutural que dependa menos da rigidez gerada pelos pórticos e contraventamentos proporcionando uma estrutura mais leve e com custo menor”.

Em alguns países como Chile, Nova Zelândia, Japão e Estados Unidos, os quais sofrem com efeitos de terremotos, já há algum tempo, foram elaboradas normas de projeto levando em consideração o preenchimento de pórticos como opção de projeto. Entretanto, apesar de nos dirigirmos para um avanço nesses estudos, ainda não se chegou numa normativa amplamente aceita e que unifique os entendimentos a respeito do assunto.

De acordo com o supracitado, é identificada a necessidade de um melhor e mais aprofundado entendimento e compreensão no que concerne ao comportamento dos pórticos preenchidos, para que o conhecimento detalhado do funcionamento das estruturas se aproxime cada vez mais à realidade, gerando um menor custo e maior facilidade na execução, entre outros benefícios ao projeto. Consequentemente, esta pesquisa busca a realização das análises estática, modal e dinâmica de dois modelos estruturais: Modelo 1: concebido sem nenhum preenchimento nos pórticos (somente vigas, pilares e lajes); Modelo 2: leva em consideração preenchimento com alvenarias de vedação, sendo estas modeladas com elementos de casca com as mesmas características físicas das alvenarias comumente empregadas nas edificações. A modelagem é realizada através do

método dos elementos finitos e com a aplicação de forças não determinísticas simulando o vento.

Revisão bibliográfica

Considerado como pioneiro nas publicações de pesquisas sobre pórticos preenchidos, Polyakov [6] utilizou modelos reduzidos para avaliação de esforços de tração e cisalhamento em painéis de alvenaria de preenchimento dos pórticos, realizando assim 65 ensaios em pórticos quadrados de 1.200 mm de lado e retangulares de 3.000 mm de comprimento e 2.000 mm de altura. Com os ensaios Polyakov conseguiu observar três estágios no comportamento dos pórticos preenchidos submetidos a esforços laterais. Estes estágios podem ser descritos da seguinte forma:

Primeiro estágio – neste primeiro estágio, o modelo pórtico-painel comporta-se como uma estrutura monolítica até surgir os primeiros sinais de fissuração em algumas regiões na interface do pórtico com o painel.

Segundo estágio – após o surgimento das primeiras fissuras ocorre um encurtamento da diagonal comprimida e alongamento da diagonal tracionada. Com o incremento das cargas, estas se distribuem na direção da diagonal comprimida e o modelo assume a configuração de pórtico com barra de travamento biarticulada. No final deste estágio surgem fissuras na direção da diagonal comprimida.

Terceiro estágio – com o aumento progressivo do carregamento lateral há um aumento substancial das fissuras até o ponto em que o conjunto perde a capacidade de resistir a cargas maiores.

Davenport [7] realizou um estudo sobre os turbilhões que produzem cargas para uma determinada frequência e descreveu a energia contida do vento a partir do espectro turbulento, dando um grande passo na engenharia do vento para estudos dinâmicos e estáticos, baseado nos conceitos de admitância mecânica e espectro de energia.

Em paralelo Davenport [7] estuda os turbilhões que produzem cargas para uma determinada frequência partindo de três hipóteses para chegar à resposta da estrutura, sendo essas:

- A estrutura apresenta um comportamento elástico e a resposta pode ser expressa de acordo com a equação de equilíbrio dinâmico;
- a força média é a mesma para escoamento turbulento e suave com mesma velocidade média;
- flutuações na velocidade e na força estão ligadas por uma transformação linear.

Fiorato; Sozen; Gamble [8] observaram que a diminuição da resistência do conjunto pórtico-painel não é diretamente proporcional à diminuição da área transversal de um enchimento, devido às aberturas. Eles realizaram ensaios onde a diminuição de 50% da área da seção transversal converteu-se numa perda de 20 a 28% na resistência do conjunto.

Um detalhe importante observado por Riddington [9] refere-se ao encunhamento entre o painel e o fundo da viga, que é um método muito comum onde procura-se deixar um espaço entre a viga e a alvenaria para ser preenchido com um material mais flexível visando permitir eventuais deformações das vigas. Ele concluiu através de ensaios que o aumento do espaço entre a viga e o painel diminui consideravelmente a rigidez da estrutura.

Os pesquisadores Dawe e Seah [10] analisaram os efeitos trazidos pelas aberturas nos painéis que preenchem os pórticos metálicos. Seus estudos mostraram a diminuição da rigidez do conjunto em painéis com aberturas no centro destes. Outro teste realizado por eles, foi executado colocando um reforço de aço contornando a abertura do painel o que levou a um aumento da rigidez. Adicionalmente eles chegam na conclusão, através dos ensaios, que as resistências eram maiores em painéis com aberturas afastadas da diagonal equivalente.

Mendonça [11], realizou a implementação de um programa computacional que possibilita a análise dinâmica por uma formulação de carga estática equivalente segundo a NBR:6123 [12], facilitando a determinação da carga devido ao vento e tendo ao mesmo tempo uma comparação visual dos resultados.

Franco [13], apresentou um método simplificado de cálculo, considerando a teoria probabilística de Davenport para a pressão do vento e para o carregamento dinâmico aplicando a técnica numérica de Monte Carlo para a obtenção de carregamentos harmônicos, método conhecido com o nome de Vento Sintético.

Franco [14], utilizou o Método do Vento Sintético para avaliar a ação do vento em um edifício de concreto – Torre norte do centro empresarial nações unidas, São Paulo. Os resultados foram comparados com os obtidos com a norma brasileira e com o sistema computacional TQS, mostrando aproximação de resultados entre os métodos.

Blessman [15], estudou o efeito do vento na engenharia, levando em consideração uma análise da turbulência atmosférica e suas características, apresentando descrições mais detalhadas dos espectros universais de potência de Davenport, Harris, Kármán e Kaimal, na região da micrometeorologia de interesse para a engenharia estrutural.

Trabalhos recente, como os apresentados nos trabalhos de Davenport [7], envolveram o cálculo de estruturas esbeltas como chaminés e torres, incluindo a resposta transversal da estrutura, Nesses trabalhos foi apresentado o conceito de linha de influência que relaciona a carga do vento com a resposta da estrutura.

Em estudo realizado pelos pesquisadores Mehrabi; Shing; Noland [16] utilizou-se um pórtico de concreto armado preenchido de duas formas diferentes. Primeiro, utilizou-se um painel com alvenaria de blocos de concreto ocos (considerado como bloco de enchimento “fraco”), adicionalmente, outro painel foi feito de blocos de concreto preenchidos com graute (considerado como bloco de enchimento “forte”). A contribuição do enchimento com blocos aumentou a rigidez do pórtico preenchido com blocos de concreto oco em 50%, e 160% para o painel com blocos grauteados. É importante ressaltar que o enchimento “forte”, enquanto aumentou significativamente a rigidez e resistência inicial, reduziu a ductilidade, uma vez que houve a fissuração em diagonal no centro do painel, seguido por uma fissura por cisalhamento nos pilares com menor taxa de armação. Assim sendo, a alvenaria de preenchimento forte não é recomendada, visto que necessita de grande armação nos pilares.

Fonseca [17] fez uma macro-modelagem do conjunto formado por pórtico de aço preenchido com alvenaria em escala real de um vão e um pavimento. O conjunto passou por uma análise numérica não linear que constatou a importante contribuição da alvenaria na rigidez do conjunto.

Alvarenga [18] descreve um fato ocorrido no edifício Empire State, mostrado na Figura 1, um arranha-céu de 102 andares localizado na cidade de Nova York, especificamente na localidade de Manhattan, considerado como o principal propulsor dos estudos relacionados a influência dos painéis de vedação em pórticos. De acordo com relatos, logo após a conclusão do edifício, uma grande tempestade atingiu a localidade trazendo ventos de até 145 Km/h que fizeram com que surgissem fissuras na interface pórtico-painel, entretanto, extensômetros instalados nos pilares não registraram deformações nestes antes do início da fissuração nas paredes. Concluiu-se então que a alta rigidez das alvenarias evitou eventuais distorções da estrutura. Os painéis resistiram até o seu limite, quando os extensômetros começaram a registrar deformações nos pórticos.



Figura 1 – Edifício Empire State, Nova York / Estados Unidos [19]

Moghadam [20], comprovou através de testes que o fato de que a rigidez de pórticos preenchidos é substancialmente maior do que nos pórticos vazios. Estruturas tiveram acréscimos na sua rigidez em cerca de 10,28 vezes devido a inserção de preenchimento. Outro dado interessante concluído é que apesar de sua baixa resistência à compressão, as unidades de tijolos perfurados apresentam maior resistência ao cisalhamento, que os tijolos maciços.

Mendis [21] afirma que estruturas sensíveis ao vento devem ser analisadas de três formas: (1) Impacto no entorno: quando o vento passa por uma estrutura, sofre alteração no seu movimento, e surgem componentes em diversas direções. Essas componentes podem afetar objetos no entorno, podendo causar danos a outras estruturas existentes, ou desconforto aos pedestres que passam próximo ao edifício. (2) Cargas de vento aplicadas às fachadas: muitas estruturas possuem formas geométricas complexas, tornando-se difícil a definição da distribuição de carga nas fachadas. Nesses casos, é aconselhável fazer o teste de túnel de vento, de forma a definir com exatidão a distribuição das pressões. Esta definição é importante na análise de efeitos locais, eliminando possíveis danos nos elementos de fechamento, como painéis e vidros. (3) Cargas de vento aplicadas à estrutura com um todo: são as cargas principais, que definem o deslocamento da estrutura. Através desta análise é definido o sistema estrutural responsável por impedir o deslocamento lateral do edifício. Neste estudo é analisado o terceiro item, que define a estabilidade da estrutura e seu comportamento dinâmico.

Holmes [22] desenvolveu o método estatístico de Davenport para torres treliçadas esbeltas com inclinação constante, permitindo o cálculo da resposta da estrutura na direção do vento médio.

Em 2008, dos Santos [23], verificou a influência das alvenarias em edifícios altos de concreto armado. Em sua análise utilizou-se o método dos elementos finitos para a estrutura sem o preenchimento e em seguida do método das diagonais equivalentes para simulação das alvenarias. Seu estudo tinha como objetivo avaliar as diferenças entre os deslocamentos no topo das estruturas e as reações de apoio de cada um dos métodos.

Os estudos de dos Santos [23] concluíram que a inserção das alvenarias na estrutura traz um decréscimo nas deformações e que as reações de apoio sofrem

influência considerável por conta da presença do painel de alvenaria. O estudo também demonstrou que os esforços nas vigas dos pórticos da mesma forma são alterados, assim, nos pórticos mais rígidos, as alvenarias podem estar submetidos a tensões muito elevadas, por estarem bastante confinadas, devendo ser verificadas através de processos mais exatos, por outro lado, nos pórticos mais flexíveis, cuja deformabilidade é maior, a alvenaria desempenha um papel bastante significativo no travamento da estrutura.

Com relação as alterações nos esforços dos pórticos, Alvarenga [24] concluiu que para a análise das reações de apoio deve-se executar uma envoltória de casos de carregamentos incluindo o caso de consideração do efeito das alvenarias. Outro fator de bastante relevância são as aberturas nas paredes. Essas aberturas em muitos casos diferem em tamanho e localização na estrutura e isto faz com que os métodos analíticos sejam de difícil aplicação. Este é um dos fatores que mais induzem os projetistas a não considerar a influência das alvenarias no cálculo estrutural.

No que tange ao tipo de argamassa utilizada para o assentamento das alvenarias, Alvarenga [18] realizou alguns ensaios onde observou que utilizando argamassa do tipo colante, a carga de ruptura aumentava consideravelmente, assim como a resistência a deformações do conjunto pórtico-painel, praticamente não surgindo fissura nas juntas de argamassa até a carga última, com exceção do descolamento na interface. A parede funcionou durante todo o tempo como um painel monolítico, configurando-se a ruptura por tração na diagonal.

Observando as referências anteriormente citadas, é evidente que vários pesquisadores ao redor do mundo realizaram e estão realizando diversos testes experimentais com o intuito de avaliar todas as variáveis que influenciam o comportamento dos conjuntos formados por pórticos e painéis de preenchimento. Entretanto, um dos grandes problemas é que o bom desempenho dos painéis de alvenaria esta intrinsecamente ligado tanto à qualidade dos matérias quanto aos métodos executivos de construção destas, desde a fabricação até o assentamento no edifício, fora isto, há o fato de que as alvenarias possuem vida útil, a exposição das alvenarias as ações externas e internas ligadas as intempéries faz com que o cuidado e a manutenção se tornem imprescindível.

Segundo Chávez [25], estudos do efeito turbulento do vento e alguns outros grandes acontecimentos foram progredindo como mostrado na Tabela 1, entre os quais ressalta o trabalho de Van Der Hoven que descreveu o espectro turbulento do vento natural, dando uma grande contribuição no estudo da pressão do vento em edifícios e possibilitando assim a pesquisa do seu comportamento dinâmico.

Tabela 1 – Datas importantes dos acontecimentos no estudo do vento [25]

Ano	Pesquisador	Evento
1877	Lord Rayleigh	Teoria do Som
1904	Prandtl	Desenvolvimento do conceito de camadas limites
1912	Von Kármán	Identificou o desprendimento de vórtices.
1935	Taylor	Desenvolveu a teoria estatística de turbulência
1940	Rathbun	Obteve as deformações em escala real sobre o edifício Empire State
1954	Cemark	Construiu o primeiro túnel de vento para camadas limites
1957	Van der Hoven	Compilou um espectro de banda larga de frequências do vento
1961	Davenport	Desenvolveu os conceitos estatísticos para as cargas de vento
1963		I conferencia Internacional Sobre o Efeito do Vento em Edifícios
1964	Cermak & Davenport	Primeiro estudo feitos num túel de vento – The World Trade CCenter Twin Towers, Localizadas em Nova Iorque
1976	Deaves & Harris	Desenvolveram um modelo matemático para ventos fortes
1979	Melbourne	Mostrou a importancia da turbulência em corpor aerodinâmicos de diversas formas
1992	Murakami	I Simpósio computacional de egenharia do vento, Tóquio.

“Atualmente algumas normas empregam os mesmos procedimentos introduzidos por Davenport [7] e outras o fazem com algumas modificações seguindo os mesmos fundamentos. É o caso 7 da norma Canadense NBCC (1995) [26], Americana ASCE 7-95 9 (1995) [27], Britânica BS8100 (1986) [28], Australiana AS:1179.2 (1989) [29] e a Europeia EUROCODE - 1 (1991) [30]”, como citado por Carril [31].

Adicionalmente, na sua tese de doutorado Carril [31] verificou a resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas para telecomunicações na direção do vento, comparando o método de Davenport, o método do Vento Sintético, a NBR:6123 [12]

e o método do Vento Sintético Modificado proposto na sua tese de doutorado. A modificação proposta consiste na determinação da variação da velocidade média do vento em função da altura e categoria do terreno, conforme a NBR:6123 [12]. Algumas das conclusões obtidas neste trabalho de pesquisa foram:

Os resultados obtidos com o modelo da NBR6123 [12] diferem um pouco dos resultados obtidos com o modelo de Davenport, indicando valores aceitáveis. As diferenças encontradas provavelmente se devem às diferentes considerações que caracterizam o método.

O resultado obtido com o método do “vento sintético” de Franco [13] apresenta diferenças relativamente grandes em relação aos resultados do modelo da NBR6123 [12] e do modelo de Davenport [7]. Essas diferenças, embora grandes, diminuem com modificações pelo autor sugeridas.

Blessmann [32] esclarece que o processo que a norma brasileira apresenta para ação estática equivalente do vento, embora baseada no método de vibração aleatória proposta por Davenport difere dele na determinação dos parâmetros que definem essa ação. Por exemplo, a velocidade média do vento, que é referida a um intervalo de tempo de uma hora e não de dez minutos como na norma brasileira e o fator de escala para a determinação da frequência reduzida, que Davenport adota 1200 m e a norma brasileira 1800 m.

A NBR 6123 [12] incorpora esses conceitos e destaca que edificações com período fundamental superior a 1s, frequências até 1Hz, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

A NBR 6123 [12] também apresenta três modelos de cálculo para a ação do vento nas estruturas, assim denominados: 1) Forças estáticas devidas ao vento ou Modelo Estáticos; 2) Modelo dinâmico simplificado e 3) Modelo dinâmico discreto. Esses três procedimentos de cálculo são apresentados no presente documento sem a intenção de aprofundar discussões sobre eles, tendo em vista não ser esse o objetivo deste trabalho.

Sabia [33], diz respeito aos benefícios na introdução dos painéis de preenchimento nos pórticos, ao nível do aumento da rigidez horizontal, nomeadamente ao nível do controle da deformação. Adicionalmente, afirma que a prática comum em projeto consiste em ignorar a contribuição em termos de resistência e rigidez dos elementos não estruturais, como os painéis de alvenaria podem oferecer a estrutura. As considerações feitas até agora mostram que os

painéis governam ativamente na resposta da estrutura, portanto é necessária tal abordagem e introduzir no modelo do sistema também os painéis de alvenaria de enchimento. Por conseguinte, surge o problema de definir qual o modelo que representa de maneira mais adequada e simples o comportamento do painel. Problema de não simples solução, por diferentes razões.

Em 1999 Amar & Arslan [34], realizam medições de vibração em dois prédios adjacentes de concreto armado de três andares, com tijolos de barro ocos nos "painéis". O "primeiro edifício era um pórtico sem alvenarias, e o segundo era uma armação semelhante "com painéis internos" simulando as alvenarias divisórias da estrutura. A rigidez lateral do edifício com painéis foi sete vezes maior do que a estrutura com estrutura sem painéis.

Da mesma forma, em 2019 Kömür; Deneme; Kara [35] estudaram as características dinâmicas de um sistema de estrutura unidirecional numericamente, e experimentalmente a uma escala 1/3, a estrutura é composta por três andares os quais foram concebidos em três condições diferentes, estrutura aporticada (sem preenchimento com alvenaria), com parede de preenchimento não danificada e parede de preenchimento danificada. O anterior estudo conclui que a adição das alvenarias numa só direção aumenta a rigidez em mais do dobro quando comparamos a estrutura aporticada e a estrutura com alvenaria não danificada.

É importante ressaltar que em todos os estudos abordados nesta dissertação, sem exceção, constatou-se que o preenchimento dos pórticos com a alvenaria aumenta de forma significativa a rigidez da estrutura.

A resposta ressonante de estruturas esbeltas torna-se relevante apenas quando essas estruturas têm frequências naturais de vibração menores que 1Hz ou períodos fundamentais maiores a 1 segundo. É nessa faixa de frequência que a energia das rajadas do vento é maior. Com isso, a análise dinâmica da estrutura sob carregamento do vento é necessária para determinar a resposta ressonante.

Motivação e Objetivos

A motivação para o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa se deve ao fato de que, atualmente, com referência ao desenvolvimento de projetos estruturais de edificações no Brasil, especialmente no que tange aos edifícios altos e esbeltos,

as grandes empresas da construção civil têm buscado soluções de projeto nas quais os sistemas estruturais destes edifícios ofereçam espaços abertos e com grandes vãos livres, tendo em mente a redução do número de vigas e colunas. Todavia, as vigas em conjunto com os pilares, compõem os sistemas de contraventamento; e, portanto, a redução destes pode vir a modificar consideravelmente os níveis de rigidez estrutural do sistema. Desta forma, esta estratégia de projeto deve ser pensada com bastante cautela e precisão por parte dos projetistas de estruturas.

Levando-se em conta o exposto no parágrafo anterior, este trabalho de pesquisa tem por objetivo principal a investigação da resposta estrutural dinâmica e avaliação do conforto humano de edifícios, quando submetidos às ações não determinísticas do vento, considerando-se para tal a influência dos painéis das alvenarias de vedação. Com base no desenvolvimento deste estudo pretende-se aprofundar, de forma mais detalhada e consistente, o conhecimento acerca do comportamento dinâmico de edifícios; e, bem como, a influência dos painéis de alvenaria de vedação sobre a resposta estrutural, tendo em mente que os projetos desenvolvidos atualmente desconsideram por completo, na maioria dos casos, fatores relevantes, tais como: alterações da rigidez global da edificação, valores dos deslocamentos e os níveis de conforto humano do edifício, em função do posicionamento escolhido para os painéis das alvenarias.

Estrutura da dissertação

É apresentado no primeiro capítulo os parâmetros e formas de cálculo para encontrar as cargas de vento estáticas e dinâmicas de acordo com o estipulado pela norma Brasileira NBR 6123 [12].

No Segundo capítulo, é apresentada a metodologia utilizada para a modelagem do vento como carregamento não determinístico e aleatório representado recorrendo-se ao processo do vento sintético apresentado por Franco [13].

O terceiro capítulo apresenta o modelo estrutural adotado, mostrando as propriedades físicas e geométricas e seus materiais, adicionalmente são comentadas as diferenças entre o Modelo 1 [sem alvenarias] e Modelo 2 [com

alvenarias].

No quarto capítulo, apresentam-se o modelo estrutural investigado, modelado utilizando o método dos elementos finitos, através do programa computacional ANSYS [1].

O quinto capítulo apresenta a análise estática de cada modelo estrutural, considerando a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura e comparando a influência das alvenarias na rigidez.

No sexto capítulo, é apresentada a análise de autovalores (frequências naturais) e de autovetores (modos de vibração) do modelo estrutural em questão. Tais análises são realizadas de modo a se conhecer as frequências naturais mais importantes do modelo estrutural investigado, com suas respectivas variantes.

No sétimo capítulo, sobre conforto humano, os deslocamentos flutuantes provocados pelo vento são determinados e calcula-se os valores das acelerações das estruturas em estudo, verificando-se suas influências no conforto humano.

Finalmente no oitavo e último capítulo observamos de forma concretas as conclusões as quais chegamos na presente pesquisa e algumas sugestões para trabalhos futuros.

1. AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A NORMA NBR 6123 [12].

1.1 Generalidades

No presente capítulo, são apresentados parâmetros e formas de cálculo para encontrar as cargas de vento estáticas e dinâmicas de acordo com o estipulado pela norma Brasileira NBR 6123 [12], a qual expõe dois modelos de carregamento para determinação da resposta dinâmica da ação do vento, sendo o primeiro, um modelo contínuo simplificado recomendado para modelos estruturais homogêneos, em referência a suas características físicas e geométricas; o segundo modelo, considera-se apropriado em estruturas que apresentam propriedades físicas e geométricas variáveis ao longo de sua altura.

1.2 Modelo contínuo simplificado

De acordo com a NBR 6123 [12] pode ser adotado um modelo contínuo simplificado sempre que a edificação tiver seção constante e distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa.

Ainda de acordo com a norma, o método simplificado é aplicável a estruturas apoiadas apenas na base e de altura inferior a 150 m, considerando-se unicamente a contribuição do modo fundamental na resposta dinâmica destas. A consideração exclusivamente do modo fundamental conduz a erros inferiores a 10%.

O cálculo da variação da pressão dinâmica na direção do vento, sendo esta uma função contínua da altura “Z” sobre o terreno, é definida pela Eq. (1), na qual, o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante.

$$\alpha(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_{ef}} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_{ef}} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^g \frac{(1+2g)}{(1+g+p)} z \right] \quad (1)$$

Onde:

g – Parâmetro da norma;

ζ – razão de amortecimento crítico.

A NBR 6123 [12], apresenta uma tabela definindo os parâmetros necessários para a determinação dos efeitos dinâmicos. O tipo da edificação é levado em consideração na determinação do período e frequência fundamental da estrutura, como pode ser visto de acordo com a Tabela 2.

Tabela 2 – Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos [12]

Tipo da Edificação	γ	ζ	$T_1=1/f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas	1,2	0,02	$0,05h+0,015h$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, com cortinas para absorção de forças horizontais	1,6	0,015	$0,05h+0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	0,02h
Torres e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,01	0,015h
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,01	$0,29\sqrt{h}-0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	
Estrutura de madeira	-	0,03	

O valor Z_{ref} , representa a cota no nível 10 m, o expoente p e o coeficiente b por sua vez, dependem da categoria de rugosidade do terreno de acordo com o indicado na Tabela 3. O coeficiente de amplificação dinâmica ξ , é função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ζ e da frequência f , obtida através da relação adimensional entre a velocidade de projeto e o produto entre a frequência e a variável L ($L = 1800$): \bar{V}_p/fl .

A pressão dinâmica é dada pela Eq. (2), de acordo com a NBR 6123 [12].

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

Onde;

\bar{V}_p - Representa a velocidade de projeto do vento.

A força estática equivalente, que compreende as ações estáticas e dinâmicas do vento, por unidade de altura é obtida através da Eq. (3):

$$F(z) = \bar{q}_0 L_1 C_a \quad (3)$$

Onde;

L1 – largura considerada na edificação;

C_a – coeficiente de arrasto.

Tabela 3 – Parâmetros meteorológicos [12]

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.

O coeficiente de arrasto C_a, utilizado na Eq. (3), seguindo as recomendações da NBR 6123 [12], 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 2.

Como apresentado na Figura 2, o vento é considerado de baixa turbulência. Para o caso excepcional de vento de alta turbulência, satisfazendo as exigências apresentadas na NBR 6123 [12], os coeficientes de arrasto apresentam valores menores e podem ser obtidos por um outro gráfico apresentado pela mesma norma. Como sugestão, é sempre aconselhável adotar o vento de baixa turbulência, por apresentar coeficientes de arrasto a favor da segurança. Os coeficientes devem ser

determinados separadamente para cada direção do vento estudada, através das relações h/l_1 e l_1/l_2 .

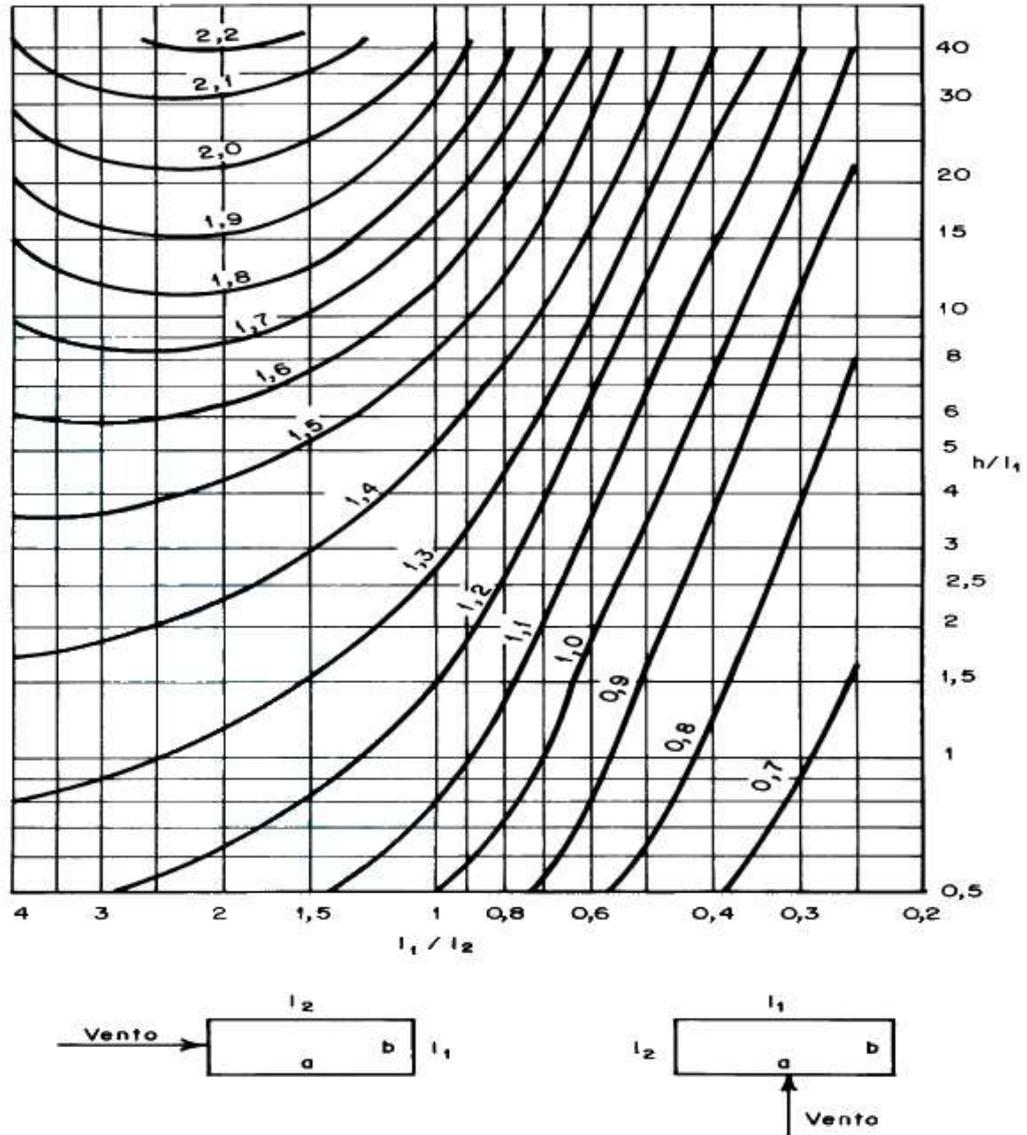


Figura 2 – Coeficiente arrasto: vento de baixa turbulência. NBR6123 [12]

1.3 Modelo Discreto

É considerado na NBR 6123 [12], no caso geral, que uma edificação com propriedades variáveis com a altura deve ser representada por meio de um modelo discreto, conforme apresentado na Figura 3.

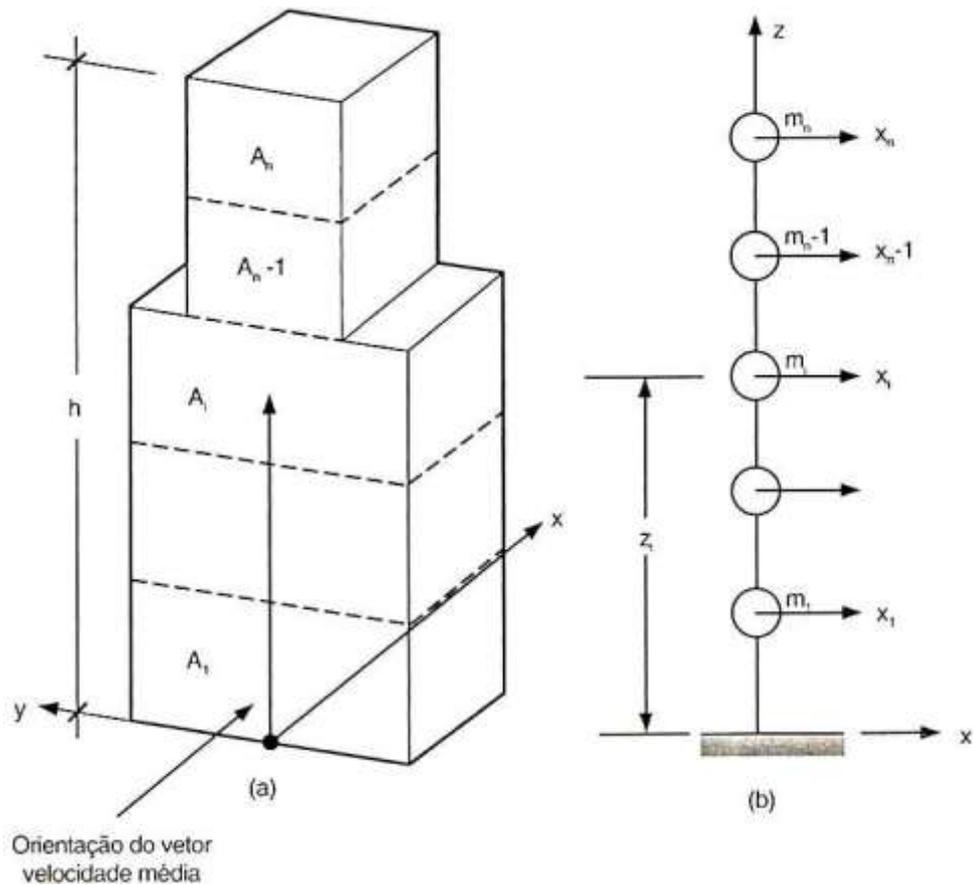


Figura 3 – Esquema para modelo dinâmico discreto NBR 6123 [12]

Onde:

X_i - deslocamento correspondente à coordenada i ;

A_i - área de influência correspondente à coordenada i ;

m_i - massa discreta correspondente à coordenada i ;

C_{ai} - coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i ;

Z_i - altura do elemento i sobre o nível do terreno.

A altura de referência Z_{ref} é a mesma apresentada na metodologia para o modelo simplificado igual a 10 m e n corresponde ao número de graus de liberdade ($i = 1, 2, 3, \dots, n$). No caso de estruturas verticais com um plano de simetria, n também correspondente ao número de elementos em que for dividida a estrutura, como pode ser observado na Figura 3.

Desta forma geral, segundo a NBR 6123 [12], um modelo com 10 graus de liberdade ($n=10$), é suficiente para obter uma precisão adequada nos resultados. Por outro lado, se uma edificação apresentar ao longo da sua altura variações consideráveis nas suas características, se fará necessário um número maior de elementos, que por sua vez, aumentaram o número de graus de liberdade do edifício.

Uma vez estabelecido o modelo da estrutura, devem ser determinadas, a frequência natural f_j (Hz) e o modo de vibração X_j , correspondentes ao modo j , para $j=1, 2, \dots, r$, sendo $r < n$. Como foi mencionado anteriormente, geralmente a utilização do modo fundamental é habitualmente suficiente. Em edificações muito esbeltas e/ou com rigidez substancialmente variável, devem ser consideradas, sucessivamente, as contribuições dos demais modos até que as forças equivalentes associadas ao último modo calculado ($j = r$) sejam desprezíveis.

A NBR 6123 [12] indica, que a força total X_i devida ao vento na direção da coordenada i é dada pela Eq. (4).

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (4)$$

A força média \bar{X}_i pode ser considerada como na Eq. (5).

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (5)$$

A componente flutuante \hat{X}_i é dada pela Eq. (6).

$$\bar{X}_i = F_H \psi_i X_i \quad (6)$$

Onde:

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_o} \quad (7)$$

A variável F_H da componente flutuante é dada na NBR 6123 [12] por meio da Eq. (8).

$$F_H = \bar{q}_o b^2 A_o \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i X_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i X_i^2} \xi \quad (8)$$

Onde:

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_o} \left(\frac{Z_i}{Z_r} \right)^2 \quad (9)$$

A_o e m_o , representam uma área e uma massa arbitrária de referência respectivamente. Na Eq. (8), ξ representa o coeficiente de amplificação dinâmica, o qual é função da categoria do terreno.

Com base na NBR 6123 [12], efeito combinado das contribuições modais pode ser computado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados, como mostrado na Eq. (10). Pode-se atribuir a Q_j qualquer variável estática (força, momento fletor, tensão etc.), ou variável geométrica (deformação, deslocamento e rotação), correspondente ao modo j para se obter a superposição dos efeitos. Tal superposição é expressa pela equação a seguir e aplicável quando as frequências naturais f_j estão razoavelmente espaçadas, ou seja, quando não há frequências muito próximas.

$$\hat{Q} = \left[\sum_{j=1}^r \hat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (10)$$

Neste capítulo foram apresentadas as considerações da norma NBR-6123 [12] em referência aos efeitos dinâmicos da ação do vento nas estruturas. Foi apresentado o modelo contínuo simplificado, bem como o modelo discreto. Na sequência apresenta-se a metodologia empregada para a determinação da ação não determinística do vento. Para a modelagem da ação aleatória do vento são utilizadas as funções de densidade espectral.

1.4 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica

O vento é uma ação que varia de intensidade no decorrer do tempo de aplicação. Essa variação de velocidade provoca oscilações que podem gerar um desconforto nas pessoas que estão utilizando essas edificações. A NBR 6123 [12] fornece equações que permitem o cálculo dos deslocamentos horizontais flutuantes, devido a turbulência atmosférica e posterior verificação do conforto humano.

De acordo com a NBR 6123 [12], no vento natural, a velocidade do vento apresenta flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média se mantém constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados como resposta média. 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 resposta dinâmica total é igual à superposição das respostas média e 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 Eq. (11):

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (11)$$

onde:

V_0 , S_1 e S_3 são os mesmos já apresentados no item anterior.

A diferença da velocidade média de projeto \overline{V}_p , utilizada para a análise dinâmica, e a velocidade característica V_k , utilizada para a análise estática, é o intervalo de tempo de aplicação da ação do vento. A velocidade V_k é calculado para uma rajada de apenas 3 segundos enquanto a velocidade \overline{V}_p é determinada para um intervalo de tempo de 10 minutos.

ANBR 6123 [12] apresenta dois métodos para o cálculo da resposta dinâmica: método simplificado e método discreto. No presente trabalho, será utilizado apenas o método simplificado, em que há variação da pressão dinâmica com a altura.

2. MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA AÇÃO DO VENTO

No presente capítulo, é apresentada a metodologia utilizada para a modelagem do vento como carregamento não determinístico, considerando assim sua verdadeira natureza. Levando em conta que o vento é um carregamento com uma ação de grande importância a ser considerada na análise dinâmica de edifícios esbeltos e que sua não consideração ou sua consideração errada pode levar a falhas como desconforto humano ou superdimensionamento do projeto tornando a estrutura antieconômica, um modelo refinado de carregamento desta ação será representado recorrendo-se ao processo do vento sintético apresentado por Franco [13], caracterizado por uma simulação numérica aleatória de componentes harmônicos através do método de Monte Carlo e de conceitos estadísticos apresentados.

O vetor velocidade do vento a ser aplicado na estrutura pode ser expresso por uma função temporal a qual é dividida em duas parcelas; uma parcela média que representa o carregamento estático do vento descrita pela NBR 6123 [12], e uma parcela flutuante que representa as variações que ocorrem (rajadas) de acordo com a Figura 4, sendo esta última decomposta em um número finito de funções harmônicas proporcionais à frequência ressonante da estrutura, com ângulos de fase variando aleatoriamente. A função temporal que expressa o vetor vento é apresentada na Eq. (12).

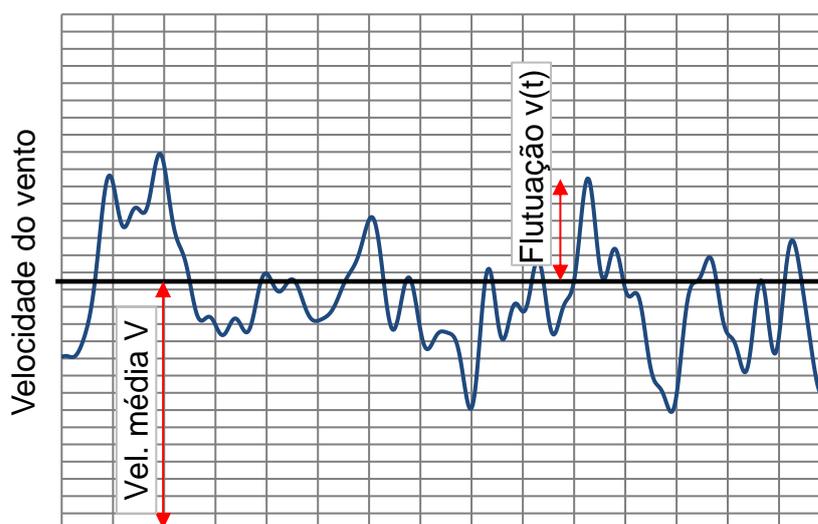


Figura 4 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad (12)$$

Onde:

$V(t)$ – representa a velocidade do vento em função do tempo.

\bar{V} – Representa a parcela média da velocidade do vento.

$v(t)$ – representa a parcela flutuante da velocidade do vento.

2.1. Determinação da velocidade média do vento

A parcela média do vento é calculada segundo o exposto na NBR 6123 [12], onde a velocidade média é obtida levando em conta alguns fatores relevantes como a velocidade básica do vento (V_0), a qual consiste uma rajada de vento de 3 segundos, que devido a fatores probabilísticos tem um período de retorno de 50 anos a 10 m de altura do nível do terreno em campo aberto e plano, a qual pode ser obtida segundo o gráfico de isopletas de velocidade básica com intervalos de 5 m/s apresentado na Figura 5.

Outros aspectos influentes no cálculo da velocidade média do vento V_0 segundo a NBR 6123 [12] são: (S_1) fator topográfico o qual leva em conta as variações do terreno; (S_2) fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação ou parte da edificação em estudo, e de sua altura sobre o terreno; e (S_3) fator probabilístico que considera o grau de segurança requerido do projeto, bem como a vida útil da edificação. Como o projeto do edifício analisado neste trabalho não possui essas informações no local de onde ele foi retirado, arbitrou-se situações hipotéticas mais próximas ao Rio de Janeiro que foi o local escolhido para o estudo deste modelo seguindo os parâmetros utilizados segundo [36].

Consultando as isopletas apresentadas pela NBR 6123, verifica-se que a velocidade básica adotada para a área da edificação é de 35 m/s. A categoria escolhida foi Categoria II: “Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, (zonas costeiras planas) “. A edificação se enquadra na classe A pois sua maior dimensão horizontal ou vertical da superfície

frontal não excede 20 m. Como grupo tem-se que a construção se encaixa no grupo 2 “Edificações para hotéis e residências”.

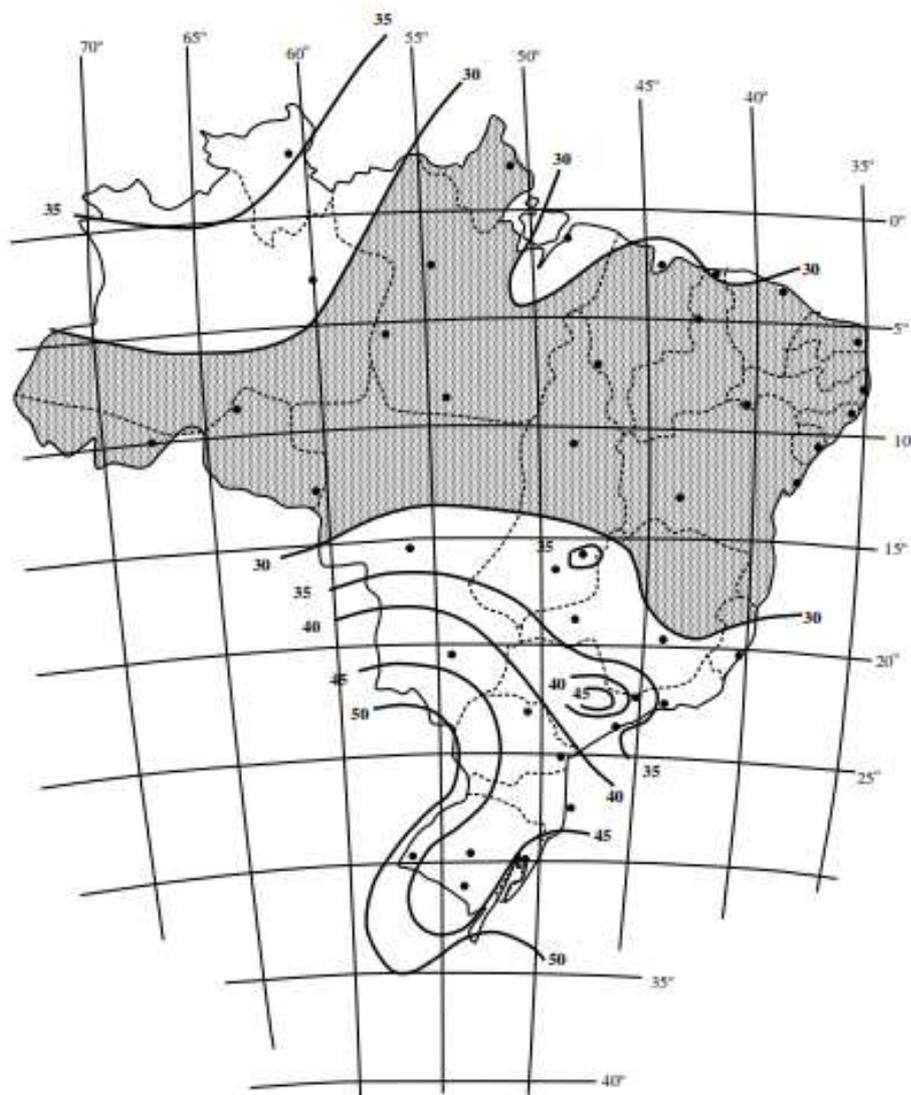


Figura 5 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) [12]

Com o intuito de determinar o valor da parcela média do vento para a estrutura investigada na presente pesquisa, são adotados os valores a seguir para cada um dos fatores estabelecidos na NBR 6123 [12].

- Velocidade básica do vento: 35 m/s.
- Fator topográfico; $S_1=1,0$.
- Categoria do terreno: S_2 =Categoria II.
- Fator estatístico: $S_3=0,63$

- Altura do edifício $h=48$ m
- Coeficiente de arrasto: $C_a = 1,35$.

A velocidade média é descrita na Eq. (13), a qual pode ser determinada com base nos dados supracitados.

$$\bar{V} = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (13)$$

Por sua vez o fator S_2 é definido na Eq. (14).

$$S_2 = b F_{r,ji} \left(\frac{Z}{10} \right)^p \quad (14)$$

Onde:

- b – parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2 ;
- F_r – fator de rajada;
- Z – cota acima do terreno;
- p – expoente da lei potencial de variação de S_2 .

A NBR 6123 [12] estabelece que para determinação da resposta dinâmica na direção do vento a velocidade de projeto pode ser definida por uma velocidade média atuando durante 10 minutos (600 segundos) e considerando-se uma altura de 10 metros acima do nível do terreno de categoria VI. Um valor de 0,69 para S_2 seguindo os critérios mencionados acima foi encontrado como mostrado na Eq. (15) , o valor para S_2 foi obtido com os parâmetros adotados a seguir:

- $b = 1,00$;
- $F_r = 0,98$;
- $p = 0,15$;

$$\bar{V}_{10} = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (15)$$

A velocidade média para uma cota “Z” qualquer é expressa conforme apresentado na Eq. (16). Na Tabela 4 é apresentada a variação da velocidade média ao longo da altura do edifício investigado a qual pode ser também observada na Figura 6, devido a que a velocidade média depende da altura e fatores anteriormente mencionados e escolhidos para a estrutura em geral, a força média para as duas direções na presente pesquisa estudadas é igual.

$$\bar{V}_z = \bar{V}_{10} \left(\frac{Z}{10} \right)^p \quad (16)$$

Tabela 4 – Velocidade média ao longo da altura do prédio

VELOCIDADE (V _z)	
Cota Z (m)	Velocidade Média V _z (m/s)
3,0	20,16
6,0	22,37
9,0	23,77
12,0	24,82
15,0	25,66
18,0	26,38
21,0	26,99
24,0	27,54
27,0	28,03
30,0	28,48
33,0	28,89
36,0	29,27
39,0	29,62
42,0	29,95
45,0	30,26
48,0	30,56



Figura 6 – Perfil da velocidade média do vento ao longo da altura

2.2. Determinação da parcela flutuante da velocidade do vento

As rajadas de vento comportam-se de forma aleatória, com diferentes dimensões e frequências. Portanto, não há como alcançar resultados com precisão através de um estudo determinístico. A melhor maneira de estudá-las é através de ferramentas estatísticas.

2.2.1. Função de densidade espectral

Para a determinação das séries de carregamentos do vento ao longo do tempo buscando realizar a análise não determinística, são utilizados os espectros de potência do vento, Holmes [32] define o espectro de potência de um fenômeno aleatório como a distribuição de energia contida nesse fenômeno para as diversas frequências. Segundo Blessman [22], o espectro de potência define a contribuição da parcela referente a cada frequência para a variância da série. A densidade espectral da variância de uma das componentes das flutuações do vento em torno da velocidade média indica a contribuição para a variância total da energia cinética contida nas diversas frequências.

No presente estudo, será utilizado o espectro de potência de Kaimal, mostrado a seguir, apresentado por Blessman [15], pois esse proporciona a consideração da altura “Z” na determinação da densidade espectral do vento e é amplamente utilizado em pesquisas científicas.

2.2.2. Espectro de potência de Kaimal

Morais [37], afirma que o espectro de potência de Kaimal, Figura 7, é mais adequado para o estudo de edifícios altos, uma vez que este considera o efeito da altura “Z” quando a multiplica pela frequência a fim de definir a frequência adimensional “X”. Portanto, foi apresentado nas Eq. (16), o cálculo em função da altura (Z) da estrutura em relação ao nível do terreno, Blessmann [15].

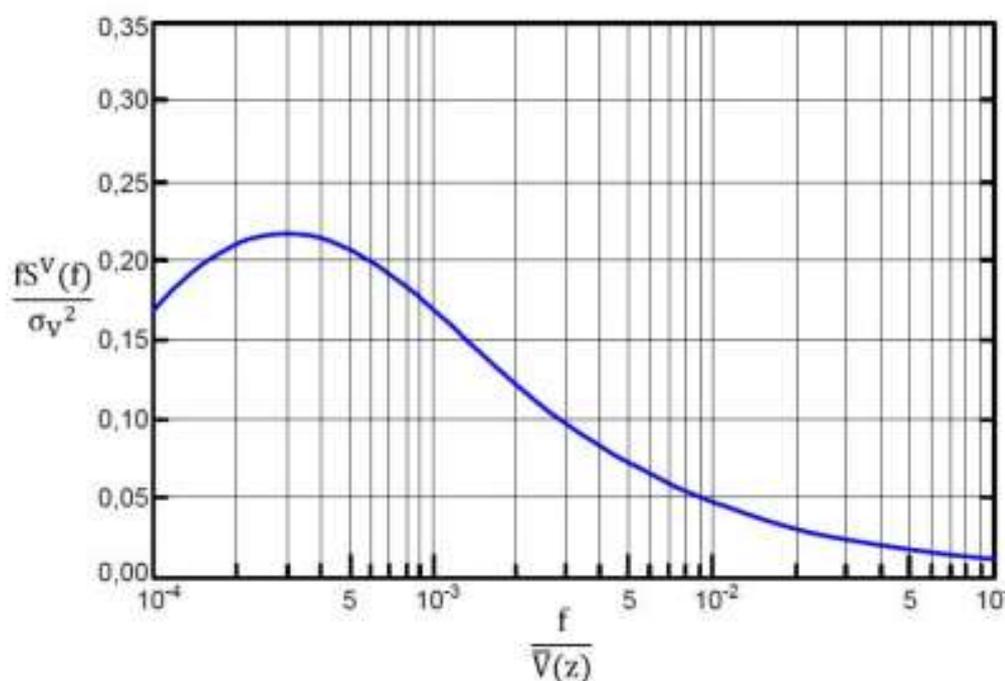


Figura 7 – Espectro de potência do vento de Kaimal [15]

2.2.3. Método do vento sintético

O método dos ventos sintéticos, proposto por Franco [14], divide o carregamento do vento em duas parcelas, uma parcela média estaticamente aplicada a estrutura e uma parcela flutuante, referente as rajadas. A parcela referente a flutuação é determinada pela superposição de componentes harmônicas com fases aleatoriamente determinadas. Segundo Franco [13], são definidos 11 harmônicos, sendo um deles referente à frequência ressonante da estrutura. Os demais harmônicos são definidos por múltiplos e submúltiplos de razão dois, em relação à frequência de referência. A amplitude de cada um desses harmônicos é obtida através do espectro de potência. A cada um desses harmônicos é aplicado um ângulo de fase aleatório, que somados resultam na parcela flutuante do vento em função do tempo [38], as etapas para a aplicação do Método do Vento Sintético podem ser listadas como segue:

- Adoção de uma velocidade básica de projeto.
- Encontrar o espectro de potência.

- Decompor o espectro de potência.
- Realização da correlação espacial de velocidades.
- Busca do centro de rajada.
- Cálculo da parcela média e parcela flutuante.
- Redivisão dos harmônicos de força nos nós.

2.2.4. Definição das séries temporais da velocidade do vento

Como foi mencionado anteriormente, para a presente investigação será adotado o espectro de potência de Kaimal, já que este leva em consideração a altura da estrutura (Z) na determinação da densidade espectral. A definição simplificada da parcela flutuante da velocidade do vento $v(t)$ é apresentada por uma única função harmônica na Eq. (17).

$$v(t) = \cos(2\pi ft) \quad (17)$$

A parcela flutuante da velocidade do vento está inserida em um processo aleatório estacionário, ergódico com média igual a zero, obtida pela superposição de ondas harmônicas [39]. Nesse estudo considerou-se que a parcela flutuante da velocidade do vento é calculada com base na superposição de harmônicos, considerando-se também que a amplitude destes é definida pela densidade espectral da excitação, que por sua vez é definida através do espectro de Kaimal. O caráter eventual não determinístico da parcela flutuante da velocidade do vento está inserido na aleatoriedade dos ângulos de fase (números randômicos). A Eq. (18) apresenta a formulação matemática não determinística utilizada no âmbito deste trabalho.

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^v(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (18)$$

Onde:

N – Número de divisões no espectro de potência;

F – frequência em Hz;

Δf – incremento da frequência em Hz;

θ_i – ângulo de fase aleatório entre 0 e 2π .

A amplitude das funções temporais é dada por meio da Eq. (19):

$$a_i = \sqrt{2S^v(f_i)\Delta f} \quad (19)$$

Para determinação das séries temporais, é necessária a escolha das faixas de frequências dentro do espectro de potência do vento, abrangendo as principais frequências naturais do modelo estrutural. A faixa de frequência adotada neste trabalho contém pelo menos as 6 primeiras frequências naturais para cada um dos modelos [Modelo 1 e 2]. Em seguida, dividiu-se esta faixa de frequência em “N” partes, onde N = 160.

2.2.5. Determinação de carregamento não determinístico

Para obter o carregamento completo não determinístico a ser aplicado na estrutura, é necessário após a determinação da parcela flutuante, realizar o cálculo da parcela aerodinâmica, assim, a pressão dinâmica definida de acordo com a norma NBR 6123 [12] em função da velocidade do vento está apresentada na Eq. (20).

$$q = 0,63V^2 \quad (20)$$

Onde:

q – pressão dinâmica do vento em N/m²;

V – velocidade do vento em m/s.

Levando em consideração que a velocidade do vento utilizada é o somatório de duas parcelas, a média e a flutuante, esta última variando ao longo do tempo, a Eq.(20) pode ser reescrita como apresentado a seguir na Eq. (21):

$$q = 0,63(\bar{V} + v(t))^2 \quad (21)$$

A força do vento atuante sobre cada nó da torre é definida de acordo com a Eq. (22).

$$F(t) = C_{ai}q(t)A_i \quad (22)$$

Onde:

C_{ai} – coeficiente de arrasto considerado na região “i” do modelo estrutural;

A_i – área de influência considerada na região “i” do modelo estrutural.

A aplicação do carregamento nodal é feita nos nós externos dos elementos considerados como estruturais (vigas e colunas), no sentido do eixo x e z, de acordo com a área de influência de cada nó.

A seguir são apresentados da Figura 8 a Figura 10, os históricos da ação das forças do vento atuantes na estrutura, no intervalo de 600 s. As cargas apresentadas são referentes aos nós do modelo computacional, para as cotas de $z=3,00$ m; $z= 24,00$ m e $z= 48,00$ m, respectivamente.

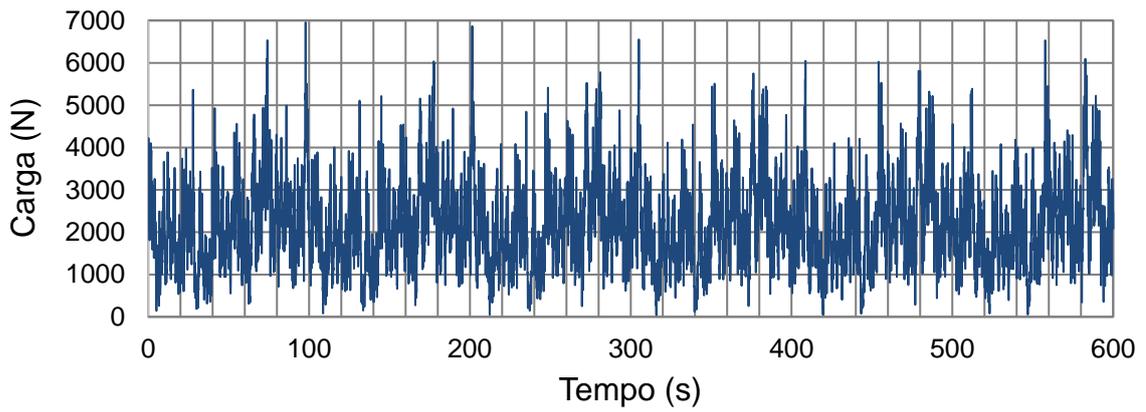


Figura 8 – Histórico da carga no tempo (Cota Z = 3,00 m)

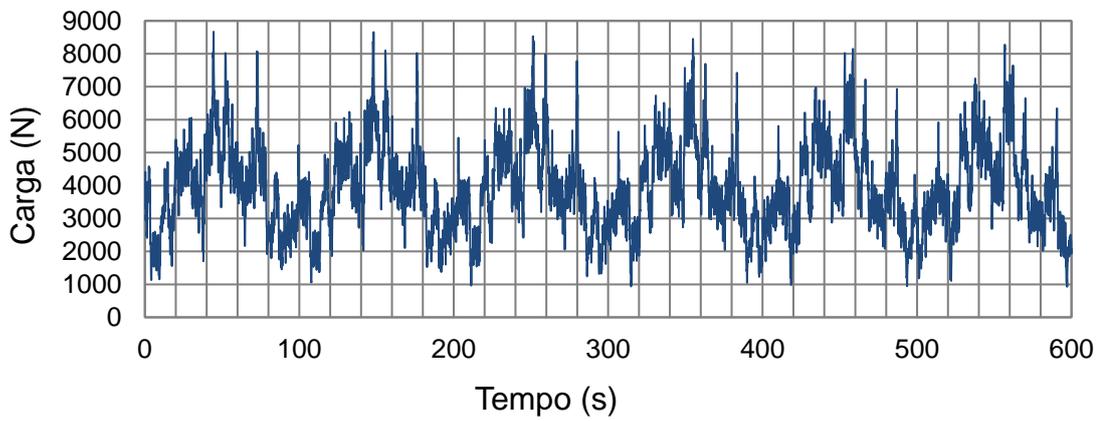


Figura 9 – Histórico da carga no tempo (Cota Z = 24,00 m)

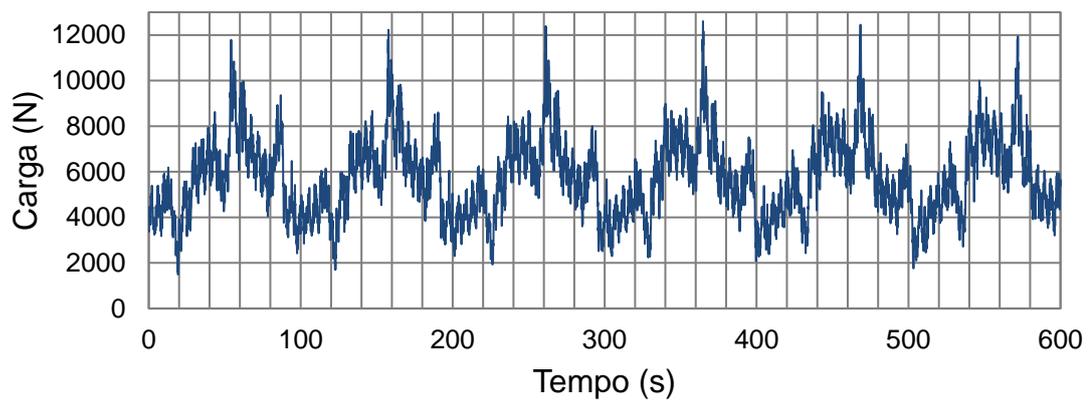


Figura 10 – Histórico da carga no tempo (Cota Z = 48,00 m)

Observando o histórico de cargas apresentado, percebe-se um considerável aumento na média do carregamento do vento ao longo da altura do edifício, o que era de se esperar, já que dito carregamento é influenciado pela altura da estrutura.

2.3. Formulação para análise estatística dos resultados

Após a determinação da força de vento atuante em cada um dos nós do edifício considerado no estudo em andamento, e levando em conta a direção a ser avaliada (X ou Z), foram obtidos os deslocamentos e acelerações no topo da edificação ao longo do tempo para 30 séries de carregamentos não determinísticos de vento, aplicados ao modelo em cada uma das direções avaliadas através do programa computacional ANSYS [1]. O deslocamento máximo em um ponto na extremidade mais alta da torre, assim como a aceleração máxima no último andar (i.e. no piso do último apartamento), na direção de aplicação das cargas de vento na fase permanente dos gráficos para cada série de carregamento aplicada foram obtidos, para assim, posteriormente, realizar um tratamento estatístico, esperando com o anterior ter uma visão mais objetiva dos resultados. A seguir serão apresentados os detalhes do tratamento estatístico realizado.

2.3.1. Média dos valores máximos

Considerada como o valor que indica para onde concentram-se os dados de uma distribuição, ou em outras palavras, o valor significativo da amostra, a média é a medida de centralidade mais usada por ser a que mescla de maneira mais uniforme os valores mais baixos e os mais altos de uma lista. A média pode ser descrita como o resultado da soma de todas as informações de um conjunto de dados divididos pelo número de informações que foram somados, assim, a média de um conjunto de valores pode ser encontrada por meio da Eq. (23), a média é apresentada como primeiro parâmetro utilizado na análise estatística. Deste modo é obtida a média dos deslocamentos e acelerações máximas para cada série de carregamentos aplicados.

$$\bar{x} = \frac{x_1 + x_2 \dots + x_n}{n} = \frac{1}{n} = \sum_{i=1}^n x_i \quad (23)$$

Onde:

\bar{x} - Representa média dos deslocamentos máximos de cada série de carregamento;

n - representa o número de séries de carregamento analisadas, sendo no presente trabalho, n igual a 30.

2.3.2. Variância e desvio padrão da amostra

A variância de uma variável aleatória é considerada como uma medida da sua dispersão estatística, indicando "o quão longe" em geral os seus valores se encontram do valor esperado. O desvio padrão da amostra, é definido pela raiz quadrada positiva da variância, este é utilizado para representar a variabilidade dos valores à volta da média, sendo uma medida de dispersão. Os valores variância e o desvio padrão de uma amostra podem ser encontrados por meio das Eq. (24) e (25) respetivamente:

$$\sigma_x^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \quad (24)$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (25)$$

Onde, x_i representa a média quadrática da amostra e é definida como a raiz

quadrada da média aritmética de uma quantidade finita de valores quadráticos como descrito na Eq. (26).

$$x_q = \sqrt{\frac{x_1^2 + x_2^2 \dots + x_n^2}{n}} \quad (26)$$

2.3.3. Índice de confiabilidade

O índice de confiabilidade refere-se ao intervalo em que se considera que a média de um parâmetro de determinada amostra tem uma dada probabilidade de ocorrer [40]. É comum adotar o intervalo em que há 95% de probabilidade da média verdadeira da população inteira ocorrer, o valor característico da resposta com um índice de confiabilidade de 95% pode ser dada conforme a Eq. (27).

$$x_{z95\%} = 1,65 \sigma + \bar{x} \quad (27)$$

No decorrer do presente capítulo, é descrita a metodologia adotada para realizar o cálculo e aplicação do carregamento de vento não determinístico nas estruturas estudadas. A metodologia utilizada, conforme detalhado é composta da determinação das parcelas média e flutuante da velocidade de vento. A primeira definida com base na norma NBR 6123 [12] e a segunda definida em função do espectro de potência da velocidade do vento proposto por Kaimal [15]. De igual forma uma descrição do tratamento estatístico a ser utilizado para avaliar de forma mais objetiva as respostas dinâmicas da estrutura, para cada série de carregamento de vento não determinístico, em termos de deslocamentos e acelerações máximas foi apresentado.

No capítulo 3 será apresentado o modelo estrutural estudado, com a descrição detalhada de suas características, geometria e materiais adotados.

3. MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

O terceiro capítulo, apresenta as principais características geométricas e físicas referentes ao modelo estrutural investigado, além das propriedades dos materiais empregadas no projeto. Com isto, temos que o objeto de pesquisa é um edifício em concreto armado de uso residencial que possui 16 pavimentos com 3 metros de altura cada um, totalizando 48 m de altura, em planta temos que cada andar do edifício tem 14,99 m em X e 14,21 m em Z. Os modelos foram desenvolvidos através do desenho estrutural (planta de fôrma), inspirado em Wordell [41]; onde pode ser encontrada apenas a planta de fôrma, a planta de corte e a resistência característica do concreto estrutural adotado no projeto. concreto descrito armado e possui resistência característica de 25 MPa [41].

3.1. Descrição do modelo em estudo

A edificação em estudo corresponde a um prédio com estrutura aporticada, constituída por pilares, vigas e lajes em concreto armado. O edifício possui 16 pavimentos, com pé-direito de 3 m, como mencionado anteriormente. As dimensões em planta podem ser encontradas na Figura 11. Em resumo, têm-se que as principais características do edifício utilizado no estudo, são:

- Número de pavimentos = 16;
- pé-direito = 3 m;
- altura total do edifício = 48 m;
- dimensões em planta = 14,20 x 15 m;
- espessura das lajes = 0,10 m;
- dimensões das vigas = 0,12 x 0,50 m;
- dimensões dos pilares (Tipo 1) = 0,80 x 0,20 m;
- dimensões dos pilares (Tipo 2) = 1,50 x 0,30 m;
- material = Concreto armado;
- f_{ck} (concreto) = 25 MPa;
- peso específico do concreto = 25 kN/m³;
- módulo de elasticidade do concreto = 23,8 GPa;

No que refere à determinação do posicionamento das alvenarias, elaborou-se uma planta arquitetônica compatível com o projeto estrutural escolhido. O edifício foi definido como residencial com dois apartamentos por andar, quatro elevadores e situado na Cidade do Rio de Janeiro [36]. Na concepção do projeto arquitetônico fictício, utilizou-se paredes com 15 cm de espessura e 2,5 m de altura para as paredes sob vigas, e 2,90 m para paredes entre vigas e apoiadas sobre as lajes. As alvenarias utilizadas são cerâmicas com 8 furos assentadas com argamassa. Adotou-se o Módulo de elasticidade longitudinal das alvenarias com base no estabelecido por [42] como 2,3 GPa. Na Figura 12 ilustra-se o projeto arquitetônico adotado.

Com a forma da estrutura e o posicionamento das alvenarias determinadas, é definida a conformação de cada um dos modelos elaborados. O Modelo 1 [sem alvenarias], é constituído exclusivamente pela estrutura de concreto armado (vigas, lajes e pilares). O segundo modelo, Modelo 2 [com alvenarias], foi projetado acrescentando ao Modelo 1 as alvenarias de vedação sobre as vigas. As alvenarias não posicionadas sobre estas, foram consideradas como cargas sobre as lajes. A Tabela 5 especifica as características de cada modelo.

Para o cálculo das cargas de alvenaria no Modelo 1 [sem alvenarias], considerou-se o usual de projeto, aplicando-se cargas lineares em todas as vigas. Em seguida, para as lajes de todos os pavimentos, foram aplicadas cargas permanentes e acidentais apropriadas ao uso residencial [36].

Tabela 5 – Características de cada modelo

Modelo	Número de Pavimentos	Pé direito (m)	Altura total (m)	Estrutura
1	16	3	48	Elementos estruturais sem vedação
2	16	3	48	Elementos estruturais com vedação

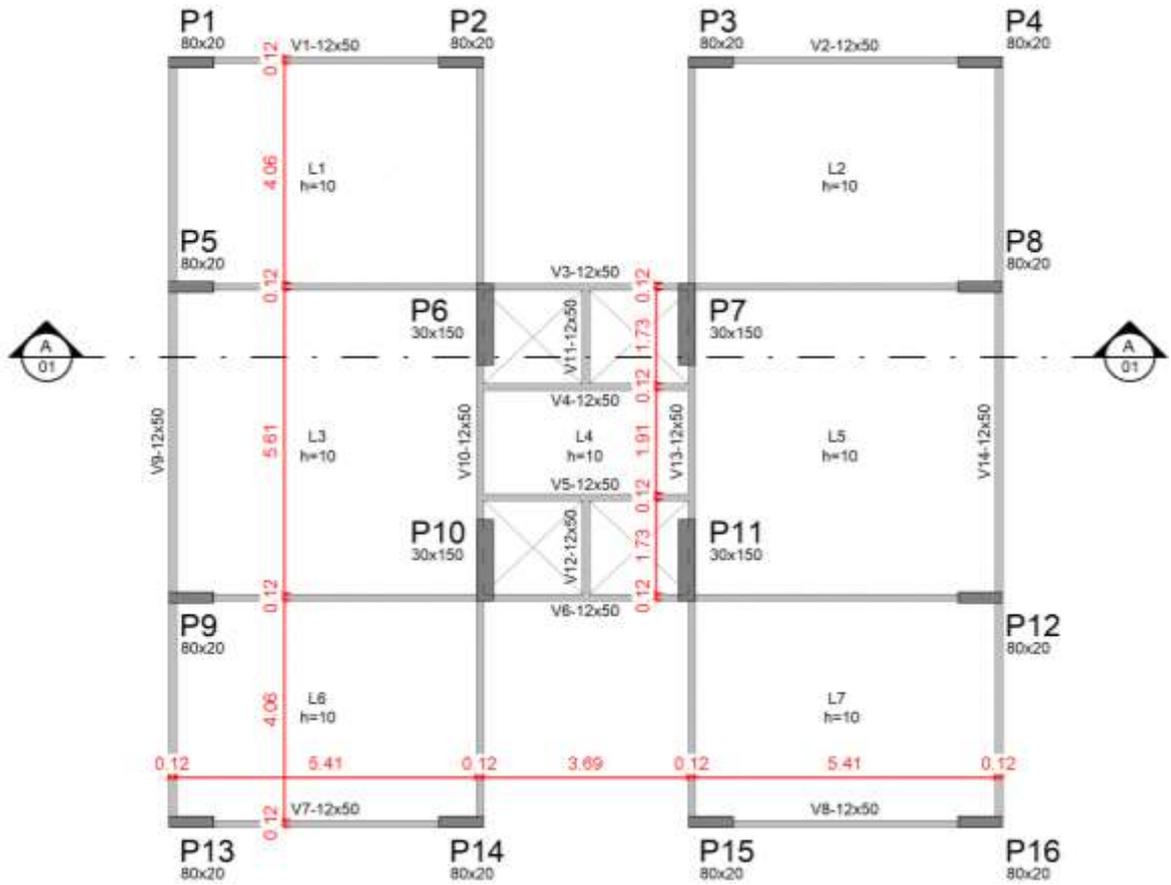


Figura 11 – Planta de fôrma - Unidade: metro



Figura 12 – Planta de arquitetura – Unidade: metros

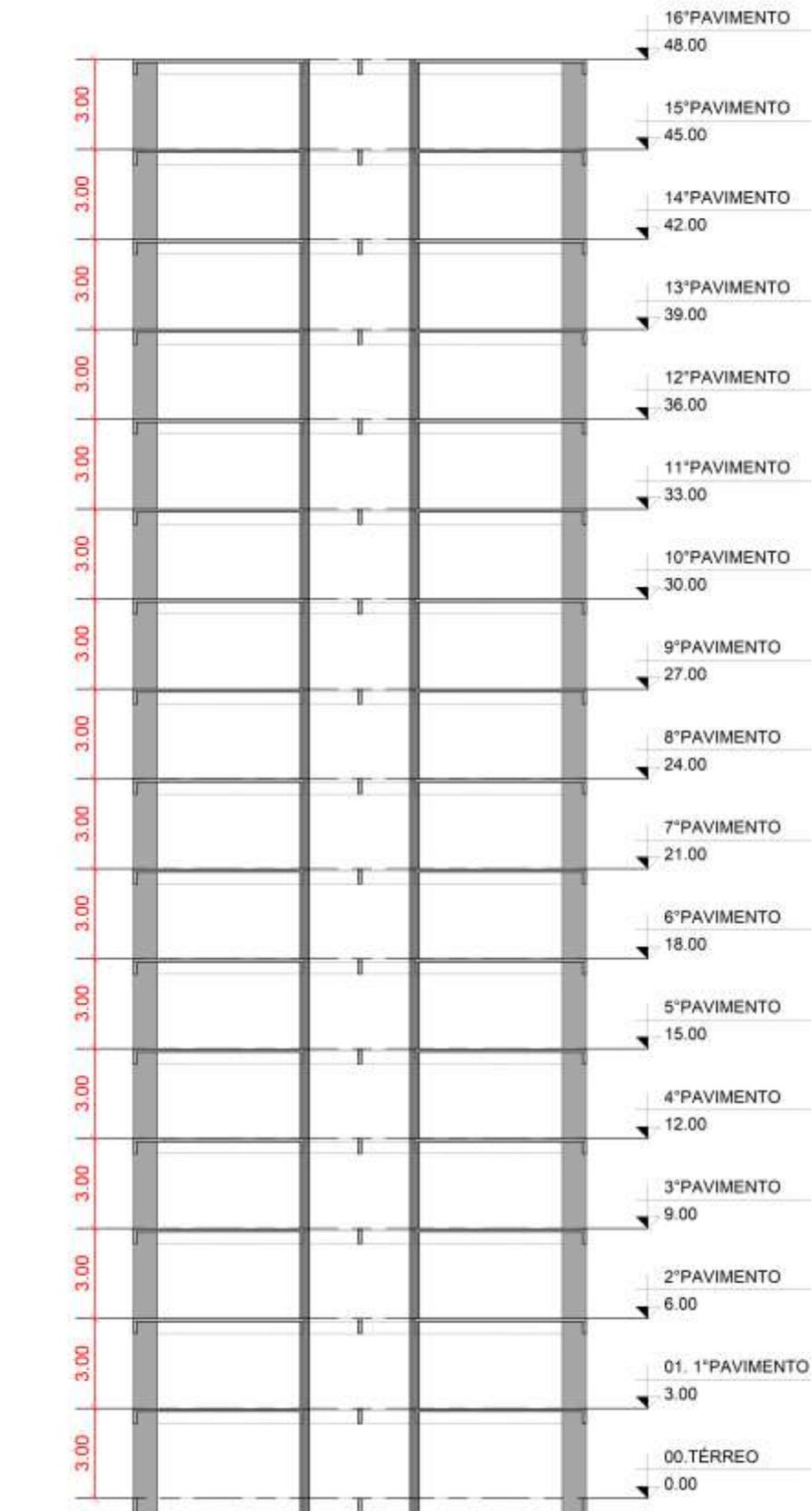


Figura 13 – Corte A (metros)

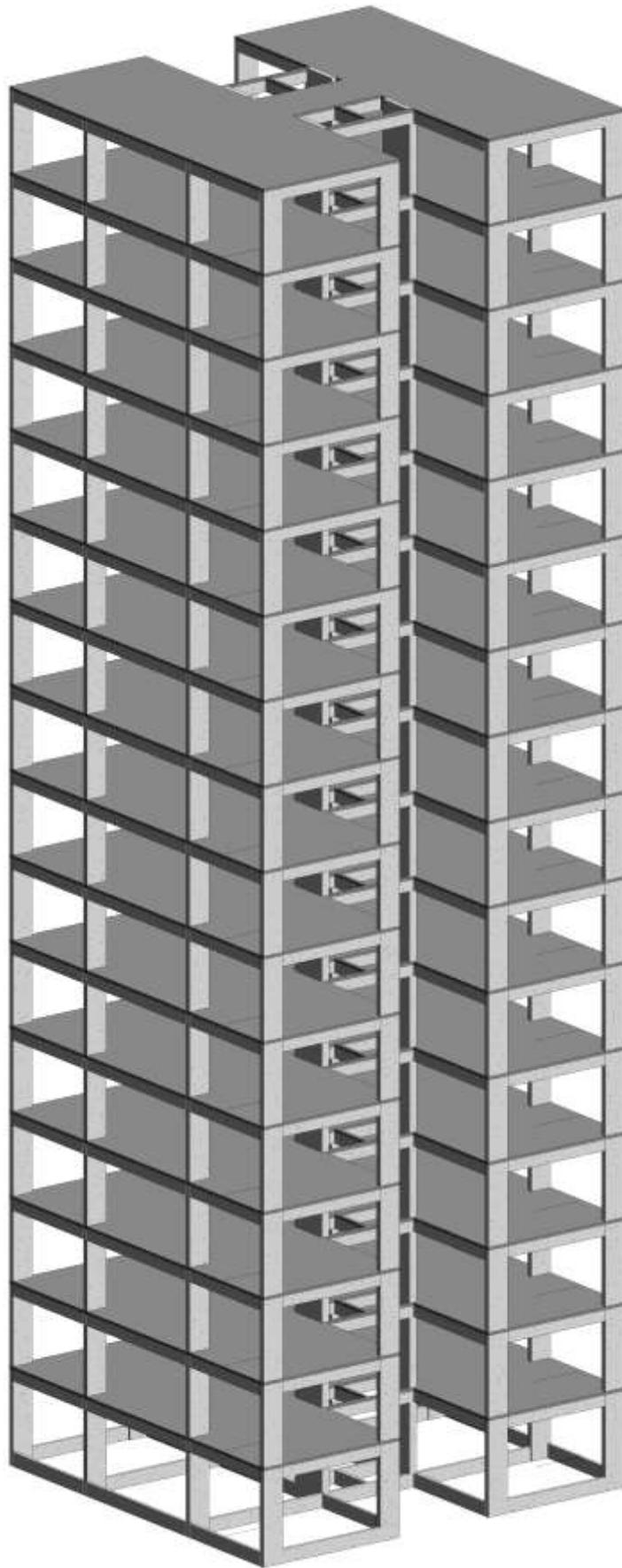


Figura 14 – Perspectiva: Modelo 1 [sem alvenaria]



Figura 15 – Perspectiva: Modelo 2 [com alvenaria]

Na Figura 13 é apresentado o corte A-A do edifício em estudo. A Figura 14 e Figura 15 representam as perspectivas do Modelo 1 [sem alvenarias] e Modelo 2 [com alvenarias] respectivamente. Os critérios utilizados para avaliação da rigidez, análise estática, modal e dinâmica da estrutura visando a verificação da influência das paredes de vedação serão apresentados e desenvolvidos nos capítulos seguintes deste trabalho.

No decorrer do capítulo 3 é apresentado o modelo estrutural proposto para análise, bem como as características físicas e geométricas do mesmo. No próximo capítulo será retratado o modelo numérico computacional utilizado na presente pesquisa.

4. MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Em consequência do incremento na complexidade das estruturas projetadas na atualidade, e acompanhando o desenvolvimento tecnológico, tem se tornado habitual a análise de modelos estruturais reais por meio de modelos numéricos computacionais. O emprego de métodos numéricos associados a ferramentas computacionais, têm permitido a solução de problemas complexos de engenharia que envolvem um elevado número de variáveis, bem como uma grande quantidade de dados em tempo reduzido. A simulação das estruturas com diversos carregamentos, matérias e condições de contorno de forma rápida e eficiente tornam atraente o método citado.

O modelo estrutural apresentado neste trabalho encaixa-se na gama de problemas de aplicações práticas que os engenheiros se deparam no seu dia a dia, problemas esses, que se tornam laboriosos quando resolvidos pelos métodos analíticos clássicos. Devido a isto, a utilização de procedimentos aproximados de caráter geral torna-se imprescindível. O método aproximado mais utilizado é o método dos elementos finitos (MEF) que consiste na discretização do elemento estrutural complexo em elementos mais simples cujos comportamentos podem ser descritos pelos métodos clássicos. Segundo Alves Filho [43], o sucesso desta tarefa não está apenas condicionado ao conhecimento de um aparato matemático muitas vezes complicado, mas à capacidade que o engenheiro apresenta de entender a natureza física do fenômeno que se propõe a resolver.

4.1. Definição do modelo computacional

No que concerne à elaboração do modelo numérico-computacional, são empregadas técnicas usuais de discretização via método dos elementos finitos. Com a intenção de obter um modelo fidedigno ao sistema estrutural misto (composto por elementos de concreto e aço) aqui estudado, para isto, é utilizado o programa computacional ANSYS [1]. Existem mais de 150 elementos disponíveis na biblioteca de elementos do ANSYS [1], os quais, são separados em modelos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais.

Para este trabalho são utilizados três elementos da biblioteca do ANSYS [1]: BEAM44, SHELL63 e LINK8, descritos a seguir.

O elemento BEAM44, foi escolhido para a modelagem das vigas e pilares. Este elemento tridimensional, possui seis graus de liberdade por nó, permitindo translações e rotações nos três eixos: x, y e z, assim como permite diferentes tipos de geometria nas extremidades opostas da barra. Além disso, este elemento considera os efeitos de flexão e torção. O elemento BEAM44 vai do nó i ao nó j, estando posicionado este no eixo x, de maneira que os eixos principais y e z estão localizados na seção transversal como pode ser observado na Figura 16. É importante ressaltar a possível excentricidade que pode existir entre os nós do elemento e o eixo da viga criada por este, é importante que seja considerado que as vigas e as lajes encontrem-se sobre o mesmo eixo, a não observância desta característica do elemento, pode influenciar significativamente nos valores das frequências fundamentais do modelo.

O elemento SHELL63, foi utilizado para a modelagem das lajes e alvenarias, visto que se comporta como uma casca. Este elemento possui quatro nós, cada um com seis graus de liberdade, sendo três translações e três rotações em torno dos eixos x, y e z, como pode ser observado na Figura 17.

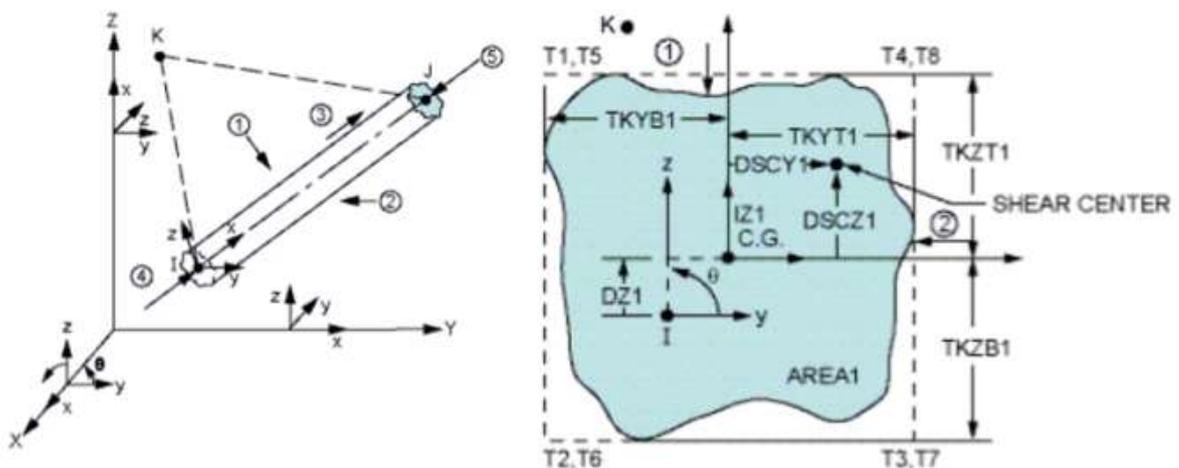


Figura 16 – Elemento finito tridimensional BEAM44 [1]

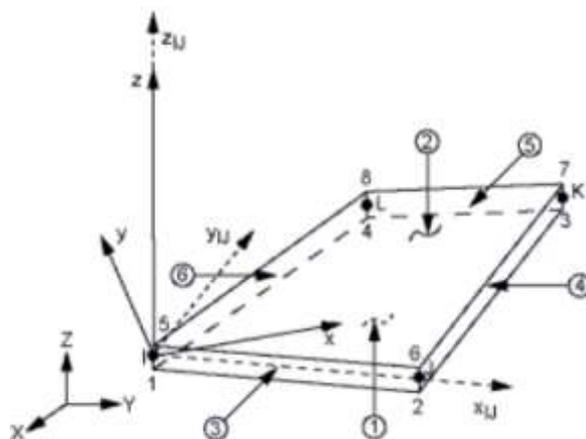


Figura 17 – Elemento finito SHELL63 [1]

Posterior à escolha dos elementos que conformam a estrutura, foi concebido o modelo a ser analisado no ANSYS [1]. A seguir, na Figura 18 pode ser observada a discretização do Modelo 1 [sem alvenarias], conformado 122.012 nós, 732.024 graus de liberdade e 58.138 elementos. Um corte deste mesmo modelo é apresentado na Figura 19.

Na presente pesquisa, o Modelo 2 [com alvenarias] é considerado como o modelo mais complexo, apresentado na Figura 20, este modelo possui 126.186 nós, 757.068 graus de liberdade e 134.010 elementos. As paredes foram discretizadas com uma espessura de 0,15 m e malha de 0,25 cm, respeitando as aberturas das portas e janelas consideradas no modelo arquitetônico. O material utilizado para o elemento de casca que modela as alvenarias possui módulo de elasticidade igual a 2,3 GPa como foi mencionado anteriormente. A Figura 21, apresenta a vista frontal do Modelo 2 detalhando o posicionamento das janelas.

Na Figura 22 pode-se observar o andar tipo do Modelo 1 [sem alvenarias], e a sua discretização, onde pode ser verificado o posicionamento dos pilares e das vigas.

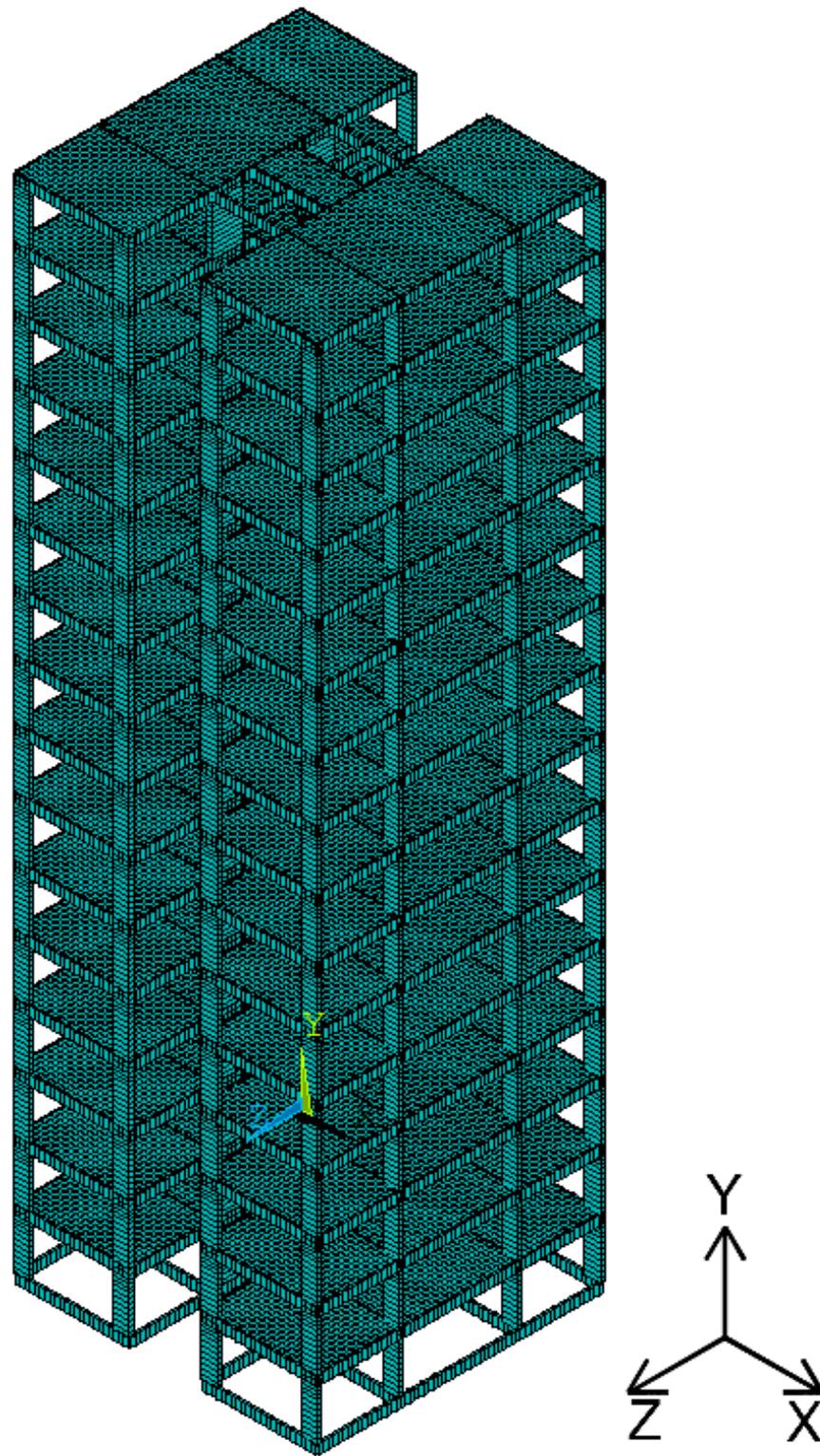


Figura 18 – Modelagem computacional: perspectiva Modelo 1

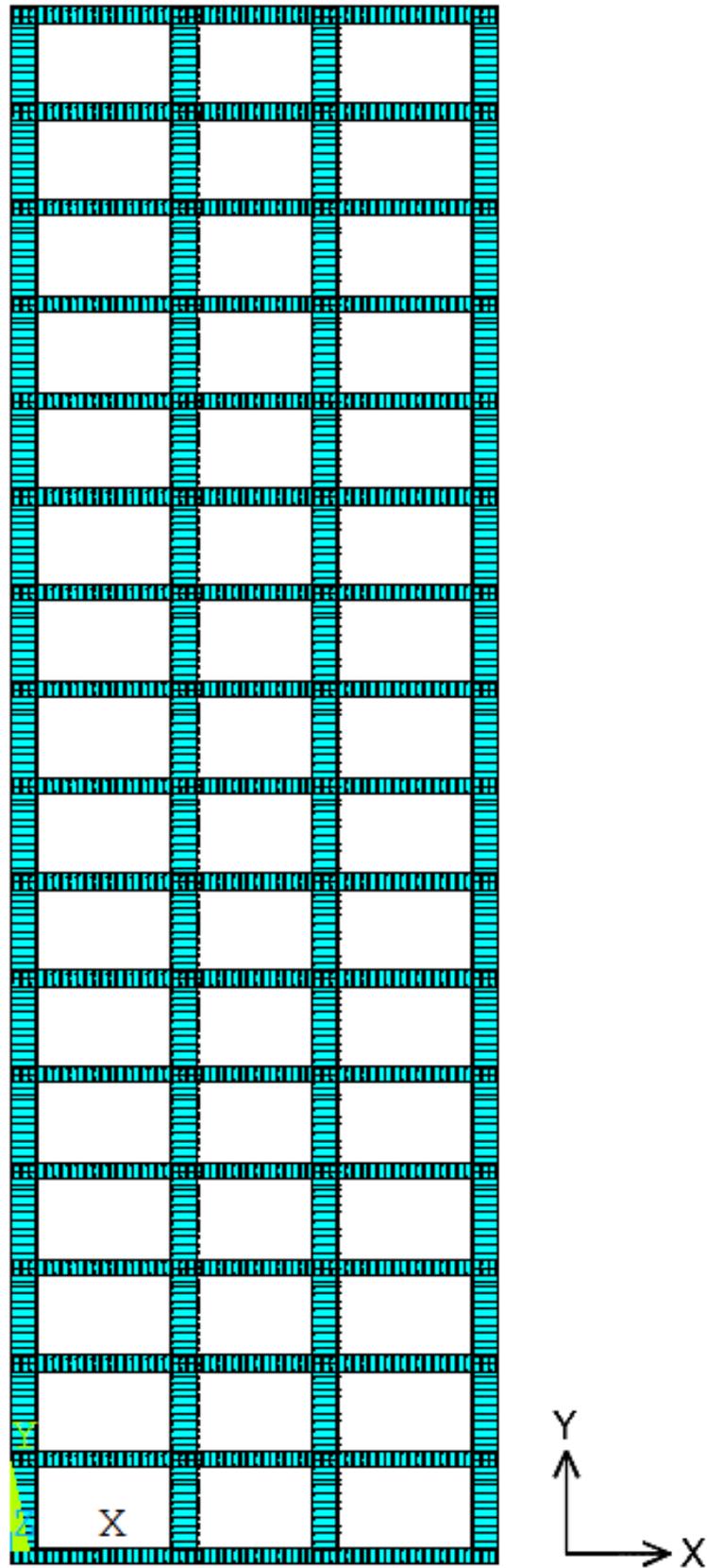


Figura 19 – Modelagem computacional: vista frontal Modelo 1

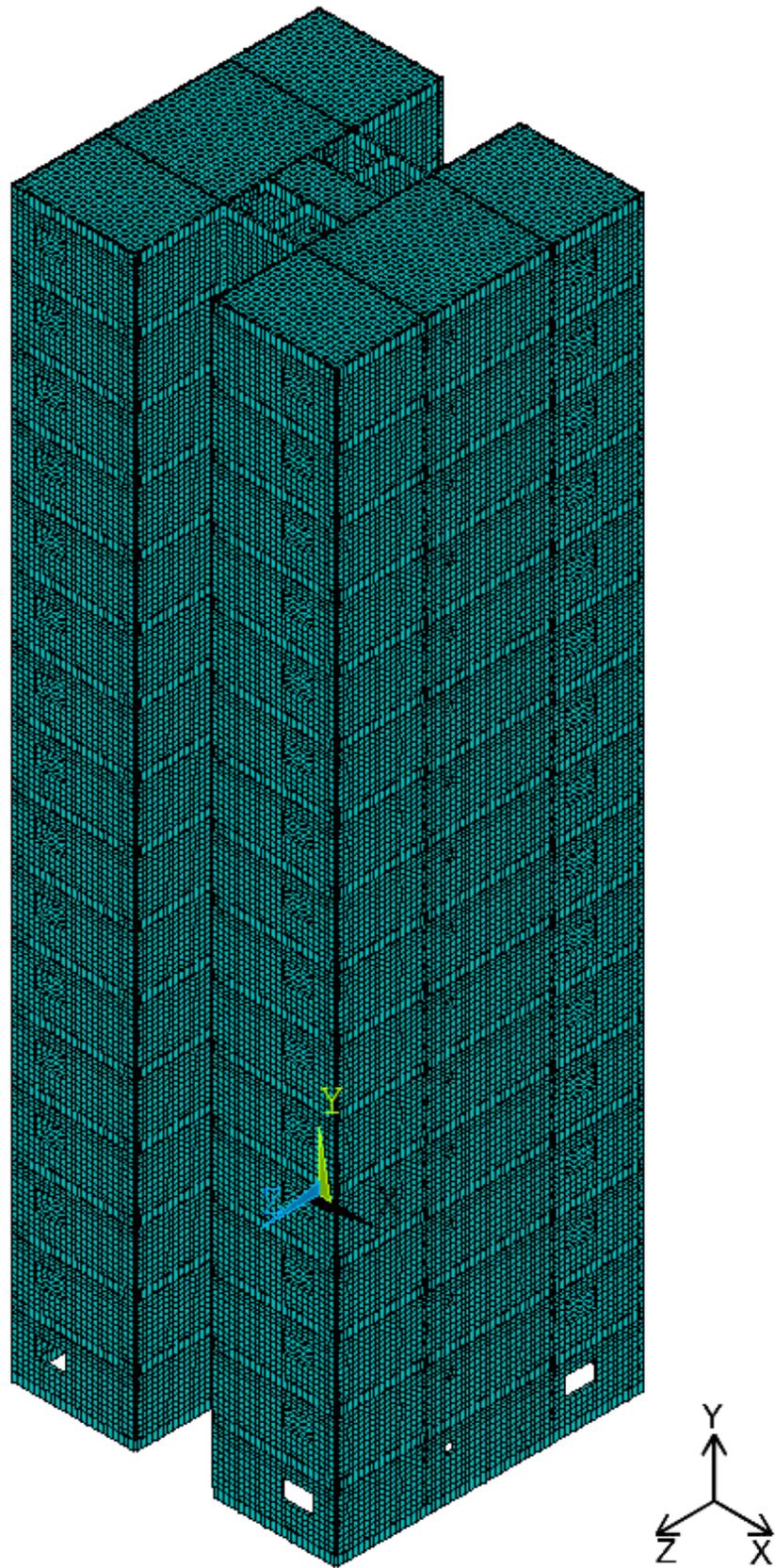


Figura 20 – Modelagem computacional: perspectiva Modelo 2

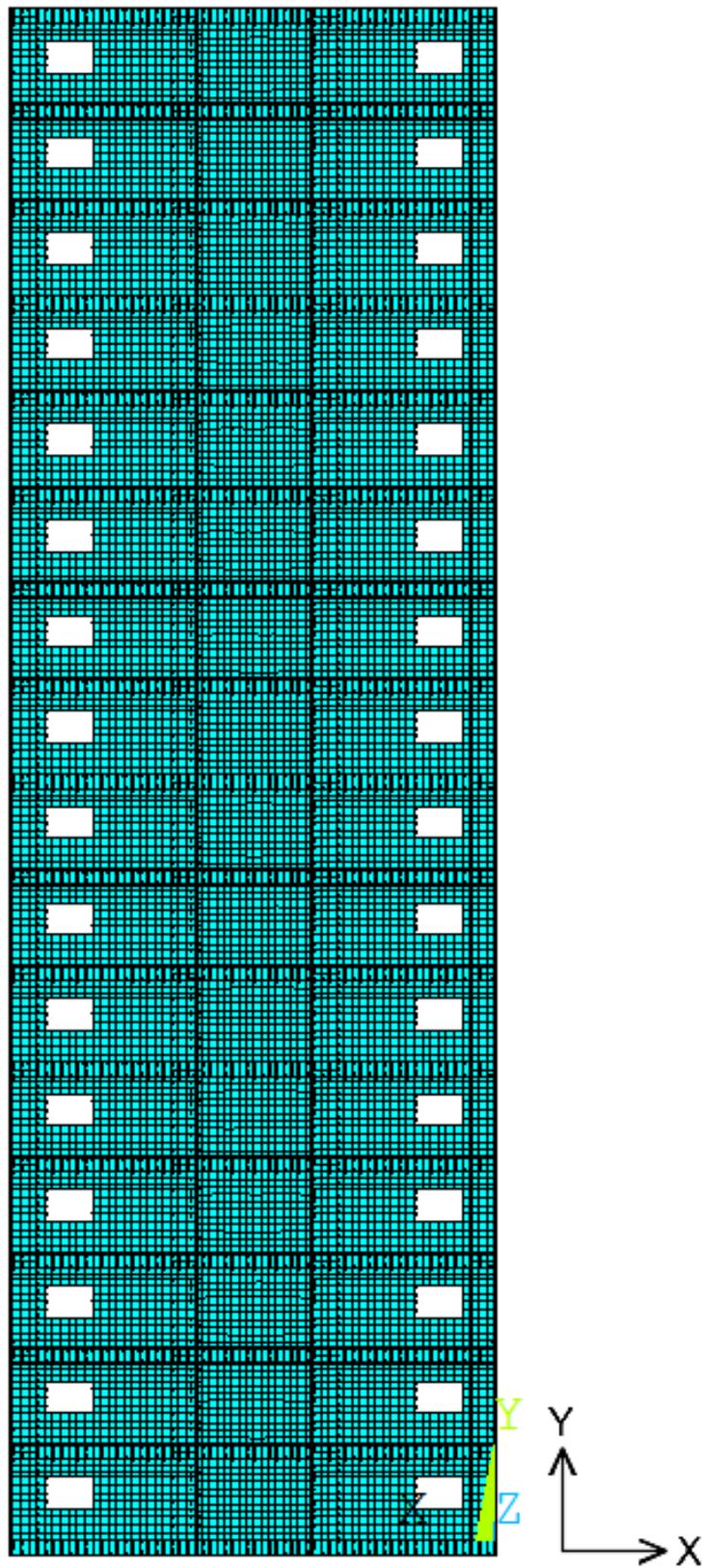


Figura 21 – Modelagem computacional: vista frontal Modelo 2

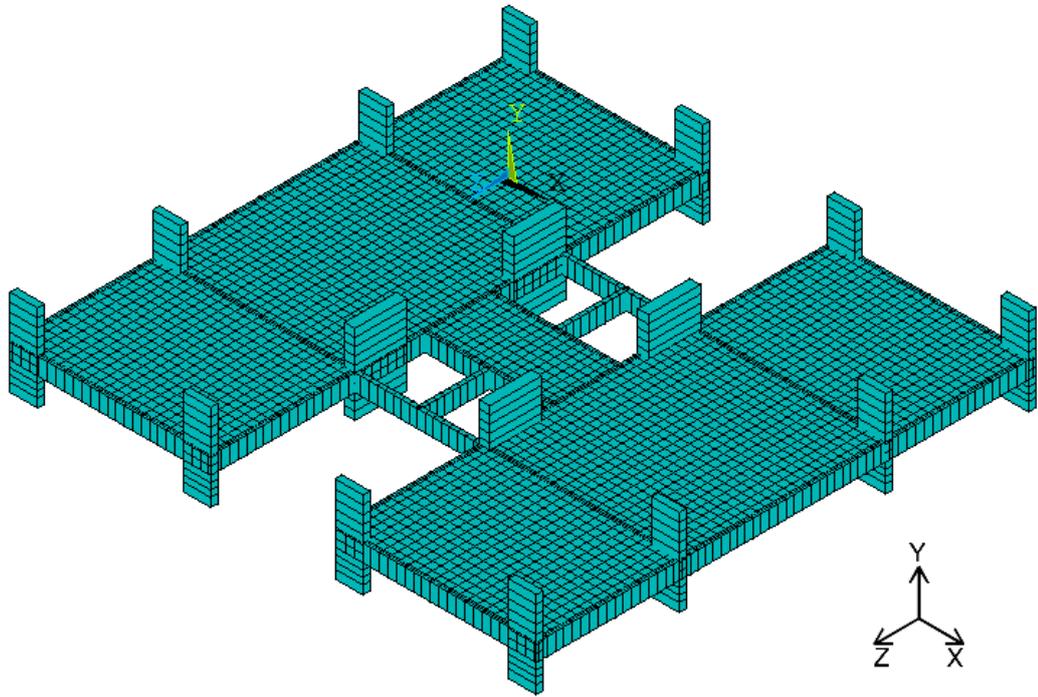


Figura 22 – Discretização pavimento tipo: Modelo 1 e 2

5. ANÁLISE ESTÁTICA

Com o modelo estrutural definido, procede-se à realização da análise estática, para começar, é necessário realizar uma verificação direta, aplicando-se uma carga unitária no topo da edificação, conseqüentemente, obtém-se um deslocamento para o modelo, a partir destes valores é possível encontrar a rigidez efetiva global da edificação para as duas direções a ser avaliadas (X e Z).

Em seguida uma verificação no Estado Limite de Serviço, é realizada, considerando a ação do vento na direção menos rígida da estrutura, identificada na primeira análise. Os deslocamentos obtidos nesta análise serão verificados através dos respectivos limites estabelecidos pela NBR 6118 [44].

5.1. Rigidez global

Antes de apresentar modelos mais complexos considera-se oportuno focar a atenção num modelo simples correspondente ao comportamento dinâmico de modelos com um grau de liberdade (1GL). A análise deste modelo nos permite introduzir os principais conceitos envolvidos na análise dinâmica das estruturas, permitindo-nos também, obter resultados que podem ser utilizados diretamente na análise de modelos de vários graus de liberdade. Isto é possível em quanto um sistema mais complexo pode ser estudado através da superposição da resposta de vários modelos de 1GL.

A rigidez de uma estrutura tem influência direta na estabilidade da mesma, Segundo Alves [45] os coeficientes de rigidez K e um certo deslocamento (u) na direção da aplicação da força são obtidos a partir da aplicação de uma força unitária sobre a estrutura (Figura 23), a qual, provoca pequenas deformações, a relação força deslocamento é linear, como pode mostrado na Eq. (28), o que significa que a estrutura é admitida na fase elástica (associados às ações em serviço, características).

$$f = K \cdot u \quad (28)$$

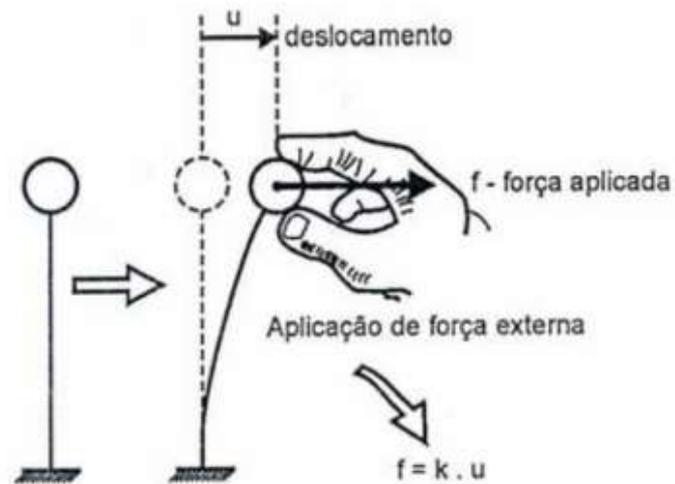


Figura 23 – Deslocamento no ponto de aplicação da força - [45]

Sendo assim, o valor do coeficiente $K_{x,y,z}$ é dado pela Eq. (29), sendo $u_{x,y,z}$ os deslocamentos absolutos generalizados provocados pelas ações unitárias (Figura 24). Estes coeficientes K são independentes do carregamento, e é esta a razão pela qual servem como parâmetro de comparação de rigidez para estruturas projetadas sob diferentes ações.

$$K_{x,y,z} = \frac{1}{u_{x,y,z}} \quad (29)$$

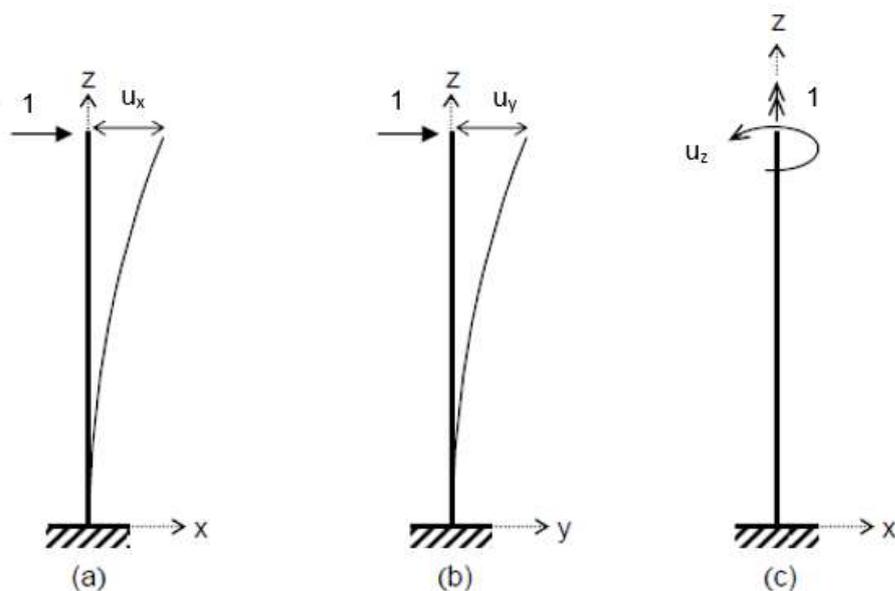


Figura 24 – Coeficientes de rigidez efetiva global

A seguir, na Tabela 6, são apresentados os valores encontrados para o Modelo 1 e Modelo 2, lembrando que, o Modelo 1 é constituído apenas por vigas, lajes e pilares e o Modelo 2 foi concebido adicionando ao Modelo 1 alvenarias cerâmicas de vedação, conforme as características apresentadas no capítulo 3.

Tabela 6 – Rigidezes efetivas globais: direções X e Z – Modelos 1 e 2

Modelo	Modelo 1		Modelo 2	
	Kx (kN/m)	Kz (kN/m)	Kx (kN/m)	Kz (kN/m)
Regime elástico	6456	6060	35714	43442

De acordo com os resultados obtidos, é possível concluir que a consideração de preenchimentos de alvenaria no modelo numérico, Modelo 2, influencia diretamente os resultados em relação à rigidez global da estrutura. Nesta situação, o Modelo 2 apresenta uma rigidez global 553% maior na direção X e 717% maior na direção Z quando comparado ao Modelo 1. O anterior é ilustrado na Figura 25.

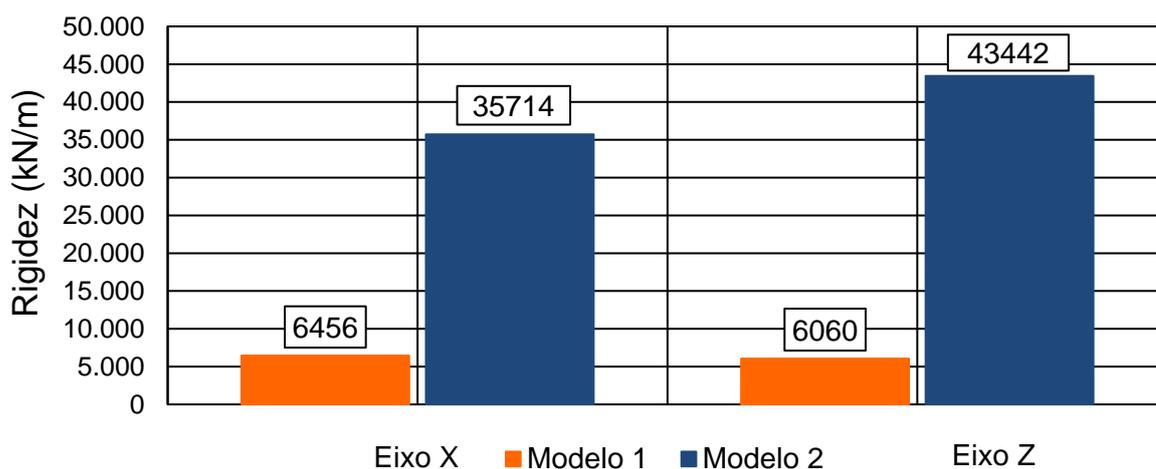


Figura 25 – Comparação das rigidezes: direções X e Z - Modelos 1 e 2

5.2. Descrição dos carregamentos atuantes

Os carregamentos aplicados na estrutura com o intuito de realizar a análise estática da mesma foram determinados como segue [36]:

- Cargas verticais: peso próprio da estrutura, cargas permanentes de revestimentos, cargas permanentes devido às alvenarias, sobrecargas de utilização (ou cargas acidentais).
- Cargas horizontais: devidas ao vento.

5.2.1. Cargas verticais aplicadas

Neste item, consideraram-se o peso próprio da estrutura (vigas, pilares e lajes de concreto armado), cargas permanentes de alvenarias e revestimentos, e sobrecarga de utilização.

O cálculo das cargas permanentes de alvenarias e revestimentos é feito da seguinte forma: blocos cerâmicos de 13 cm de espessura com o revestimento constituído por chapisco, emboço, reboco e pintura com espessura de 2 cm (1 cm para cada lado da parede) são utilizados como alvenaria de vedação sendo o peso específico de 14 kN/m^3 . O somatório do peso total das alvenarias utilizadas na estrutura dividido no somatório das áreas das lajes do prédio, constitui o peso total das cargas permanente consideradas na análise estática, com isso considerou-se o carregamento desta carga permanente como uniforme sobre as lajes. O valor encontrado através deste cálculo foi de $4,9 \text{ kN/m}^2$. Adicionalmente adota-se como carregamento permanente o valor de $1,0 \text{ kN/m}^2$ referente aos pisos sobre as lajes [36].

No que refere ao peso próprio da estrutura, o programa de elementos finitos ANSYS [1], utilizado na atual pesquisa, elabora o cálculo do peso próprio com base nos dados de entrada, deste modo, calcula-se peso total das vigas, pilares e lajes de concreto armado. O peso específico utilizado para o concreto é o mesmo encontrado na NBR 6118 [44] de 25 kN/m^3 . A Tabela 7 especifica detalhadamente os valores adotados para cada carga vertical.

Tabela 7 – Resumo das cargas verticais aplicadas

Ações	Abreviatura	Tipo	Valores
Peso próprio da estrutura	PP	permanente	2500 Kg / m ³
Revestimentos no piso	CP ₁	permanente	100 Kg / m ²
Alvenarias	CP ₂	permanente	490 Kg / m ²
Sobrecarga de utilização	SC	variável	150 Kg / m ²

5.2.2. Cargas horizontais aplicadas

O carregamento horizontal, como foi anteriormente mencionado, é composto somente pela força exercida pelo vento sobre a estrutura. As cargas de vento aplicadas à estrutura foram obtidas segundo o modelo contínuo simplificado apresentado pela norma NBR6123 [12]. Para iniciar o processo de cálculo do carregamento horizontal é importante definir uma série de parâmetros segundo indica a norma; classificação da edificação e do terreno onde será construído o edifício são alguns deles. Levando em conta que o projeto do edifício escolhido para analisar na corrente pesquisa não possui informações concretas acerca dos parâmetros anteriormente mencionados, foram atribuídas pelo autor situações hipotéticas consideradas próximas ao Rio de Janeiro, local escolhido para o estudo deste modelo, considerando que é neste lugar onde a pesquisa está sendo realizada [36].

Consultando as isopletas apresentadas pela norma, verifica-se que a velocidade básica adotada para a área da edificação é de 35 m/s. O terreno foi classificado como plano ou fracamente acidentado que é a situação mais comum para construções de edifícios de múltiplos pavimentos como descrito no Capítulo 2. Através da determinação dessas classificações obtém-se os parâmetros que definem os fatores necessários para o cálculo da velocidade característica v_k . A Tabela 8 apresenta as classificações, parâmetros e fatores utilizados para a análise da influência do vento na edificação.

Tabela 8 – Parâmetros utilizados no cálculo da carga horizontal aplicada

ITEM	CLASSIFICAÇÃO	
Terreno	plano ou fracamente acidentado	
Categoria	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.	
Grupo	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	
S1	1,00	
S2	Parâmetro b	1
	Parâmetro p	0,15
	Parâmetro Fr	0,98
S3	0,63	

É interessante observar que os valores dos coeficientes de arrasto necessários para realizar o cálculo do carregamento horizontal pelo vento produzido, são iguais nas duas direções como pode ser observado na Tabela 9, isto devido ao fato de o edifício possuir dimensões em X e Z similares.

Tabela 9 – Coeficientes de arrasto adotados

Direção do vento	Coeficiente de arrasto (Ca)
Vento em X	1,35
Vento em Z	1,35

As magnitudes das forças devidas ao vento são iguais para o Modelo 1 [sem alvenarias] e Modelo 2 [com alvenarias]. Isto se deve ao fato de que os parâmetros envolvidos no cálculo do módulo da força horizontal não compreendem relações com acréscimos de elementos na estrutura, como a consideração das alvenarias de vedação, por exemplo. As características da edificação que são levadas em conta no cálculo dessas forças são as dimensões da construção, que não variam no modelo avaliado.

6. ANÁLISE MODAL

A análise modal é o processo constituído de técnicas teóricas e experimentais que possibilitam a construção de um modelo matemático representativo do comportamento dinâmico do sistema em estudo, a fim de determinar os seus parâmetros modais. As frequências naturais indicam a taxa de oscilação livre da estrutura, depois de cessada a força que provocou o seu movimento. Em outras palavras, representa o quanto a estrutura vibra quando não há força aplicada sobre ela. Esta frequência é função direta da rigidez, e inversa da massa da estrutura, sendo designada por um número real positivo, e cuja unidade mais comum é o Hertz. Uma estrutura possui diversas frequências naturais pois ela pode vibrar livremente em diversas direções, tantas como os graus de liberdade da mesma. A frequência natural mais importante é a primeira (menor entre todas), designada como fundamental. É importante ressaltar que, em estruturas convencionais, a primeira frequência é sempre a mais preponderante ao movimento oscilatório. Os modos de vibração são a forma como a estrutura vibra, relacionada a cada uma de suas frequências naturais. Ou seja: para cada frequência natural existe um modo de vibração específico, ou um perfil de vibração.

O intuito de realizar uma análise modal nas estruturas, como antes mencionado, é encontrar as frequências naturais da mesma, para assim, impedir que excitações próximas as frequências naturais geradas por agentes externos, conduzam a estrutura à ressonância e posteriormente a seu colapso. Nos casos práticos em que as forças externas provocam excitações de múltiplos harmônicos, os intervalos mais nocivos a integridade da estrutura são os que contém os primeiros modos de vibração e os harmônicos de mais baixa ordem de excitação. Tem-se também que as frequências de excitação precisam ser mantidas em valores baixos em comparação com as frequências naturais da estrutura para que esta apresente modos de deformação elástica adequados ao projeto, dessa forma, deve-se aumentar as frequências naturais para que estas se afastem da faixa de frequências iniciais geradas pela excitação externa.

Os modelos estudados na presente pesquisa, foram analisados por meio do software de elementos finitos ANSYS [1], onde obtiveram-se as frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores). A informação encontrada foi

utilizada para obter as frequências naturais e primeiros modos de vibração da estrutura, já que é considerado que possuem maior importância para ao estudo, devido ao fato de apresentarem maior risco ao projeto.

6.1. Frequências naturais (autovalores)

No que tange aos autovalores ou frequências naturais da estrutura, são encontradas a través da análise numérica no programa ANSYS [1], como foi anteriormente mencionado, as primeiras dez frequências naturais para o Modelo 1 [sem alvenarias] e Modelo 2 [com alvenarias]. É importante esclarecer, que para a análise são utilizadas unicamente restrições translacionais nos apoios da estrutura.

Na Tabela 10, são apresentados os resultados obtidos para o modelo analisado na presente pesquisa, na qual é possível verificar que as frequências naturais aumentam à medida que a rigidez da estrutura incrementa. O Modelo 2, modelo no qual as alvenarias foram elaboradas com elementos de casca, apresentou a frequência fundamental 241% maior se comparada com a primeira frequência natural do Modelo 1, levando em conta que as duas anteriores correspondem ao mesmo modo de vibração, corroborando a importância da inclusão das alvenarias de vedação na concepção dos modelos numéricos na análise dinâmica dos edifícios. A Tabela 11 apresenta os valores obtidos para os períodos da estrutura.

Tabela 10 – Frequências naturais dos modelos estruturais

Frequências (Hz)	Modelo 1	Modelo 2
f ₀₁	0,53	1,14
f ₀₂	0,56	1,28
f ₀₃	0,62	1,88
f ₀₄	1,64	3,83
f ₀₅	1,77	4,56
f ₀₆	1,85	5,72
f ₀₇	3,07	7,45
f ₀₈	3,29	7,66
f ₀₉	3,48	9,29
f ₁₀	4,57	9,85

Tabela 11 – Períodos (T) dos modelos estruturais

Período	Modelo 1 (s)	Modelo 2 (s)
T ₀₁	1,89	0,88
T ₀₂	1,82	0,78
T ₀₃	1,61	0,53
T ₀₄	0,61	0,26
T ₀₅	0,56	0,22
T ₀₆	0,54	0,17
T ₀₇	0,33	0,13
T ₀₈	0,30	0,13
T ₀₉	0,29	0,11
T ₁₀	0,22	0,10

Segundo a NBR 6123 [12], edificações com período fundamental superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio, como pode ser observado nos três primeiros períodos do Modelo 1 [sem alvenarias], apresentados na Tabela 11. Nota-se também neste caso que estruturas mais rígidas tem um desempenho melhor em relação à avaliação dos períodos fundamentais segundo a norma.

6.2. Modos de vibração (autovetores)

Dando continuidade à análise modal das estruturas, são apresentados os dez primeiros modos de vibração para o Modelo 1 [sem alvenarias] e Modelo 2 [com alvenarias]. Tais formas modais estão correlacionadas com as dez primeiras frequências naturais apresentadas anteriormente na Tabela 10.

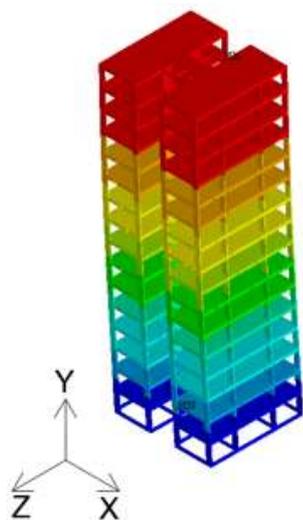
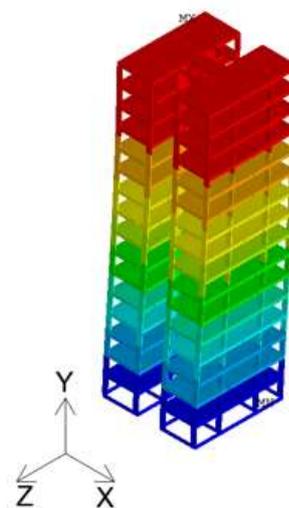
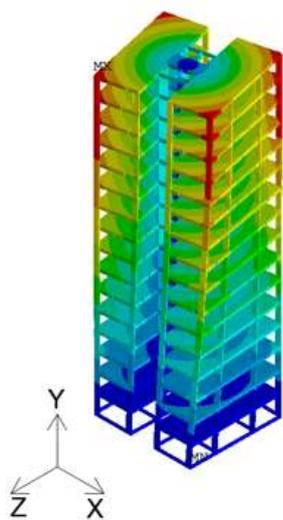
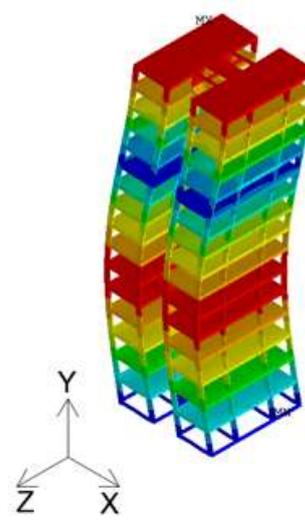
a) 1º modo de vibração-flexão ($f_{01}= 0,53\text{Hz}$)b) 2º modo de vibração-flexão ($f_{02}= 0,56\text{Hz}$)c) 3º modo de vibração-torção ($f_{03}= 0,62\text{Hz}$)d) 4º modo de vibração-flexão ($f_{04}= 1,64\text{Hz}$)

Figura 26 – Modos de vibração da estrutura - Modelo 1 (1º ao 4º modo)

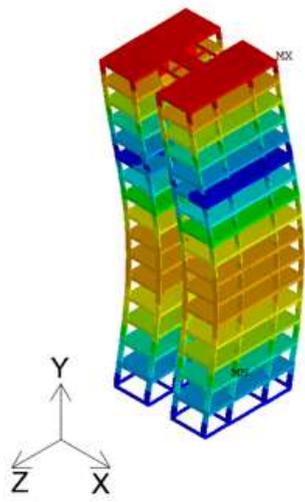
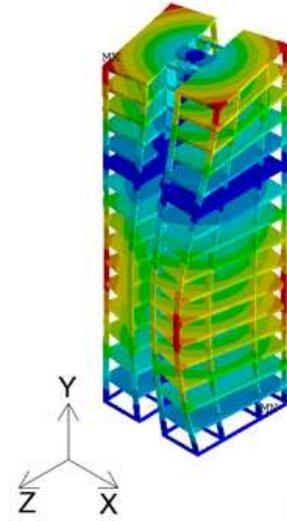
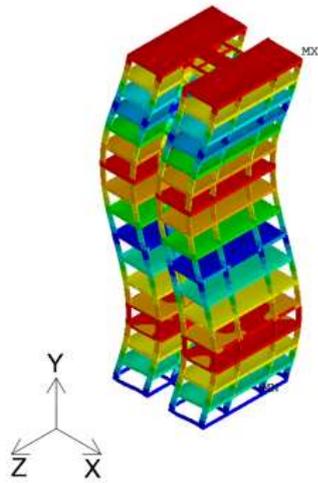
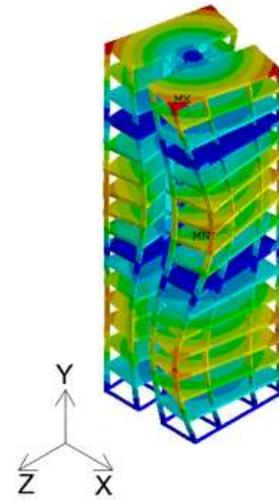
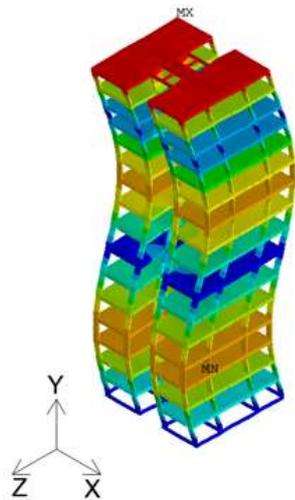
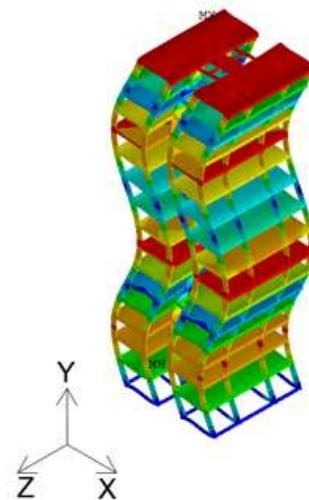
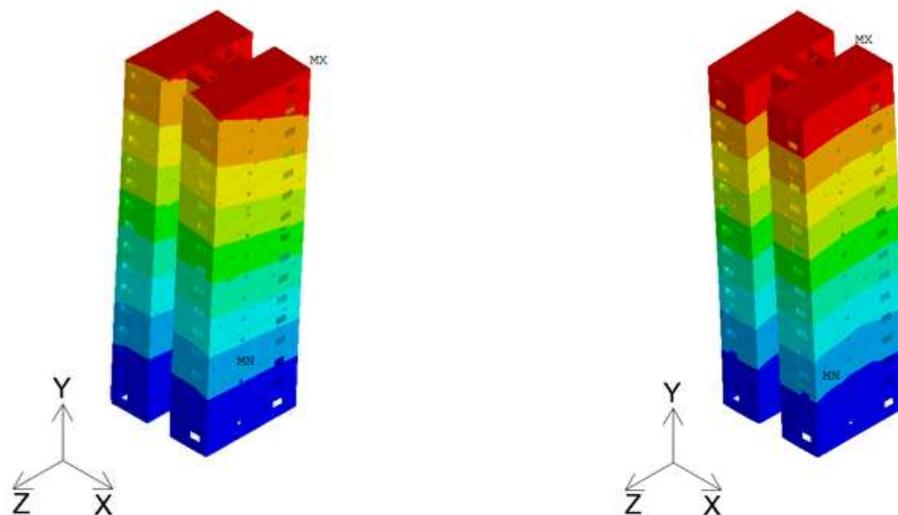
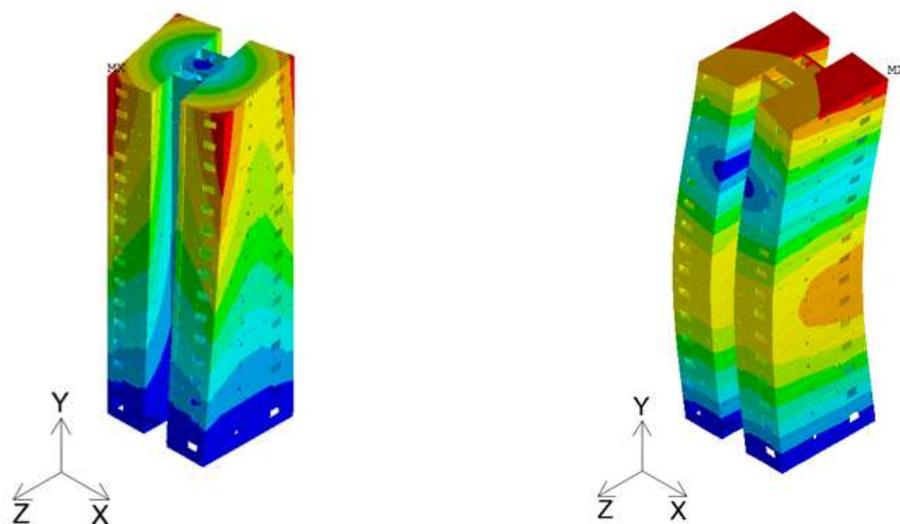
e) 5º modo de vibração-flexão ($f_{05}= 1,77\text{Hz}$)f) 6º modo de vibração-torção ($f_{06}= 1,85\text{Hz}$)g) 7º modo de vibração-flexão ($f_{07}= 3,07\text{Hz}$)h) 8º modo de vibração-torção ($f_{08}=3,29\text{Hz}$)i) 9º modo de vibração-flexão ($f_{09}= 3,48\text{Hz}$)j) 10º modo de vibração-flexão ($f_{10}=4,57\text{Hz}$)

Figura 27 – Modos de vibração da estrutura - Modelo 1 (5º ao 10º modo)

O Modelo 1 [sem alvenarias] possui os modos de vibração diferentes dos modos do Modelo 2 [com alvenarias]. Estas diferenças são fundamentadas no fato de o Modelo 2 ser enrijecido pelas alvenarias, levando em conta o aporte das alvenarias de vedação, mudando assim seus modos de vibração.



a) 1º modo de vibração flexão ($f_{01}= 1,14\text{Hz}$) b) 2º modo de vibração-flexão ($f_{02}= 1,28\text{Hz}$)



c) 3º modo de vibração-torção ($f_{03}=1,88\text{Hz}$) d) 4º modo de vibração-flexão ($f_{04}= 3,83\text{Hz}$)

Figura 28 – Modos de vibração da estrutura - Modelo 2 (1º ao 4º modo)

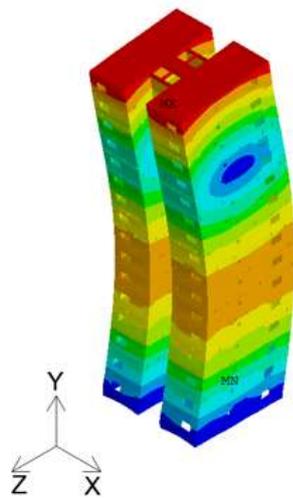
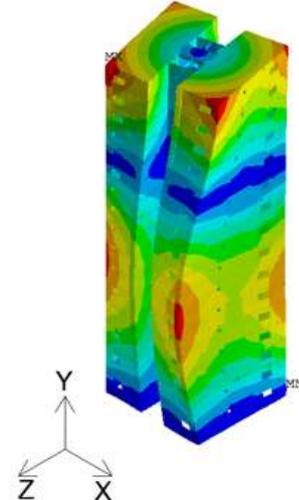
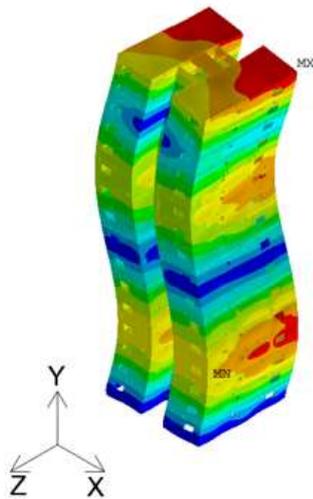
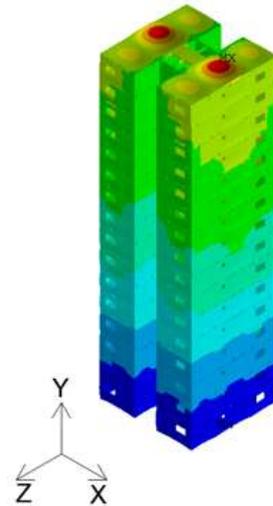
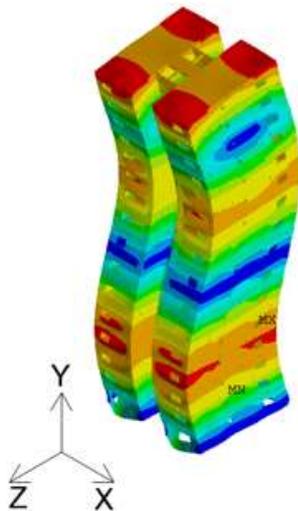
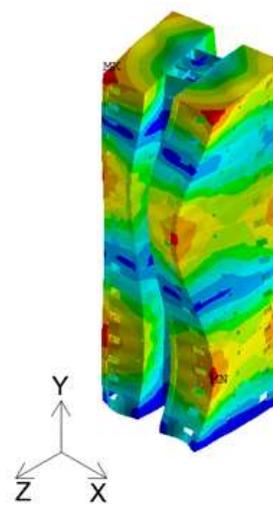
e) 5º modo de vibração–flexão ($f_{05}=4,56\text{Hz}$)f) 6º modo de vibração–torção ($f_{06}=5,72\text{Hz}$)g) 7º modo de vibração–flexão ($f_{07}= 7,45\text{Hz}$)h) 8º modo de vibração–pisos ($f_{08}= 7,66\text{Hz}$)i) 9º modo de vibração–flexão ($f_{09}= 9,29\text{Hz}$)j) 10º modo de vibração–torção ($f_{10}=9,85\text{Hz}$)

Figura 29 – Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (5º ao 10º modo)

A seguir, a Tabela 12 resume o comportamento dinâmico de cada modelo. Somente resultados das análises de vibração livre do modelo computacional desenvolvido foram apresentados até o momento. Assim, as frequências naturais da estrutura (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) foram obtidos, permitindo uma avaliação da resposta dinâmica das estruturas investigadas, adicionalmente é importante para esta pesquisa o conhecimento de ditas frequências, pois permite determinar qual faixa de frequência adotar no espectro de potência de Kaimal, de forma que enquadrem todas as principais frequências naturais do modelo proposto.

No seguinte item serão desenvolvidas as frequências naturais através de fórmulas simplificadas fornecidas por 3 métodos diferentes; usando a expressão Hirsch & Bachmann [46], Eurocódigo 1-4 (2010) [30] e NBR 6123 [12]. Com estes resultados no próximo capítulo, comparar-se os resultados encontrados no ANSYS [1] com estas fórmulas no que tange o conforto humano.

Tabela 12 – Comportamento dinâmico das estruturas

Modo de vibração	Preponderância dos modos	
	Modelo 1	Modelo 2
Primeiro	1º modo de flexão em relação ao eixo X	1º modo de flexão em relação ao eixo Z
Segundo	1º modo de flexão em relação ao eixo Z	1º modo de flexão em relação ao eixo X
Terceiro	1º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de torção em relação ao eixo Y
Quarto	2º modo de flexão em relação ao eixo Z	2º modo de flexão em relação ao eixo Z
Quinto	3º modo de flexão em relação ao eixo Z	2º modo de flexão em relação ao eixo X
Sexto	2º modo de torção em relação ao eixo Y	2º modo de torção em relação ao eixo Y
Sétimo	4º modo de flexão em relação ao eixo Z	3º modo de flexão em relação ao eixo Z
Oitavo	3º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de vibração dos pisos
Nono	2º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de flexão em relação ao eixo X
Décimo	5º modo de flexão em relação ao eixo Z	3º modo de torção em relação ao eixo Y

6.3. Frequências naturais através de fórmulas simplificadas

Adicional às frequências naturais e modos de vibração encontradas através do programa de elementos finitos ANSYS [1], a seguir são apresentadas algumas fórmulas que estimam a frequência fundamental de um edifício, a fim de comparar os resultados manuais com os resultados numéricos. Uma estimativa da frequência fundamental de um edifício é possível usando a Eq.(30) proposta por Hirsch & Bachmann [46]:

$$f(\text{Hz}) = 0,4 \cdot \left(\frac{100}{h} \right)^{1,6} \quad (30)$$

No Eurocódigo 1-4 (2010) [30], a frequência fundamental de flexão, f_1 , para edifícios com vários pisos e de altura superior a 50m, pode ser estimada através da Eq. (31).

$$f_1 = \frac{46}{h} \quad [\text{Hz}] \quad (31)$$

A NBR 6123 [12] apresenta para edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas, a seguinte expressão apresentada na Eq. (32) para determinação do primeiro período fundamental:

$$f_1 = \frac{1}{0,05 + 0,015h} \quad (32)$$

Tabela 13 – Frequências naturais para o 1º modo de vibração

Fonte	Frequência	
	Modelo 1	Modelo 2
ANSYS [1]	0,53 Hz	1,14 Hz
Eurocódigo 1-4 (2010) [30]	0,96 Hz	0,96 Hz
NBR 6123 (1988) [12]	1,3 Hz	1,3 Hz
Hirsch & Bachmann (1995) [46]	1,3 Hz	1,3 Hz

A Tabela 13 apresenta os valores das frequências fundamentais obtidos através do método numérico e das fórmulas expeditas da NBR 6123 [12],

Eurocódigo 1- 4 (2010) [30] e Hirsch & Bachmann [46]. No Modelo 1 [sem alvenarias], a frequência obtida analiticamente por meio do Eurocódigo 1-4 (2010) [30] representa o 181,13% da frequência natural encontrada no método numérico e o valor obtido utilizando as expressões da NBR 6123 [12] e Hirsch & Bachmann [46] representa o 245,28% da frequência natural encontrada no método numérico. Para o Modelo 2 [com alvenarias] a frequência natural encontrada com a expressão proposta pelo Eurocódigo 1-4 (2010) [30] representa o 84,21% e a frequência encontrada por meio das expressões da NBR 6123 [12] e de Hirsch & Bachmann [46] o 114,03% da frequência natural encontrada com o modelo numérico. Com o anterior podemos considerar que de alguma forma as fórmulas levam em conta a contribuição das alvenarias, ou pelo menos, podem ser consideradas como menos conservadoras que a consideração da estrutura sem a contribuição das alvearias de vedação na rigidez da mesma, evidenciando que as fórmulas analíticas utilizadas para modelos sem alvenarias resultam em respostas pouco confiáveis.

Foi apresentada nesse capítulo a análise modal e as principais frequências naturais e modos de vibração obtidos para cada estratégia de modelagem. Esses resultados são importantes para a determinação da faixa de frequência a ser adotada no espectro de potência de Kaimal [15].

7. ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA

Neste capítulo é estudado o comportamento do modelo estrutural analisado na presente pesquisa ao ser submetido às cargas dinâmicas não determinísticas do vento. A metodologia do vento sintético proposta por Franco [14] está inserida em um processo aleatório, como descrito anteriormente. Desta forma faz-se necessário estabelecer a geração de um determinado número de séries de carregamentos para avaliação da resposta. Conseqüentemente, para a realização do presente trabalho, são obtidos os deslocamentos e as acelerações máximas da resposta dinâmica para 30 séries de cargas aleatórias, a obtenção destas séries de carregamentos permite estabelecer um tratamento estatístico que confere um índice de confiabilidade para a resposta estrutural do modelo. É realizado então, o tratamento estatístico dos máximos deslocamentos em um ponto no topo do prédio e das acelerações em um ponto no piso do último andar das 30 séries de acordo com o apresentado no Capítulo 2, Item 2.3, para ser comparados e analisados objetivamente com os valores obtidos para deslocamentos estáticos e dinâmicos propostos em normas.

Os dados obtidos no Modelo 1 [sem alvenarias] e Modelo 2 [com alvenarias], são inseridos em uma análise estatística na qual são obtidos os parâmetros tais como a média e o desvio padrão, considerando uma distribuição normal. O valor característico da resposta com um índice de confiabilidade de 95% pode ser dado conforme mostrado na Eq. (27). As Figura 30 à Figura 35, apresentam uma série de deslocamentos obtidos no topo do edifício, para uma série de carregamentos em um dos modelos analisados e em cada uma das direções avaliadas, X e Z. Nestas gráficas percebe-se, claramente, o comportamento aleatório da resposta em consequência ao carregamento aplicado. À vista disso, podemos observar o histórico dos deslocamentos no tempo total (600 s), levando em conta que o Modelo 1 está composto por vigas, colunas e lajes em concreto armado, e o Modelo 2 adicionalmente aos componentes do Modelo 1, conta com as alvenarias de vedação.

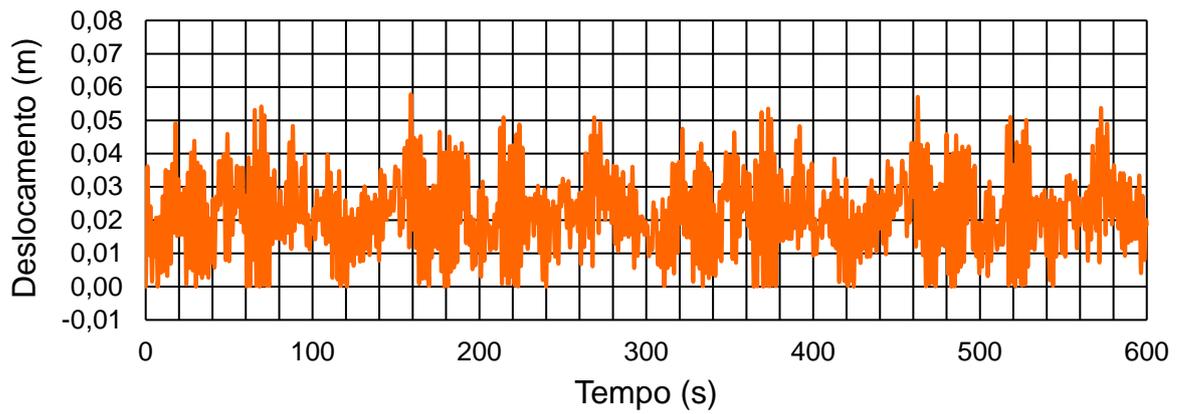


Figura 30 – Histórico de deslocamentos: direção X-Modelo 1

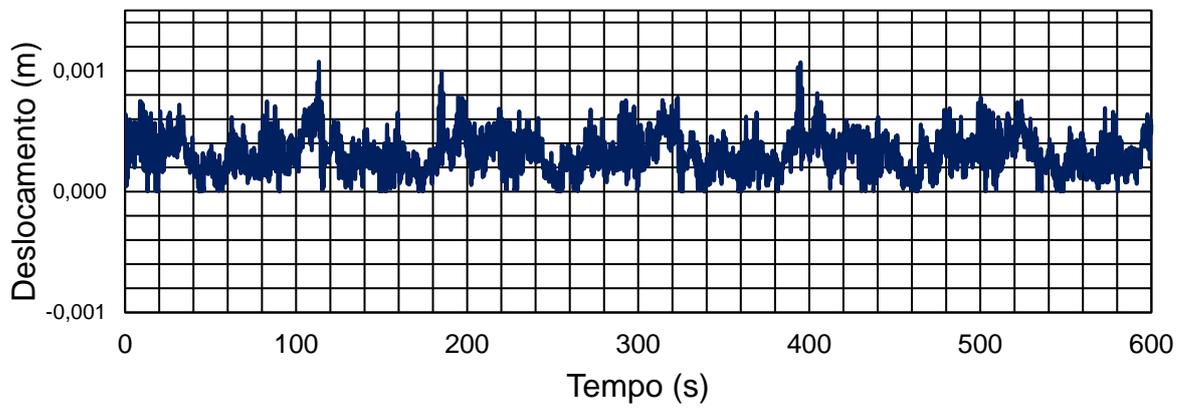


Figura 31 – Histórico de deslocamentos: direção X-Modelo 2

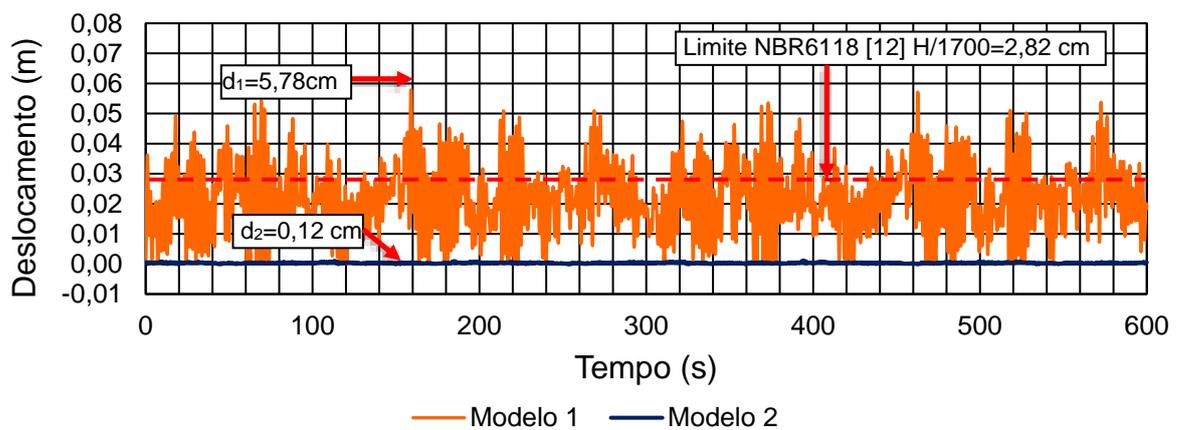


Figura 32 – Comparativo de histórico de deslocamentos: direção X

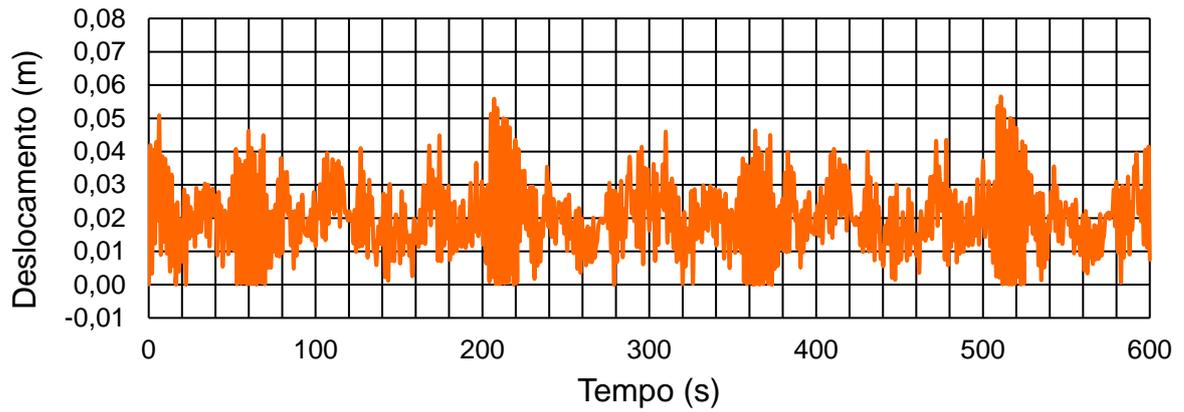


Figura 33 – Histórico de deslocamentos: direção Z- Modelo 1

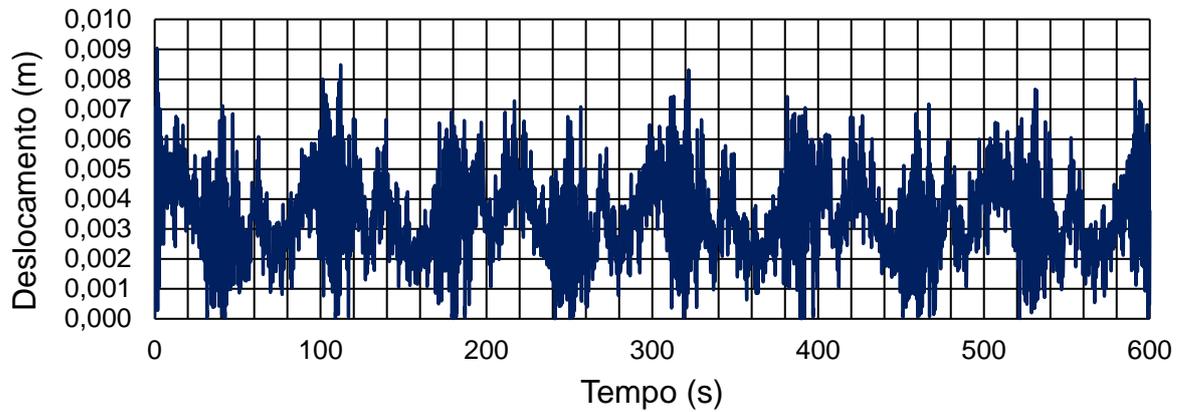


Figura 34 – Histórico de deslocamentos: direção Z- Modelo 2

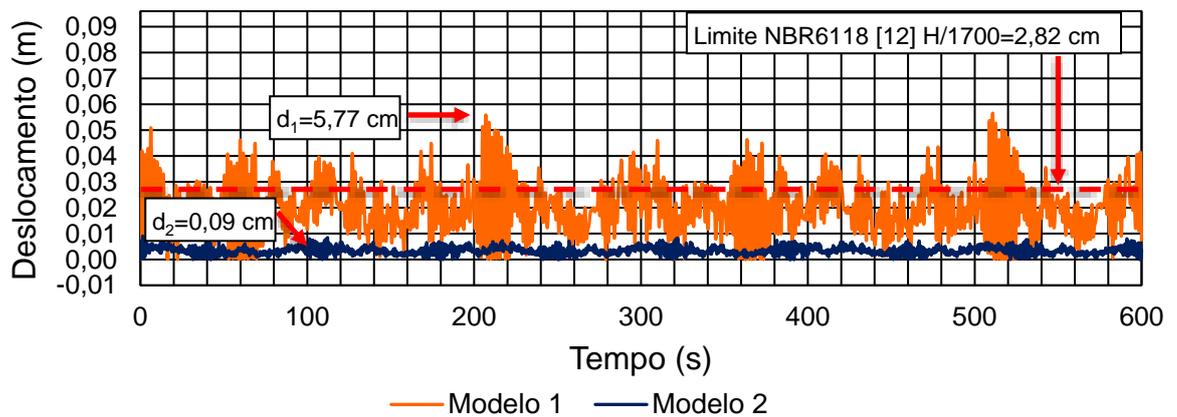


Figura 35 – Comparativo de histórico de deslocamentos: direção Z

Sendo conseqüente com os resultados obtidos no capítulo 5, na análise das rigidezes globais da estrutura em cada uma das direções estudadas, pode ser observado na Figura 32 e Figura 35 um comportamento mais rígido nas estruturas que contam com alvenaria de vedação (Modelo 2), podendo chegar a afirmar que são estas parte importante a ser inclusa na modelagem das estruturas de edifícios, já que sua participação na performance do prédio, no que refere a vibrações por carregamentos dinâmicos, é significativa segundo os resultados obtidos na presente pesquisa.

Ainda na avaliação dos dados obtidos e dando continuidade à análise das respostas do modelo estrutural, apresenta-se da Figura 36 à Figura 41 os históricos das acelerações obtidas no último andar do edifício, isto, porque a aceleração está relacionada ao conforto humano e aos estados limites de utilização, e toma-se como referência o último andar de utilização que é onde se espera seja apresentado o maior desconforto (maior aceleração) para os ocupantes do edifício; edifício este, submetido a vibrações provenientes da ação não determinísticas do vento.

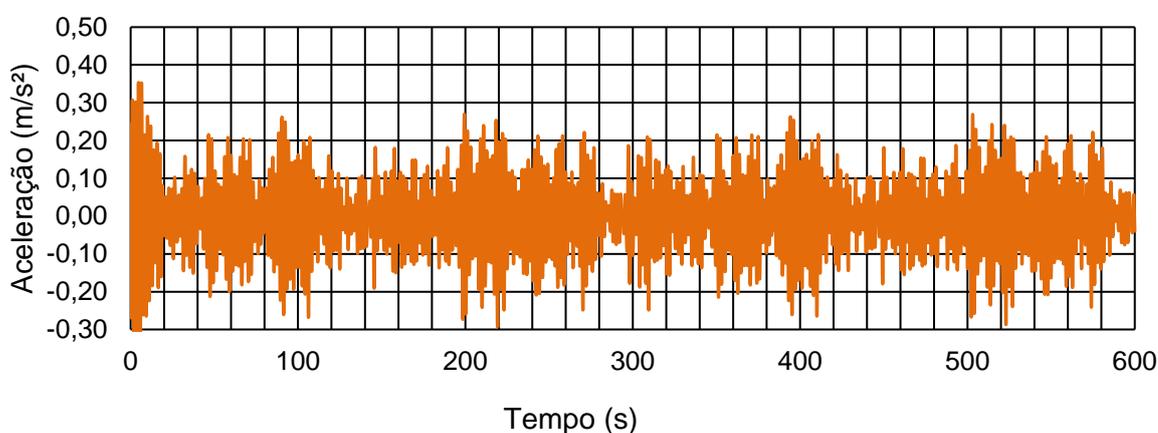


Figura 36 – Histórico de aceleração: direção X - Modelo 1

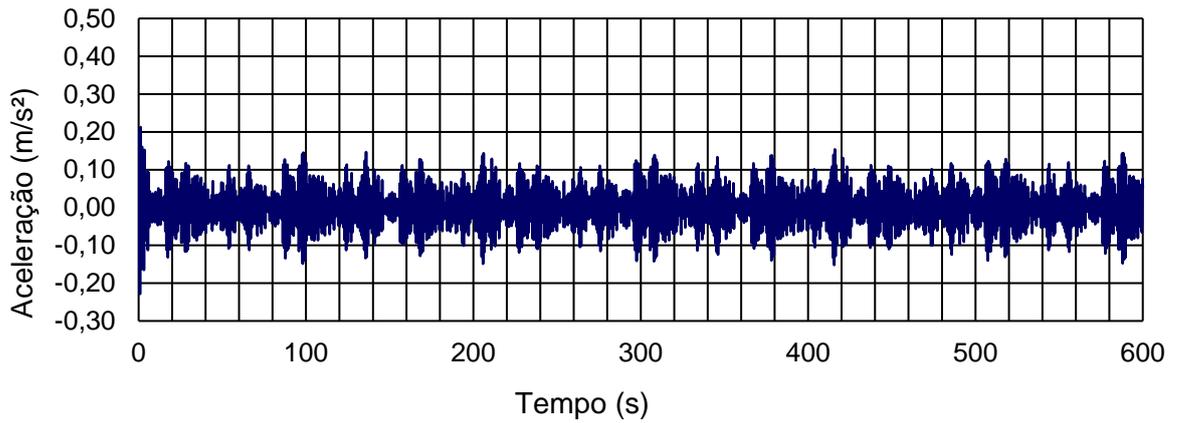


Figura 37 – Histórico de aceleração: direção X- Modelo 2

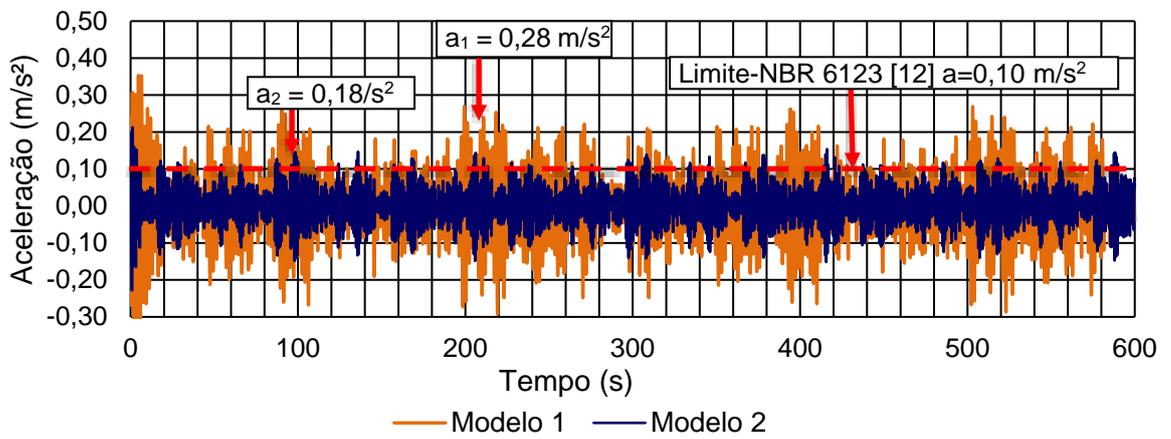


Figura 38 – Comparativo de histórico de aceleração: direção X

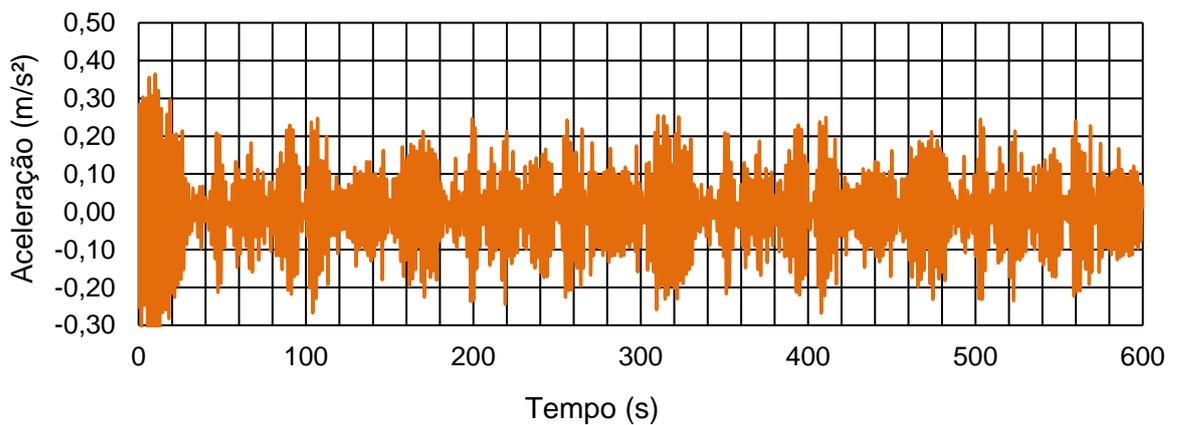


Figura 39 – Histórico de aceleração em: direção Z- Modelo 1

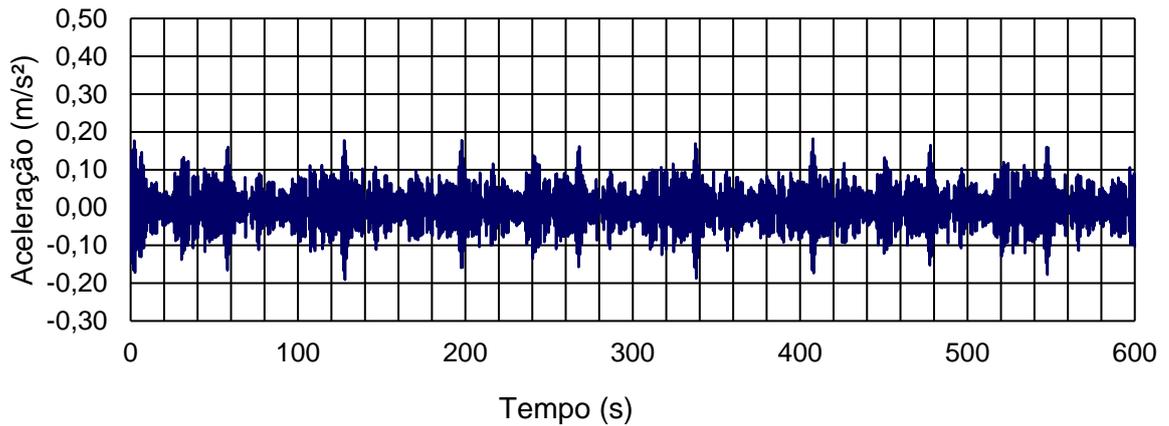


Figura 40 – Histórico de aceleração: direção Z- Modelo 2

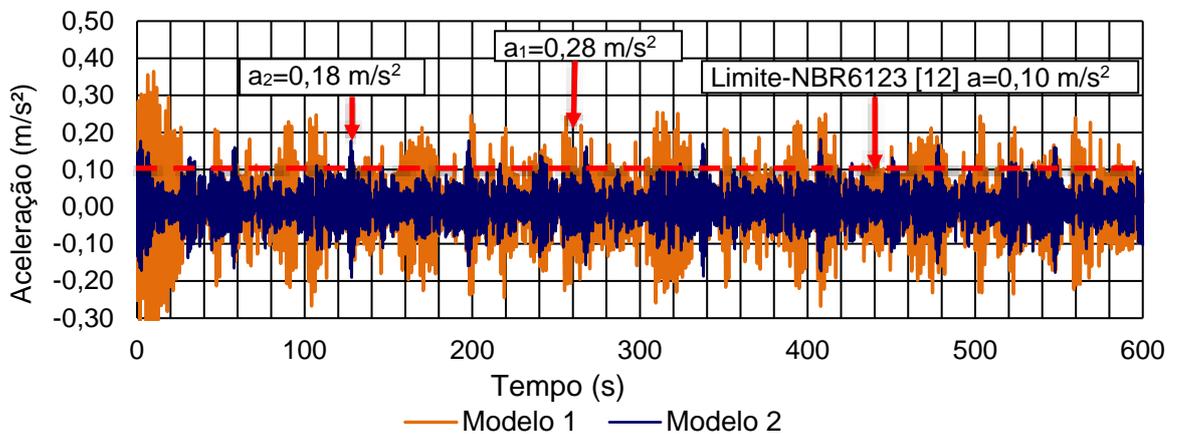


Figura 41 – Comparativo de histórico de aceleração: direção Z

De acordo com a Figura 38 e Figura 41 no último andar da edificação, a resposta dinâmica, em termos qualitativos e em conformidade com os dados obtidos para a rigidez no capítulo 5 e ao carregamento não determinístico aplicado representando a carga não previsível do vento, apreciam-se as mesmas características apresentadas pelos gráficos correspondentes aos deslocamentos, em concordância com a força aleatória de excitação. Será apresentado posteriormente um resumo com os deslocamentos e as acelerações em cada direção para cada um dos modelos.

7.1. Avaliação das respostas no domínio da frequência

Na primeira parte deste capítulo, são avaliados os deslocamentos translacionais no topo da estrutura e as acelerações no último andar em cada uma das direções estudadas na presente pesquisa. Para ter uma ideia objetiva das frequências naturais que apresentam as maiores transferências de energia na resposta dinâmica do sistema, considera-se indispensável avaliar a resposta dinâmica do modelo estrutural investigado no domínio da frequência.

Os gráficos representados na Figura 42 e Figura 43 correlacionam a densidade espectral das acelerações com as frequências em Hz. Para a construção dos gráficos recorre-se ao processo da transformada rápida de Fourier (FFT). Tal metodologia permite transformar uma resposta avaliada no domínio do tempo, para uma resposta avaliada no domínio da frequência.

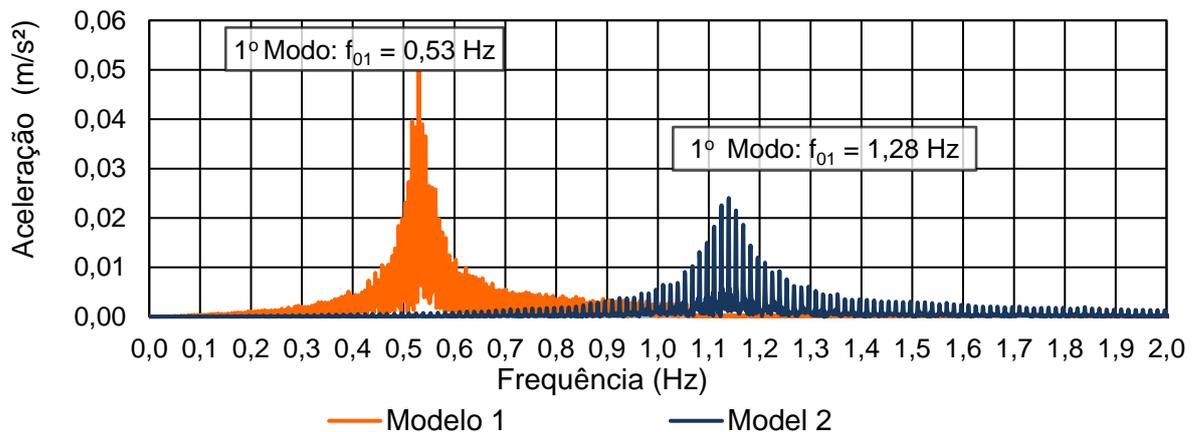


Figura 42 – Densidade espectral acelerações: direção X Modelos 1 e 2

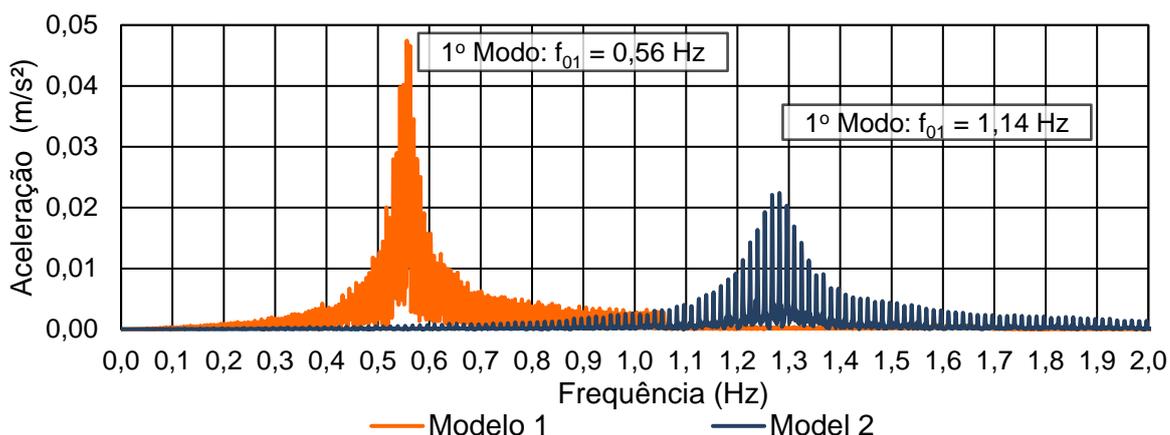


Figura 43 – Densidade espectral acelerações: direção Z Modelos 1 e 2

Observando-se as figuras correspondentes à densidade espectral, percebe-se que a transferência de energia para o sistema se dá, de maneira preponderante, para as frequências inferiores a 1Hz. Verifica-se, também, um pico elevado, responsável pela maior transferência de energia do sistema, nas primeiras frequências de cada um dos modelos em cada uma das direções. Frequência esta que corresponde a frequência fundamental da estrutura para cada um dos casos. Esta constatação mostra uma boa coerência no modelo de carregamentos adotados para esta análise.

7.2. Análise estatística dos resultados

Na Tabela 14 são apresentados os resultados dos deslocamentos máximos para cada uma das 30 séries de carregamento não determinístico do vento analisadas. Na Figura 44 e Figura 45 apresenta-se de forma gráfica um resumo dos máximos deslocamentos obtidos para as trinta séries de carregamentos analisadas.

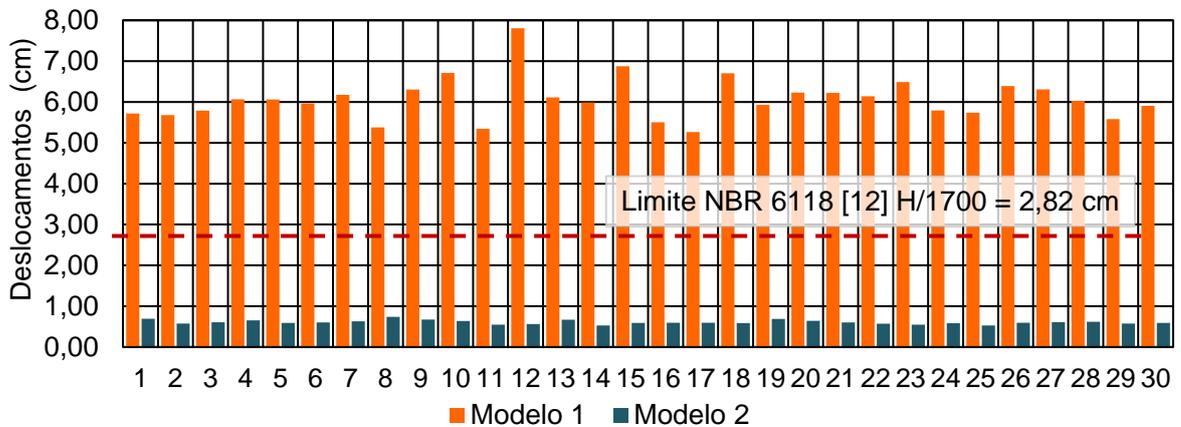


Figura 44 – Histograma de deslocamentos em X

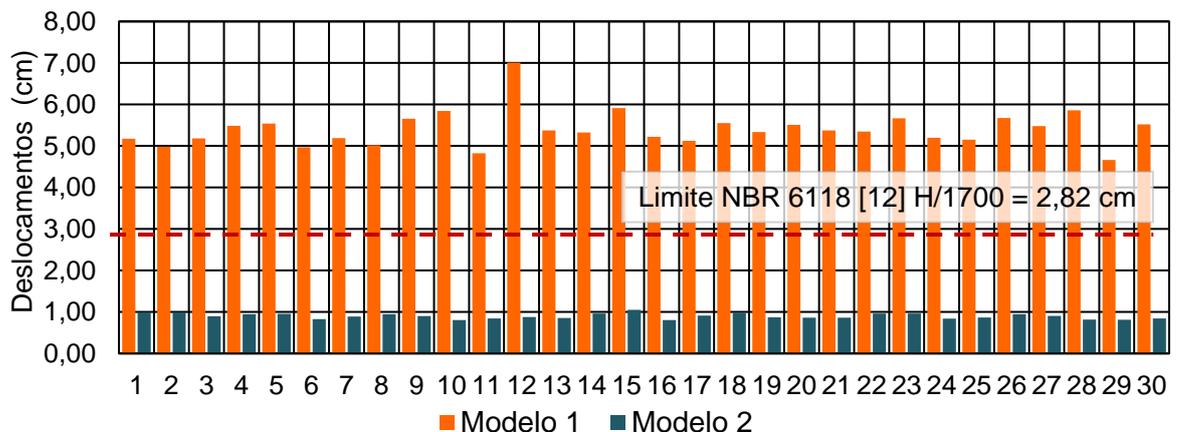


Figura 45 – Histograma de deslocamentos em Z

Nos gráficos apresentados anteriormente, Figura 44 e Figura 45, pode-se observar mais uma vez, o comportamento aleatório que existe entre as trinta séries de carregamentos consideradas nesta análise. O gráfico apresentado pela Figura 44, indica que os máximos deslocamentos na direção X para o Modelo 1 [sem alvenarias] ocorrem para as 12ª e 15ª séries de carregamentos, com valores na ordem de 7,80 cm e 6,87 cm respectivamente. Para o Modelo 2 [com alvenarias], temos que os máximos deslocamentos ocorrem para as 8ª e 1ª séries de

carregamentos, com valores de 0,74 cm e 0,69 cm respectivamente. As séries que geraram menores valores na direção X exibiram valores de 5,26 cm e 0,05 cm para os Modelos 1 e 2 de modo respectivo. Na direção Z os valores máximos podem se apresentar na 1ª e 15ª série com valores de 0,99 cm e 1,05 cm respectivamente; no que tange ao Modelo 2 os máximos valores se apresentam nas 10ª e 12ª série com os valores de 5,84 cm e 7,01 cm na devida ordem.

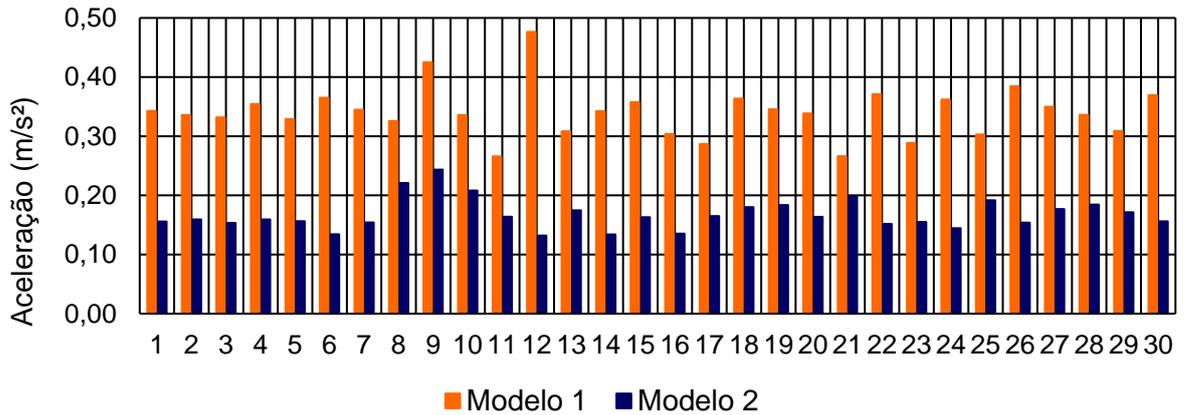


Figura 46 – Histograma de acelerações em X

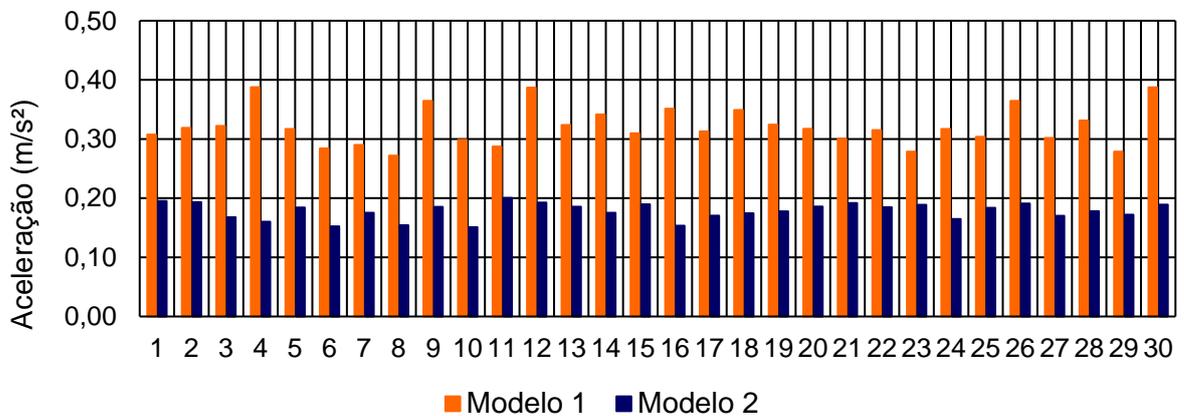


Figura 47 – Histograma de acelerações em Z

Tabela 14 – Resumo de deslocamentos máximos no topo do prédio

Série de Carregamento	Deslocamento X (cm)		Deslocamento Z (cm)	
	Com Alvenaria	Sem alvenaria	Com Alvenaria	Sem alvenaria
1	0,69	5,72	0,99	5,17
2	0,58	5,68	0,99	4,98
3	0,61	5,79	0,90	5,18
4	0,65	6,06	0,95	5,49
5	0,59	6,06	0,95	5,54
6	0,60	5,96	0,83	4,97
7	0,63	6,18	0,89	5,19
8	0,74	5,38	0,95	5,02
9	0,67	6,30	0,90	5,66
10	0,64	6,71	0,81	5,84
11	0,55	5,34	0,84	4,82
12	0,56	7,80	0,88	7,01
13	0,67	6,11	0,86	5,38
14	0,53	5,99	0,96	5,33
15	0,59	6,87	1,05	5,91
16	0,60	5,50	0,80	5,22
17	0,60	5,26	0,91	5,12
18	0,59	6,70	0,98	5,55
19	0,69	5,93	0,87	5,34
20	0,64	6,23	0,86	5,51
21	0,60	6,22	0,86	5,37
22	0,57	6,14	0,96	5,35
23	0,55	6,49	0,96	5,67
24	0,58	5,79	0,84	5,20
25	0,53	5,74	0,87	5,15
26	0,60	6,39	0,95	5,67
27	0,61	6,31	0,90	5,48
28	0,62	6,03	0,82	5,86
29	0,58	5,58	0,81	4,66
30	0,59	5,90	0,84	5,52
Média	0,61	6,07	0,90	5,40
Desvio Padrão	0,05	0,51	0,06	0,42
E _{z95%}	0,68	6,88	1,00	6,05

Na Tabela 14 são apresentados os resultados das acelerações máximas para cada uma das 30 séries de carregamento não determinístico do vento. Na Figura 44 e Figura 45 apresentam-se de forma gráfica os valores apresentados na Tabela 15.

Contudo, no que refere aos aspectos quantitativos da resposta dinâmica do edifício, cabe ressaltar que os valores das acelerações máximas ocorrem com amplitudes de $0,41 \text{ m/s}^2$ e $0,23 \text{ m/s}^2$ no eixo X para o Modelo 1 e Modelo 2 respectivamente, para o eixo Z temos valores de acelerações da ordem de $0,39 \text{ m/s}^2$ e $0,20 \text{ m/s}^2$ para o Modelo 1 e Modelo 2 nesta mesma ordem. Na Figura 46 e Figura 47 é apresentado um gráfico comparativo das acelerações, aqui é possível observar a diferença dos modelos, ressaltando que a alvenaria de vedação enrijece notavelmente a estrutura, assim, temos uma diferença de 56% para na direção do eixo X e 51% no que direção do eixo Z para os Modelo 1 e 2 respetivamente, considerando que a velocidade básica do vento é calculada para um tempo de recorrência de 10 anos.

Levando em conta os dados anteriores, para realizar a análise estatística considera-se necessário determinar o valor característico da resposta dos deslocamentos máximos, com um índice de confiabilidade de 95%. De acordo com a Eq. (27), temos que o valor característico da resposta para os quatro nós analisados o resumo dos resultados obtidos pode observado na Tabela 16.

Tabela 15 – Resumo de acelerações máximas no piso do último andar

Série de Carregamento	Aceleração X (m/s ²)		Aceleração Z (m/s ²)	
	Com Alvenaria	Sem alvenaria	Com Alvenaria	Sem alvenaria
1	0,16	0,31	0,20	0,31
2	0,16	0,33	0,19	0,32
3	0,15	0,33	0,17	0,32
4	0,16	0,27	0,16	0,39
5	0,15	0,32	0,18	0,32
6	0,13	0,33	0,15	0,28
7	0,15	0,30	0,18	0,29
8	0,22	0,32	0,15	0,27
9	0,23	0,41	0,19	0,36
10	0,21	0,34	0,15	0,30
11	0,16	0,25	0,20	0,29
12	0,13	0,28	0,19	0,39
13	0,16	0,31	0,19	0,32
14	0,13	0,34	0,18	0,34
15	0,15	0,36	0,19	0,31
16	0,13	0,30	0,15	0,35
17	0,16	0,28	0,17	0,31
18	0,18	0,36	0,17	0,35
19	0,18	0,30	0,18	0,32
20	0,16	0,34	0,19	0,32
21	0,19	0,26	0,19	0,30
22	0,14	0,34	0,18	0,32
23	0,16	0,27	0,19	0,28
24	0,14	0,36	0,16	0,32
25	0,19	0,27	0,18	0,30
26	0,15	0,27	0,19	0,36
27	0,18	0,35	0,17	0,30
28	0,18	0,34	0,18	0,33
29	0,17	0,31	0,17	0,28
30	0,16	0,33	0,19	0,39
Média	0,16	0,32	0,18	0,31
Desvio Padrão	0,02	0,04	0,01	0,03
E _{z95%}	0,19	0,38	0,20	0,37

Tabela 16 – Parâmetros estatísticos: deslocamentos e acelerações

Valores característicos das respostas								
Parâmetros estatísticos	Modelo 1				Modelo 2			
	U _x (cm)	U _z (cm)	a _x (m/s ²)	a _z (m/s ²)	U _x (cm)	U _z (cm)	a _x (m/s ²)	a _z (m/s ²)
Média	6,07	5,40	0,32	0,31	0,61	0,90	0,16	0,18
Desvio Padrão	0,51	0,42	0,04	0,03	0,05	0,06	0,02	0,01
E _{z95%}	6,88	6,05	0,38	0,37	0,68	1,00	0,19	0,20

De acordo com as recomendações da NBR-6118 [44], no que se refere aos deslocamentos globais da estrutura, o deslocamento máximo no topo do pilar não deve ultrapassar ao limite de $H/1700$. Com base nos dados fornecidos pela Tabela 16, os máximos deslocamentos obtidos para a análise em questão com um índice de confiabilidade de 95% são de 6,88 cm e 6,05 cm para a direção X e Z respectivamente para o Modelo 1 [sem alvenarias]; para o Modelo 2 [com alvenarias] temos 0,68 cm e 1,00 cm na direção X e Z na devida ordem. O limite de deslocamento máximo para a estrutura com base na referida norma é de 2,82 cm ($4800/1700$ cm). Desta forma obtém-se que os deslocamentos máximos para o Modelo 1 ultrapassam os limites preconizados pela norma. A situação muda quando observamos os resultados obtidos para o Modelo 2, já que os resultados dos deslocamentos obtidos nas duas direções ultrapassam o limite estabelecido pela norma.

Dando continuidade ao tratamento estatístico, da mesma forma que os deslocamentos, faz-se necessário determinar o valor característico da resposta das acelerações máximas com um índice de confiabilidade de 95%, deste modo, observando os resultados obtidos para as acelerações apresentados na Tabela 16 É possível observar que as amplitudes para todos os modelos ultrapassam a norma, norma que será apresentada a seguir no item 7.3.

7.3. Avaliação do conforto humano

Na presente investigação, buscou-se avaliar os níveis de conforto humano, no que se refere à percepção humana aos efeitos da vibração provocadas pela flutuação da ação dinâmica do vento. São analisados dois critérios de avaliação do conforto humano. O primeiro é o critério estabelecido pela NBR-6123 [12], e o

segundo critério é o proposto por Hirsch & Bachmann [47].

7.3.1. Avaliação do conforto humano segundo NBR-6123

De acordo com a NBR-6123 [12], edificações destinadas à ocupação humana, podem sofrer oscilações induzidas pelas forças flutuantes, causando desconforto aos usuários. A referida norma preconiza uma amplitude máxima tolerável estabelecida pela Eq. (33):

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (33)$$

Onde:

f_j – frequência correspondente ao modo j

u_j – amplitude do deslocamento na cota “z”

Segundo a NBR-6123 [12], a amplitude máxima não deve exceder 0,10 m/s². A verificação do conforto deve ser efetuada para velocidades do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade do projeto estrutural, a ser definido pelo projetista. Considera-se admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos NBR 6123 [12].

Este estudo apresenta apenas o resultado obtido pela resposta da parcela flutuante, pois somente esta gera desconforto. O fator S3 considerado foi para uma probabilidade de 0,51 em um tempo de recorrência de 10 anos, a fim de ajustar a avaliação com o critério adotado pela NBR 6123 [12], que considera admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

7.3.2. Avaliação do conforto humano segundo Hirsch & Bachmann [47]

Estudos realizados por Hirsch & Bachmann [47], estabelecem níveis de tolerância aos efeitos das vibrações em edifícios submetidos as cargas do vento. Esses limites são dados pelos valores das acelerações apresentados na Tabela 17 e são determinados em função da amplitude máxima dos deslocamentos no edifício e das frequências do modelo estrutural, como pode ser visto pela Figura 48.

Tabela 17 – Valores limites de acelerações para percepção humana [47]

Percepção humana	Valores limites de aceleração	em m/s^2
Imperceptível (IMP)	$a < 0,0005g$	$a < 0,049$
Perceptível (P)	$0,005g < a < 0,015g$	$0,049 < a < 0,147$
Incômodo (I)	$0,015g < a < 0,05g$	$0,147 < a < 0,49$
Muito Incômodo (MI)	$0,05g < a < 0,15g$	$0,49 < a < 1,47$
Intolerável (INT)	$0,15g < a$	$1,47 < a$

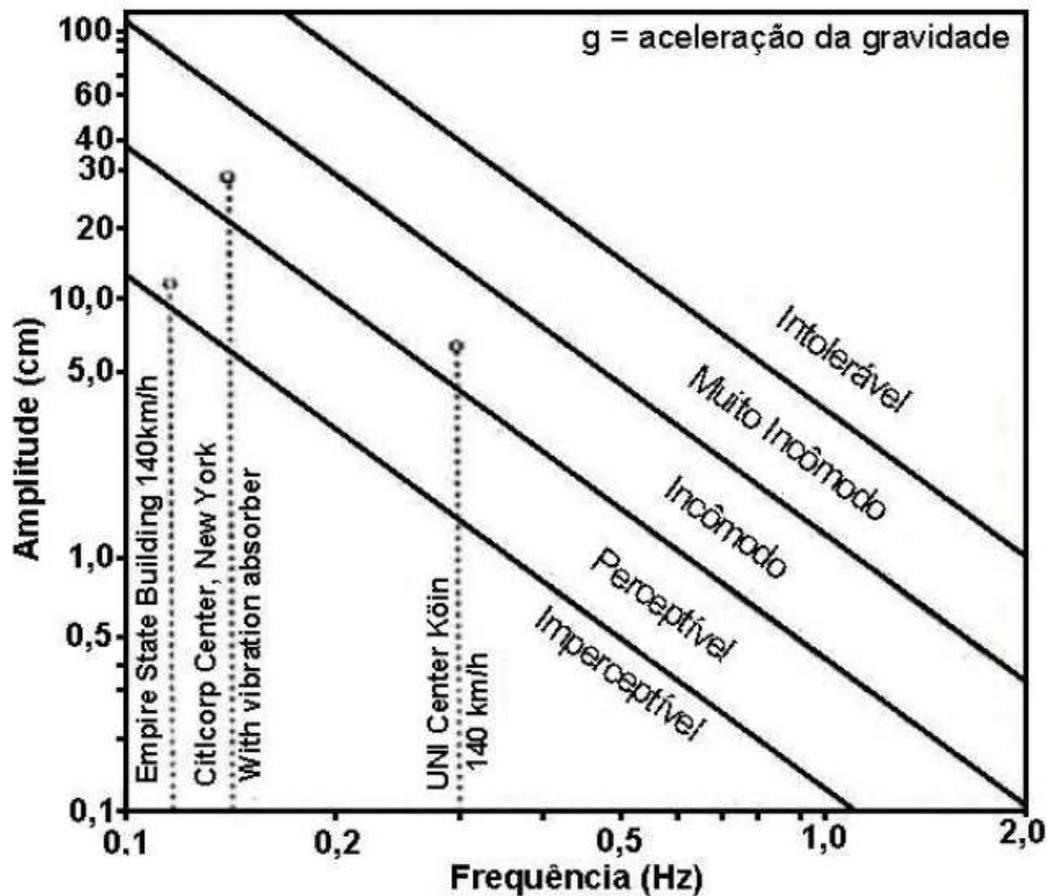


Figura 48 – Percepção humana aos efeitos de vibração em edifícios [47]

Na Figura 49 faz se um resumo dos maiores valores obtidos para a aceleração nas direções x e z para o modelo estudado. A seguir são avaliados os níveis de conforto humano para uma cota $z = 45\text{m}$, correspondente ao piso do último andar do edifício na presente pesquisa estudado. O resultado numérico obtido das acelerações para cada um dos modelos na cota anteriormente mencionada pode ser visto na Tabela 15.

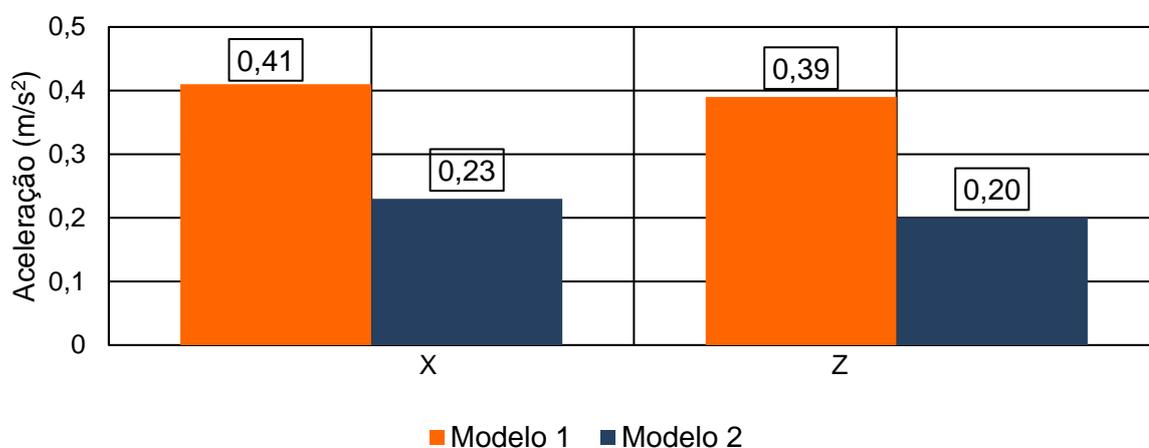


Figura 49 –Valores das acelerações máximas em relação aos eixos globais X e Z: Modelos 1 [sem alvenaria] e 2 [com alvenaria]

Comparando esses valores com os limites preconizados pela NBR-6123 [12] os mesmos excedem a amplitude máxima de $0,1 \text{ m/s}^2$, assim, problemas de vibrações induzidas pela ação do vento poderão vir a causar desconforto, no que tange aos estados limites de utilização deste edifício. Fazendo-se a comparação desses valores com os limites estabelecidos por Hirsch & Bachmann [47], os mesmos se enquadram dentro do segundo nível de percepção da Figura 48, classificado como “incomodo” para as acelerações correspondentes ao eixo X e Z

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. Generalidades

Este trabalho de pesquisa objetivou o estudo do comportamento estrutural dinâmico de edifícios quando submetidos às ações não determinísticas de vento com base na avaliação da influência dos painéis de alvenarias de vedação sobre a resposta estrutural. Assim sendo, a partir da obtenção das frequências naturais e modos de vibração, dos valores máximos dos deslocamentos translacionais horizontais e das acelerações de pico, foi possível avaliar o conforto humano do edifício de concreto armado investigado, além de contribuir com atitudes e recomendações de projeto que possam vir a auxiliar os engenheiros e projetistas de estruturas, no que diz respeito aos benefícios oriundos da consideração do efeito dos painéis das alvenarias de vedação sobre a rigidez estrutural global de edifícios.

8.2. Conclusões

a) Modelagem numérica da ação aleatória do vento

O modelo de carregamento adotado nesta investigação, para a avaliação do comportamento estrutural dinâmico do edifício, leva em conta o caráter não determinístico das ações do vento. Conclui-se que este modelo de carregamento é bastante útil para representar numericamente o comportamento randômico das ações do vento, pois leva em conta o efeito da parcela flutuante (parcela aleatória) do vento, ou seja, com base no uso de espectros de potência disponíveis na literatura técnica é possível determinar a parcela flutuante da velocidade do vento e gerar os históricos de carregamentos de maneira simples e automatizada.

b) Análise modal (frequências naturais e modos de vibração)

Com base na análise de vibração livre verificou-se que o modelo estrutural em estudo possui frequência fundamental da ordem de 0,53Hz [Modelo 1: sem alvenarias], valor inferior a 1Hz, o qual é considerado baixo e um indicativo de obrigatoriedade da análise de vibração forçada, de acordo com a norma brasileira

NBR-6123 [10]. Por outro lado, quando o efeito dos painéis das alvenarias de vedação foi considerado nos modelos em elementos finitos, o valor da frequência fundamental cresceu para 1,14Hz [Modelo 2: com alvenarias]. Concluiu-se, portanto, que a consideração efetiva dos painéis das alvenarias de vedação na análise da resposta dinâmica aumentou significativamente os valores das frequências naturais da estrutura, contribuindo para um aumento da rigidez global da edificação. Observou-se, ainda, que os quatro primeiros modos de vibração do edifício apresentaram predominantemente modos de flexão em torno dos eixos globais do modelo.

c) Análise estática: deslocamentos translacionais horizontais

Inicialmente, a análise estática, considerou o modelo de carregamento de vento simplificado da norma brasileira de projeto NBR-6123 [12]. Deste modo, o valor máximo de deslocamento translacional horizontal calculado no topo do edifício foi de 6,88 cm para o Modelo 1 [sem alvenarias] e de 0,68 cm para o Modelo 2 [com alvenarias], com referência a direção global X. Em relação à direção global Z foram obtidos os valores de 6,05 cm para o Modelo 1 [sem alvenarias] e 1,00 cm para o Modelo 2 [com alvenarias]. Com referência a análise da resposta estrutural estática do Modelo 2 [com alvenarias], o valor do deslocamento translacional horizontal máximo no topo do edifício não ultrapassou o limite estabelecido pela norma brasileira NBR-6118 [44] em nenhuma situação. A norma NBR-6118 [44] limita o valor máximo dos deslocamentos translacionais horizontais no topo da edificação em $H/1700$, em que H representa a altura do edifício [$H/1700 = 4800/1700 = 2,82$ cm]. De outra forma, o limite estabelecido pela referida norma é ultrapassado nas duas direções X e Z, quando o Modelo 1 [sem alvenarias] foi investigado.

d) Análise dinâmica: deslocamentos translacionais máximos médios

Com base na análise dinâmica não determinística e do tratamento estatístico de 30 séries de carregamento de vento, o valor máximo médio de deslocamento translacional horizontal calculado no topo do edifício foi de 6,07 cm para o Modelo 1 [sem alvenarias] e de 0,61 cm para o Modelo 2 [com alvenarias], com referência a direção global X. Em relação à direção global Z foram obtidos os valores de 5,40 cm para o Modelo 1 [sem alvenarias] e 0,90 cm para o Modelo 2 [com alvenarias]. Com

referência a análise da resposta estrutural dinâmica, observou-se que o Modelo 2 [com alvenarias] atende o limite estabelecido pela norma brasileira NBR-6118 [44] [$H/1700 = 4800/1700 = 2,82$ cm]. De outra forma, o referido limite é violado nas duas direções X e Z, quando o Modelo 1 [sem alvenarias] foi analisado.

e) Análise dinâmica: acelerações máximas médias (conforto humano)

Novamente, a partir da análise dinâmica não determinística e do tratamento estatístico de 30 séries de carregamento de vento, o valor máximo médio das acelerações calculado sobre o piso do último pavimento do edifício [cota Z = 45 m] foi da ordem de $0,38 \text{ m/s}^2$ e $0,37 \text{ m/s}^2$ para o Modelo 1 [sem alvenarias], com referência às direções globais do modelo X e Z, respectivamente. Por outro lado, quando os painéis de alvenaria de vedação são incorporados à modelagem numérica [Modelo 2: com alvenarias], estes valores decresceram para $0,19 \text{ m/s}^2$ e $0,20 \text{ m/s}^2$, para as direções X e Z, respectivamente.

De acordo com a norma brasileira NBR-6123 [12], a amplitude máxima da aceleração não deve ultrapassar o valor de $0,10 \text{ m/s}^2$. Desta forma as acelerações máximas médias obtidas ao longo deste trabalho de pesquisa ultrapassaram o limite de aceitabilidade da norma, o que pode vir a gerar problemas de desconforto humano quanto à utilização deste edifício no último pavimento [cota Z = 45 m]. De outra maneira, quando estes valores de acelerações são comparados com os limites de acelerações recomendados por Hirsch & Bachmann [46], as mesmas se enquadram dentro dos limites de perceptíveis [direção X] ou incomodas [direção Z]. Diante dos resultados obtidos, certamente o projeto estrutural do edifício investigado precisaria ser revisto, pois mesmo com o acréscimo de rigidez oriundo das alvenarias, o sistema apresenta vibração excessiva e não atende aos critérios de conforto humano.

Sugestões para trabalhos futuros

Tendo em mente a relevância e a complexidade do tema abordado nesta dissertação de mestrado, as seguintes sugestões são apresentadas para a continuidade de pesquisa:

- Monitorar experimentalmente modelos de edifícios reais, de maneira a calibrar os resultados fornecidos via modelagem numérica (frequências naturais e acelerações), em comparação com os resultados obtidos experimentalmente.
- Elaborar modelos numéricos mais refinados que levem em conta o efeito da interação solo-estrutura, em conjunto com a influência da rigidez dos painéis das alvenarias de vedação.
- Investigar o efeito da ligação “alvenaria versus estrutura de concreto”, objetivando o estabelecimento de coeficientes de rigidez normal e cisalhante para estas ligações.
- Modificar o posicionamento das alvenarias sobre as lajes de piso, de acordo com o projeto arquitetônico, avaliando os efeitos das mesmas sobre a rigidez estrutural do edifício.

REFERÊNCIAS

- [1] ANSYS. *Swanson Analysis Systems, 2012. P. O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Release 11.0, SP1 UP20070830, ANSYS, Inc. is a UL registered ISO 9001:2000 Company. Products ANSYS Academic Research..*
- [2] F. H. Sabbatini, “As fissuras com origem na interação vedação-estrutura,” em *Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios: Vedações Verticais*, São Paulo, 1998.
- [3] G. da Silva Filho, *Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento*, Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia UERJ, 2012.
- [4] A. Moliterno, *Caderno de Estruturas em Alvenaria e Concreto Simples*, 1 ed, São Paulo: Edgar Blucher, 1995, p. 384.
- [5] J. M. de Araújo, *PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO*, 3 ed, Rio Grande: Dunas, 2014, p. 266.
- [6] S. V. Polyakov, *Masonry in framed buildings (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literary Po Stroidal Stvui Architecture. Moscow, 1956)*, Boston: National Lending Library for Science and Technology, 1956.
- [7] A. DAVENPORT, “Buffeting of Structures by Gusts,” *Symposium N.16, Wind*, pp. Paper 09, 357-391, 1963.
- [8] A. Fiorato, M. Sozen e W. Gamble , *Masonry Structures - Behavior and Design*, 2 ed ed, New Jersey: Prentice Hall, 1999, p. 888.
- [9] J. R. Riddington, “The Influence of Initial Gaps on Infilled Frame Behaviour”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 1, part 2, pp. 427-428, 1984.
- [10] J. L. Dawe e C. K. Seah, “Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads,” em *Canadian Mansory Symposium*, Vancouver, 1989.

- [11] P. P. Mendonça, *Efeitos Dinâmicos nas Estruturas Devido á Turbulência*, Minas Gerais: Escola de Engenharia-Universidade Federal de Minas Gerais, 1991.
- [12] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações*, Rio de Janeiro, 1988.
- [13] M. Franco, *Direct along-wind dynamics analysis of tall structures*, São Paulo: EPUSP, 1993, p. 22.
- [14] M. Franco, *Direct along-wind dynamic analysis of tall structures*, Universidade de São Paulo. São Paulo: EPUSP, 1993, p. 22.
- [15] J. Blessman, *O Vento na engenharia estrutural*, 1 ed, Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.
- [16] A. B. Mehrabi, P. B. Shing, M. P. Schuller e J. L. Noland, "Experimental Evaluation of Mansory-Infilled RC Frames," *Journal of Structural Engineering ASCE*, pp. 122(3), 228-237, 1996.
- [17] G. M. Fonseca, *Análise numérico experimental da interação conjunta pórticoalvenaria*, Belo Horizonte: Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerias, 1999, p. 145.
- [18] R. S. Alvarenga, J. T. Oliveira, R. M. Silva, H. C. Antunes e P. B. Lourenço, "Avaliação experimental do enrijecimento de pórticos metálicos com alvenaria" em *III SEMINARIO INTERNACIONAL "O Uso de Estruturas Metálicas na Construção Civil"*, Belo Horizonte, 2000.
- [19] "wikipedia," 18 08 2019. [Online]. Available: https://pt.wikipedia.org/wiki/Empire_State_Building.
- [20] A. Moghadam e W. Tso, "A pushover procedure for all buildings," *Proceedings of the Twelfth European Conference in Earthquake Engineering*, 2002.
- [21] P. Mendis, "Wind Loading on Tall Buildings," *Eletronic Journal of Structural Engineering. EJSE Special Issue: Loading on Structures*, 2007.
- [22] J. D. Holmes, *Wind Loading of Structures*, Taylor and Francis Group, 2007, p. 433.
- [23] E. M. dos Santos, *Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado*, 27 ed, Pernambuco: Universidade Católica de Pernambuco, 2008.

- [24] R. S. Alvarenga, *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, vol. 11, São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos ESS/USP, 2009, pp. 83-100.
- [25] E. S. Chávez, *Análise Estrutural de Edifício Alto Submetido às Pressões Flutuantes Induzidas pela Ação do Vento*, Belo Horizonte: UFMG, 2006.
- [26] *National Building Code of Canada. Live loads due to wind*, Ontario: NRCC/Canadian Commission on Building and Fire Codes, 1995.
- [27] A. S. o. C. Engineers, *ASCE 7-95, Design Loads For Building and Structure*, New York, 1995.
- [28] B. Standard, *Lattice Towers and Mast - BS 8100. Part 1. Code of practice for loading*, London, 1986.
- [29] S. A. o. Australia, *Minimum Design Loads on Structures (known as the SSA loading code) AS 1170.2-1989. Part 2: Wind Loads*, Sidney, 1989.
- [30] E. C. f. Standardization, *EUROCODE 1 basis of design and actions on structures - part 2-4: actions on structures - wind actions*, CEN, 1995.
- [31] C. F. Carril, *Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações*, São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000.
- [32] J. Blessman, *Introdução ao estudo das ações aerodinâmicas do vento*, 1 ed, Porto Alegre: UFRGS, 1998.
- [33] V. D. Sabia, *Estudo Sobre a Influência das Paredes de Alvenaria num Edifício Alto em Belém do Pará*, Lisboa, 2016.
- [34] A. C. AMAR e C. ARSLAN, "Influences of Masonry Infill Panels on the Vibration and Stiffness Characteristics of R/C Frame Buildings," *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, vol. 28, pp. 1061- 1065, 1999.
- [35] M. Kömür, İ. Deneme e M. Kara, "The effects of infill wall on dynamic characteristics of reinforced concrete frame systems," *Journal of Structural Engineering & Applied Mechanics*, vol. 2, pp. 123-130, 2019.
- [36] L. D. S. d. Sá, *Estudo do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e Análise*, Rio de Janeiro, 2018.

- [37] V. C. Morais, *Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento*, Rio de Janeiro: Universidad Estadual de Rio de Janeiro UERJ, 2014.
- [38] E. M. Dos Santos, *INFLUÊNCIA DA ALVENARIA NO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS DE CONCRETO ARMADO*, Recife: UNIVERSIDADE CATOLICA DE PERNAMBUCO - UNICAP, 2018.
- [39] M. Shinozuka e C. M. JAM, "Digital simulation of random process and its applications," *Journal of Sound and Vibration*, pp. 111-118, 1972.
- [40] D. C. Montgomery e G. C. Runger, *Applied Statistics and Probability for Engineers*, Third Edition ed, Arizona: John Wiley & Sons Inc, 2003.
- [41] F. Wordell, *Avaliação da Estabilidade Global de Edifícios Altos*, Porto Alegre: UFRGS, 2003.
- [42] A. P. S. S. d. N. Minhalma, *Análise Modal de um Edifício de Paredes de Alvenaria Resistente*, Lisboa: FCT/UNL, 2015.
- [43] A. Alves Filho, *Elementos Finitos: A Base da Tecnologia CAE*, São Paulo: Érica, 2000.
- [44] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto*. [Filme]. Rio de Janeiro, 2014.
- [45] A. A. Filho, *Elementos Finito, A base da tecnologia CAE, Análise Dinâmica*, 1 ed, São Paulo: Érica Ltda, 2005.
- [46] HIRSCH & BACHMANN, *Vibration problems in structures: practical guidelines*, Boston: Belim: Birkhäuser, 1995.
- [47] "COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON (CEB)," *Vibration problems in structures*, p. 209, 1991.
- [48] R. S. Alvarenga, *Análise teórico-experimental de estruturas compostas de porticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado*, São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP, 2002, p. 331.