



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

Genival da Silva Filho

Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento

Rio de Janeiro

2012

Genival da Silva Filho

**Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto)
submetidos à ação não determinística do vento**

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

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Coorientadores: Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade
Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima

Rio de Janeiro

2012

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

S586 Silva Filho, Genival da.
Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento / Genival da Silva Filho. – 2012.
125f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.
Coorientador(es): Sebastião Arthur Lopes de Andrade.
Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Aço – Estruturas - Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio. III. Título.

CDU 624.016

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

Assinatura

Data

Genival da Silva Filho

**Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto)
submetidos à ação não determinística do vento**

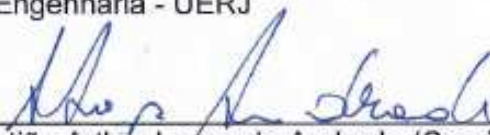
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 22 de Novembro de 2012

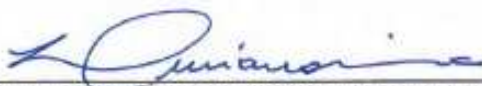
Banca Examinadora:



Prof. Dr. Jose Guilherme Santos da Silva (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade (Coorientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Luciano Rodrigues Omelas de Lima (Coorientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Ricardo Azoubel da Mota Silveira
Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP



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

Rio de Janeiro

2012

DEDICATÓRIA

Primeiramente ao meu Deus por me conceder mais essa grande vitória. Aos meus pais, Marlene e Genival. À minha avó Maria (in memoriam). A toda a minha família pelo incentivo.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por mais esta grande conquista que Ele me proporcionou.

Aos meus pais, por terem me amado, e sempre me incentivado em todos os momentos da minha vida.

Ao meu orientador Prof. José Guilherme, pela amizade, por toda a paciência e ajuda na transmissão do conhecimento.

Aos meus coorientadores Prof. Luciano Lima e Prof. Sebastião Andrade, pela amizade, e pela ajuda no desenvolvimento deste trabalho.

A toda a minha família e aos meus amigos, que são muitos e infelizmente não teria condições de em tão poucas linhas escrever o nome de todos vocês. Muito obrigado a todos.

A Lidiane, pelo carinho, amor e paciência.

A UERJ, porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

A todos aqueles, que embora não citados nominalmente, contribuíram direta e indiretamente para a execução deste trabalho.

A FAPERJ e a CAPES pelo apoio financeiro.

Os passos de um homem bom são confirmados pelo senhor, e ele deleita-se no seu caminho.

Salmo. 37 v 23

RESUMO

SILVA FILHO, G. *Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento*. 2012. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

Considerando-se um cenário econômico bastante favorável em conjunto com avanços tecnológicos da ciência dos materiais e processos construtivos, nos últimos trinta anos, as cidades brasileiras têm apresentado um crescimento substancial, no que diz respeito à construção de edifícios residenciais e comerciais de múltiplos andares. Nos dias de hoje, estes edifícios apresentam níveis de esbeltez elevados e têm sido construídos com estruturas cada vez mais arrojadas englobando a experiência e o conhecimento dos engenheiros civis. Deste modo, o principal objetivo dos projetistas está associado à concepção de estruturas mais leves, nas quais o projeto estrutural requer um conhecimento teórico substancial, objetivando tornar compatíveis os requisitos arquitetônicos com as condições necessárias para a estabilidade. Assim sendo, o objetivo deste trabalho de pesquisa é o de investigar o comportamento estrutural estático e dinâmico de um edifício misto (aço-concreto) de 20 pavimentos quando submetido às ações dinâmicas do vento não determinísticas. Deste modo, no desenvolvimento do modelo computacional são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa ANSYS. Para tal, o estudo apresenta os resultados de uma análise não linear geométrica para ações de serviço. A resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural investigado, em termos dos valores máximos médios dos deslocamentos e das acelerações, foi obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Palavras-chave: Edifícios mistos (aço-concreto); Análise dinâmica não determinística; Comportamento estrutural; Não linearidade geométrica.

ABSTRACT

Considering the favourable economic scenario and technological advances of material sciences and construction processes, in the last thirty years, the Brazilian cities have presented a substantial growth, with respect to construction of residential and commercial multi-storey buildings. Nowadays, these buildings present greater slenderness and have been constructed with more challenging structures that encompass the experience and knowledge of structural designers by using newly developed materials and technologies boosted by the ever-growing investigations on this field. As the structural designer main objective is related to produce increasingly lighter structures its conception requires a substantial amount of theoretical knowledge associated to structural design and construction processes, in order to make compatible the requirements of architecture with the necessary conditions for stability. This way, this research work aims to investigate the static and dynamic structural behaviour of a 20 story steel-concrete composite building, when submitted to the non-deterministic wind dynamic actions. The developed computational model adopted the usual mesh refinement techniques present in finite element method simulations implemented in the ANSYS program. The present study has considered the results of a geometric nonlinear analysis for serviceability limit states. The investigated structural model non-deterministic dynamic response, in terms of displacements and peak accelerations, was obtained and compared to the limiting values proposed by several authors and design standards.

Keywords: Steel-concrete composite buildings; Non-deterministic analysis; Structural behaviour.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema para modelo dinâmico discreto [3]	36
Figura 2 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo.....	39
Figura 3 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) [3]	40
Figura 4 – Perfil da velocidade média do vento ao longo da altura	43
Figura 5 – Distribuição de probabilidade Normal ou de Gauss	45
Figura 6 – Amostra de séries temporais.....	46
Figura 7 – Representação gráfica da autocorrelação.....	47
Figura 8 – Espectros de potência do vento [50]	52
Figura 9 – Histórico da velocidade no tempo (Cota $z = 3,3$ m).....	57
Figura 10 – Histórico da velocidade no tempo (Cota $z = 33$ m).....	57
Figura 11 – Histórico da velocidade no tempo (Cota $z = 66$ m).....	58
Figura 12 - Esquema de aplicação das cargas do vento na estrutura.....	59
Figura 13 - Histórico da carga no tempo (Cota $z = 3,3$ m).....	60
Figura 14 - Histórico da carga no tempo (Cota $z = 33$ m).....	60
Figura 15 - Histórico da carga no tempo (Cota $z = 66$ m).....	60
Figura 16 - Densidade espectral das cargas de vento (Cota $z = 3,3$ m).....	61
Figura 17 - Densidade espectral das cargas de vento (Cota $z = 33$ m).....	61
Figura 18 - Densidade espectral das cargas de vento (Cota $z = 66$ m).....	62
Figura 19 – Planta baixa do modelo estrutural [8].....	64
Figura 20 - Painéis treliçados do edifício [8].....	65
Figura 21 – Painel elementar com uma diagonal. Quadro indeformado (tracejado) e quadro deformado (traço cheio) [9]	66
Figura 22 – Elemento plano submetido ao cisalhamento [9].....	67
Figura 23 – Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem furo. Submetidos ao cisalhamento [9]	68
Figura 24 – Curvas de módulo de elasticidade transversal G [9]	69
Figura 25 - Elemento BEAM 44 [46].....	72
Figura 26 - Elemento SHELL 63 [46].....	72
Figura 27 – Elemento finito LINK8 [46].....	73
Figura 28 - Modelo numérico computacional do edifício	74
Figura 29 - Modos de vibração da estrutura (1° ao 6° modo).....	79

Figura 30 - Modos de vibração da estrutura (7 ^o ao 10 ^o modo).....	80
Figura 31 – Figura esquemática da estrutura em 3D (Dimensões em m)	83
Figura 32 - Deslocamentos translacionais no pilar localizado no eixo 1A e 1B.....	84
Figura 33 - Deslocamentos translacionais no pilar localizado no eixo 1C e 1D	84
Figura 34 – Coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais [46]	86
Figura 35 – Diagrama de esforço normal - pórtico B (em N).....	87
Figura 36 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local y - pórtico B (em N.m)	88
Figura 37 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local z - pórtico B (em N.m)	88
Figura 38 - Histórico dos deslocamentos: 2 ^a série de carregamento	91
Figura 39 - Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 2 ^a série de carregamento	91
Figura 40 - Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 2 ^a série de carregamento	91
Figura 41 - Histórico dos deslocamentos: 5 ^a série de carregamento	92
Figura 42 - Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 5 ^a série de carregamento	92
Figura 43 - Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 5 ^a série de carregamento	92
Figura 44 – Histórico dos deslocamentos para quatro séries distintas.....	93
Figura 45 – Máximos deslocamentos obtidos: Fase transiente.....	94
Figura 46 – Máximos deslocamentos obtidos: Fase permanente	94
Figura 47 – Histórico das acelerações: 2 ^a série de carregamento	95
Figura 48 – Histórico das acelerações na fase transiente: 2 ^a série de carregamento	95
Figura 49 – Histórico das acelerações na fase permanente: 2 ^a série de carregamento	96
Figura 50 – Histórico das acelerações: 5 ^a série de carregamento	96
Figura 51 – Histórico das acelerações na fase transiente: 5 ^a série de carregamento	96
Figura 52 - Histórico das acelerações na fase permanente: 5 ^a série de carregamento	97

Figura 53 – Histórico das acelerações para quatro séries distintas	97
Figura 54 – Máximas acelerações obtidas: Fase transiente	98
Figura 55 – Máximos acelerações obtidas: Fase permanente	98
Figura 56 – Densidade espectral dos deslocamentos: 2ª série de carregamento... 100	
Figura 57 – Densidade espectral dos deslocamentos: 5ª série de carregamento... 100	
Figura 58 – Densidade espectral das acelerações - 2ª série de carregamento	100
Figura 59 – Densidade espectral das acelerações - 5ª série de carregamento	101
Figura 60 - Deslocamentos máximos no topo do edifício: fase transiente	102
Figura 61 - Deslocamentos máximos no topo do edifício (Fase permanente)	103
Figura 62 - Acelerações máximas no topo do edifício (Fase transiente).....	105
Figura 63 - Acelerações máximos no topo do edifício (Fase permanente)	107
Figura 64 – Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios [58]	109
Figura 65 – Cota de avaliação dos níveis de conforto humano em $z = 62,7\text{m}$	109
Figura 66 – Histórico das acelerações – Eixo 1A.....	110
Figura 67 – Histórico das acelerações fase transiente – Eixo 1A.....	110
Figura 68 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1A	110
Figura 69 – Histórico das acelerações – Eixo 1B.....	111
Figura 70 – Histórico das acelerações na fase transiente – Eixo 1B.....	111
Figura 71 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1B	111
Figura 72 – Histórico das acelerações – Eixo 1C.....	112
Figura 73 – Histórico das acelerações na fase transiente – Eixo 1C	112
Figura 74 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1C	112
Figura 75 – Histórico das acelerações – Eixo 1D.....	113
Figura 76 – Histórico das acelerações na fase transiente – Eixo 1D	113
Figura 77 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1D	113
Figura 78 – Histórico das acelerações na fase permanente	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos [3].....	34
Tabela 2 – Expoente p e parâmetro b [3]	34
Tabela 3 – Velocidade média ao longo da altura	42
Tabela 4 – Dados para determinação da parcela flutuante do vento ($z = 3,3$ m)	56
Tabela 5 – Propriedades geométricas das seções [8].....	65
Tabela 6 – Áreas das seções transversais das diagonais equivalentes.....	69
Tabela 7–Taxa de amortecimento e coeficientes das matrizes de massa e rigidez α e δ	76
Tabela 8 - Frequências naturais da estrutura.....	78
Tabela 9 – Carregamento nodal nos nós periféricos (1º ao 10º pavimento)	81
Tabela 10 - Carregamento nodal nos nós periféricos (11º ao 20º pavimento)	81
Tabela 11 - Carregamento nodal nos nós centrais (1º ao 10º pavimento)	82
Tabela 12 - Carregamento nodal nos nós centrais (11º ao 20º pavimento)	82
Tabela 13 – Deslocamentos máximos obtidos na estrutura.....	85
Tabela 14 – Máximos esforços encontrados na estrutura.....	86
Tabela 15 - Deslocamentos máximos no topo do edifício: fase transiente.....	101
Tabela 16 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos	102
Tabela 17 – Deslocamentos máximos no topo do edifício – Fase permanente	103
Tabela 18 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos	104
Tabela 19 - Acelerações máximas no topo do edifício: Fase transiente	105
Tabela 20 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos	106
Tabela 21 – Deslocamentos máximos no topo do edifício: Fase permanente	106
Tabela 22 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos	107
Tabela 23 – Valores limites de acelerações para percepção humana [58]	109

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANSYS	Swanson Analysis Systems
NBR	Norma Brasileira
NBCC	CANADIAN STRUCTURAL DESIGN MANUAL
CEB	COMITÉ EUROPÉEN DU BETÓN

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área efetiva da estrutura sujeita à ação do vento
A_0	área de referência
A_a	área da seção transversal da diagonal equivalente
A_i	área de influência correspondente à coordenada i
$A(\omega)$ e $B(\omega)$	componentes das transformadas de Fourier
a	largura do painel de alvenaria
a_i	amplitude das funções temporais
a_0, a_k e b_k	coeficientes de Fourier
a_p	área do perfil
b	parâmetro da norma
C_a	coeficiente de arrasto
C_{ai}	coeficiente de arrasto do modo i
$Coh^{v_1 v_2}(f)$	função de coerencia
C_z e C_y	coeficientes de decaimento exponencial
$C^{v_1 v_2}(\tau)$	função de covariância cruzada
e	espessura do painel de alvenaria
E_c	módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_s	módulo de elasticidade longitudinal do aço
E_x	módulo de elasticidade da alvenaria na direção x
E_y	módulo de elasticidade da alvenaria na direção y
F	força do vento
F_0	amplitude máxima da força do vento
f	frequência da estrutura
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto

f_y	resistência característica do aço
f	frequência
$F(t)$	força do vento em função do tempo
g	aceleração da gravidade
G	módulo de elasticidade transversal
GPa	gigapascal
G_{xy}	módulo de elasticidade transversal da alvenaria
h	altura do edifício
h_a	altura do painel de alvenaria
I_t	momento de inércia torsional
I_x	momento de inércia em relação a x
I_y	momento de inércia em relação a y
K	matriz de rigidez do sistema
k_{diag}	rigidez da diagonal equivalente
k	constante de Kármán
kN	kilonewton
L_1	largura perpendicular a ação do vento
M	matriz de massa do sistema
m	metros
m_0	massa discreta de referência
m_i	massa discreta correspondente à coordenada i
min	minutos
MPa	megapascal
m/s	metro por segundo
N	Newton
N	Número de divisões no espectro de potência
n	número de graus de liberdade

p	parâmetro da norma
$P(x)$	Função de densidade de probabilidade
\hat{Q}	variável estática
\hat{Q}_j	j-ésima variável estática
q	pressão dinâmica do vento
\bar{q}_0	pressão dinâmica do vento
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento
rad/s	radianos por segundo
$R_v(\tau)$	função de autocorrelação
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
$S_v(\omega)$	função de densidade espectral
$S^{v_1 v_2}$	função de densidade espectral cruzada
t	tempo
T	período da estrutura
T_0	período teórico
T_1	período fundamental
t_d	tempo de duração do pulso
t_f	largura da mesa
t_w	largura da alma
u^*	velocidade de fricção
V_0	velocidade básica do vento
V_{10}	velocidade média para cota de 10m
V_k	velocidade característica do vento
$V(t)$	velocidade do vento em função do tempo

$v(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento
\overline{V}_p	velocidade de projeto
\overline{V}	Parcela medida da velocidade do vento
$\overline{v^2}$	valor quadrado médio da velocidade
X_i	força total devida ao vento na direção da coordenada i
\overline{X}_i	força X_i média
\hat{x}_i	componente flutuante de X_i
$x(f)$	Frequência adimensional
σ_v^2	variância
σ_v	desvio padrão
z	altura do edifício
z_0	comprimento de rugosidade
Z_i	altura do elemento i da estrutura sobre o nível do terreno
Z_{ref}	altura de referência
Z_r	altura de referência
α	taxa de contribuição da matriz de massa
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
β_i	componente dada pela Equação (9)
γ_z	parâmetro de instabilidade
γ_c	densidade do concreto
γ_s	densidade do aço
Δt	Intervalo de tempo
ν	coeficiente de Poisson
ξ	taxa de amortecimento
ξ_i	taxa de amortecimento referente ao modo i
λ	coeficiente de amplificação dinâmica em função do terreno

ψ	$\psi = m_i/m_o$
ω	frequência da excitação
ω_{01}	frequência fundamental circular
ω_{0i}	frequência natural circular referente ao modo i
ζ	razão do amortecimento

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	20
1	EFEITOS DA AÇÃO DINÂMICA DO VENTO SEGUNDO A NRB 6123 [3] ...	33
1.1	Generalidades	33
1.2	Modelo contínuo simplificado	33
1.3	Modelo discreto	35
2	MODELAGEM DA AÇÃO NÃO DETERMINÍSTICA DO VENTO	39
2.1	Determinação da velocidade média do vento	40
2.2	Determinação da parcela flutuante da velocidade do vento	44
2.2.1	Parâmetros estatísticos	44
2.2.2	Função de densidade espectral e autocorrelação	46
2.2.3	Processo do vento sintético	52
2.2.4	Correlação espacial da velocidades do vento.....	53
2.2.5	Determinação das séries temporais da velocidade do vento.....	55
2.3	Carregamento não determinístico aplicado na estrutura	58
3	MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO	63
3.1	Modelo estrutural investigado	63
3.2	Diagonais equivalentes para representação dos painéis de alvenaria	66
4	MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL	71
4.1	Definição do modelo computacional	71
4.2	Modelagem do amortecimento	75
5	ANÁLISE DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO	77
5.1	Frequências naturais	77
5.2	Modos de vibração	78
6	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR	81
6.1	Análise estática não linear	81
6.2	Resultados obtidos da análise estática não linear geométrica	84
7	ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO NÃO DETERMINÍSTICO	90
7.1	Avaliação das respostas no domínio da frequência	99
7.2	Análise estatística dos resultados	101
7.3	Avaliação do conforto humano	108
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS	115

8.1	Generalidades	115
8.2	Principais conclusões	115
8.3	Sugestões para trabalhos futuros	118
	REFERÊNCIAS	119

INTRODUÇÃO

Tem se tornado mais frequente, nas principais cidades do mundo, concepções estruturais de edifícios cada vez mais altos. Tal concepção culmina em uma abordagem, que leva em conta não só a questão relativa a segurança estrutural no que concerne aos estados limites últimos, mas traz também uma extensa investigação referente às condições de utilização destas estruturas no que tange ao comportamento dinâmico, uma vez que, as mesmas estão submetidas a carregamentos periódicos, tais como a ação não determinística do vento, sismos e outros.

Desta forma, faz-se necessária a realização de uma análise modal destes modelos estruturais, afim de se determinar as frequências naturais dos mesmos. Este processo é de fundamental importância, pois pode-se comparar tais frequências com as principais frequências de excitação das ações que incidem sobre a estrutura. É nessa hora que o engenheiro projetista procura otimizar a sua estrutura, adequando a mesma, em termos de rigidez, de forma a distanciar as frequências naturais do seu modelo das frequências excitadoras das ações dinâmicas. Ao longo da análise do comportamento dinâmico destas estruturas, são extraídas informações altamente relevantes, referentes aos deslocamentos, velocidades e acelerações, e estas são comparadas aos valores limites preconizados nas normas. Faz-se necessária uma avaliação destas estruturas submetidas ao carregamento não determinístico da ação do vento, de forma a representar o modelo de carregamento mais próximo do ideal.

Revisão bibliográfica

As considerações da avaliação dinâmica de estruturas esbeltas, como edifícios altos, vem se tornando cada vez mais frequentes nos dias atuais. Ao longo dos tempos alguns autores vem explicitando em seus trabalhos, a consideração das ampliações dinâmicas nos resultados finais de suas análises, em estruturas das mais diversas, quando estas são excitadas por carregamentos periódicos, como o vento.

A constante alteração dos fatores que originam as movimentações de ar atmosférico, ou seja, o vento, provocam uma variação bastante irregular da sua

velocidade abaixo da camada limite. A formação de turbilhões no escoamento provoca flutuações na velocidade. A ocorrência de forma irregular deste tipo de fenômeno está na origem da sucessiva alteração das condições de escoamento, que por isso apresenta um comportamento 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.

O estudo da resposta dinâmica dos sistemas estruturais apresentou avanços significativos devido ao grande desenvolvimento da tecnologia computacional, permitindo resolver problemas dinâmicos com a ajuda de análises numéricas.

Davenport [1] em 1963 estabeleceu, no âmbito da engenharia de estruturas, um método probabilístico com base nos conceitos de admitância mecânica e espectro de energia. Davenport [1] também estudou os turbilhões que produzem cargas para uma determinada frequência partindo de três hipóteses para chegar à resposta da estrutura, sendo essas: a) o comportamento da estrutura é elástico e a resposta pode ser expressa conforme a equação de equilíbrio dinâmico; b) a força média é a mesma para escoamento turbulento e suave com mesma velocidade média; c) flutuações na velocidade e na força estão ligadas por uma transformação linear. Os espectros de resposta podem ser obtidos através de duas funções de admitância, funções estas que relacionam as dimensões da construção e os turbilhões incidentes (admitância aerodinâmica) e a razão entre a resposta permanente e a excitação (admitância mecânica).

Em 1964, Blessmann [2] analisou as solicitações do vento em edifícios, e apresentou resultados experimentais, realizados em túnel aerodinâmico. Segundo Blessmann [2], para que haja uma semelhança dinâmica entre os dois fluxos, tanto o fluxo em túnel de vento com modelos reduzidos, quanto os fluxos naturais em estruturas reais, é necessário que a relação entre as forças de inércia e de viscosidade, sejam as mesmas em duas partículas fluidas quaisquer, colocadas em ambos os fluxos. Tal relação é expressa pelo número de Reynolds (Re). Desta forma, quando a relação for a mesma para dois corpos geometricamente semelhantes e dispostos da mesma forma em relação aos fluxos, as linhas de corrente serão geometricamente semelhantes e as forças sobre dois pontos correspondentes quaisquer mantém uma relação constante.

A NBR6123-1988 [3] é baseada no processo probabilístico de Davenport [1], diferenciando-se na determinação dos parâmetros que definem a ação estática do vento, e destaca que a vibração da estrutura em seus modos naturais ocorre em torno da posição deformada definida pelas pressões causadas pela componente estática do vento. São consideradas as seguintes hipóteses: 1) as componentes da velocidade do vento são processos estacionários com média zero; 2) na determinação da resposta estrutural, na direção da velocidade média do vento, só é considerada a influência da componente flutuante nesta direção; 3) a estrutura é discretizada em várias partes sendo que, em um dado instante, a ação total do vento, na direção da velocidade média em cada parte, é composta de duas parcelas de ações: uma média e uma flutuante.

As forças oriundas do vento são de caráter não determinístico. Segundo Blessmann [4], a turbulência é um fenômeno que ocorre pela passagem de partículas pelas camadas fluidas e que provocam intensos gradientes de velocidades, originando a formação de redemoinhos que giram ao longo do fluido. A turbulência pode ser tratada na engenharia de estruturas de três formas : a) utilizando rajadas de vento; b) por meio de métodos de correlação; c) análises no domínio do tempo.

Em 1991, Mendonça [5] desenvolveu um programa computacional que possibilita executar a análise dinâmica por uma formulação de carga estática equivalente, segundo a NBR:6123-1988 [3], facilitando, desta forma, a determinação das cargas devido à solicitação do vento e permitindo ao mesmo tempo, uma comparação visual dos resultados obtidos.

O presente trabalho propõe a análise dos modelos estruturais investigados levando em consideração a parcela de rigidez proveniente dos painéis de alvenaria. Em 1999, Chaker [6] realizou um estudo, onde destaca um sensível acréscimo nas características de rigidez, em cuja análise considera-se a influência dos painéis de alvenaria de preenchimento e vedação internos e externos, em análise dinâmica experimental. Chaker [6] utilizou dois modelos experimentais de edifícios de três pavimentos constituídos de pórticos típicos de concreto armado, sendo apenas um deles composto com painéis de alvenaria de tijolos cerâmicos. Por meio das medições experimentais em vibração livre , Chaker [6], comprovou que a edificação aporticada com painéis de vedação em alvenaria de tijolos cerâmicos apresenta acentuada diminuição no período fundamental em relação ao modelo aporticado

sem painéis de alvenaria. Esses modelos físicos, testados em laboratório, demonstraram que a rigidez lateral pode aumentar 7 vezes na edificação com paredes em relação àquela com pórticos vazios.

Carril [7] traz uma abordagem em sua dissertação, sobre os efeitos das forças provenientes do vento em torres metálicas treliçadas. Carril [7], avaliou a resposta dinâmica da estrutura submetida ao carregamento proveniente do vento. No trabalho do referido autor, investigou-se a resposta ressonante, não ressonante e o fator resposta de rajada. Concluiu-se que as respostas da estrutura às rajadas de vento são, principalmente, respostas não ressonantes nas frequências abaixo das frequências naturais da estrutura.

Assis [8] destaca a importância de se avaliar as respostas estáticas e dinâmicas de edifícios de múltiplos andares. Assis [8], estabelece tal avaliação levando em consideração a não linearidade geométrica, ou seja, o efeito $P-\Delta$ e $M-\theta$. Assis [8] leva em conta as ligações semi-rígidas entre elementos estruturais metálicos e ressalta também a contribuição dos painéis de alvenaria na contribuição da rigidez global da estrutura.

Moreira [9], propõe uma análise da sensibilidade estrutural de edifícios esbeltos submetidos a várias fontes de excitação dinâmicas, como por exemplo, as forças do vento incidindo sobre os modelos analisados. Moreira [9], enfatiza a necessidade de se incluir a rigidez cisalhante associada aos painéis de alvenaria, principalmente nas concepções estruturais com componentes muito esbeltos, como forma de buscar resultados mais satisfatórios obtidos com os modelos simplificados na avaliação da sensibilidade estrutural.

Pinto *et al.* [10] apresentam e discutem os procedimentos simplificados para a consideração da não linearidade física (NLF) e da não linearidade geométrica (NLG) na análise de edifícios de concreto armado. O objetivo é estabelecer o grau de confiabilidade desses processos. Algumas prescrições para redução na inércia dos elementos estruturais são comparadas com os resultados obtidos através de modelo em elementos finitos, permitindo, assim, a avaliação destas prescrições.

Barros [11] investiga a estabilidade estrutural de mastros metálicos que dão suporte a torres de iluminação e comunicação, para alturas superiores a 30 metros. Nessa análise são levadas em consideração, os efeitos de segunda ordem, bem como, os efeitos da não linearidade geométrica, o efeito $P-\Delta$.

Nascimento Neto *et al.* [12] avaliaram o comportamento global do sistema de contraventamento dos edifícios em alvenaria estrutural, submetidos ao carregamento oriundo do vento. O modelo numérico utilizado consiste em uma modelagem mais precisa que as usualmente empregadas para esse tipo de estrutura, havendo a possibilidade de inclusão no comportamento global da deformabilidade por cisalhamento das paredes e os efeitos da torção do edifício.

Merce *et al.* [13] investigaram o deslocamento provocado pelo vento em torres metálicas aplicando os métodos de Monte Carlo e Davenport. No presente estudo, obteve-se uma melhor aproximação dos deslocamento com o método de Monte Carlo, apesar de o método de Davenport exigir menor esforço computacional e ser mais prático na sua utilização.

Lazanha [14] apresentou um modelo numérico para avaliar o efeito dinâmico induzido pelo vento, com a ajuda do método de Monte Carlo para a obtenção dos harmônicos da simulação aleatória, utilizando o espectro de potência das velocidades do vento.

Santos [15] investiga as propriedades e o desempenho de um tipo de mecanismo de controle passivo: o AVE – Amortecedor Visco-Elástico, em edifícios altos que oscilam em decorrência das solicitações das cargas de vento.

Souza [16] propõe a utilização de sistemas fluidos-dinâmicos híbridos em sua análise como forma de atenuar os problemas de vibrações em edifícios altos e esbeltos. O desenvolvimento do modelo matemático do sistema híbrido é feito a partir de um atenuador de coluna líquida, constituído de um ou mais recipientes tubulares em forma de “U” contendo fluido, que gera forças hidráulicas que se opõem às forças de inércia causadas na estrutura pelas ações externas.

Outros estudos tem sido realizados, com a intenção de avaliar a estabilidade global da estrutura quando submetida a carga de vento. Wordell [17] estabelece uma análise na qual revisa os parâmetros da norma brasileira NBR 6118 [44]. No presente trabalho são abordados os parâmetros de instabilidade α e γ_z que indicam o grau de atuação dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura. Neste trabalho, dentre as análises feitas, leva-se em consideração, a questão da não linearidade geométrica e física da estrutura.

Miguel [18] apresenta um estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido a ação dinâmica do vento. As respostas obtidas em túnel de vento, através de um modelo aeroelástico equivalente de dois graus de liberdade, são

comparadas com as formulações da NBR 6123 [3], para a resposta longitudinal da estrutura submetida ao carregamento do vento, e da Norma Canadense NBCC [45], para as respostas longitudinal e transversal.

Dias [19] estabelece um estudo crítico, na aplicação prática e na comparação de métodos disponíveis de análise, quais sejam: a NBR 6123 [3], em sua análise estática e dinâmica (Capítulo 9), a Norma Canadense NBCC [45]. Os resultados obtidos através da instrumentação dos modelos ensaiados em túnel de vento foram aplicados às prescrições das normas citadas. As respostas assim obtidas, comparadas com as oriundas da aplicação das recomendações padrão destas normas, foram avaliadas comparativamente. Desta forma, foi possível concluir que os resultados determinados através das prescrições da norma brasileira de vento [3] apresentaram-se mais consistentes que os da norma canadense [45].

Carpeggiani [20] analisou a resposta a torção devida aos efeitos estáticos da ação do vento em modelos reduzidos ensaiados em túnel de vento, com diversas configurações arquitetônicas, simulando as principais características reais do escoamento ao qual a edificação está submetida. Os resultados experimentais obtidos nos ensaios foram comparados com estimativas teóricas indicadas nas normas que preconizam sobre o assunto. A análise dos resultados demonstrou que a NBR6123 [3], na sua recomendação das excentricidades das forças de arrasto para cálculo do momento torsor, subestima a indicação para a excentricidade na situação de edificações isoladas, porém cobre a maioria dos casos na prescrição da excentricidade para a situação de prédios submetidos aos efeitos de vizinhança.

Bortoli [21] propôs uma metodologia, através de ensaios em túnel de vento, para simular as cargas sobre modelos de estruturas altas situadas em centros urbanos considerando a distribuição aleatória do entorno superficial. Ele verificou que, o campo de velocidade em centro urbano é nitidamente tridimensional e que a direção do vento de fundo influi neste campo.

Lin *et al.* [22] realizaram estudos experimentais da força do vento incidindo sobre edifícios altos, pesquisando os coeficientes de força, a densidade espectral de potência e a correlação espacial de pressões, levando em consideração o efeito da forma geométrica.

Requena *et al.* [23] apresentam o desenvolvimento de um software de automação do projeto estrutural de torres metálicas treliçadas autoportantes com perfis tubulares no que tange a análise das ações dinâmicas de vento. Os autores

concluem que há necessidade de se efetuar a análise dinâmica das ações de vento. O cálculo estático, que é uma simplificação, conduz a resultados contrários à segurança da estrutura.

Trein [24] desenvolveu um dispositivo aeroelástico, que simula as propriedades geométricas e dinâmicas de edifícios altos para ensaios em túnel de vento. Em seu trabalho, um projeto foi proposto e executado, resultando na construção de um modelo aeroelástico de um protótipo padrão, já utilizado em pesquisas anteriores. Segundo Trein [24] os modelos aeroelásticos são projetados para simularem as propriedades dinâmicas dos protótipos para os modos de vibração que contribuem de maneira significativa nas respostas dinâmicas das estruturas. Tal modelo é ensaiado em túnel de vento, fornecendo respostas dinâmicas na direção longitudinal e transversal à solicitação do vento. De acordo com Trein [24], as respostas dinâmicas na direção transversal à incidência do vento apresentam-se em magnitude superior do que as respostas dinâmicas na direção longitudinal.

Rippel [25] na sua dissertação de mestrado, procurou desenvolver e aperfeiçoar instrumentos e técnicas de medição de coeficientes de arrasto; verificar a aplicabilidade dos critérios de estimativa do carregamento devido ao vento sobre trechos de estruturas treliçadas; propor coeficientes de arrasto compatíveis com geometrias tradicionalmente utilizadas em torres de linhas de transmissão determinados a partir da aplicação de dois critérios de área de referência, a saber, área calculada e área projetada; além de comparar os resultados experimentais com outras referências como normas técnicas de projeto.

Compoó *et al.* [26] investigaram os parâmetros de verificação do estado-limite de deformações excessivas (razão flecha/altura) e da estabilidade global (parâmetros α e γ_z) de estruturas usuais de edifícios em alvenaria estrutural, submetidos às ações horizontais como forças do vento. Um amplo espectro de casos estudados fundamenta o trabalho deste autor, em que se avaliam os parâmetros citados, sua representatividade e sua correlação em edifícios de alvenaria estrutural.

Chaves [27] simulou o efeito turbulento do vento considerando as características estatísticas relacionadas à natureza do mesmo e dos parâmetros que dependem da rugosidade superficial do terreno. Dentre os métodos estudados por Chaves [27], o mais prático para o dimensionamento de um edifício é o método

estático da norma brasileira [3], porém, este método é limitado para situações onde o efeito de flutuação do vento não cause vibrações, assim como não ofereça risco da estrutura entrar em ressonância, como em pontes de grandes vãos e edifícios com frequências inferiores a 1 Hz, ou seja, estruturas altas e esbeltas.

Czarnobay [28] realizou testes com um modelo do edifício de alto padrão “CAARC Standard TallBuilding”, primeiramente sem nenhuma atenuação e em seguida com dois tipos de atenuadores com características diferentes instalados no modelo. Os atenuadores dinâmicos sintonizados (amortecedores de massa) mostraram-se eficazes na redução das vibrações transversais por desprendimento de vórtices, validando o túnel de vento como ferramenta de projeto para a prevenção e controle de fenômenos associados às vibrações induzidas pelo vento.

Mendis *et al.* [29] destacam a importância da simulação numérica na avaliação dos efeitos do carregamento do vento em edifícios altos, chamando a atenção para o efeito da interação fluido estrutura. Mendis *et al.* [29] enfatizam também a consideração dos ensaios em túnel de vento como ferramenta poderosa, para avaliação dos modelos estruturais submetidos a cargas de vento.

De acordo com Holmes [30] as variações provenientes dos escoamentos do vento em torno de obstáculos, como por exemplo, edifícios, resulta na separação do escoamento e, por vezes, em recirculações produzindo pressões e, conseqüentemente, forças altamente instáveis. As causas dessas variações segundo Holmes [30] são: 1) a turbulência natural das rajadas do vento em escoamento livre, normalmente denominadas por “*buffeting*”; 2) a instabilidade do escoamento causada pelo atravessamento do obstáculo, que geralmente resulta na separação do escoamento, recirculações e formação de turbilhões nas faces do obstáculo; 3) forças flutuantes devidas ao movimento do corpo e forças aeroelásticas.

Diversos autores abordam, em suas investigações, o fenômeno da estabilidade global de estruturas esbeltas submetidas às ações dinâmicas do vento.

Andrade Junior *et al.* [31] avaliaram os efeitos do vento em silos de armazenamento submetidos a pressões dinâmicas do vento. Foram realizados estudos experimentais e teóricos sobre as ações do vento em silos. Conclui-se que a colocação externa das colunas é a favor da segurança e que o uso de anéis enrijecedores no costado é indicado e muito importante para a estabilidade local e global da estrutura do silo.

Martins *et al.* [32] investigaram o comportamento das estruturas tridimensionais de edifícios altos, sujeitos às ações verticais e laterais, considerando-se a rigidez transversal à flexão das lajes. Para o cálculo dos esforços e deslocamentos na estrutura são aplicadas as técnicas de subestruturação em série e paralelo na matriz de rigidez global da estrutura. Observou-se que ao computar a rigidez transversal à flexão das lajes na estrutura, os deslocamentos horizontais dos pavimentos são menores que os obtidos pelos modelos que as consideram apenas como diafragmas rígidos.

Wahrhaftig [33] avalia em sua pesquisa, a influência da rigidez geométrica na resposta dinâmica de estruturas esbeltas sujeitas à excitação de vento. Para tanto, foi desenvolvido um modelo matemático simplificado, com características dinâmicas estabelecidas por uma técnica tipo Rayleigh, que evidencia a presença significativa da não-linearidade geométrica devida à esbelteza das peças.

Oliveira [34] realizou um estudo dos parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado e de aço: os coeficientes γ_z e B_2 , respectivamente. Inicialmente, desenvolveu uma expressão que relaciona estes parâmetros. Em seguida, calculou os valores de γ_z e B_2 para diversos edifícios de médio porte de concreto armado. Com os resultados obtidos, demonstrou-se que o coeficiente γ_z pode também ser calculado a partir dos coeficientes B_2 determinados para cada pavimento das estruturas.

Goulart [35] leva em conta a rigidez a flexão das lajes na análise global de edifícios submetidos a esforços oriundos do vento. Em seu trabalho, Goulart [35] observa um incremento substancial na eficiência da estrutura de contraventamento quando se considera a contribuição da laje. Além de conferir maior rigidez à estrutura de contraventamento, este modelo é mais realístico, pois a laje existente está ligada monoliticamente às vigas e aos pilares.

Viana [36] destaca a importância de se considerar o efeito das rajadas de vento, representando tais efeitos por funções de pulsos triangulares, que tem seu valor máximo para a força exercida em função da altura da edificação. Tal força é estabelecida com base nos dados estruturais do modelo e nos parâmetros obtidos da norma brasileira NBR 6123-1988 [3].

Oliveira [37] propõe o desenvolvimento de um mecanismo tal que permita a obtenção da resposta de edifícios altos frente à ação do vento, a partir de ensaios em túnel de vento com modelos em escala reduzida. Busca-se determinar a

resposta em termos de suas componentes médias e flutuantes. Admite-se que a parcela dinâmica contempla os dois modos fundamentais de vibração livre em flexão, ortogonais entre si e aproximados de forma linear, e o primeiro modo de torção, aproximado de forma constante. Concluiu-se que o equipamento simula satisfatoriamente o comportamento dinâmico de edifícios altos submetidos à ação do vento, mesmo perante fenômenos aeroelásticos, como a ressonância por despreendimento alternado de vórtices.

Kwok *et al.* [38] faz uma significativa revisão sobre estudos relacionados à percepção humana às vibrações oriundas do carregamento do vento em edifícios altos.

Borges [39] analisou o comportamento estrutural de um edifício de quarenta e dois pavimentos, onde realizou análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço e análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, bem como do comportamento para ações dinâmicas.

Araújo [40] desenvolveu sua pesquisa de modo a determinar os valores nominais para a rigidez de vigas, pilares e paredes estruturais, de edifícios de múltiplos andares, necessários para a análise estrutural com vista à obtenção do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . Demonstra-se a correlação direta que existe entre esses dois coeficientes, bem como a origem dos valores limites de α constantes na NBR-6118- 2003 [44].

Tanaka [41] verificou a influência da alvenaria composta por aberturas sobre o comportamento estrutural de um edifício em concreto armado com vinte e sete pavimentos. Os resultados obtidos pelo referido autor, mostram que a alvenaria contribui substancialmente na rigidez global do edifício. Esses resultados são apresentados por comparação entre os modelos com e sem a contribuição da alvenaria.

Gruhn *et al.* [42] apresentam procedimentos para a avaliação do conforto humano em edifícios altos submetidos à ação dinâmica do vento, bem como parâmetros de estabilidade global, buscando verificar a correlação destes com a percepção do ocupante.

Em suas investigações, Ellwanger [43] estuda a viabilidade e a conveniência de se adotar um limite variável α_1 para o parâmetro de instabilidade de edifícios com estruturas de concreto armado, constituídas por associações de pórticos com paredes ou núcleos. O autor realiza um resumo da evolução da teoria sobre a

análise da estabilidade global de edifícios altos, especialmente sobre a definição da necessidade ou não de se realizar uma análise de segunda ordem. Na sequência, apresenta-se um detalhado estudo analítico que levou ao estabelecimento de uma fórmula para o limite variável α_1 , seguido de uma série de exemplos para testar a validade da mesma.

Barboza [59] investiga, em sua dissertação, o comportamento estrutural estático e dinâmico (linear e não linear) do edifício misto (aço-concreto) analisado neste trabalho. As ações do vento consideradas por Barboza [59] são de caráter determinísticas. Os resultados revelam que edifícios esbeltos merecem atenção especial, no que diz respeito à concepção do projeto estrutural,

Motivação e objetivos

Atualmente, a configuração urbana das grandes cidades no Brasil e no mundo tem apresentado uma grande densidade de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, o que torna estes sistemas estruturas bastante sensíveis aos efeitos dinâmicos provocados pela ação do vento, especialmente no que diz respeito as estruturas de aço e mistas (aço-concreto).

Por esta razão, uma boa definição dos modelos estruturais capazes de compatibilizar as exigências arquitetônicas com as condições necessárias à estabilidade e segurança dessas edificações tem gerado situações difíceis em termos de análise e projeto por parte dos engenheiros civis.

Levando-se em consideração o nível de esbeltez apresentado atualmente, tais edifícios necessitam ter o seu comportamento estrutural, estático e dinâmico, investigado, de forma a que sejam evitados, por exemplo, níveis de vibrações excessivas e desconforto dos usuários.

Assim sendo, o objetivo central desta dissertação é o de investigar o comportamento dinâmico de edifícios em aço e mistos (aço-concreto), quando submetidos à ação não determinística do vento, mediante o desenvolvimento de modelos numéricos tridimensionais apropriados, com base na utilização do programa de elementos finitos ANSYS [47].

Para tal, a resposta dinâmica não determinística de um modelo estrutural correspondente a um edifício misto (aço-concreto) com 20 pavimentos será alvo de

investigação, em termos dos valores dos deslocamentos médios do sistema. Estes valores serão comparados com os limites previstos pelas normas de projeto [3].

Estrutura da dissertação

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento deste trabalho, um breve resumo dos trabalhos que foram realizados ao longo dos últimos anos e uma breve descrição do conteúdo do presente trabalho.

No primeiro capítulo são apresentados os modelos de carregamentos dinâmicos da ação do vento preconizados pela norma brasileira de vento, a NBR-6123 [3]. São apresentados os modelos contínuo simplificado e o discreto, que levam em conta os efeitos da ação dinâmica do vento.

No capítulo dois é apresentada toda a metodologia empregada para a geração das séries temporais da velocidade do vento, bem como das cargas provenientes da ação não determinística do mesmo. Para tal, recorre-se aos espectros de potência do vento e com base nas funções de densidade espectral, estabelece-se o carregamento aplicado à estrutura.

No terceiro capítulo é apresentado o modelo estrutural investigado, através de uma descrição detalhada do mesmo, com intuito de se apresentar as características arquitetônicas, bem como o material empregado.

No capítulo quatro faz-se uma apresentação do modelo numérico investigado. Neste capítulo são descritos os elementos finitos utilizados para a construção do modelo computacional. Apresenta-se também neste, a capítulo metodologia utilizada para representação dos painéis de alvenaria.

No capítulo cinco são apresentadas as análises de autovetores e autovalores do modelo estrutural em questão. Tal análise é realizada de modo a se conhecer as frequências naturais mais importantes do modelo estrutural investigado.

No sexto capítulo é apresentada uma análise estática não linear geométrica do modelo estrutural investigado com base nos deslocamentos máximos obtidos no topo do edifício.

No capítulo sete, são apresentados os resultados de uma extensa análise dinâmica não determinística, do modelo estrutural proposto. São geradas dez séries de carregamentos não determinísticos do vento, e essas são aplicadas à estrutura, de forma a fornecer os máximos deslocamentos e acelerações.

Finalmente, no capítulo oito, são apresentadas as conclusões obtidas com o desenvolvimento do presente trabalho, além de algumas propostas para trabalhos futuros.

1 EFEITOS DA AÇÃO DINÂMICA DO VENTO SEGUNDO A NRB 6123 [3]

1.1 Generalidades

A norma brasileira NBR-6123 [3] apresenta dois modelos de carregamento para determinação da resposta dinâmica da ação do vento. O primeiro é um modelo contínuo simplificado, recomendado para modelos estruturais homogêneos, no que se diz respeito as suas características físicas e geométricas. O segundo é mais apropriado a estruturas que apresentam propriedades variáveis ao longo de sua altura.

1.2 Modelo contínuo simplificado

Um modelo contínuo simplificado pode ser estabelecido quando a edificação tiver uma seção constante e uma determinada homogeneidade na distribuição de sua massa.

O método simplificado aplica-se em estruturas apoiadas na base e de altura inferior a 150 m, de modo que na resposta dinâmica destas estruturas, considera-se somente a contribuição do modo fundamental. Ainda de acordo com a referida norma, a consideração só do primeiro modo na solução, conduz a erros inferiores a 10%.

A NBR 6123 [3], apresenta uma tabela na qual são apresentados os parâmetros necessários para 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 1

Onde:

γ – parâmetro da norma;

ζ – razão de amortecimento crítico;

T_1 – período fundamental da estrutura.

Tabela 1 – Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos [3]

Tipo da edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
Edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas	1,2	0,020	0,05h+0,015h
Edifícios com estrutura apertada 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	0,010	0,015h
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	0,29√h -0,4
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	
Estrutura de madeira	-	0,030	

A variação da pressão dinâmica com a altura é dada pela Equação (1), em que o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante.

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

O expoente p e o coeficiente b dependem da categoria de rugosidade do terreno, como indicado na Tabela 2. O valor z_{ref} representa a cota no nível 10 m. O coeficiente de amplificação dinâmica ξ , é função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ζ , da frequência f, obtida através da relação adimensional entre a velocidade de projeto e o produto entre a frequência e a variável L ($L = 1800$): $\bar{V}_P / f L$.

Na Tabela 2 são apresentados os valores do expoente p e do coeficiente b em função da categoria de rugosidade do terreno.

Tabela 2 – Expoente p e parâmetro b [3]

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

A pressão dinâmica pode ser dada pela equação abaixo de acordo com a norma NBR 6123 [3].

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

Onde;

\bar{V}_p – representa a velocidade de projeto do vento.

A força estática equivalente, que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento, por unidade de altura é obtida através da equação abaixo:

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

Onde:

L_1 – largura considerada na edificação;

C_a – Coeficiente de arrasto.

1.3 Modelo discreto

Nos casos em que uma edificação apresenta propriedades variáveis com a altura, ela deve ser representada por meio de um modelo discreto, de acordo com o indicado na Figura 1.

Na Figura 1, as incógnitas x_i , A_i , m_i , C_{a_i} e z_i correspondem, respectivamente, ao deslocamento, à área de influência, à massa discreta, o coeficiente de arrasto e à altura da coordenada i . 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, correspondente ao número de elementos em que for dividida a estrutura [3]

De uma forma geral, um modelo com $n = 10$ é o suficiente para se obter uma precisão adequada nos resultados. 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 $r < n$. Geralmente adota-se $r = 1$. Mas nos casos em que as edificações são muito esbeltas e com rigidez fortemente variável devem ser consideradas, sucessivamente, as contribuições dos

demais modos, até que as forças equivalentes associadas ao último modo calculado ($j = r$) sejam desprezíveis.

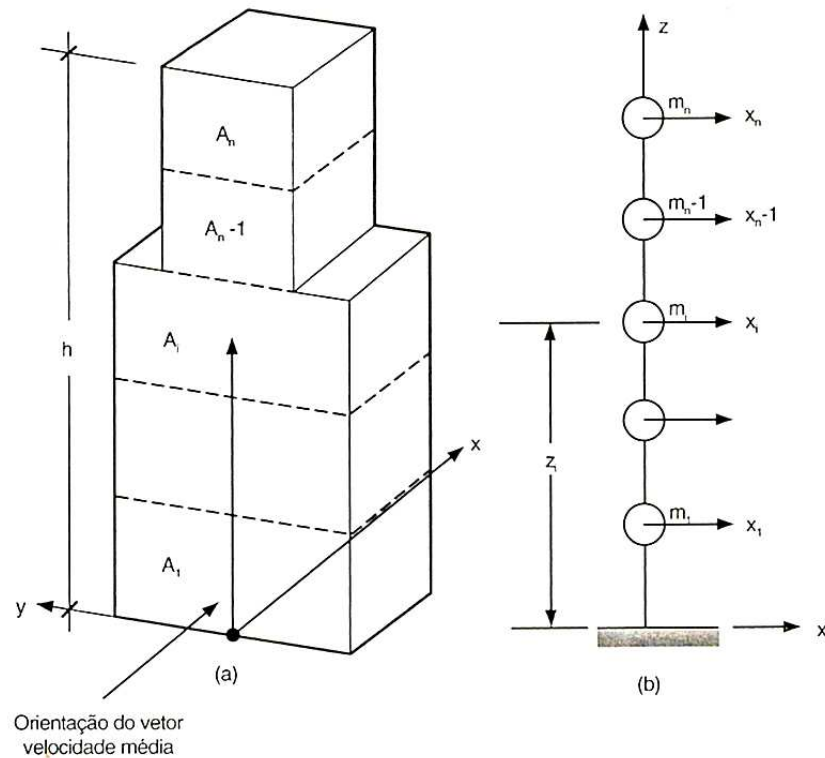


Figura 1 - Esquema para modelo dinâmico discreto [3]

A força total X_i devida ao vento na direção da coordenada i é dada pela expressão abaixo:

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

A força \bar{X}_i , pode ser expressa por;

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

A componente flutuante \hat{X}_i é dada conforme a expressão que segue abaixo.

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

Onde:

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (7)$$

A variável F_H da componente flutuante \hat{X}_i pode ser dada como segue [3];

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi \quad (8)$$

Onde:

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{Z_i}{Z_r} \right)^p \quad (9)$$

Nas equações apresentadas anteriormente, ξ representa o coeficiente de amplificação dinâmica, que é função da categoria do terreno. A_0 e m_0 , representam uma área e uma massa arbitrária de referência.

O efeito combinado das contribuições modais pode ser computado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados. Pode-se atribuir a Q_j qualquer variável estática (força, momento fletor, tensão etc.), ou variável geométrica (deformação, deslocamento, 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 [3].

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

Neste capítulo foram apresentadas as considerações da norma NBR-6123 [3], no que tange 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 recorre-se as funções de densidade espectral.

2 MODELAGEM DA AÇÃO NÃO DETERMINÍSTICA DO VENTO

Uma das ações de grande importância a ser considerada na análise dinâmica de edifícios esbeltos está relacionada às forças provenientes do vento. De forma a representar um modelo refinado de carregamento desta ação, faz-se necessário considerar a natureza não determinística da ação do vento. Para representação da natureza aleatória do vento recorre-se ao processo do vento sintético apresentado por Franco [56], que se caracteriza por uma simulação numérica aleatória de componentes harmónicas através do método de Monte Carlo. Os históricos de carregamentos do vento são obtidos com base nos espectros de potência do vento, através das funções de densidade espectral, como será visto mais adiante. A ação do vento é expressa em termos de sua velocidade. O vetor velocidade do vento pode ser expresso por uma função temporal, formado por uma parcela média e uma flutuante de acordo com a Figura 2e a Equação (11).

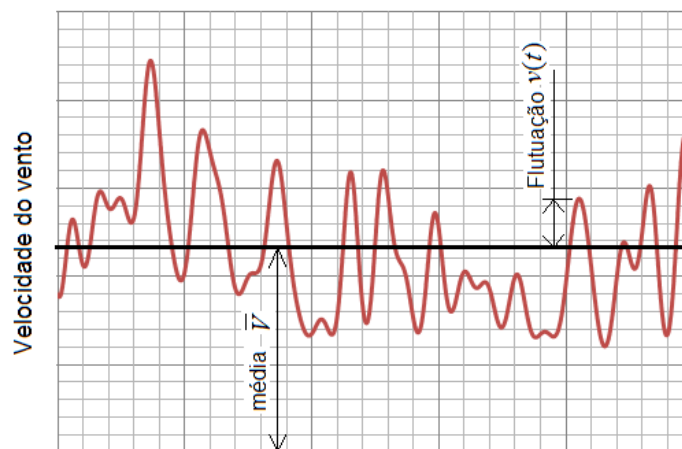


Figura 2 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad (11)$$

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

Para a determinação da parcela média da velocidade do vento, recorre-se ao exposto na NBR-6123 [3]. Segundo a referida norma, a velocidade pode ser determinada levando-se em consideração alguns fatores tais como, a velocidade básica do vento V_0 , que seria a velocidade de uma rajada de 3 s, que por fatores probabilísticos é excedida em média uma vez a cada 50 anos a 10 m acima do nível do terreno, em campo aberto e plano.

Na Figura 3 apresenta-se o gráfico das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil, com intervalos de 5 m/s [3].

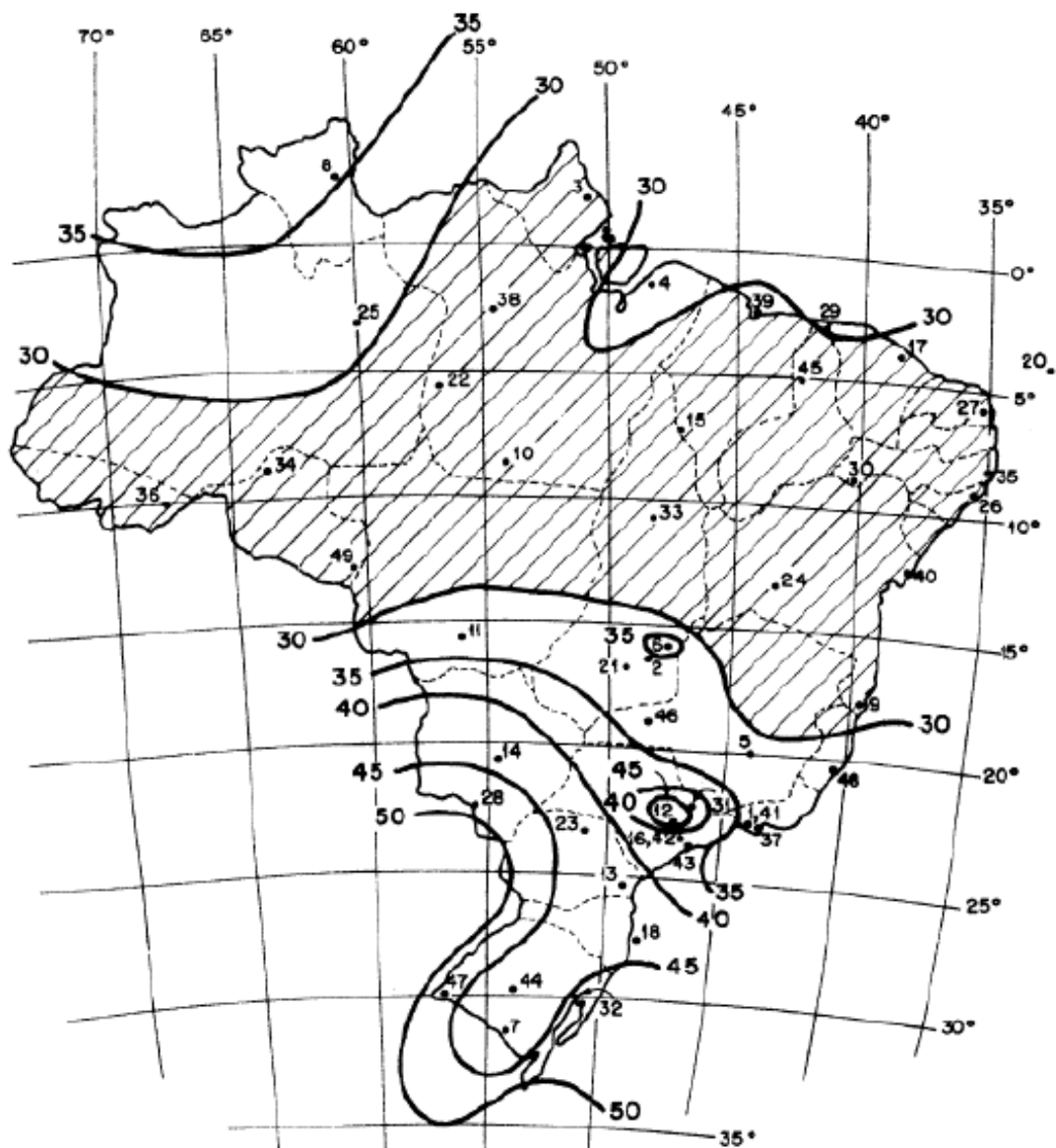


Figura 3 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) [3]

Segundo a norma NBR-6123 [3] outros fatores são levados em consideração para a determinação da velocidade média do vento, tais como fatores topográficos, que levam em conta as variações do terreno, fatores que consideram o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte dela. E ainda, fatores estatísticos que consideram o grau de segurança requerido do projeto, bem como a vida útil da edificação.

Na presente investigação, de forma a determinar a parcela média da velocidade do vento, foram adotados os valores a seguir para os parâmetros especificados na norma NBR-6123 [3]

- Velocidade básica do vento: $V_0 = 35$ m/s;
- Fator topográfico: $S_1 = 1,0$;
- Categoria do terreno: $S_2 =$ Categoria II;
- Fator estatístico: $S_3 = 1,0$;
- Altura do edifício: $h = 66$ m;
- Coeficiente de arrasto: $C_a = 1,20$.

Com base nos dados estabelecidos acima pôde-se determinar a velocidade média descrita na Equação (11) [3]:

$$\bar{V} = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (12)$$

Onde:

$$S_2 = b F_{r,i} \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (13)$$

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 .

Ainda de acordo com a NBR-6123 [3], para determinação da resposta dinâmica na direção do vento, a velocidade de projeto pode ser tomada por uma velocidade média sobre 10 minutos considerando-se uma altura de 10 metros acima

do nível do terreno, para um terreno de categoria II. Abaixo seguem os parâmetros adotados.

- $b = 1,0$;
- $F_r = 0,69$;
- $p = 0,15$;
- $z = 10$ m.

Assumindo-se tais valores na equação anterior, e substituindo-se na Equação 12, tem-se que a velocidade média para a cota de 10 m pode ser expressa por:

$$\bar{V}_{10} = 0,69V_0 S_1 S_3 \quad (14)$$

A velocidade média para uma cota “z” qualquer é então expressa conforme a Equação (15). Na Tabela 3 é apresentada a variação da velocidade média ao longo da altura do edifício investigado

$$\bar{V}_z = \bar{V}_{10} \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (15)$$

Tabela 3 – Velocidade média ao longo da altura

Velocidade (\bar{V}_z)	
Cota z (m)	Velocidade média \bar{V}_z (m/s)
3,3	20,45
6,6	22,69
9,9	24,11
13,2	25,18
16,5	26,03
19,8	26,76
23,1	27,38
26,4	27,94
29,7	28,43
33	28,89
36,3	29,30
39,6	29,69
42,9	30,05
46,2	30,38
49,5	30,70
52,8	31,00
56,1	31,28
59,4	31,55
62,7	31,81
66	32,05

Na Figura 4 é apresentado o perfil da variação da velocidade média ao longo da altura do edifício.

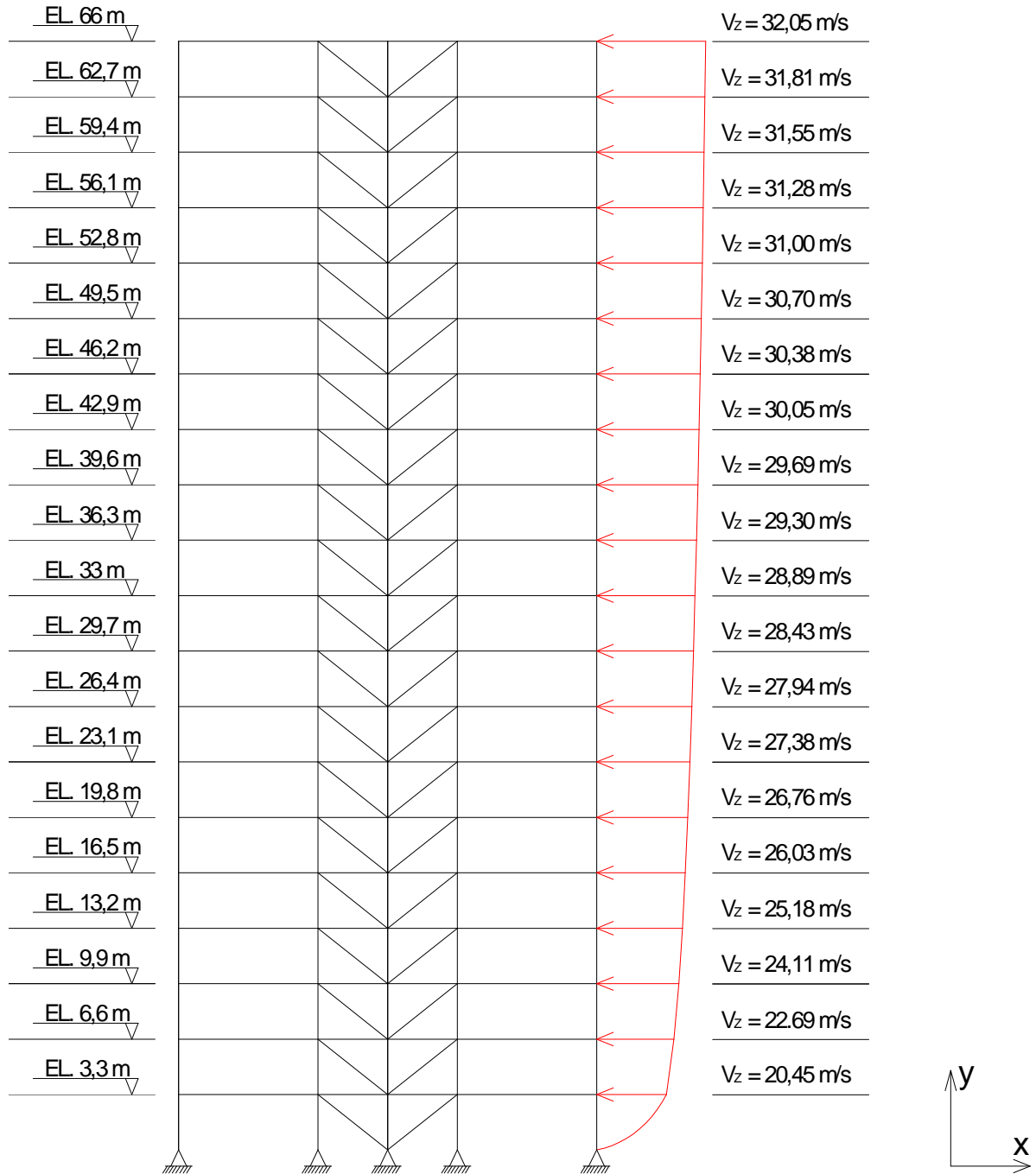


Figura 4 – Perfil da velocidade média do vento ao longo da altura

2.2 Determinação da parcela flutuante da velocidade do vento

2.2.1 Parâmetros estatísticos

Uma vez determinada a parcela média da velocidade do vento, faz-se necessário determinar a flutuação em torno desta média. As flutuações podem ser entendidas como processos ocasionados pela agitação da parcela média da velocidade do vento. Esta agitação depende basicamente das condições topográficas da região analisada (rugosidade do terreno), bem como das condições climáticas, no que tange a troca de calor entre as camadas atmosféricas.

Os turbilhões formados pela flutuação do vento constituem um processo aleatório. Desta forma, para geração dos históricos de carregamentos da ação do vento faz-se necessário considerar a natureza não determinística desta ação, bem como estudar as propriedades estatísticas da mesma.

A parcela referente a flutuação constitui um processo estacionário ergódico, ou seja, as propriedades estatísticas determinadas sobre uma amostra são as mesmas calculadas sobre o conjunto de todas as amostras. Os parâmetros estatísticos obtidos sobre o total de todas as amostras não variam para qualquer posição de origem do tempo. De forma a sistematizar didaticamente o estudo dos parâmetros estatísticos em questão, os mesmos serão apresentados em termos do histórico de velocidade do vento.

A média da função $v(t)$, pode ser obtida pela expressão abaixo;

$$\bar{v} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v(t) dt \quad (16)$$

Onde:

$v(t)$ – representa uma série temporal qualquer;

T – representa o tempo no final de todos registros avaliados.

O valor quadrado médio pode ser obtido pela média da função ao quadrado, ou seja;

$$\overline{v^2} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v^2(t) dt \quad (17)$$

A variância pode ser obtida com base num histórico tal como o apresentado pela Figura 2 podendo ser expressa como a seguir.

$$\sigma^2_v = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [v(t) - \bar{v}]^2 dt \quad (18)$$

Desta forma, pode-se estabelecer o desvio padrão, que é dado pela raiz quadrada positiva da variação. Tal parâmetro pode ser entendido como uma dispersão em torno da média conforme apresentado a seguir.

$$\sigma_v = \sqrt{\overline{v^2} - (\bar{v})^2} \quad (19)$$

De acordo com Newland [57], muitos fenômenos de vibrações aleatórias ocorridos de forma natural, apresentam uma distribuição de probabilidade normal ou de Gauss, como pode ser vista através do gráfico representado pela da Figura 5.

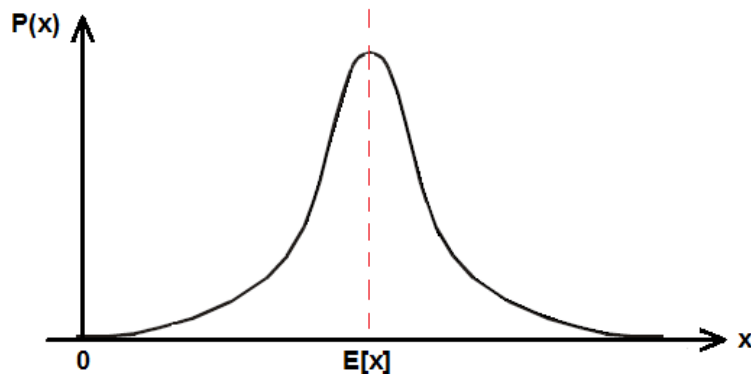


Figura 5 – Distribuição de probabilidade Normal ou de Gauss

A forma de sino representada pelo gráfico acima pode ser obtida através da Equação (20), que define a distribuição normal ou de Gauss, amplamente utilizada nos casos de vibrações aleatórias, constituídas por um número relativamente grande de históricos temporais.

$$P(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-(x-E[x])^2/2\sigma^2} \quad (20)$$

Observando-se um número de séries temporais, como mostrado na Figura 6 é possível determinar tais parâmetros estatísticos ao longo da amostra das séries.

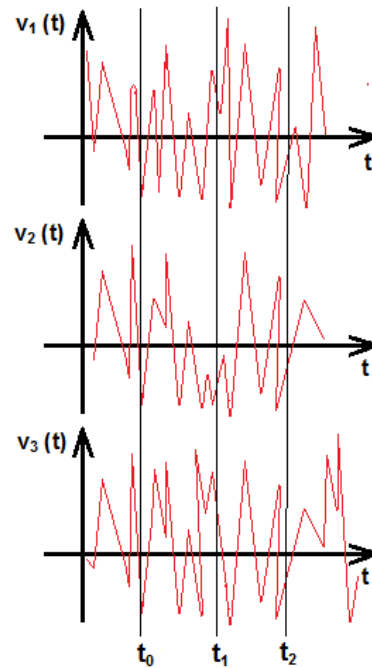


Figura 6 – Amostra de séries temporais

Obtendo-se os valores de todas as funções para um instante t_0 , pode-se determinar a distribuição de probabilidade normal para v em t_0 , bem como para os demais instantes de tempo, t_1 , t_2 , etc. No processo Gaussiano de natureza aleatória, as funções de probabilidade determinadas para todos os instantes de tempo, caracterizam uma distribuição normal, representada pela Equação (20).

2.2.2 Função de densidade espectral e autocorrelação

Na presente investigação, de modo a se determinar os históricos de carregamentos do vento, são utilizados os espectros de potência do vento.

Cháves [27], citando (Blessmann 1978) observa que, o espectro de potência da variância das flutuações indica a distribuição em frequência da energia cinética

contida nas componentes harmônicas. 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.

Para determinação do espectro de potência do vento utilizado nesta investigação, são necessários estabelecer alguns conceitos, tais como o da função de autocorrelação.

A função de autocorrelação do processo aleatório estacionário, de uma série da velocidade do vento, por exemplo, pode ser entendida como a média da função definida pelo produto das velocidades no tempo t e no tempo $t + \tau$, como apresentado pela Figura 7.

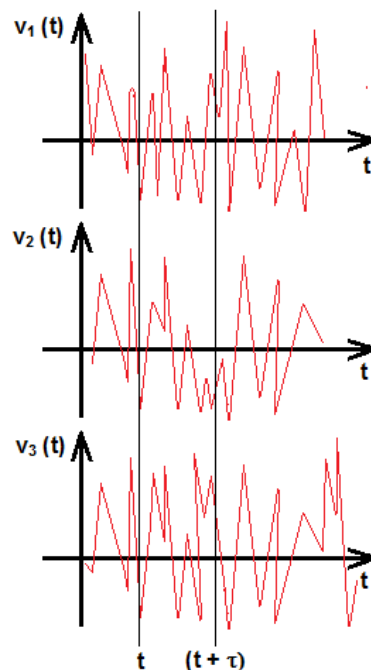


Figura 7 – Representação gráfica da autocorrelação

A autocorrelação, pode ser expressa como segue abaixo;

$$R_v(\tau) = E [v(t) v(t + \tau)] \quad (21)$$

Partindo do princípio que a flutuação das velocidades do vento está inserida em um processo estacionário ergódico, a função de autocorrelação independe do tempo, sendo função somente do intervalo de tempo τ . Quando o intervalo de tempo

τ é igual a zero ($\tau = 0$), o valor da função de autocorrelação é igual ao valor quadrado médio;

$$R_v(\tau = 0) = E[v^2] \quad (22)$$

Quando o intervalo de tempo τ tende ao infinito, não há coerência entre os valores obtidos para $v(t)$ e $v(t + \tau)$, caracterizando desta forma, um processo não correlacionado.

Dando continuidade às investigações de modo a estabelecer o espectro de potência, são agora alguns conceitos referentes às análises de Fourier.

Considerando uma função periódica qualquer e procedendo-se uma análise no domínio da frequência, esta pode ser obtida pela superposição dos componentes harmônicos e expressa por uma série trigonométrica infinita, como observado por Lazanha [14] e apresentado na equação abaixo.

$$v(t) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} \left(a_k \cos \frac{2\pi kt}{T} + b_k \sen \frac{2\pi kt}{T} \right) \quad (23)$$

Os coeficientes a_0 , a_k e b_k são coeficientes de Fourier expressos por;

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v(t) dt \quad (24)$$

$$a_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v(t) \cos \frac{2\pi kt}{T} dt \quad (25)$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v(t) \sen \frac{2\pi kt}{T} dt \quad (26)$$

Considerando os intervalos de análise, é possível estabelecer uma amostra dentro do intervalo com média igual a zero. Desta forma, o primeiro termo da série pode ser igualado a zero. Para um histórico com média zero, o desenvolvimento

matemático das equações (23) a (26) conduz a expressão da integral de Fourier, dada por;

$$v(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos \omega t d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \sin \omega t d\omega \quad (27)$$

As componentes da transformada de Fourier podem ser representadas de acordo com as equações seguintes:

$$A(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} v(t) \cos \omega t dt \quad (28)$$

$$B(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} v(t) \sin \omega t dt \quad (29)$$

Ainda de acordo com o desenvolvimento descrito por Lazanha [14] no estudo dos parâmetros estatísticos, as equações (27) a (29), podem ser escritas na forma complexa. Desta forma, tem-se que $\chi(\omega)$ é dado por:

$$X(\omega) = A(\omega) - B(\omega) \quad (30)$$

O par de transformada de Fourier representado pelas equações a seguir, é também conhecido como “teorema de Wiener-Khintchine”, definido conforme a seguir:

$$X(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} v(t) e^{-i\omega t} dt \quad (31)$$

$$v(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (32)$$

Finalmente, obtém-se a função de densidade espectral definida como a transformada de Fourier da função de autocorrelação:

$$S_v(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_v(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (33)$$

Quando representada na forma complexa, a função de densidade espectral pode ser representada de acordo com a Equação (34), uma vez que o termo $B(\omega)$ é igual a zero.

$$S_v(\omega) = A(\omega) \quad (34)$$

Ao longo dos anos, diversos pesquisadores dedicaram seus estudos de modo a determinar expressões matemáticas para os espectros de potência do vento. Nesta análise serão apresentados os espectros de Davenport e de Kaimal apresentados por Blessmann [50].

Espectro de potência de Davenport [50]

Davenport com base em resultados experimentais e muitas medições, propôs uma expressão para o espectro de potência para a componente longitudinal da turbulência do vento, que é dada por:

$$\frac{f S_v(f)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \quad (35)$$

$$x(f) = \frac{1200 f}{V_0} \quad (36)$$

Onde;

f – frequência em Hz;

$S^V(f)$ – densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f ;

x – frequência adimensional;

u_* – velocidade de fricção ou velocidade de corte no escoamento do vento;

V_0 – velocidade média do vento a 10 m acima do nível do terreno em m/s.

Espectro de potência de Kaimal [50]

O espectro de potência proposto por Kaimal é muito semelhante ao que foi proposto por Danvenport. A principal diferença está na frequência adimensional em que esta é função não apenas da frequência “ f ” mas também da altura “ z ” em relação ao nível do terreno, conforme apresentado a seguir.

$$\frac{f S^V(f,z)}{u_*^2} = \frac{200x}{(1+50x)^{5/3}} \quad (37)$$

$$x(f, z) = \frac{f z}{V_z} \quad (38)$$

Onde:

f – frequência em Hz;

$S^V(f)$ – densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f ;

x – frequência adimensional;

u_* – velocidade de fricção ou velocidade de corte no escoamento do vento;

V_z – velocidade média do vento na cota z acima do nível do terreno em m/s.

A velocidade de fricção pode ser calculada pela Equação (39) [50].

$$u_* = \frac{k \overline{V}_z}{\ln(z/z_0)} \quad (39)$$

Onde:

k – representa a constante de Kármán;

z_0 – representa o comprimento de rugosidade, que na presente investigação será adotado em 0,07 m, de acordo com o que preconiza a NBR-6123 [3].

Na Figura 8 são apresentadas as curvas dos espectros de potência do vento de Davenport [50] e Kaimal [50], bem como de outros autores que ao longo dos tempos dedicaram suas pesquisas ao comportamento aleatório do vento. O eixo das ordenadas representa a densidade espectral, estando esta normalizada pela variância. Já o eixo das abscissas apresenta o número de ondas em ciclos por metro. A área delimitada sob a curva entre duas frequências é proporcional a energia total do sistema.

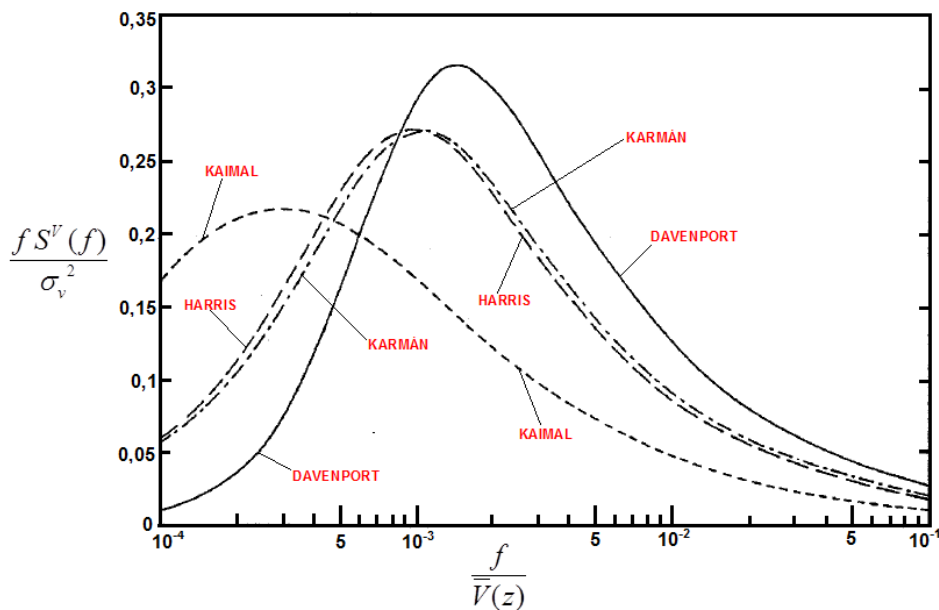


Figura 8 – Espectros de potência do vento [50]

2.2.3 Processo do vento sintético

O processo do vento sintético proposto por Franco [56] 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. O processo do vento sintético caracteriza-se por uma simulação de variáveis aleatórias, sendo aplicadas às simulações de Monte Carlo.

De acordo com Franco [56], a parcela referente a flutuação pode ser dividida em uma série aleatória de 11 componentes harmônicas, de tal forma que um dos harmônicos coincida com a frequência ressonante da estrutura, e os demais harmônicos sejam múltiplos ou submúltiplos do harmônico referente a frequência

ressonante. Ainda de acordo com Franco [56], a amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida em função do espectro de potência do vento.

2.2.4 Correlação espacial da velocidades do vento

O modelo estrutural investigado possui dimensões suficientemente grandes, de tal forma que as pressões provenientes das ações não determinísticas do vento não se distribuam de forma homogênea ao longo do edifício. As funções de correlação espacial e temporal são introduzidas nesta análise de forma a considerar a não homogeneidade das ações do vento no modelo estrutural.

Oliveira [51], apresenta, duas funções genéricas v_1 e v_2 referentes à flutuação da velocidade longitudinal do vento medida em dois pontos distintos no espaço, e descreve a sua interdependência através das funções de correlação cruzada. Como os processos descritos pelas funções genéricas possuem média nula, a função de covariância cruzada é igual a correlação cruzada e pode ser escrita por:

$$C^{v_1, v_2}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v_1(t) v_2(t + \tau) dt \quad (40)$$

A função de covariância cruzada pode gerar, a partir de uma transformada de Fourier, uma função de densidade espectral, denominada função densidade espectral cruzada, expressa conforme apresentado abaixo [51].

$$S^{v_1, v_2}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} C^{v_1, v_2}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (41)$$

As parcelas flutuantes da velocidade do vento v_1 e v_2 podem ser correlacionadas nos pontos coordenados (x_1, z_1) e (x_2, z_2) , através da função de coerência expressa na Equação (42).

$$\text{coh}^{v_1, v_2}(f) = \frac{S^{v_1, v_2}(f)}{\sqrt{S^{v_1}(f) S^{v_2}(f)}} \quad (42)$$

Davenport propõe uma expressão clássica para representação da função de coerência apresentada por Pfeil [52], ou seja:

$$\text{coh}^{v_1, v_2}(f) = \exp(\hat{f}) \quad (43)$$

Onde \hat{f} é expresso por:

$$\hat{f} = \frac{f[C_{1x}^2(x_1 - x_2)^2 + C_{1z}^2(z_1 - z_2)^2]}{V_{10}} \quad (44)$$

Os parâmetros C_{1x} e C_{1z} são os coeficientes de decaimento na direção lateral e vertical, respectivamente. De acordo com Simiu e Scanlan [53], pode-se adotar, conservadoramente, $C_{1x} = 16$ e $C_{1z} = 10$.

Isolando a função de densidade espectral na Equação (42), para os processos v_1 e v_2 , é possível estabelecer que:

$$S^{v_1, v_2}(f) = \text{coh}^{v_1, v_2}(f) S^v(f) \quad (45)$$

Substituindo o valor da função de coerência, pelo que está expresso na Equação (43), reescreve-se a Equação (45) da seguinte forma:

$$S^{v_1, v_2}(f) = S^v(f) e^{-\hat{f}} \quad (46)$$

As funções de densidade espectral e covariância caracterizam um par de transformadas de Fourier, desta forma tem-se;

$$C^{v_1, v_2}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{-\hat{f}} e^{i2\pi f\tau} df \quad (47)$$

Quando o intervalo de tempo τ é igual a zero ($\tau = 0$), os processos são analisados no mesmo instante, obtendo-se assim;

$$C^{v1,v2}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{-f} df \quad (48)$$

2.2.5 Determinação das séries temporais da velocidade do vento

Na presente investigação, o espectro de potência adotado será o de Kaimal, pois este, além de ser amplamente aceito nas pesquisas científicas, também considera a altura z na determinação da densidade espectral do vento.

A componente flutuante da velocidade do vento $v(t)$, pode ser representada de maneira simplificada por uma única função harmônica, obtida pela expressão abaixo:

$$v(t) = v_0 \cos(2\pi ft) \quad (49)$$

A parcela flutuante da velocidade do vento está inserida em um processo aleatório estacionário com média igual a zero, obtidas pela superposição de ondas harmônicas, como apresentado por Shinozuka e Jan [54]:

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^v(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (50)$$

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:

$$a_i = \sqrt{2S^v(f_i)\Delta f} \quad (51)$$

Primeiramente, para determinação das séries temporais, é fundamental a escolha da faixa de frequência dentro do espectro de potência do vento, de tal maneira que esta absorva todas as principais frequências naturais do modelo

estrutural. Nesta investigação, a faixa de frequência adotada varia de 0,01 a 3,01 Hz. Esta faixa enquadra as frequências naturais dos primeiros 6 modos de vibração da estrutura. O próximo passo é discretizar esta faixa de frequência em “ N ” partes. No caso do presente trabalho, este número será adotado igual a 48, fazendo com que o incremento de frequência Δf seja igual a 0,0625.

Sendo assim, o somatório será composto por 48 harmônicos. O 10º harmônico coincide com o harmônico ressonante ($f_{01} = 0,63$ Hz), e os demais são múltiplos e submúltiplos do harmônico ressonante, assim como proposto por Franco [56], no processo do vento sintético.

Com base em toda a formulação apresentada nos itens anteriores, é possível determinar a parcela flutuante da velocidade do vento. A seguir segue um roteiro de cálculo para a determinação da parcela flutuante da velocidade do vento para a cota de 3,3 m. Esta cota é referente ao primeiro pavimento do modelo estrutural investigado neste trabalho.

Tabela 4 – Dados para determinação da parcela flutuante do vento ($z = 3,3$ m)

Flutuação cota $z = 3,3$ m	
Cota (z)	3,3 m
Comprimento de rugosidade (Z_0)	0,07 m
Velocidade média a 10 m (V_{10})	24,15 m/s (Equação 14)
Coeficiente exponencial (p)	0,15
Velocidade média na cota z (V_z)	20,45 m/s (Equação 15)

Os dados fornecidos pela Tabela 4, são inseridos na função de densidade espectral de Kaimal. Desta forma, procedem-se os cálculos utilizando o somatório apresentado na Equação (50). Na Figura 9, é apresentado o histórico da velocidade do vento ao longo do tempo no intervalo de 600 s.

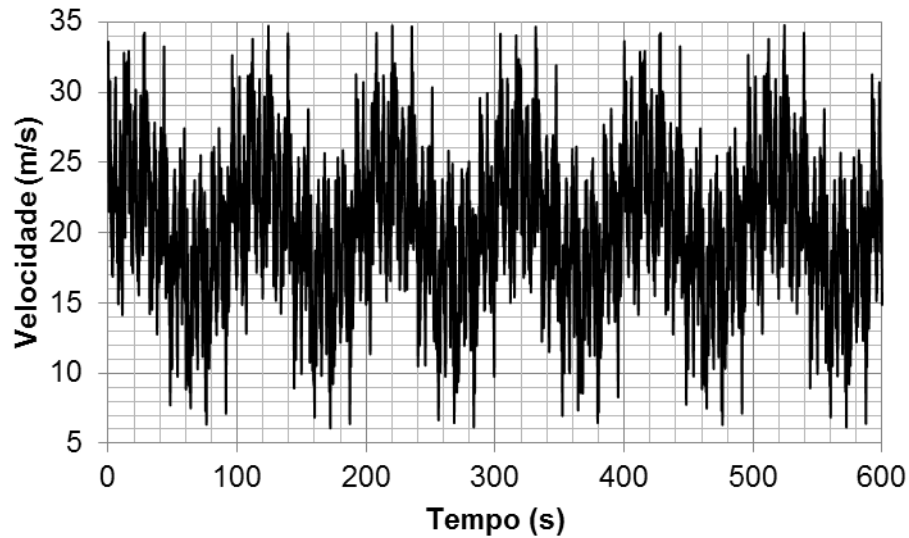


Figura 9 – Histórico da velocidade no tempo (Cota $z = 3,3$ m)

De forma a comparar o comportamento da velocidade do vento ao longo da altura do edifício, nas Figuras 10 e 11 são apresentados os históricos da velocidade para as cotas de 33 m e 66 m, respectivamente.

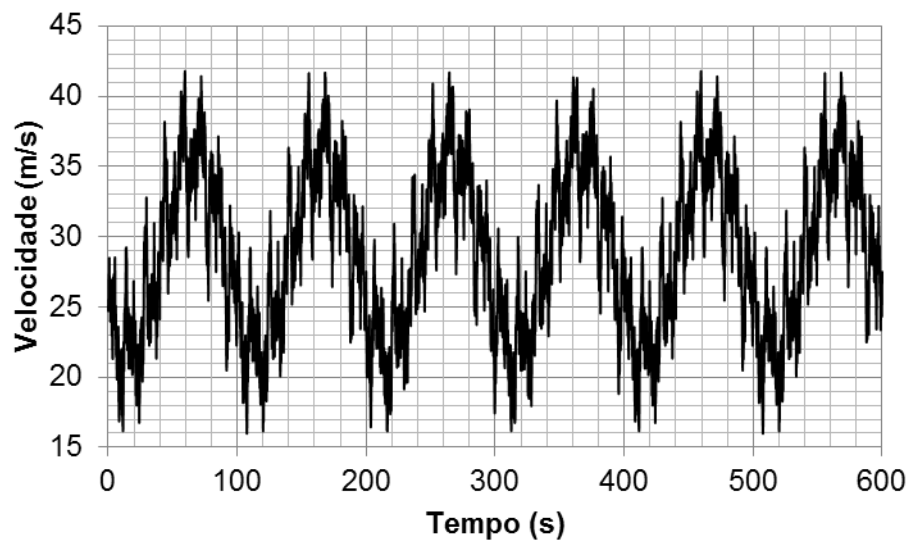


Figura 10 – Histórico da velocidade no tempo (Cota $z = 33$ m)

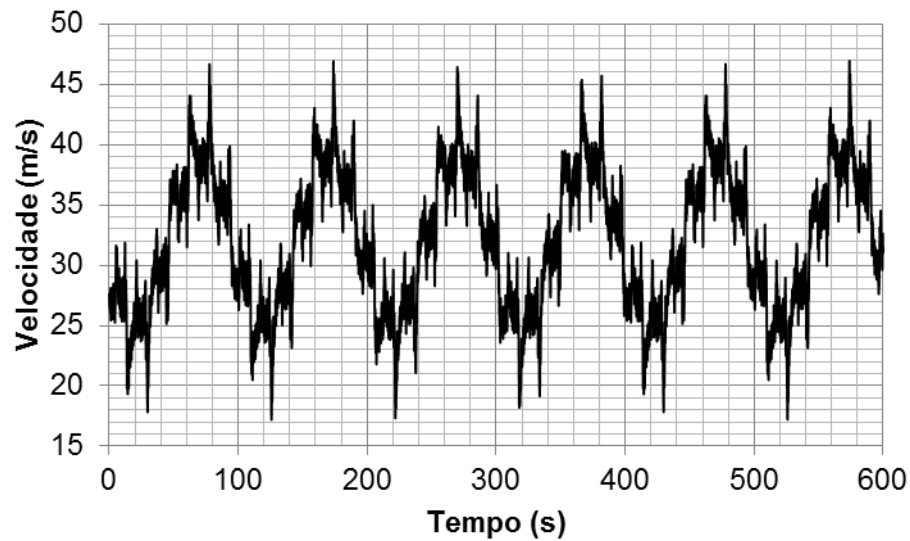


Figura 11 – Histórico da velocidade no tempo (Cota $z = 66$ m)

2.3 Carregamento não determinístico aplicado na estrutura

Determinada a parcela flutuante da velocidade do vento, faz-se necessário determinar o carregamento aerodinâmico aplicado na estrutura do edifício. De acordo com a norma NBR-6123 [3], a pressão dinâmica é função da velocidade do vento, ou seja,

$$q = 0,613 V^2 \quad (52)$$

Sendo q em N/m^2 e V em m/s .

Na presente investigação, a Equação (52), deve ser reescrita de modo que a velocidade a ser considerada contemple a soma da parcela média mais a flutuante, ou seja:

$$q(t) = 0,613 (\bar{V} + v(t))^2 \quad (53)$$

De posse da pressão dinâmica é estabelecida a força atuante sobre a estrutura como pode ser visto a seguir.

$$F(t) = C_a q(t) A_i \quad (54)$$

Onde:

C_{a_i} – 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 de encontro dos pilares com as vigas, no sentido do eixo z, de acordo com a área de influência de cada nó. A Figura 12 apresenta a distribuição do carregamento na estrutura no sentido considerado.

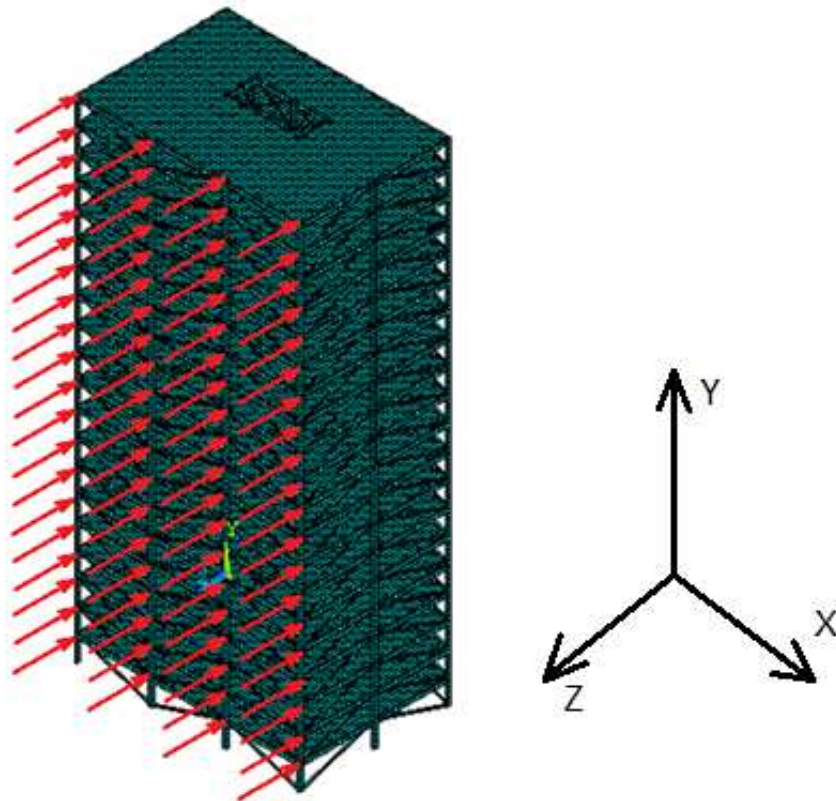


Figura 12 - Esquema de aplicação das cargas do vento na estrutura

A seguir são apresentados da Figura 13 a 15, os históricos da ação das forças do vento atuantes na estrutura, no intervalo de 600 s. As cargas apresentadas são referentes aos nós centrais do modelo computacional, para as cotas de $z = 3,3$ m ; $z = 33$ m e $z = 66$ m, respectivamente.

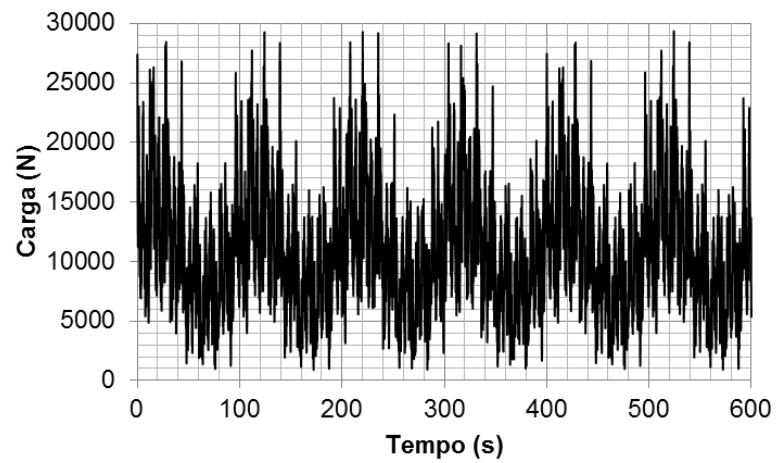


Figura 13 - Histórico da carga no tempo (Cota $z = 3,3$ m)

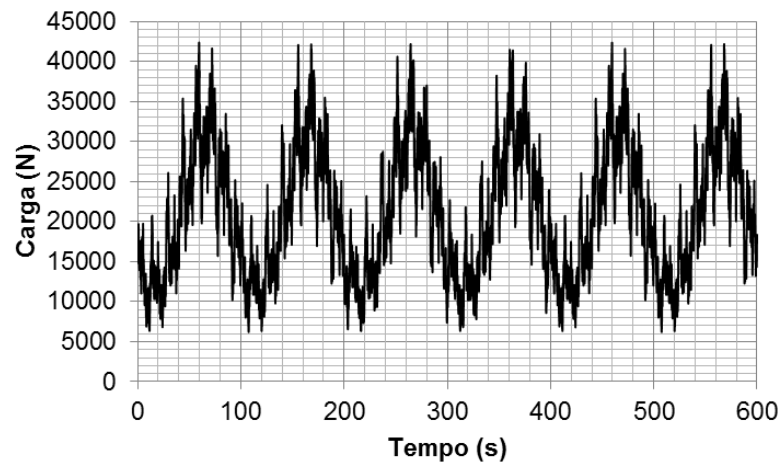


Figura 14 - Histórico da carga no tempo (Cota $z = 33$ m)

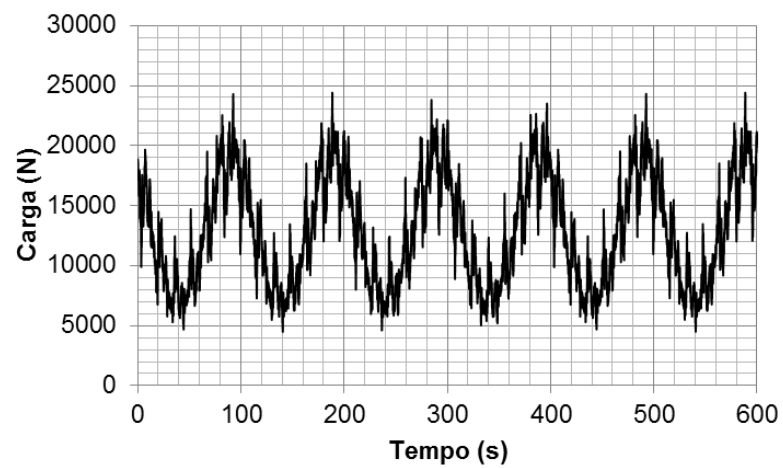


Figura 15 - Histórico da carga no tempo (Cota $z = 66$ m)

Pelo histórico de cargas apresentados anteriormente, percebe-se um considerável aumento na média do carregamento do vento ao longo da altura do edifício, o que era de se esperar. O histórico de cargas obtido na cota $z = 66$ m é menor, pelo fato de a área de influência ser menor nos nós do topo do modelo estrutural.

Os vetores das cargas nodais foram avaliados no domínio do tempo, como apresentado anteriormente. Da figura 15 a 17 são apresentadas as cargas avaliadas no domínio da frequência, de forma a determinar em que faixa de frequência ocorre a maior parte da transferência de energia contida no sistema.

Os gráficos abaixo correlacionam a densidade espectral das cargas de vento ao longo da altura do edifício. As densidades espectrais são obtidas através da metodologia da transformada rápida de Fourier.

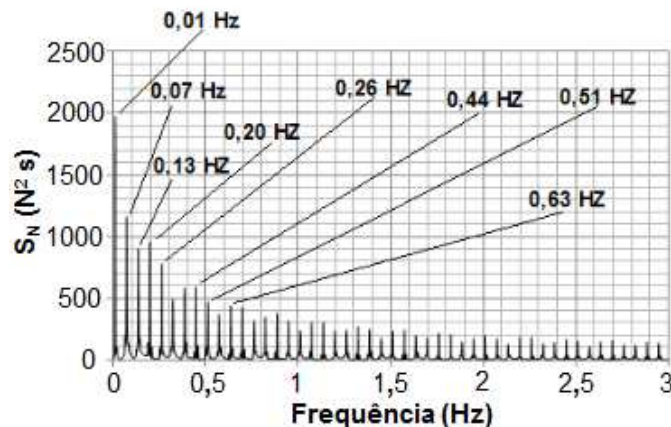


Figura 16 - Densidade espectral das cargas de vento (Cota $z = 3,3$ m)

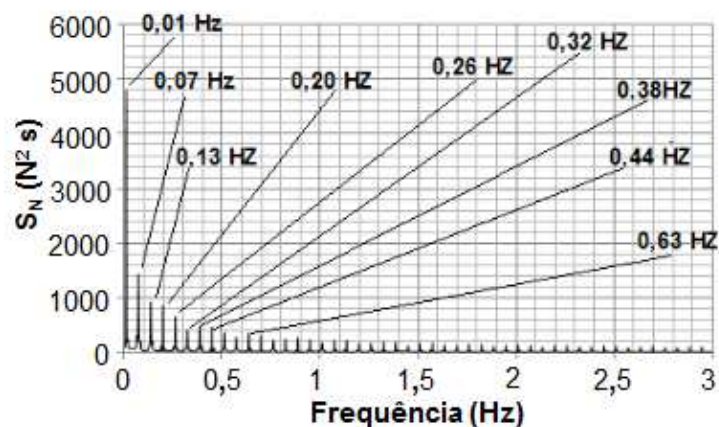


Figura 17 - Densidade espectral das cargas de vento (Cota $z = 33$ m)

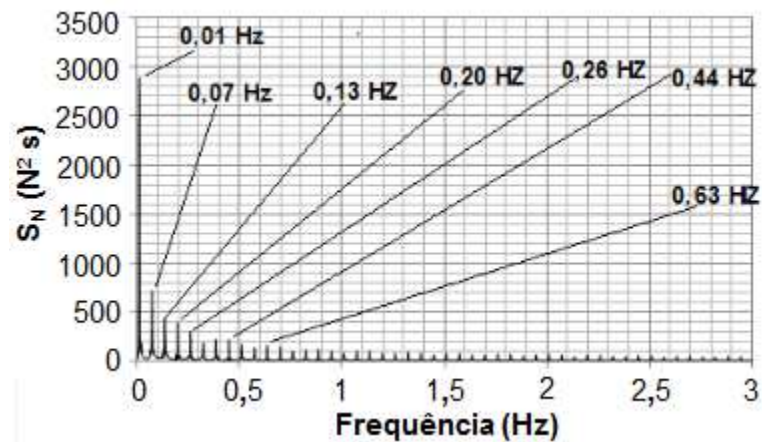


Figura 18 - Densidade espectral das cargas de vento (Cota $z = 66$ m)

Neste capítulo foi apresentado o modelo de carregamento de vento, de natureza não determinística. Foram explicitadas as metodologias utilizadas para determinação das parcelas da velocidade do vento. A parcela média é determinada com base na norma NBR-6123 [3]. Já a parcela flutuante é determinada em função dos espectros de potência da velocidade do vento. Na presente investigação, o espectro adotado é o de Kaimal. São apresentados os históricos de velocidade e cargas provenientes das ações do vento, bem como a obtenção da densidade espectral das cargas de vento no domínio da frequência.

No próximo capítulo será apresentado o modelo estrutural investigado. São apresentados os materiais empregados, bem como as propriedades geométricas das seções dos elementos estruturais usados. Apresenta-se também as características arquitetônicas do edifício em questão.

3 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

No presente capítulo são apresentadas as características referentes a concepção estrutural do edifício, composto por pilares, vigas e contraventamentos em aço e lajes de concreto armado. Tal estrutura é composta por perfis de aço, em seus elementos lineares (vigas, colunas e contraventamentos) ,e por concreto em seu elemento plano (laje). Apresentam-se também as informações inerentes à forma geométrica da estrutura, propriedades geométricas das seções transversais dos elementos utilizados, bem como as propriedades dos materiais empregados.

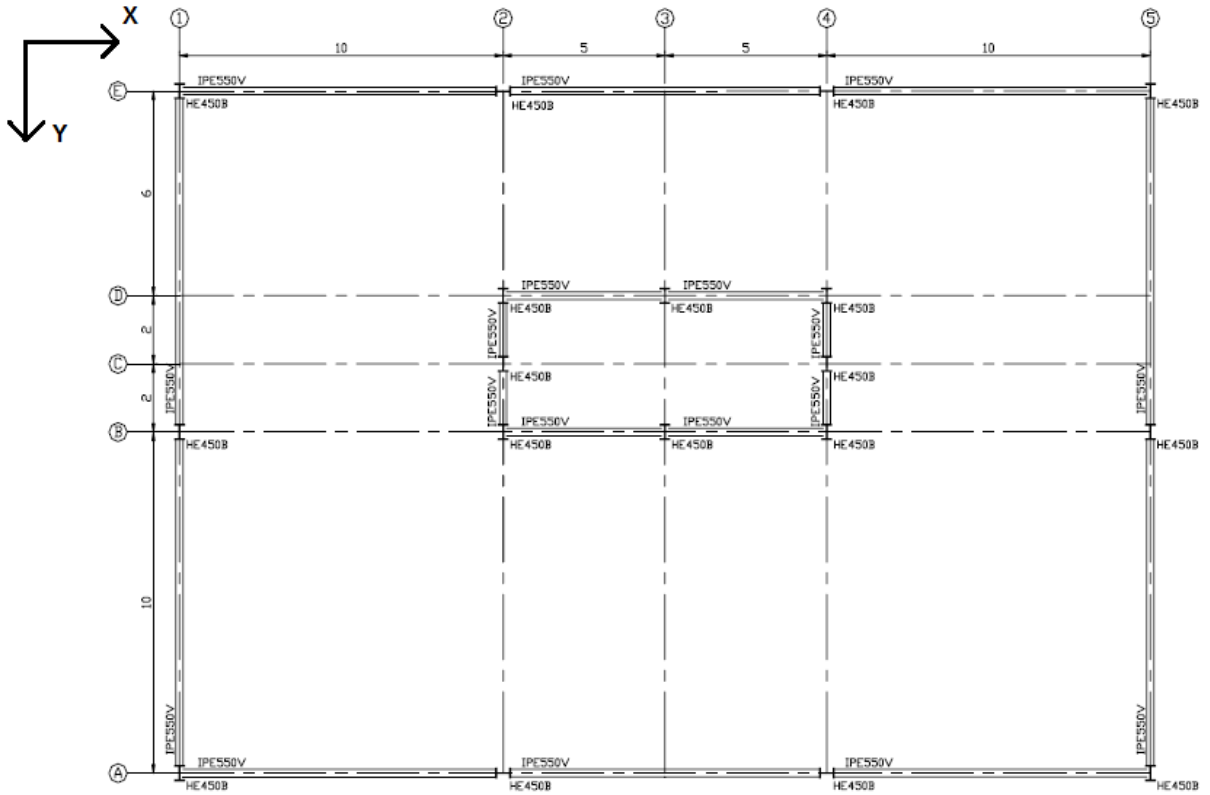
3.1 Modelo estrutural investigado

O modelo estrutural investigado foi extraído dos trabalhos desenvolvidos por Assis [8], que apresenta um modelo estrutural de um edifício de 20 pavimentos, com pé direito de 3,30 m, contabilizando um total de 66 m de altura. O edifício apresenta dimensões em planta de 30 m x 20 m. As plantas baixas do modelo podem ser vistas na Figura 19.

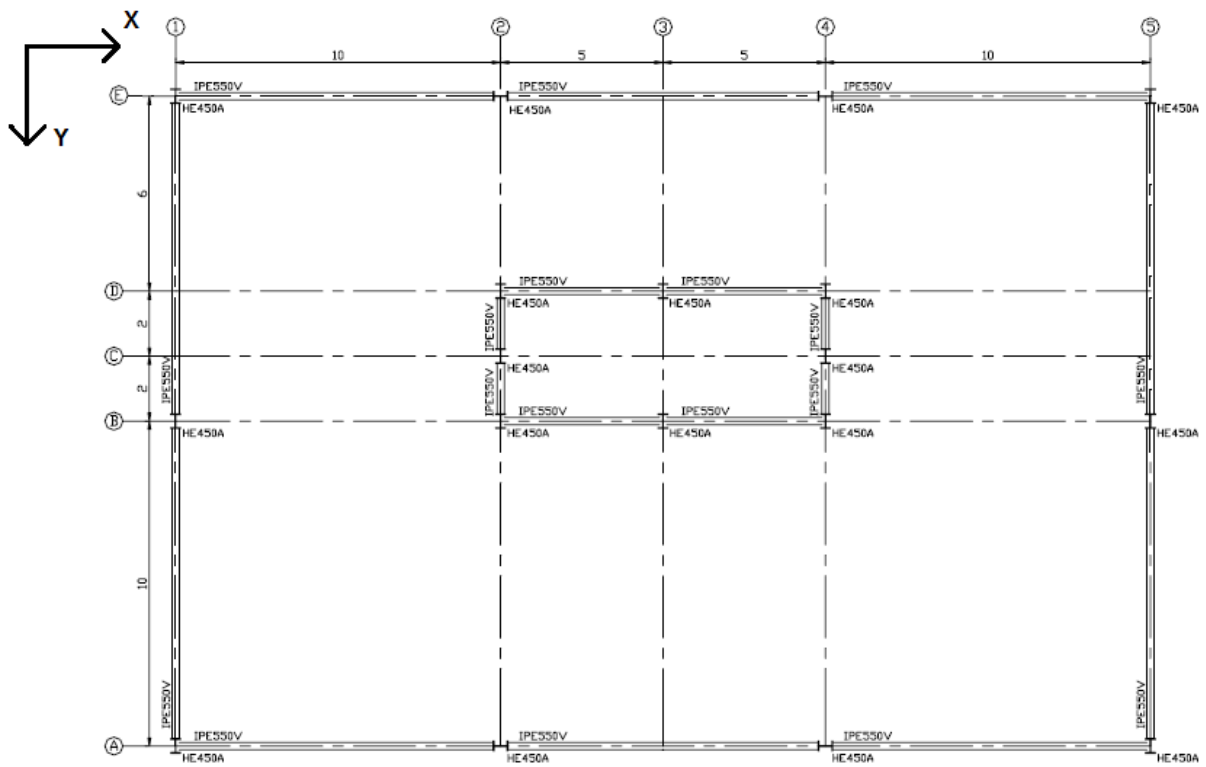
O modelo estrutural apresenta vigas, colunas e diagonais de contraventamento executadas com perfis laminados padrão europeu. As lajes são executadas em concreto armado e apresentam espessura de 15 cm. A estrutura do edifício possui um núcleo rígido central composto por diagonais de contraventamento que conferem à estrutura, estabilidade global lateral, como pode ser visto na Figura 20.

Na Tabela 5 são apresentados os perfis metálicos empregados na execução do modelo estrutural do edifício bem como as propriedades das seções transversais dos mesmos.

Com relação as propriedades dos materiais empregados, o aço possui sua resistência característica de escoamento (f_y) igual a 355 MPa, módulo de elasticidade (E_s) de 205 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e densidade (γ_s) de 78,5 kN/m³. O concreto possui resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 30 MPa, módulo de elasticidade longitudinal secante (E_c) de 30 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e densidade (γ_c) de 25 kN/m³.



a) planta do 1º ao 10º pavimento



b) planta do 11º ao 20º pavimento

Figura 19 – Planta baixa do modelo estrutural [8]

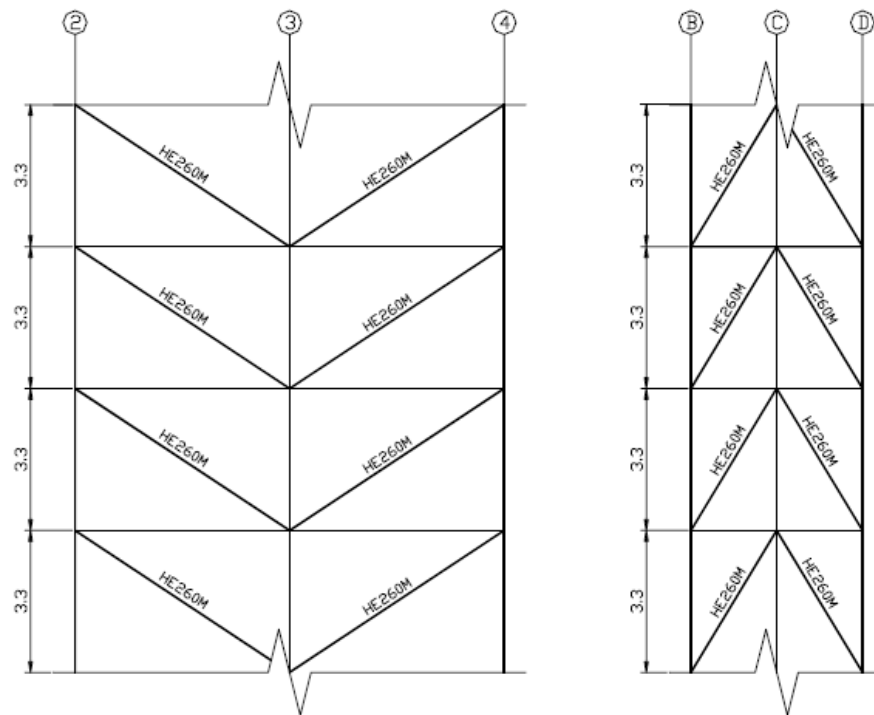


Figura 20 - Painéis treliçados do edifício [8]

Tabela 5 – Propriedades geométricas das seções [8]

Colunas			
Perfil HE450B (1º ao 10º andar)		Perfil HE450A(11º ao 20º andar)	
d	450 mm	d	450 mm
b _f	300 mm	b _f	300 mm
t _f	26 mm	t _f	21 mm
t _w	14 mm	t _w	11 mm
I _x	7,989x10 ⁸ mm ⁴	I _x	6,372x10 ⁸ mm ⁴
I _y	1,172x10 ⁸ mm ⁴	I _y	9,46x10 ⁷ mm ⁴
I _t	4,5x10 ⁶ mm ⁴	I _t	2,5x10 ⁶ mm ⁴
A	2,18x10 ⁴ mm ²	A	1,78x10 ⁴ mm ²
Vigas		Diagonais	
Perfil IPE550V (1º ao 20º andar)		Perfil HE260M (1º ao 20º andar)	
d	560 mm	d	290 mm
b _f	220 mm	b _f	268 mm
t _f	25 mm	t _f	32,5 mm
t _w	17 mm	t _w	18 mm
I _x	1,023x10 ⁹ mm ⁴	A	2,2x10 ⁴ mm ²
I _t	3,72x10 ⁶ mm ⁴	-	-

3.2 Diagonais equivalentes para representação dos painéis de alvenaria

Na presente análise, de modo a representar de uma forma mais consistente o modelo estrutural proposto, foram consideradas as alvenarias como elemento de vedação. A consideração das alvenarias é fundamental para a resposta global da estrutura, uma vez que tais elementos contribuem de maneira significativa para o aumento da rigidez global do edifício.

O incremento das alvenarias no modelo numérico dá-se através de diagonais equivalentes. Tais elementos não possuem inércia a flexão, somente rigidez axial, ou seja, funcionam como uma barra de treliça, estando comprimidas ou tracionadas.

No ano de 2002, Moreira [9] propõe em seus estudos, um modelo analítico para representar os painéis de alvenaria por diagonais equivalentes. Com isso, Moreira [9] objetiva representar a função da rigidez estrutural atribuída aos painéis de alvenaria substituindo-a pela rigidez EA de elementos de barra diagonal.

Se o painel, representado pelo quadro da Figura 21, é considerado em cisalhamento perfeito, pode-se deduzir um modelo analítico em que a rigidez imposta por diagonais produza efeito de travamento equivalente àquele que seria imposto pelo painel de alvenaria [9].

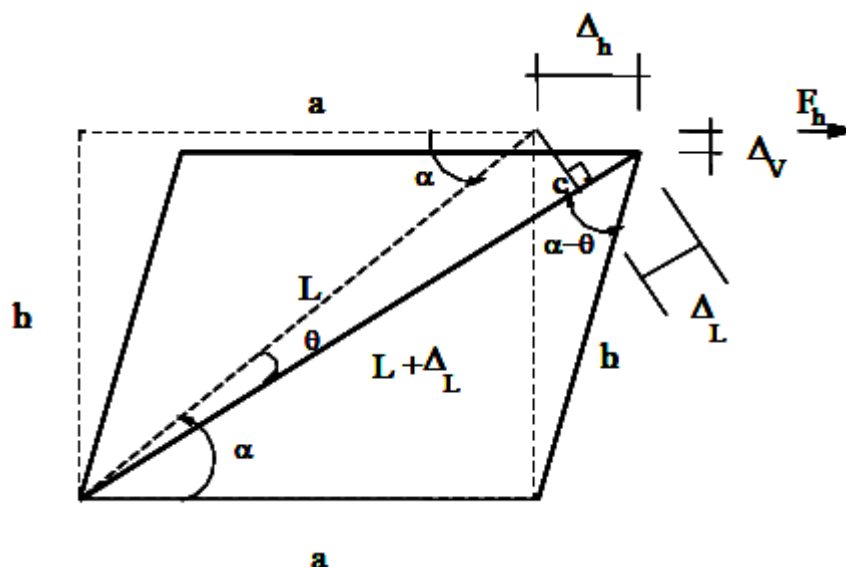


Figura 21 – Painel elementar com uma diagonal. Quadro indeformado (tracejado) e quadro deformado (traço cheio) [9]

Na Figura (21), tem-se que:

a – largura do painel;

h – altura do painel;

L – comprimento da diagonal equivalente;

α - ângulo que a diagonal forma com a horizontal;

θ - ângulo entre a diagonal deformada e sua posição original;

F_h – força horizontal aplicada no topo do painel;

Δ_L – deslocamento longitudinal da diagonal;

Δ_h e Δ_v – deslocamentos horizontal e vertical, respectivamente

Moreira [9] admitiu pequenas deformações e considerou $\Delta_v = 0$. Introduzindo os conceitos de rigidez axial, o referido autor, estabeleceu o equacionamento para a rigidez na direção horizontal que é dado por:

$$K_h = \frac{E.A}{L} \cdot \cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen} \alpha}{L + \text{cos} \alpha} \right) \quad (55)$$

Recorrendo a Teoria da Elasticidade, Moreira [9] determina uma relação para o módulo de elasticidade transversal G em função das propriedades geométricas do painel, da força aplicada e do deslocamento horizontal obtido. A Figura 22 ilustra o elemento plano submetido ao cisalhamento e a Equação (56) expressa a relação encontrada pelo autor [9].

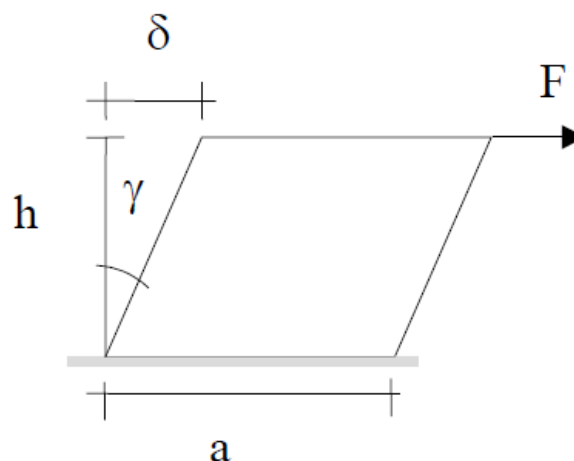


Figura 22 – Elemento plano submetido ao cisalhamento [9]

$$G = \frac{hF}{ae\delta}. \quad (56)$$

Onde:

δ – deslocamento horizontal;

F – Força aplicada.

Dando prosseguimento às investigações, de modo a determinar o módulo de elasticidade transversal G, Moreira [9] considera dois modelos numéricos de painéis de alvenaria, um com porta (furo) e outro sem porta (sem furo), constituído por lajotas cerâmicas com 10 furos, com resistência à compressão $f_{pk} = 10$ Mpa. As características geométricas, bem como o carregamento, para os modelos adotados, foram as seguintes:

- Altura da alvenaria (h) = 3,0 m;
- Espessura (e) = 0,15 m;
- Comprimento da alvenaria (a) → Variável;
- Carregamento (F) = 10 kN.

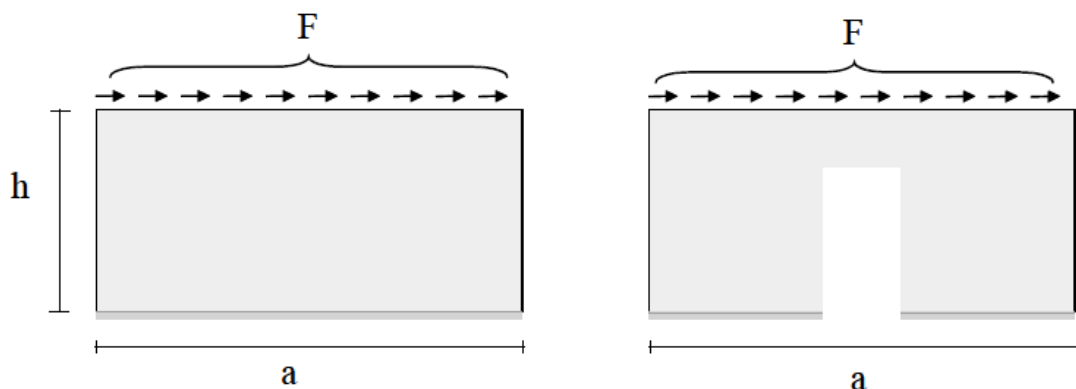


Figura 23 – Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem furo.
Submetidos ao cisalhamento [9]

Para a construção da curva de G (módulo de elasticidade transversal), Moreira [9] procedeu com a variação do comprimento de “a” variando de 1,5 m a 15,0 m, estabelecendo desta forma, dez modelos. Com os deslocamentos δ encontrados nos topos dos painéis e utilizando a relação estabelecida pela Equação

(56), Moreira [9] estabelece a curva que correlaciona o módulo de elasticidade transversal com a razão entre o comprimento do painel e a altura do mesmo.

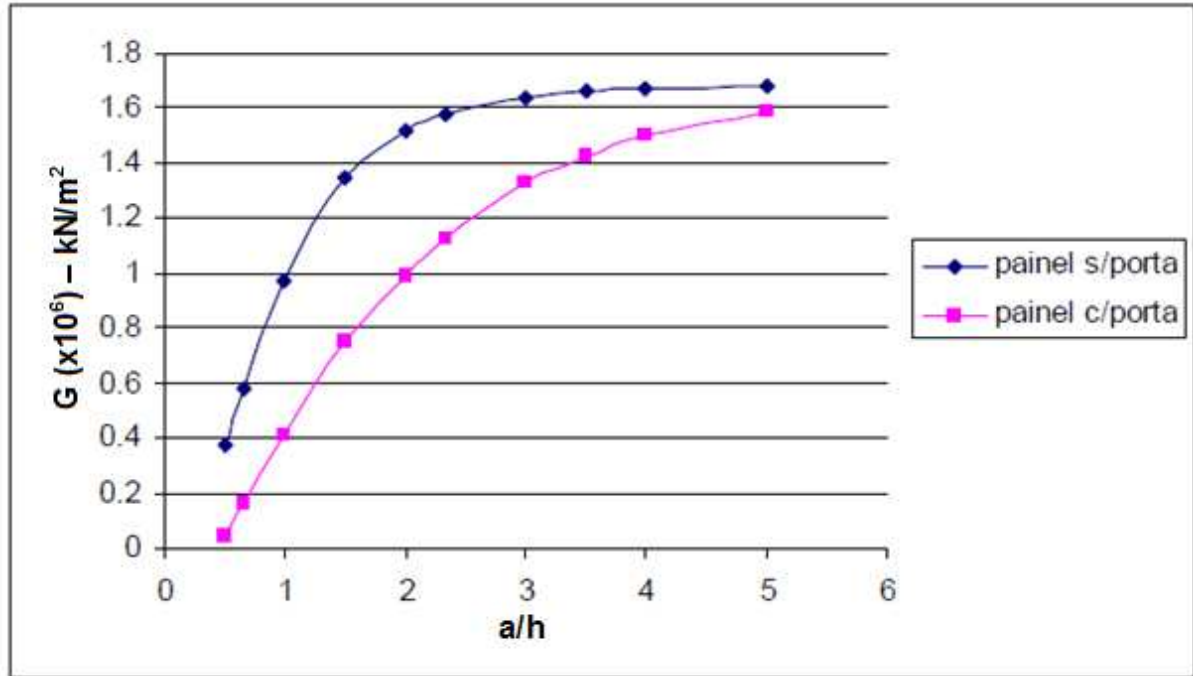


Figura 24 – Curvas de módulo de elasticidade transversal G [9]

Percebe-se pelas curvas que quando “a” aumenta, tem-se um aumento significativo no módulo de elasticidade transversal “G”, o que era de se esperar. Na sua investigação Moreira [9], estabelece finalmente, a área da seção transversal da diagonal equivalente em termos das propriedades físicas do material e da geometria do painel, ou seja:

$$A = \frac{K_{diag}}{E_{conc}} \cdot \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen } \alpha}{L + \cos \alpha} \right)} \quad (57)$$

Onde:

$$K_{diag} = G \frac{a \cdot e}{h}$$

Com base na expressão apresentada pela Equação (57) pôde-se chegar aos valores das áreas das diagonais equivalentes para representação dos painéis de alvenaria do modelo estrutural proposto, como apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Áreas das seções transversais das diagonais equivalentes

Alvenarias					
Painel 1		Painel 2		Painel 3	
a	2,0 m	a	5,0 m	a	10.0 m
h	3,3 m	h	3,3 m	h	3,3 m
e	0,15 m	e	0,15 m	e	0,15 m
G	$4,0 \times 10^5$ kN/m ²	G	$1,4 \times 10^6$ kN/m ²	G	$1,6 \times 10^6$ kN/m ²
A	0,002 m ²	A	0,012 m ²	A	0,041 m ²

Os valores de G foram obtidos da curva apresentada na Figura 24 e o valor do módulo de elasticidade transversal adotado foi o do aço, $E_{aço} = 205$ GPa.

Neste capítulo foi apresentado o modelo estrutural proposto para análise. Foram apresentadas as características físicas e geométricas do modelo, bem como a metodologia utilizada para a representação dos painéis de alvenaria por diagonais equivalentes. No próximo capítulo será apresentado o modelo numérico computacional.

4 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

A representação de modelos estruturais reais por modelos numéricos computacionais tem se tornado cada vez mais aplicável no atual cenário da engenharia, uma vez que, a disponibilidade de ferramentas computacionais mais poderosas, permite aos engenheiros estruturais simulações dessas estruturas submetidas à diversos tipos de carregamento, condições de contorno, bem como variação das propriedades físicas e geométricas dos materiais aplicados. Desta forma, permite-se assim uma perfeita adequação dos elementos estruturais às solicitações a que estes estarão submetidos. Os métodos numéricos são capazes de transformar estruturas contínuas em sistemas discretos, com números finitos de graus de liberdade.

4.1 Definição do modelo computacional

No desenvolvimento do modelo numérico-computacional, foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional Ansys [46]. As técnicas de discretização utilizadas tiveram a intenção de modelar fielmente o sistema estrutural misto composto por elementos em concreto armado e aço. Na presente investigação, as vigas e colunas em aço são representadas por elementos finitos tridimensionais, onde são considerados os efeitos de flexão e de torção. Para tal, usa-se o elemento finito BEAM44 [46], que possui seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x , y e z . Este elemento permite a utilização de diferentes geometrias nas extremidades opostas da barra. A orientação do elemento vai do nó I para o nó J, sendo esse eixo o x . Os eixos principais y e z estão localizados na seção transversal. Na Figura 25 é apresentado o elemento BEAM44 [46].

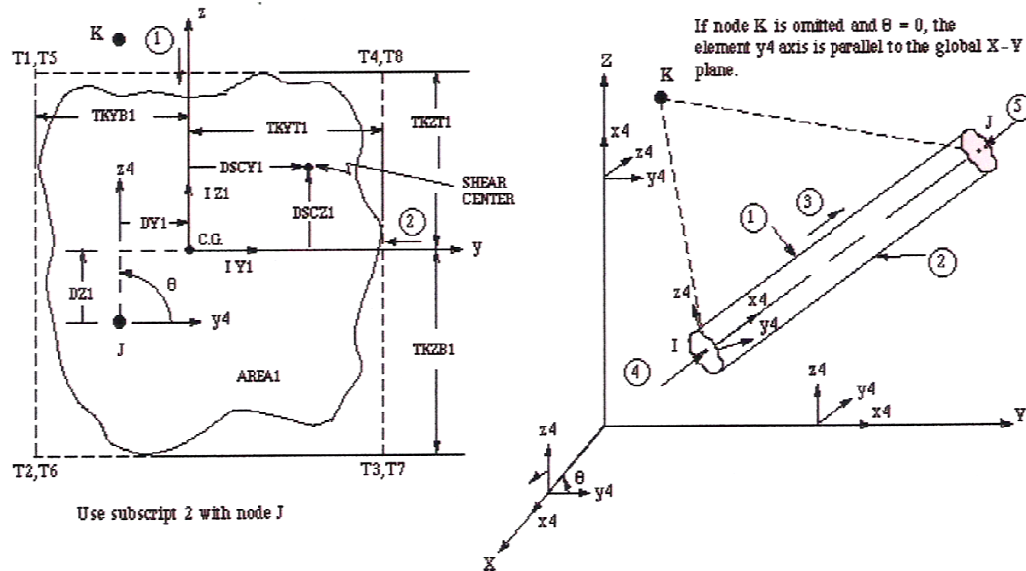


Figura 25 - Elemento BEAM 44 [46]

A grande vantagem deste elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do eixo do centróide das vigas, visto que a laje e a viga não estão posicionadas no mesmo eixo. Essa excentricidade deve ser considerada na modelagem, pois afeta diretamente os valores das frequências naturais do elemento estrutural.

A laje em concreto armado é simulada por meio de elementos finitos de casca. Para tal simulação foi usado o elemento de placa SHELL 63 [46], que é definido por quatro nós. O elemento tem seis graus de liberdade por nó sendo três translações e três rotações nas direções x, y e z, como mostra a Figura 26.

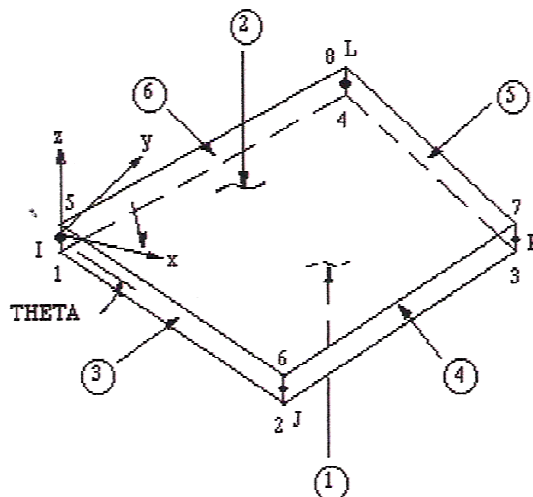


Figura 26 - Elemento SHELL 63 [46]

Para simulação das diagonais de contraventamento, bem como as diagonais que representam os painéis de alvenaria, recorreu-se ao elemento LINK8 [46]. Este elemento possui somente rigidez axial e pode ser visto na Figura (27).

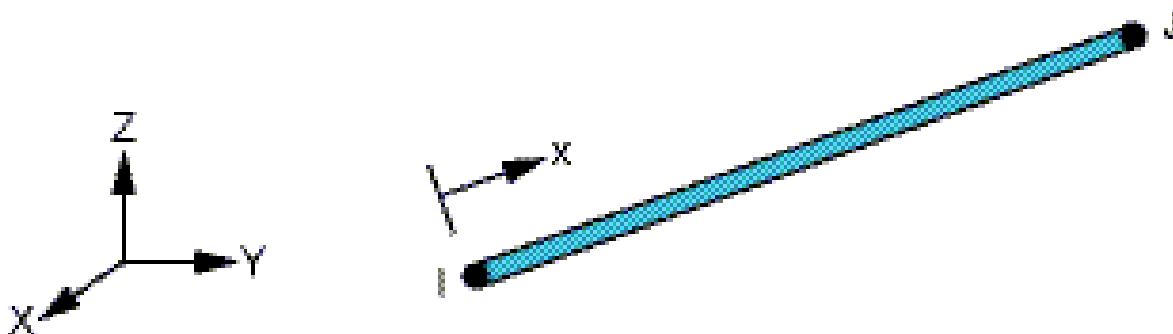


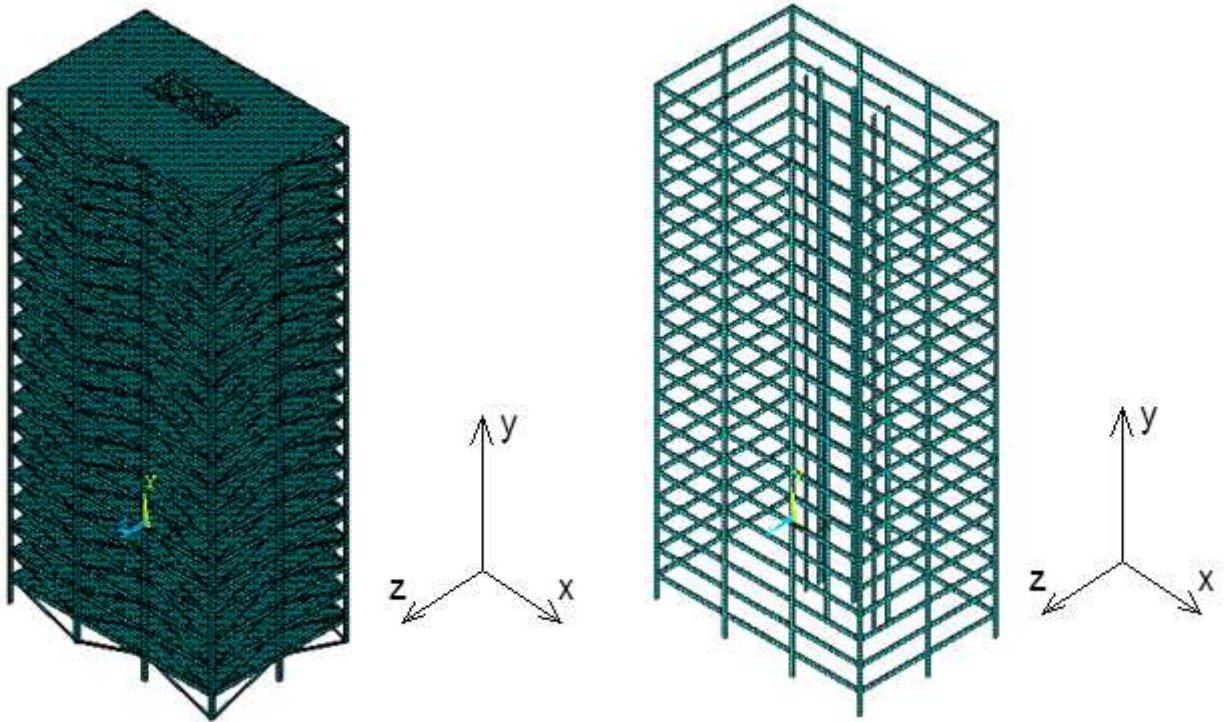
Figura 27 – Elemento finito LINK8 [46]

Ao longo da análise, considera-se que a estrutura trabalha no regime linear elástico e que as seções permanecem planas no estado deformado. São utilizadas, também, conexões rígidas do tipo “*off-set*”, de forma a se garantir a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de casca e os nós dos elementos de viga tridimensionais.

O presente modelo numérico possui 49178 nós, 11600 elementos de viga tridimensionais BEAM44 [46], 44800 elementos de casca SHELL63 [46], 440 elementos de treliça LINK8 [46] e 295014 graus de liberdade, como pode ser visto na Figura 28.

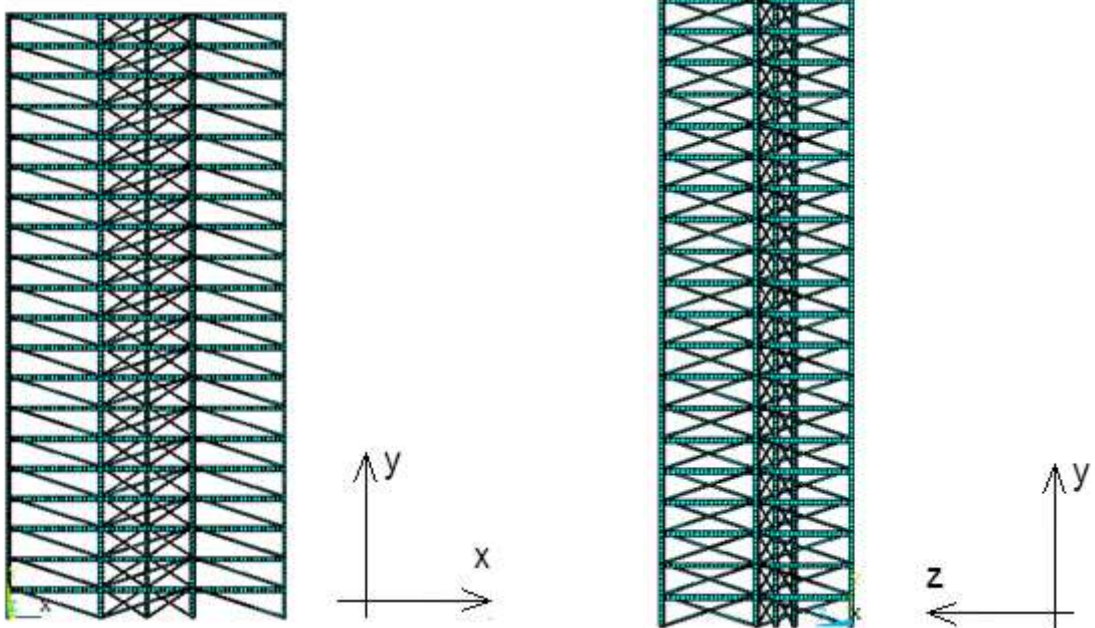
As diagonais equivalentes que simulam os efeitos dos painéis de alvenaria na rigidez global da estrutura são consideradas apenas na periferia do modelo, uma vez que, não se dispõem do projeto de arquitetura do edifício em questão, para modelagem das divisórias internas.

As condições de contorno consideradas nesta análise restringem os nós da base, de modo que os mesmos estejam impedidos de se deslocarem translacionalmente, na horizontal e na vertical. A rotação está liberada nos três eixos principais, configurando assim um apoio do 2º gênero.



a) Perspectiva do malha em elementos finitos.

b) Perspectiva da malha do modelo sem as lajes.



c) Vista frontal do modelo.

d) Vistas lateral do modelo

Figura 28 - Modelo numérico computacional do edifício

4.2 Modelagem do amortecimento

O amortecimento é definido como sendo o processo pelo qual a energia proveniente do movimento vibratório é dissipada [47]. Entretanto, avaliar o amortecimento de uma estrutura é tarefa bastante difícil, pois ele não depende apenas das propriedades intrínsecas dos materiais que compõem a estrutura, mas também de materiais e elementos que estejam acoplados à estrutura, tais como alvenaria, acabamentos, divisórias e mobiliários.

Para avaliar corretamente o amortecimento de uma estrutura seria necessário realizar ensaios experimentais, situação que demanda um alto custo. Por isso, o amortecimento é usualmente obtido através da matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera uma contribuição da matriz de rigidez (δ) e uma contribuição da matriz de massa (α), que pode ser visto através da Equação (58). Sendo que M é a matriz de massa e K é a matriz de rigidez do sistema.

$$C = \alpha M + \delta K \quad (58)$$

Em termos da taxa de amortecimento modal e da frequência natural circular (rad/s), a equação anterior pode ser descrita como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\delta\omega_{0i}}{2} \quad (59)$$

Onde:

ξ_i – taxa de amortecimento do modo i ;

ω_{0i} – frequência natural circular do modo i .

Isolando α e δ da Equação (59) para duas frequências naturais importantes, tem-se:

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \delta\omega_{01}\omega_{01} \quad (60)$$

$$\delta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}\omega_{02} - \omega_{01}\omega_{01}} \quad (61)$$

A partir de duas frequências naturais conhecidas é possível descobrir os valores de α e δ . Em geral, a frequência natural ω_{01} é tomada como a menor frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e ω_{02} como a segunda frequência mais importante no carregamento.

Para a determinação da taxa de amortecimento recorreu-se ao que existe na literatura. Bachmann [48] recomenda para edifícios em aço com altura de aproximadamente 50 m, uma taxa de amortecimento (ξ) variando entre 1,5 e 2,5% e de 2 a 3% para edifícios em concreto armado. Murray [49] recomenda para pisos sem divisórias taxas de amortecimento (ξ) menores que 3,5%.

Com base nos dados apresentados acima, adotou-se aqui, uma taxa de amortecimento estrutural de 2,0% ($\xi = 2,0\%$). Na Tabela 7, são apresentados os coeficientes das matrizes de massa e rigidez, bem como as duas primeiras frequências naturais do modelo estrutural investigado.

Tabela 7–Taxa de amortecimento e coeficientes das matrizes de massa e rigidez α e δ

Taxa de amortecimento	f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	α	δ
2%	0,625	0,859	2,25403754	0,001108337

Neste capítulo foi apresentado o modelo numérico computacional, que irá simular a estrutura real do edifício sob as condições de carregamento desenvolvidas neste trabalho. Apresentou-se também as condições de contorno consideradas na análise, bem como a metodologia empregada para a determinação do amortecimento estrutural. No próximo capítulo serão apresentadas as análises de autovetores e autovalores do edifício investigado, ou seja, serão apresentadas as principais frequências do sistema estrutural, bem como os modos de vibração em questão.

5 ANÁLISE DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

No presente capítulo é apresentada uma análise de vibração livre, com o objetivo de determinar as frequências naturais mais importantes para a resposta estrutural do modelo investigado. As frequências naturais (autovalores), bem como os seus respectivos modos de vibração (autovetores), são determinados recorrendo-se ao uso do programa Ansys [46].

5.1 Frequências naturais

Nesta investigação foram obtidas as frequências naturais mais importantes para resposta dinâmica do modelo estrutural proposto. Tais frequências foram obtidas até o décimo modo de vibração, sendo para tal utilizado o programa computacional Ansys [46]. O modelo investigado leva em conta a contribuição dos painéis de alvenaria na modelagem numérica, representados pelas diagonais equivalentes, e as condições de contorno restringem somente às translações na base da estrutura.

A implementação dos painéis de alvenaria no modelo é proposta com intuito de aumentar a rigidez global da estrutura, e conseqüentemente, aumentar as frequências naturais do modelo. A metodologia adotada para modelagem dos painéis de alvenaria é apresentada no capítulo três. A análise de vibração livre é de suma importância para se determinar qual faixa de frequência adotar no espectro de potência de Kaimal [50], espectro esse que é adotado para a geração das séries temporais.

Na tabela seguinte são apresentadas as frequências naturais referentes aos dez primeiros modos de vibração. Com base nos dados fornecidos pela tabela é possível se determinar a faixa de frequência, dentro do espectro de potência de Kaimal [50], que absorva todas as principais frequências naturais do modelo estrutural investigado. No capítulo dois é feita a escolha desta faixa, que varia de 0,01 Hz até 3,01 Hz. Tal faixa enquadra os principais modos de vibração (1º ao 6º modo) da estrutura, no que tange a flexão e a torção avaliados globalmente. Nos demais modos (5º ao 10º modo) predominam basicamente os efeitos de flexão das placas referentes às lajes de concreto armado. Esses modos não são levados em

consideração para a avaliação global da estrutura, quando esta é submetida às cargas de vento.

Tabela 8 - Frequências naturais da estrutura

Frequências (Hz)	
f_{01}	0,63
f_{02}	0,86
f_{03}	1,58
f_{04}	2,21
f_{05}	2,75
f_{06}	2,78
f_{07}	3,31
f_{08}	3,36
f_{09}	3,37
f_{10}	3,38

5.2 Modos de vibração

Neste item são apresentados os dez primeiros modos de vibração da estrutura investigada, cabe ressaltar que essas formas modais estão correlacionadas com as dez primeiras frequências naturais apresentadas anteriormente.

Observa-se nas figuras 29 e 30, que as duas primeiras formas modais são predominantemente de flexão em torno do eixo x e z, respectivamente. No terceiro modo de vibração pode-se observar claramente a predominância dos efeitos de torção em torno do eixo y. Para o quarto modo de vibração, constata-se mais uma vez, os efeitos de flexão em torno do eixo x. No quinto modo de vibração, pode-se verificar que existe efetivamente uma preponderância de amplitudes modais referentes aos efeitos de flexão das lajes. No sexto modo de vibração constata-se uma flexão em torno do eixo z, bem como a preponderância dos efeitos flexão das lajes. Os demais modos de vibração, do sétimo ao décimo modo, pode-se observar que ocorre predominantemente os efeitos de flexão referentes as lajes do modelo.

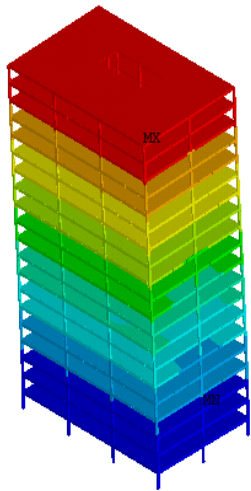
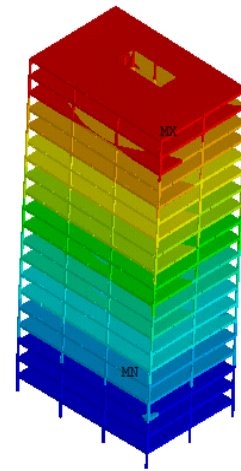
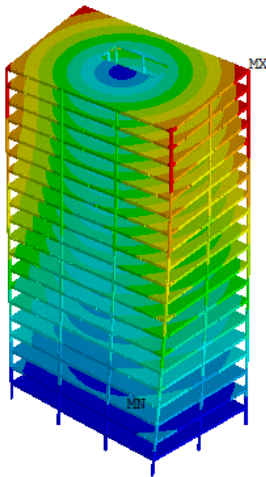
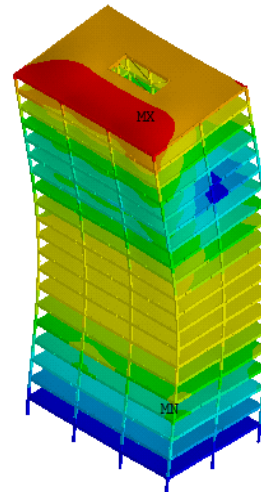
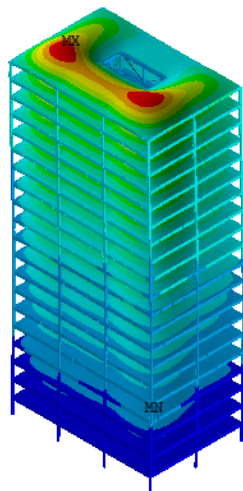
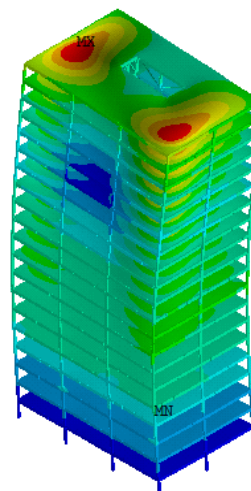
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,63$ Hz).b) Segundo modo de vibração ($f_{02} = 0,86$ Hz).c) Terceiro modo de vibração ($f_{03} = 1,58$ Hz).d) Quarto modo de vibração ($f_{04} = 2,21$ Hz).e) Quinto modo de vibração ($f_{05} = 2,75$ Hz).f) Sexto modo de vibração ($f_{06} = 2,78$ Hz).

Figura 29 - Modos de vibração da estrutura (1º ao 6º modo)

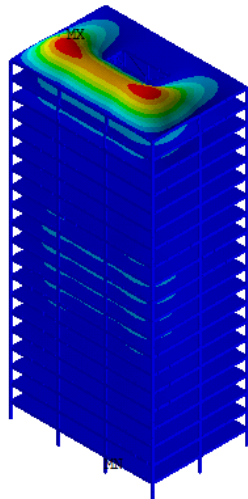
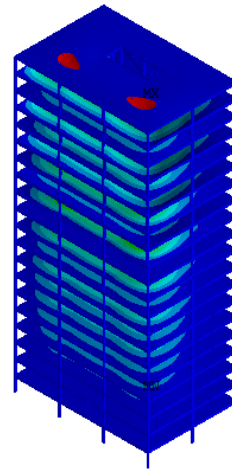
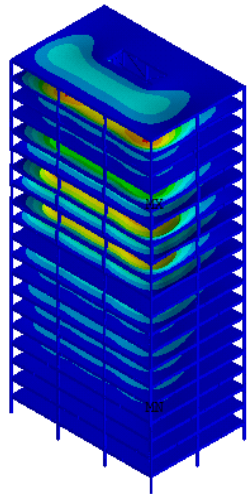
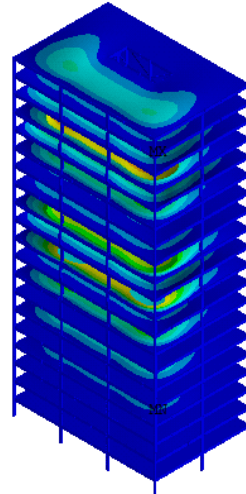
a) Sétimo modo de vibração ($f_{07} = 3,31$ Hz).b) Oitavo modo de vibração ($f_{08} = 3,36$ Hz).c) Nono modo de vibração ($f_{09} = 3,37$ Hz).d) Décimo modo de vibração ($f_{10} = 3,38$ Hz).

Figura 30 - Modos de vibração da estrutura (7º ao 10º modo)

Apresentou-se neste capítulo uma análise de vibração livre com o intuito de se determinar as principais frequências naturais do modelo investigado, bem como suas formas modais. Essa investigação é muito importante para esta investigação, pois permite determinar qual faixa de frequência adotar no espectro de potência de Kaimal que enquadre todas as principais frequências naturais do modelo proposto.

No capítulo seguinte, será apresentada a análise estática não linear do modelo estrutural em estudo, bem como os seus resultados, que permitem avaliar a resposta estrutural do modelo.

6 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR

No presente capítulo é apresentada uma análise estática não linear geométrica, que leva em conta a consideração das cargas de vento apresentadas no primeiro capítulo desta dissertação, para o modelo contínuo simplificado da norma brasileira NBR-6123 [3]. O objetivo desta análise é obter as respostas da estrutura em termos de esforços e deslocamentos, quando esta é submetida ao carregamento simplificado preconizado pela norma NBR-6123 [3], de tal forma que esses possam ser comparados com resultados oriundos da análise dinâmica não linear que leva em conta o comportamento não determinístico da ação do vento.

6.1 Análise estática não linear

As cargas de vento aplicadas à estrutura, foram obtidas segundo o modelo contínuo simplificado apresentado pela norma NBR-6123 [3]. Ainda no que tange aos carregamentos aplicados na estrutura, foram considerados o peso próprio da estrutura e uma sobrecarga acidental de $2,25 \text{ kN/m}^2$. As cargas obtidas com base no modelo de carregamento do vento foram aplicadas na estrutura nos nós de encontro dos pilares externos com as vigas. Abaixo seguem as tabelas com as cargas aplicadas aos nós periféricos e centrais da estrutura.

Tabela 9 – Carregamento nodal nos nós periféricos (1º ao 10º pavimento)

Carregamento Nodal	
Posição em planta / Elevação (m)	Cargas (kN) - Nós periféricos
1A - 3,3	5,561
1A - 6,6	7,364
1A - 9,9	8,871
1A - 13,2	10,255
1A - 16,5	11,574
1A - 19,8	12,855
1A - 23,1	14,113
1A - 26,4	15,357
1A - 29,7	16,591
1A - 33,0	17,819

Tabela 10 - Carregamento nodal nos nós periféricos (11º ao 20º pavimento)

Carregamento Nodal	
Posição em planta / Elevação (m)	Cargas (kN) - Nós periféricos
1A - 36,3	19,045
1A - 39,6	20,270
1A - 42,9	21,495
1A - 46,2	22,721
1A - 49,5	23,950
1A - 52,8	25,181
1A - 56,1	26,415
1A - 59,4	27,653
1A - 62,7	28,894
1A - 66,0	15,070

Tabela 11 - Carregamento nodal nos nós centrais (1º ao 10º pavimento)

Carregamento Nodal	
Posição em planta / Elevação (m)	Cargas (kN) - Nós centrais
1B - 3,3	11,122
1B - 6,6	14,728
1B - 9,9	17,742
1B - 13,2	20,510
1B - 16,5	23,148
1B - 19,8	25,711
1B - 23,1	28,227
1B - 26,4	30,713
1B - 29,7	33,181
1B - 33,0	35,639

Tabela 12 - Carregamento nodal nos nós centrais (11º ao 20º pavimento)

Carregamento Nodal	
Posição em planta / Elevação (m)	Cargas (kN) - Nós centrais
1B - 36,3	38,090
1B - 39,6	40,539
1B - 42,9	42,989
1B - 46,2	45,442
1B - 49,5	47,899
1B - 52,8	50,361
1B - 56,1	52,830
1B - 59,4	55,305
1B - 62,7	57,788
1B - 66,0	30,139

Para facilitar o entendimento da localização de aplicação das cargas, na Figura 31 apresenta-se um modelo esquemático do modelo estrutural investigado.

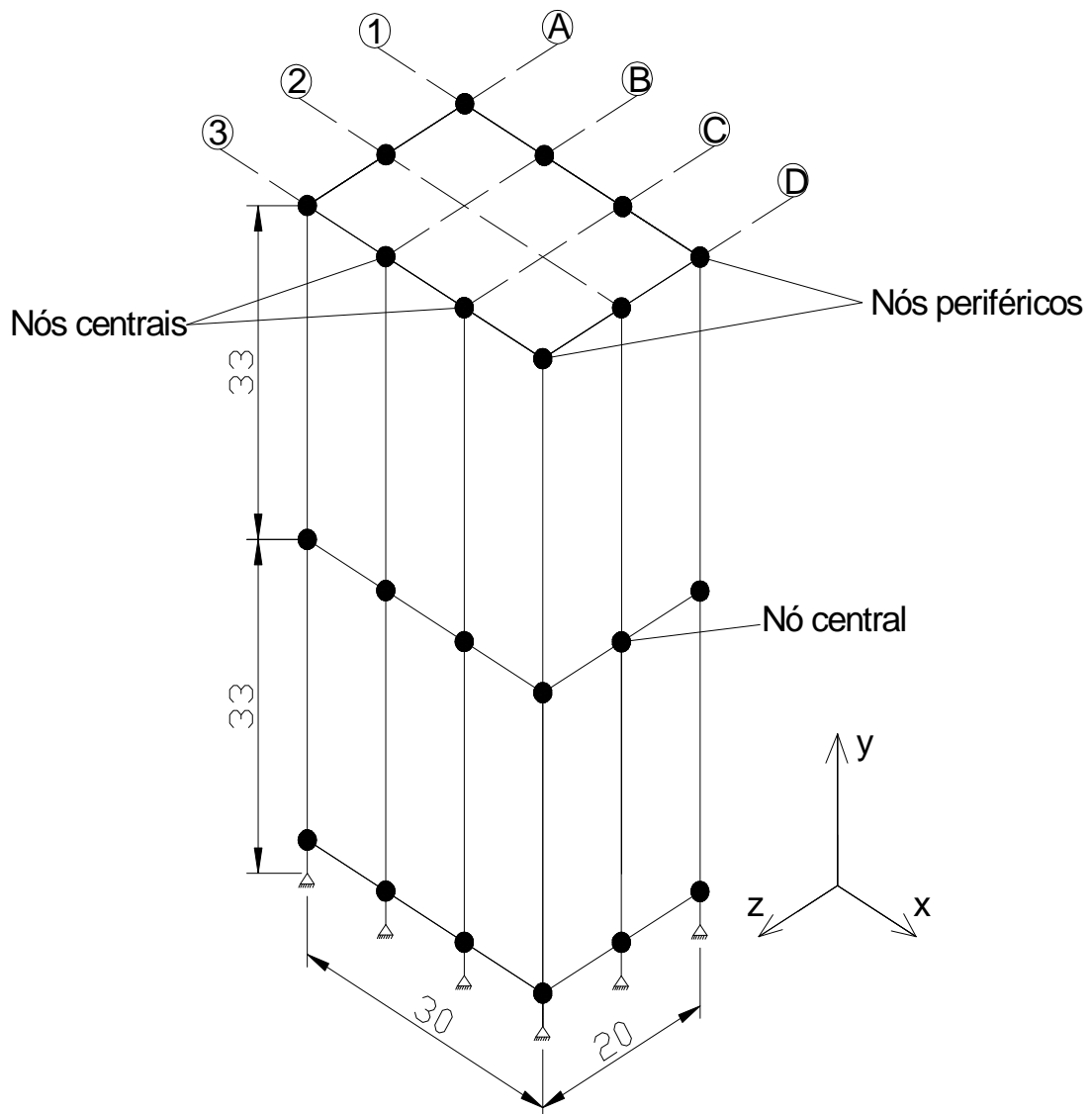


Figura 31 – Figura esquemática da estrutura em 3D (Dimensões em m)

A aplicação do carregamento para os demais nós do modelo, referentes às colunas C e D, possuem a mesma intensidade das cargas apresentadas nas tabelas 9 a 12 para os nós centrais e periféricos, respectivamente uma vez que o modelo estrutural possui simetria em suas faces ortogonais, como pode ser devidamente constatado na Figura 19 (pág. 64).

6.2 Resultados obtidos da análise estática não linear geométrica

Abaixo são apresentados os resultados referentes aos deslocamentos translacionais máximos encontrados na estrutura, para o vento atuando na direção z do modelo estrutural no plano xy. As figuras 32 e 33 apresentam os deslocamentos dos pilares localizados nos eixos 1A, 1B, 1C e 1D. Cabe ressaltar que tais deslocamentos são obtidos via modelagem computacional empregando o programa ANSYS[46].

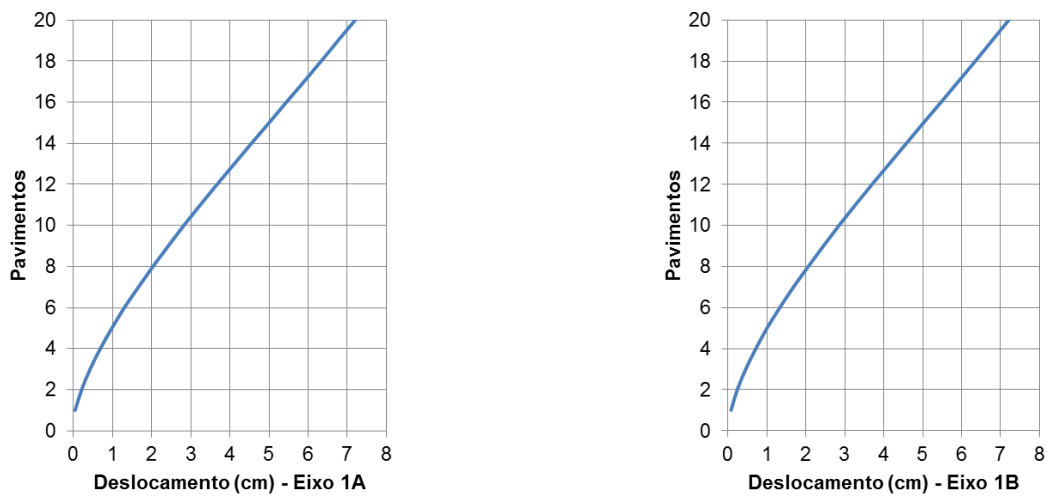


Figura 32 - Deslocamentos translacionais no pilar localizado no eixo 1A e 1B

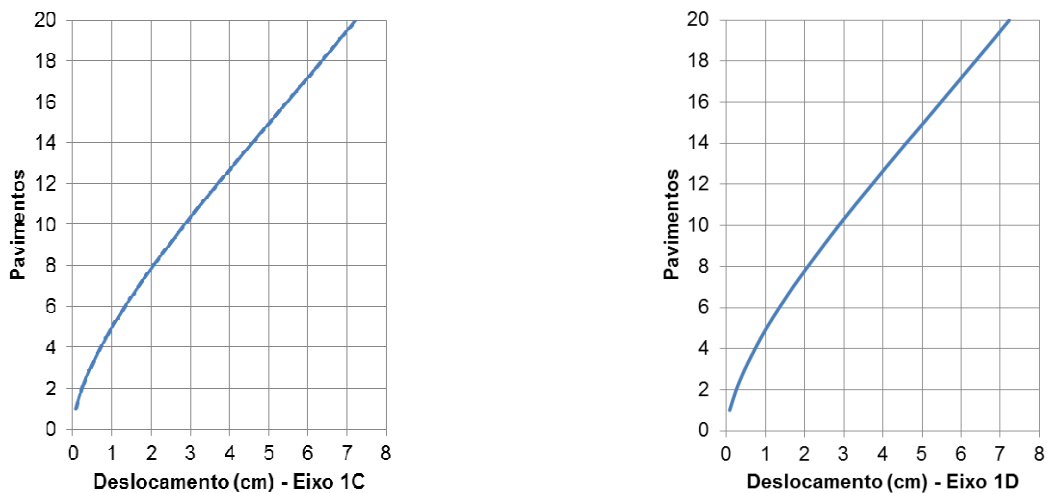


Figura 33 - Deslocamentos translacionais no pilar localizado no eixo 1C e 1D

Com base nos gráficos apresentados anteriormente, apresenta-se na Tabela 13 um resumo dos máximos deslocamentos translacionais encontrados, proveniente da análise estática não linear. Os deslocamentos apresentados são obtidos no meio ($h/2 - 33$ m) e no topo ($h - 66$ m) do edifício.

Tabela 13 – Deslocamentos máximos obtidos na estrutura

Deslocamentos Translacionais máximos		
Posição	Altura (m)	Deslocamento (cm)
1A	33	2,82
	66	7,20
1B	33	2,85
	66	7,21
1C	33	2,85
	66	7,23
1D	33	2,87
	66	7,23

Avaliando-se os deslocamentos globais máximos da estrutura através dos nós dos pilares analisados constata-se que os mesmos aumentam na medida em que o número de pavimentos aumenta, o que era de se esperar. Os máximos deslocamentos na estrutura acontecem para as cargas de vento incidindo na direção de z, outro fato também bastante coerente, pois as cargas estão aplicadas na direção perpendicular ao eixo de menor inércia da estrutura analisada.

As recomendações da norma brasileira NBR-8800 [55] no que tange a deslocamentos globais da estrutura, preconiza que em edifícios de dois ou mais pavimentos, o deslocamento máximo no topo do pilar não deve exceder ao limite de $h/400$, em que h é a altura da estrutura. Com base nos dados fornecidos pela Tabela 13, o máximo deslocamento obtido para a análise em questão é de 7,23 cm no topo do pilar localizado no eixo 1C da Figura 31, e o limite de deslocamento máximo para a estrutura com base na norma é de 16,5 cm ($66/400$).

Desta forma, para uma análise estática não linear, com cargas de vento determinadas com base no modelo de carregamento do vento contínuo simplificado na norma NBR-6123 [3], a estrutura atende satisfatoriamente aos requisitos estabelecidos na norma NBR-8800 [55].

Dando continuidade aos estudos inerentes á análise estática não linear, são apresentados os máximos esforços encontrados na estrutura investigada para o vento incidindo na direção z do modelo estrutural. Na Tabela 14 seguem os esforços obtidos na estrutura com o uso do programa computacional ANSYS [46]. De forma a dar o devido entendimento são apresentadas na Figura 34, as coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais, pois posteriormente, tais esforços são apresentados através das coordenadas locais dos elementos.

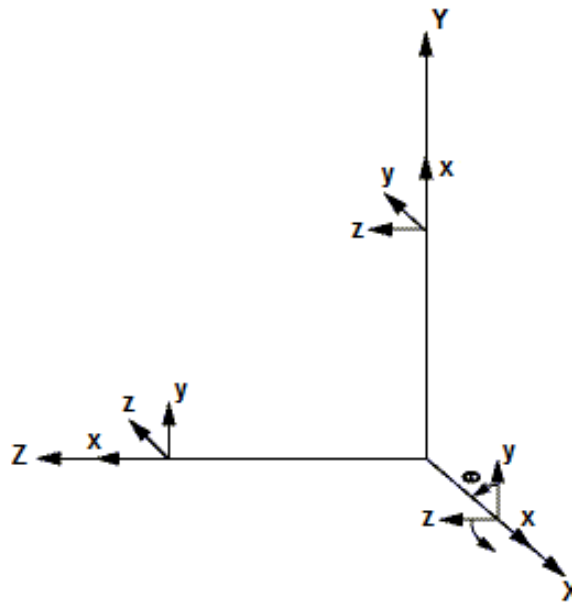


Figura 34 – Coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais [46]

Tabela 14 – Máximos esforços encontrados na estrutura

Esforços máximos na estrutura	
Esforço normal (kN)	7460,00
Esforço cortante y (kN)	375,95
Esforço cortante z (kN)	171,75
Momento fletor M_y (kN.m)	240,12
Momento fletor M_z (kN.m)	340,46

Na Figura 35 apresenta-se o diagrama referente ao esforço normal máximo que está localizado no pórtico B da Figura 31, para o vento incidindo na direção paralela ao eixo Z global. Tal esforço acontece na direção do eixo global Y, de acordo com a Figura 34.

A Figura 36 apresenta o diagrama referente ao momento fletor máximo em relação ao eixo local y, em N.m, também no pórtico B, para o vento incidindo na direção paralela ao eixo Z. De acordo com a Figura 34 tal momento está na direção do eixo global X.

A Figura 37 apresenta o diagrama referente ao momento fletor máximo em relação ao eixo local z, em N.m, bem como anteriormente tal momento ocorre no elemento localizado no pórtico B, para o vento incidindo na direção paralela ao eixo Z global da estrutura. Tomando como base a Figura 34 tal momento ocorre na direção do eixo global X.

O posicionamento dos pórticos mencionados anteriormente, pode ser visualizado na Figura 31 deste capítulo.

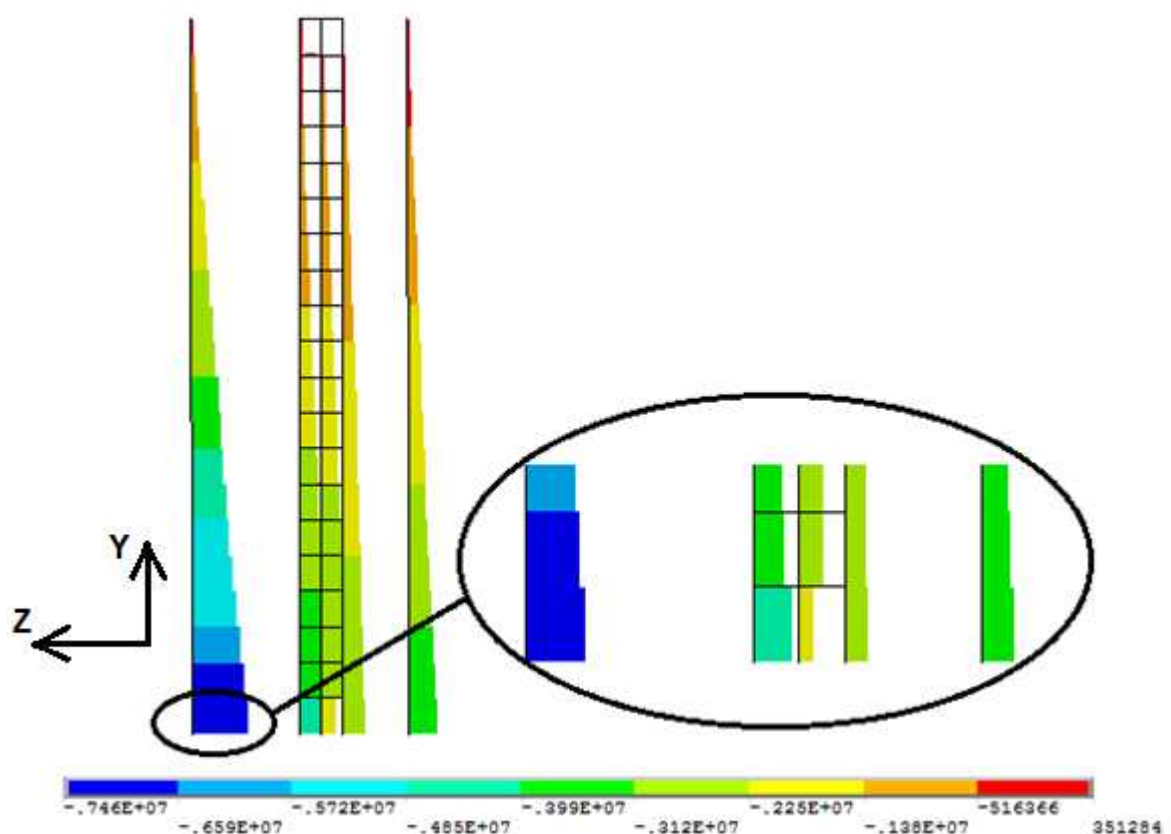


Figura 35 – Diagrama de esforço normal - pórtico B (em N)

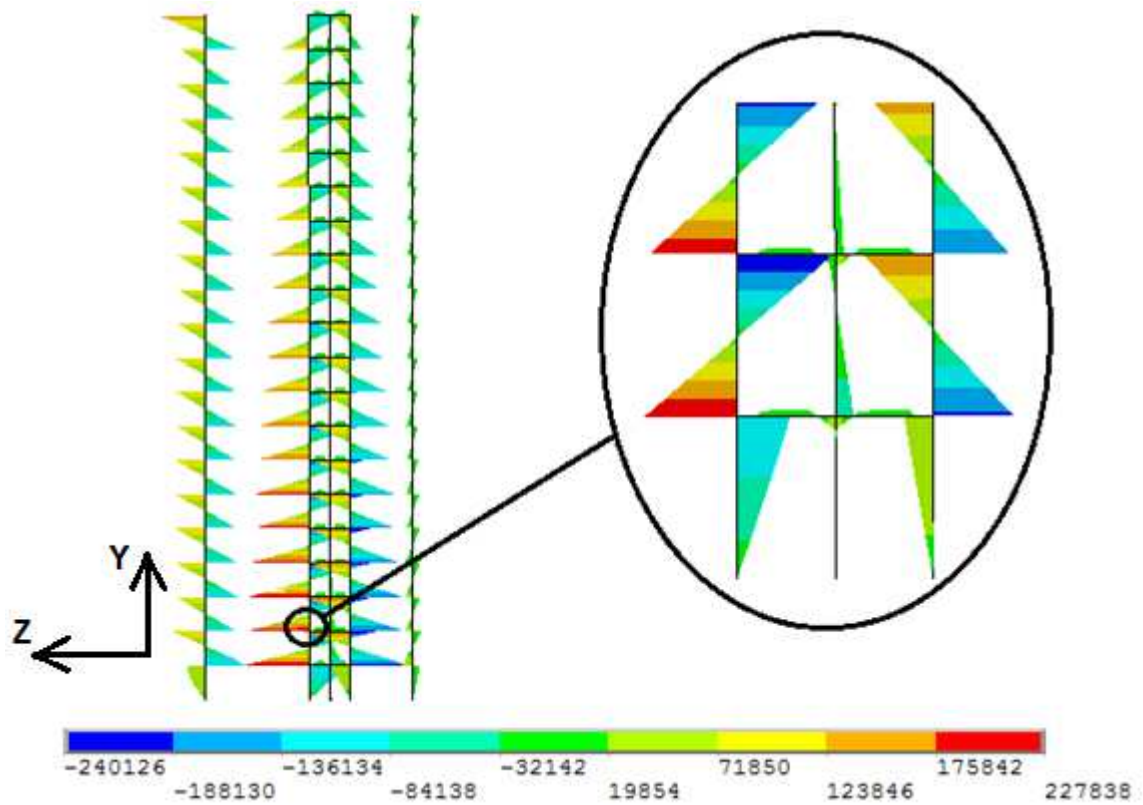


Figura 36 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local y - pórtico B (em N.m)

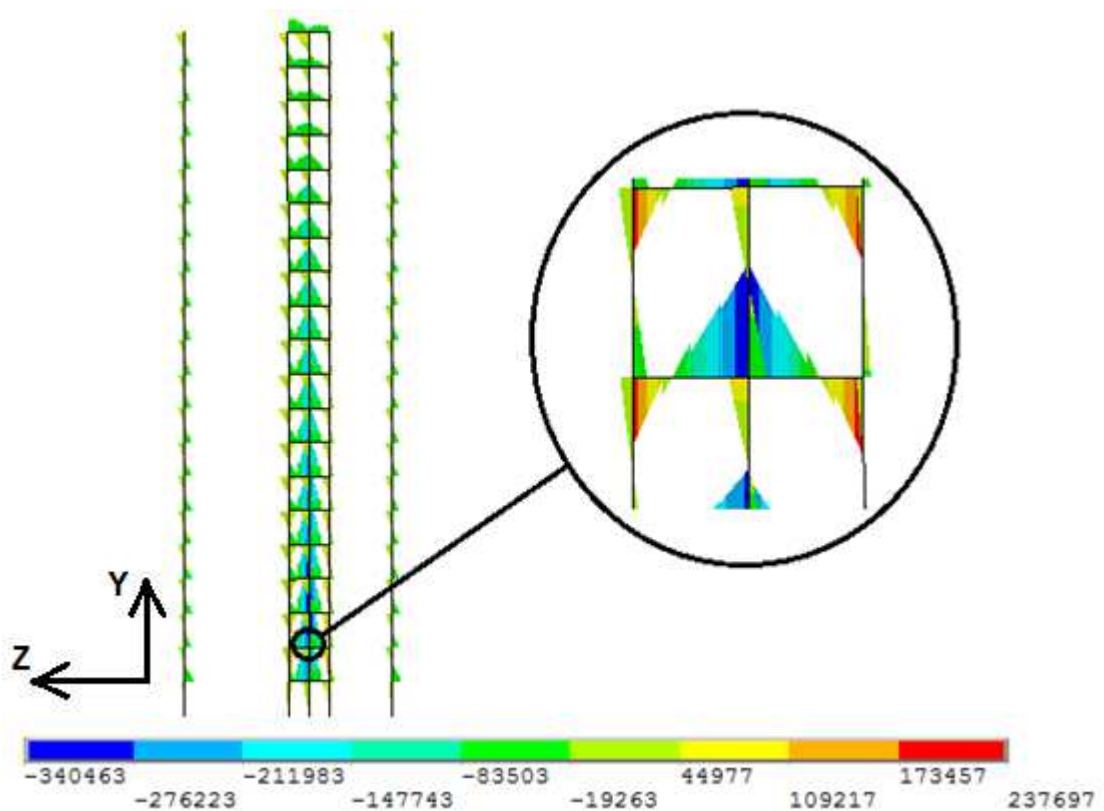


Figura 37 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local z - pórtico B (em N.m)

Apresentou-se neste capítulo uma análise estática não linear geométrica do modelo estrutural proposto. Foram obtidos os máximos deslocamentos no topo do edifício.

No capítulo seguinte, será apresentada o estudo do comportamento da estrutura submetida as cargas não determinísticas do vento. Para tal são apresentados os máximos deslocamentos nas fases transientes e permanentes da resposta, bem como os valores das acelerações, com o intuito de se avaliar o conforto humano, no que se diz respeito aos estados limites de utilização.

7 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DINÂMICO NÃO DETERMINÍSTICO

Os resultados obtidos da análise dinâmica não linear geométrica e não determinística são referentes a resposta estrutural do modelo, em termos de deslocamentos e acelerações, determinados devido a ação aleatória do vento. No capítulo dois deste trabalho é apresentado de forma detalhada a metodologia utilizada para a geração das séries temporais das cargas do vento. A aplicação do carregamento é feita de maneira análoga ao carregamento aplicado na análise estática, ou seja os nós carregados são os nós localizados na face ortogonal do modelo estrutural, nós este de encontro de vigas e pilares.

Para obtenção dos resultados, são avaliados quatro nós no topo do edifício para o vento incidindo na direção positiva do eixo global z. Desta forma obtém-se os deslocamentos e acelerações no topo dos pilares localizados nos eixos 1A, 1B, 1C, e 1D da Figura 31 (pág. 83).

A metodologia do vento sintético proposta por Franco [56], 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. No âmbito do presente trabalho são geradas 10 séries de carregamento da ação não determinística do vento. A obtenção das séries de carregamentos permite estabelecer um tratamento estatístico, que confere um índice de confiabilidade para a resposta estrutural do modelo.

São obtidos os máximos deslocamentos e acelerações no topo do edifício, para cada série de carregamento. Esses dados são inseridos em um análise estatística na qual são obtidos os parâmetros estatísticos 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 dada conforme segue abaixo.

$$u_{z95\%} = 1,65\sigma + m \quad (62)$$

Nas figuras 38 a 43 são apresentados os deslocamentos obtidos no topo do edifício, para duas séries de carregamentos que provocaram os maiores deslocamentos no mesmo. Apresenta-se os o histórico dos deslocamentos no tempo total, bem como uma ampliação do referido histórico para uma melhor visualização

das fases transiente e permanente. O histórico na fase transiente é apresentado no intervalo compreendido entre 0 e 80 s. Já o histórico referente a fase permanente é apresentado no intervalo compreendido entre 100 s e 200 s, pois a partir de então o deslocamento torna-se periódico, para intervalos de 100 s.

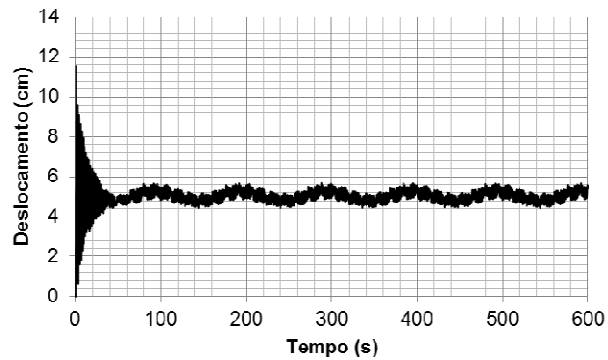


Figura 38 - Histórico dos deslocamentos: 2ª série de carregamento

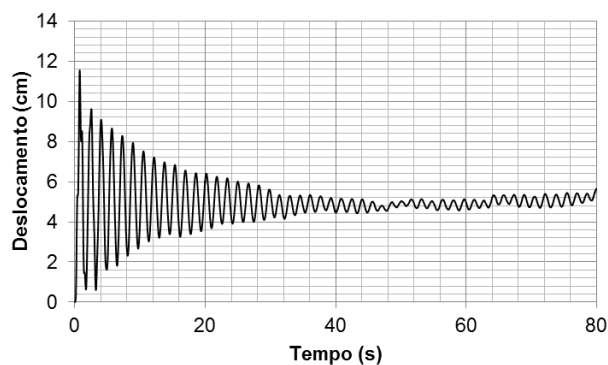


Figura 39 - Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 2ª série de carregamento

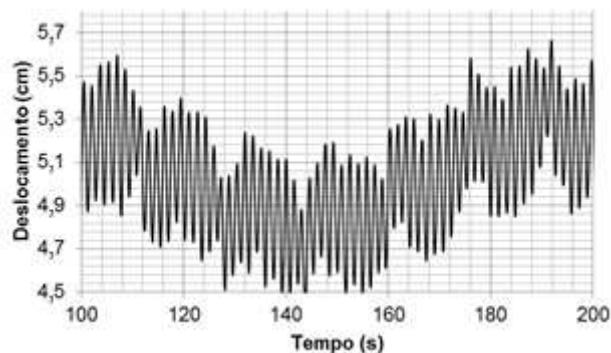


Figura 40 - Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 2ª série de carregamento

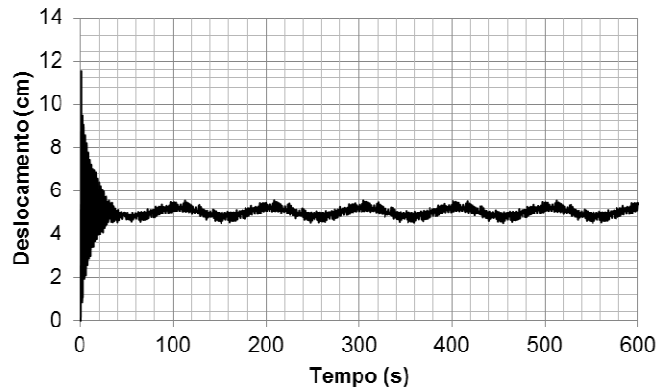


Figura 41 - Histórico dos deslocamentos: 5ª série de carregamento

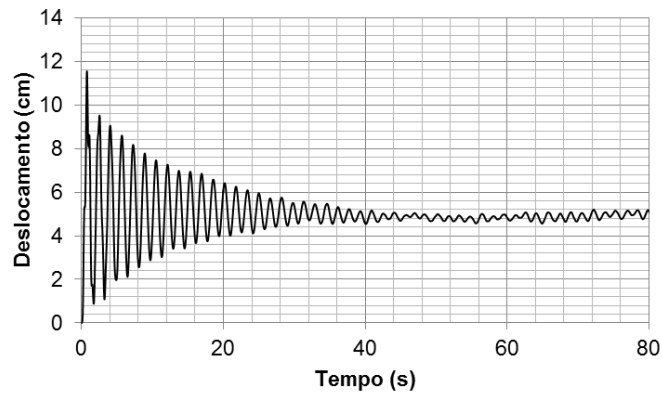


Figura 42 - Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 5ª série de carregamento

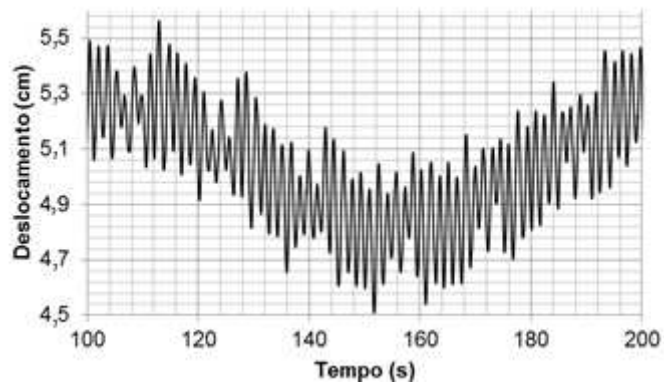


Figura 43 - Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 5ª série de carregamento

Com base nos históricos dos deslocamentos translacionais horizontais apresentados nas Figuras 38 a 43, percebe-se o efeito do amortecimento estrutural no trecho correspondente a fase transiente da resposta, no que diz respeito as dez

séries de carregamentos avaliadas nesta dissertação. Na fase permanente do sistema, percebe-se, claramente, o comportamento aleatório dos deslocamentos no mesmo intervalo de tempo considerado, para todas as séries analisadas, conforme ilustrado nas Figuras 38 a 43.

Verifica-se, também, que os valores máximos da resposta do sistema estrutural, ocorrem na fase transiente com amplitudes de deslocamento da ordem de 11 cm. No que diz respeito a resposta permanente da estrutura, observa-se a predominância de uma frequência de excitação aproximadamente igual a 0,634 Hz associada ao harmônico ressonante da excitação e muito próxima da frequência fundamental do edifício ($f_{01} = 0,632$ Hz). Ainda na fase permanente da resposta são encontradas amplitudes máximas de deslocamento da ordem de 5,8 cm.

Na Figura 44 é apresentado em um mesmo gráfico o histórico dos deslocamentos no topo do edifício, na fase permanente, apenas para a visualização do comportamento aleatório associado a aplicação das séries de carregamento não determinísticas. Para tal são escolhidas arbitrariamente quatro séries de carregamentos.

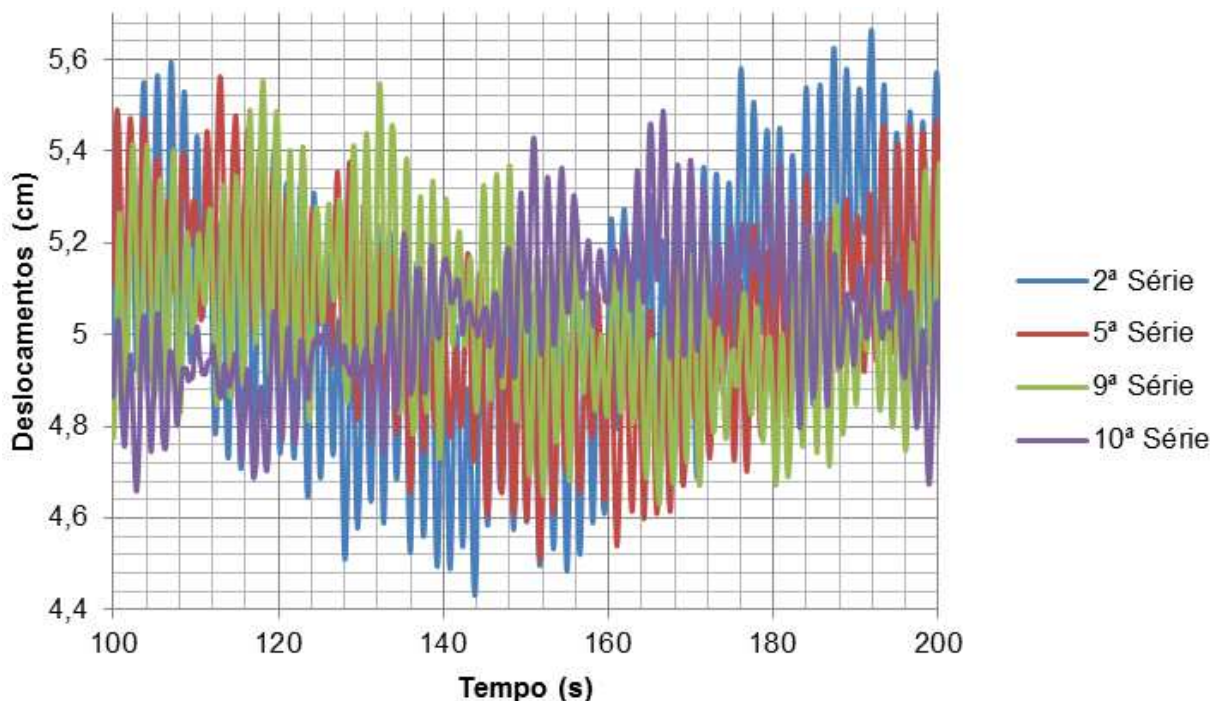


Figura 44 – Histórico dos deslocamentos para quatro séries distintas

Nas Figuras 45 e 46 apresenta-se um resumo dos máximos deslocamentos obtidos para as dez séries de carregamentos analisadas nesta investigação. Os máximos deslocamentos são apresentados nas fases transientes e permanentes da resposta.

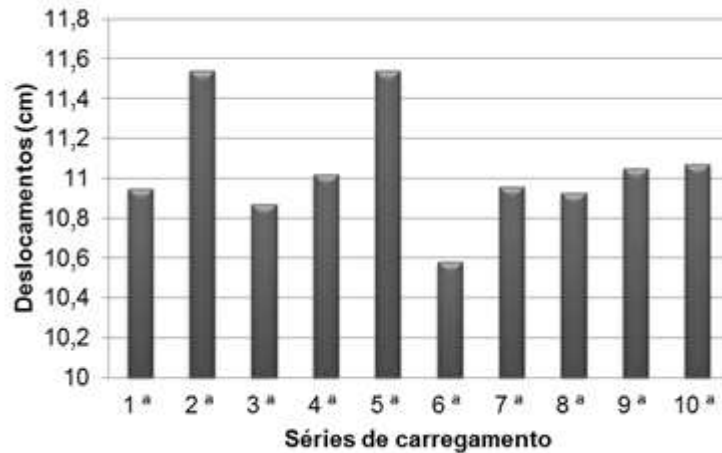


Figura 45 – Máximos deslocamentos obtidos: Fase transiente

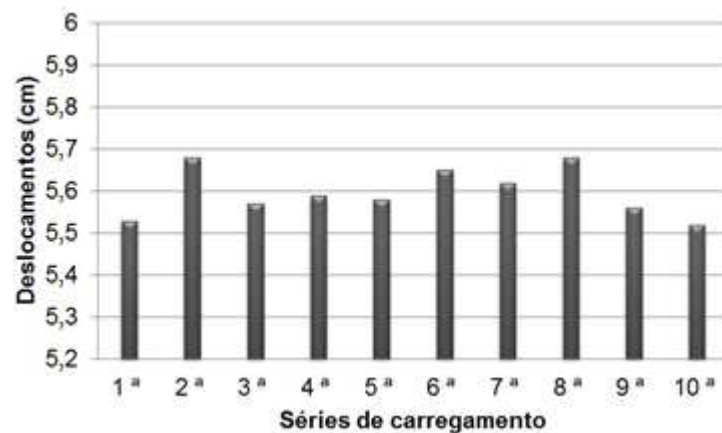


Figura 46 – Máximos deslocamentos obtidos: Fase permanente

Nos gráficos apresentados anteriormente pode-se observar mais uma vez, o comportamento aleatório, que existe entre as dez séries de carregamentos consideradas nesta análise. O gráfico apresentado pela Figura 45, indica que os máximos deslocamentos ocorrem para as 2ª e 5ª séries de carregamentos, com valores na ordem de 11,54 cm. A série que gerou o menor deslocamento, dentre os máximos, na fase transiente, foi a 6ª série, com deslocamentos na ordem de 10,58 cm.

O gráfico apresentado pela Figura 46, indica que os máximos deslocamentos ocorrem para as 2ª e 8ª séries de carregamentos, com valores na ordem de 5,68 cm. A série que gerou o menor deslocamento, dentre os máximos, na fase permanente, foi a 10ª série, com deslocamentos na ordem de 5,52 cm.

Dando continuidade nas avaliações das respostas do modelo estrutural investigado, apresenta-se nas Figuras 47 a 52 os históricos das acelerações obtidas no topo do edifício. A avaliação das acelerações é de suma importância para a avaliação dos estados limites de utilização de um edifício como este, submetido as vibrações oriundas da ação do vento, no que tange ao conforto humano. Essa análise será avaliada no decorrer desta pesquisa. Na sequência do estudo, são apresentadas as acelerações obtidas no topo do edifício, para duas séries de carregamentos que provocaram as maiores amplitudes das mesmas, conforme apresentado nas Figuras 47 a 52.

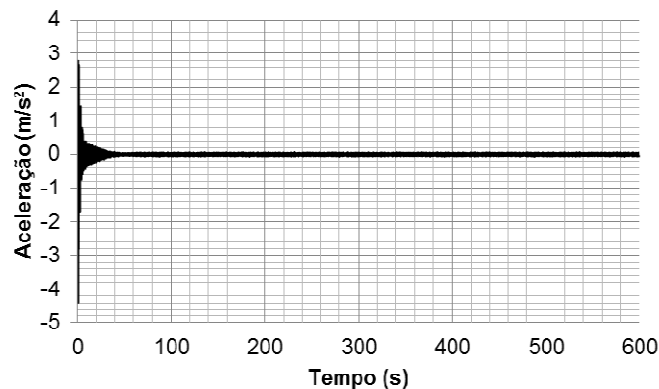


Figura 47 – Histórico das acelerações: 2ª série de carregamento

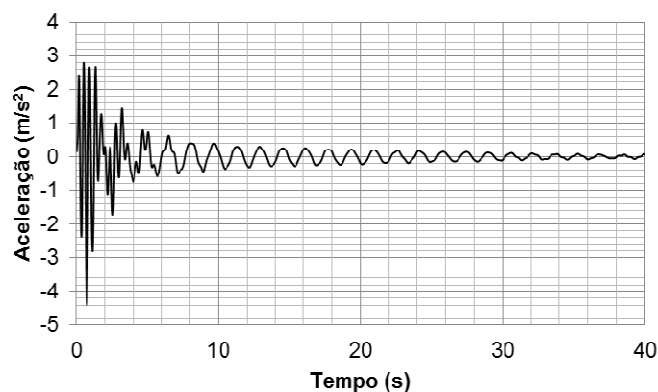


Figura 48 – Histórico das acelerações na fase transiente: 2ª série de carregamento

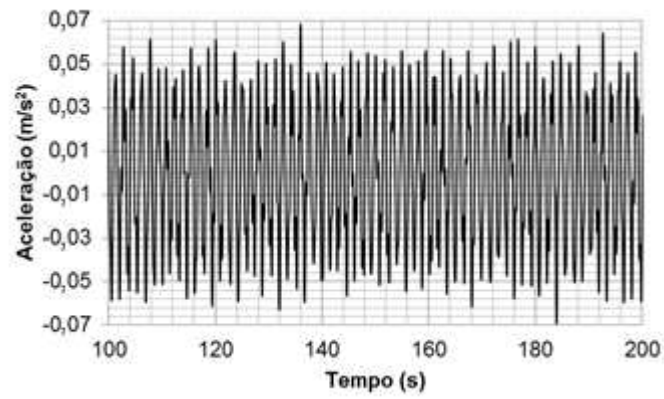


Figura 49 – Histórico das acelerações na fase permanente: 2ª série de carregamento

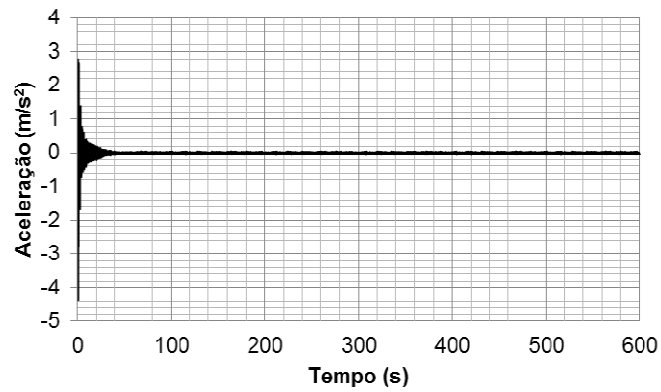


Figura 50 – Histórico das acelerações: 5ª série de carregamento

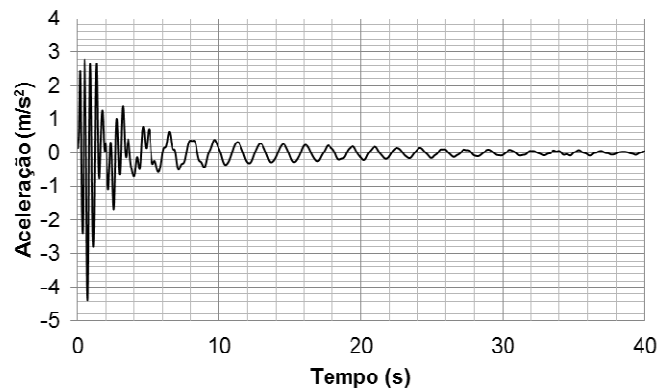


Figura 51 – Histórico das acelerações na fase transiente: 5ª série de carregamento

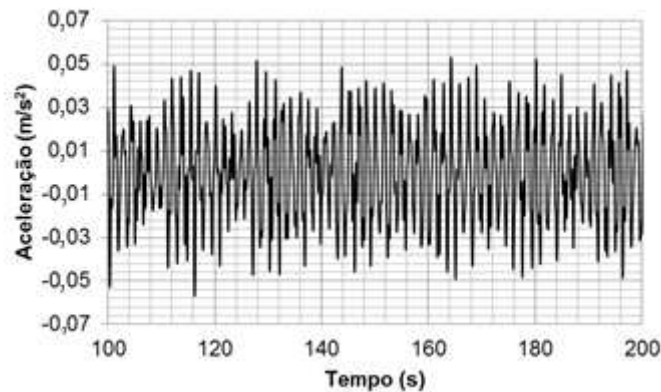


Figura 52 - Histórico das acelerações na fase permanente: 5ª série de carregamento

De acordo com as Figuras 47 a 52, representativas dos históricos das acelerações no topo da edificação, basicamente, a resposta dinâmica, em termos qualitativos, apresenta-se com as mesmas características apresentadas pelos gráficos correspondentes aos deslocamentos, Figuras 38 a 43. Contudo, com referência aos aspectos quantitativos da resposta dinâmica do edifício, cabe ressaltar que os valores das acelerações máximas ocorrem na fase transiente com amplitudes da ordem de $4,3 \text{ m/s}^2$. No que diz respeito a resposta permanente da estrutura são encontradas amplitudes máximas de aceleração da ordem de $0,10 \text{ m/s}^2$. Em seguida, na Figura 53 é apresentado em um mesmo gráfico o histórico das acelerações referentes ao topo do modelo, na fase permanente da resposta, apenas com o intuito de visualização do comportamento randômico. Para esta finalidade, novamente, são escolhidas arbitrariamente quatro séries de carregamento.

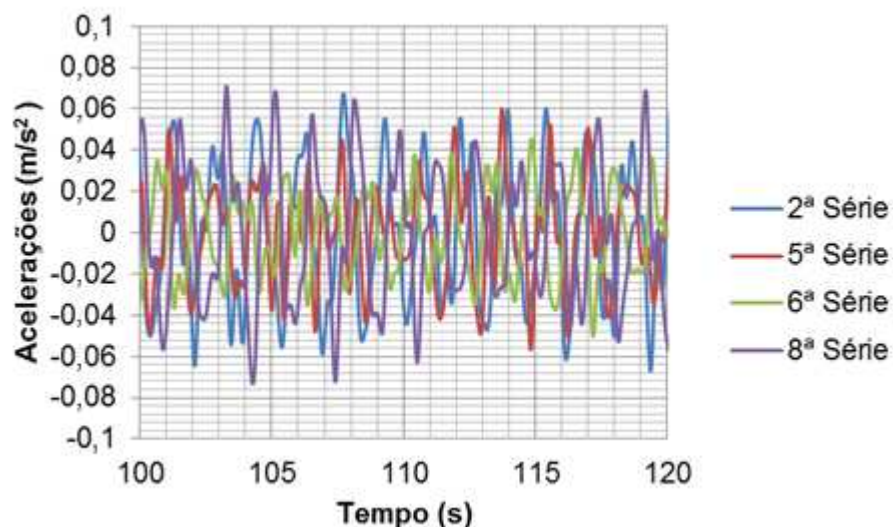


Figura 53 – Histórico das acelerações para quatro séries distintas

Nas Figuras 54 e 55 apresenta-se um resumo das máximas acelerações obtidas para as dez séries de carregamentos analisadas nesta investigação. Essas acelerações são apresentados nas fases transientes e permanentes da resposta.

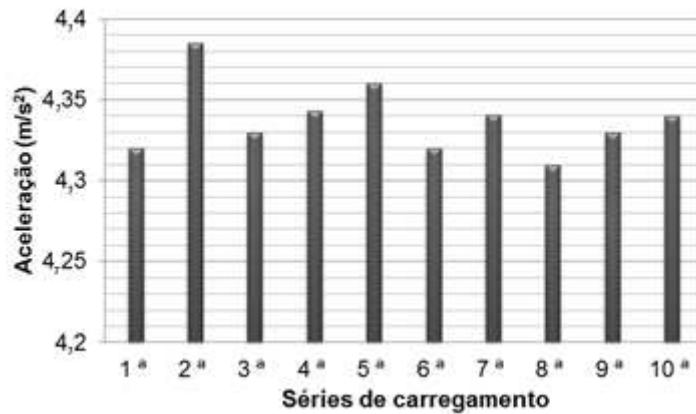


Figura 54 – Máximas acelerações obtidas: Fase transiente

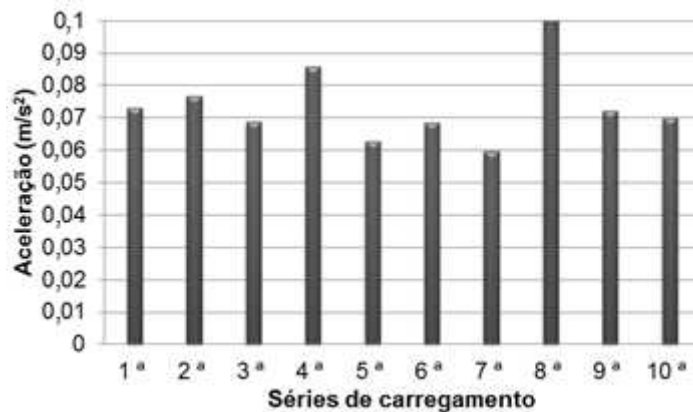


Figura 55 – Máximos acelerações obtidas: Fase permanente

Assim como para os deslocamentos, pode-se observar, mais uma vez, o comportamento aleatório que existe entre as dez séries de carregamentos consideradas nesta análise. O gráfico apresentado pela Figura 54, indica que as máximas acelerações ocorrem para as 2ª e 5ª séries de carregamentos, com valores na ordem de 4,38 m/s². A série que gerou a menor aceleração, dentre as máximas, na fase transiente, foi a 8ª série, com aceleração na ordem de 4,31 m/s².

Da Figura 55, pode-se observar que a máxima aceleração ocorre para a 8ª série de carregamento, com valor na ordem de $0,10 \text{ m/s}^2$. A série que gerou a menor aceleração, dentre as máximas, na fase permanente, foi a 7ª série, com acelerações na ordem de $0,06 \text{ m/s}^2$.

7.1 Avaliação das respostas no domínio da frequência

Os históricos dos deslocamentos e das acelerações foram avaliados no domínio do tempo na primeira parte deste capítulo. Faz-se necessário, agora, avaliar a resposta dinâmica do modelo estrutural investigado, no domínio da frequência, de forma a conhecer quais são as frequências naturais que apresentam as maiores transferências de energia na resposta do sistema estrutural. A avaliação dos deslocamentos e das acelerações no domínio da frequência é realizada para as 2ª e 5ª séries de carregamentos.

Os gráficos representados pelas Figuras 56 e 57 correlacionam a densidade espectral dos deslocamentos (u_z) 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.

Observando-se as Figuras 56 e 57, 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, no que tange a frequência de 0,634Hz. Esta frequência corresponde a frequência fundamental da estrutura, para o modo de flexão em torno do eixo z, como pode ser observado pela Figura 29, página 79. Esta constatação mostra uma boa coerência nos modelos de carregamentos adotados para esta análise.

As Figuras 58 e 59 apresentam os gráficos que correlacionam as densidades espectrais dos históricos das acelerações (a_z) com as frequências em Hz. De maneira semelhante aos deslocamentos, a Transformada de Fourier das acelerações apresentam os mesmos picos para frequências de 0,634Hz (faixa de frequência bem próxima da frequência fundamental da estrutura).

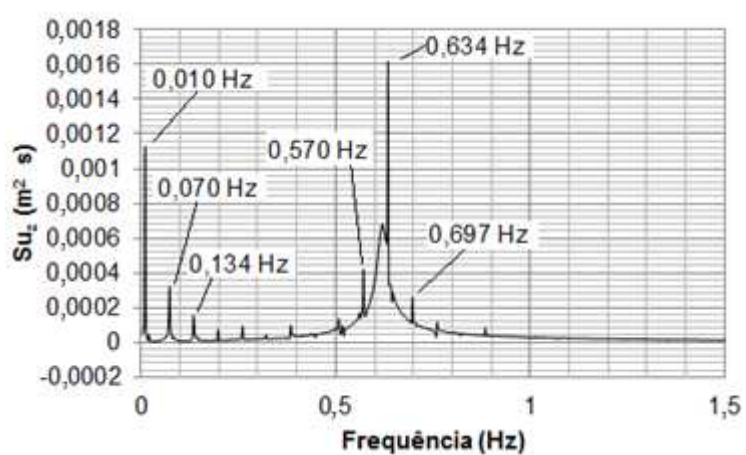


Figura 56 – Densidade espectral dos deslocamentos: 2ª série de carregamento

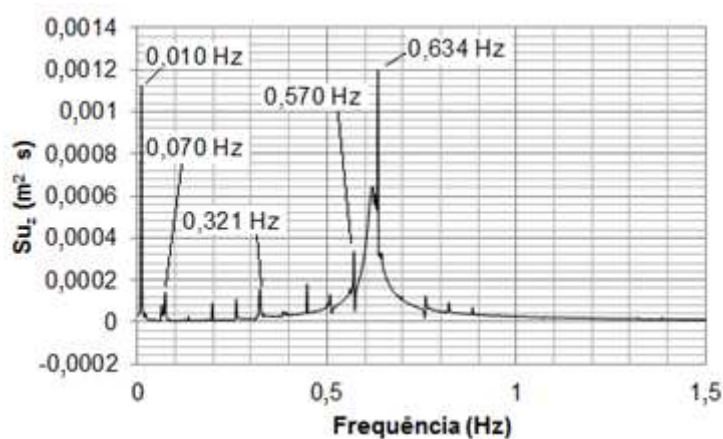


Figura 57 – Densidade espectral dos deslocamentos: 5ª série de carregamento

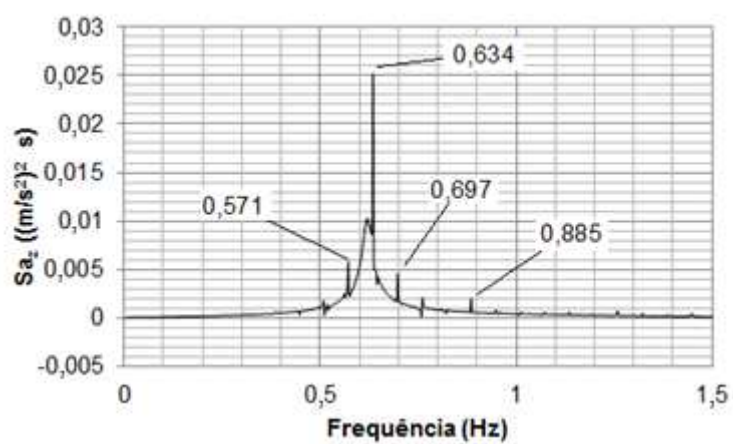


Figura 58 – Densidade espectral das acelerações - 2ª série de carregamento

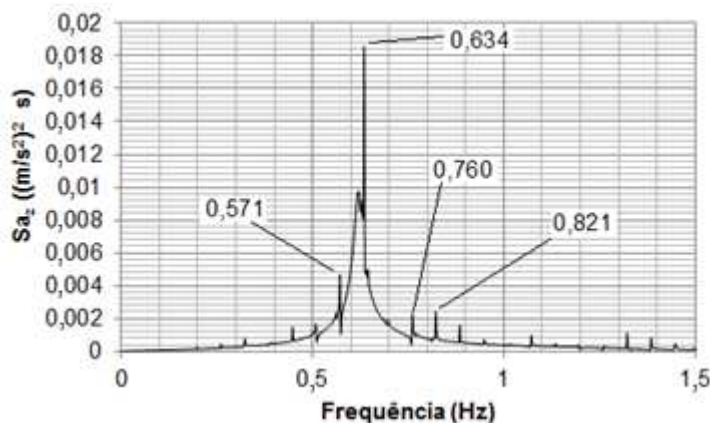


Figura 59 – Densidade espectral das acelerações - 5ª série de carregamento

7.2 Análise estatística dos resultados

Na Tabela 15 são apresentados os deslocamentos translacionais máximos, obtidos no topo do edifício, na fase transiente da resposta, para os quatro nós analisados, localizados nos eixos 1A, 1B, 1C e 1D da Figura 31 (página 83). Percebe-se em todos os casos, que o máximo deslocamento aconteceu no topo do pilar localizado no eixo 1C, para aplicação das cargas de vento na direção do eixo z global da estrutura. Na Figura 60 os máximos deslocamentos no topo do edifício são apresentados graficamente.

Tabela 15 - Deslocamentos máximos no topo do edifício: fase transiente

Séries	Deslocamentos (cm)			
	1A	1B	1C	1D
1ª	10,84	10,93	10,95	10,94
2ª	11,42	11,52	11,54	11,54
3ª	10,78	10,86	10,87	10,86
4ª	10,9	10,99	11,02	11,01
5ª	11,44	11,53	11,54	11,53
6ª	10,47	10,56	10,58	10,58
7ª	10,87	10,95	10,96	10,95
8ª	10,83	10,91	10,93	10,92
9ª	10,93	11,02	11,05	11,04
10ª	10,97	11,05	11,07	11,05

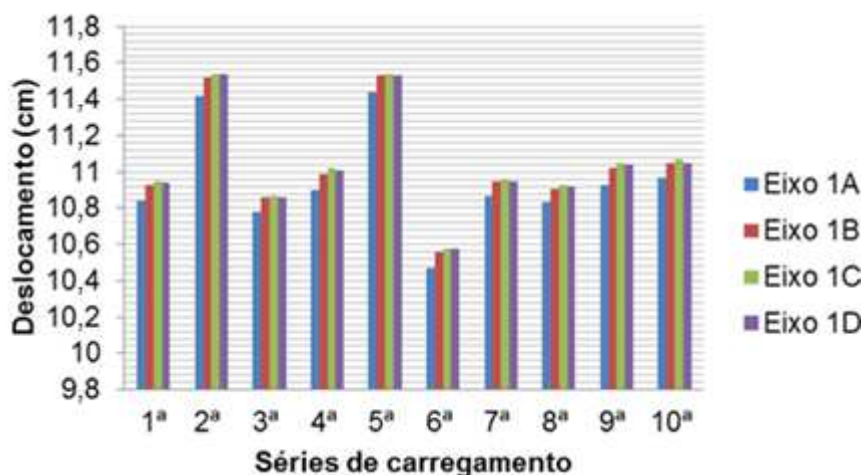


Figura 60 - Deslocamentos máximos no topo do edifício: fase transiente

De acordo com os dados fornecidos pelo gráfico anterior, nota-se que os maiores deslocamentos ocorrem na 2ª e 5ª séries de carregamento para todos os nós analisados. Faz-se necessário determinar o valor característico da resposta dos deslocamentos máximos, na fase transiente, com um índice de confiabilidade de 95%. De acordo com a Equação (62), temos que o valor característico da resposta para os quatro nós analisados pode ser dado de acordo com a Tabela 16.

Tabela 16 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos

Valores característicos dos deslocamentos (cm)				
Parâmetros estatísticos	1A	1B	1C	1D
média	10,945	11,032	11,051	11,042
desvio	0,290	0,293	0,292	0,292
u_z 95%	11,423	11,515	11,533	11,524

Na Tabela 17, são apresentados os deslocamentos translacionais máximos, obtidos no topo do edifício, na fase permanente da resposta, para os quatro nós analisados, localizados nos eixos 1A, 1B, 1C e 1D da Figura 31 (página 83). Percebe-se que na 6ª série de carregamento, todos os nós analisados tiveram deslocamentos máximos igual a 5,65 cm. Observa-se que a 2ª série de carregamento apresentou o maior valor médio referente aos deslocamentos obtidos no topo do edifício. Na Figura 61 os deslocamentos no topo do edifício são apresentados graficamente.

Tabela 17 – Deslocamentos máximos no topo do edifício – Fase permanente

Deslocamentos (cm)				
Séries	1A	1B	1C	1D
1 ^a	5,50	5,51	5,52	5,53
2 ^a	5,67	5,68	5,68	5,67
3 ^a	5,54	5,55	5,56	5,57
4 ^a	5,57	5,57	5,58	5,59
5 ^a	5,58	5,58	5,58	5,57
6 ^a	5,65	5,65	5,65	5,65
7 ^a	5,55	5,57	5,60	5,62
8 ^a	5,68	5,67	5,67	5,65
9 ^a	5,56	5,55	5,56	5,56
10 ^a	5,44	5,47	5,50	5,52

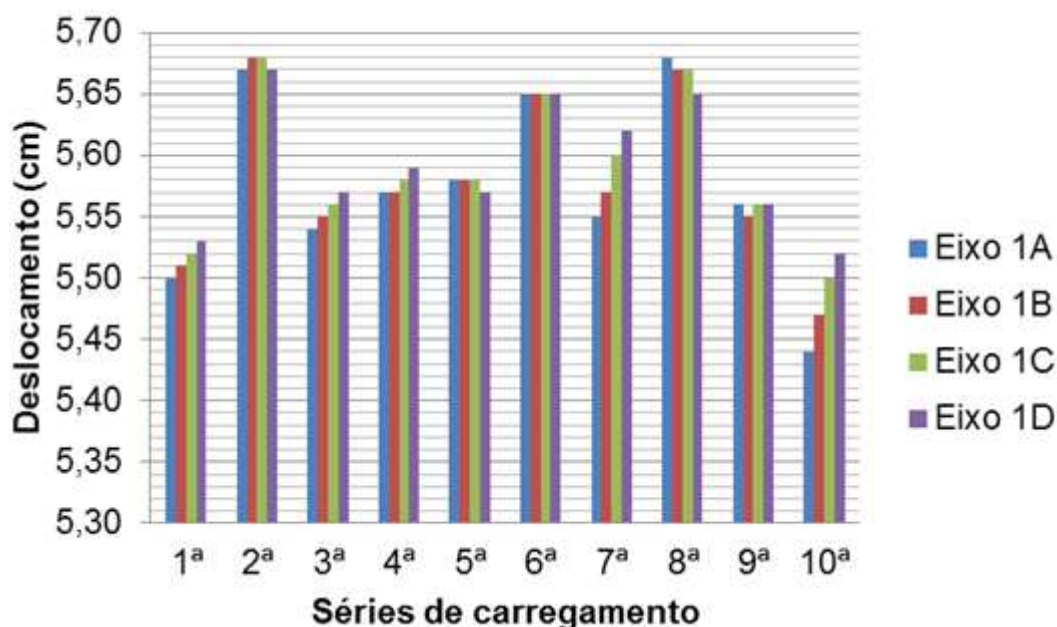


Figura 61 - Deslocamentos máximos no topo do edifício (Fase permanente)

De acordo com os dados fornecidos pelo gráfico anterior, nota-se que os maiores deslocamentos ocorrem na 2ª e 8ª séries de carregamento para todos os nós analisados. Faz-se necessário determinar o valor característico da resposta dos deslocamentos máximos, na fase permanente, com um índice de confiabilidade de 95%. Aplicando-se a formulação apresentada pela Equação (62), temos que o valor característico da resposta para os quatro nós analisados pode ser dado de acordo com a Tabela 18.

Tabela 18 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos

Valores característicos dos deslocamentos (cm)				
Parâmetros estatísticos	1A	1B	1C	1D
média	5,574	5,580	5,590	5,593
desvio	0,076	0,068	0,061	0,052
u_z 95%	5,699	5,693	5,690	5,679

De acordo com as recomendações da NBR-8800 [55], no que se refere aos deslocamentos globais da estrutura, o deslocamento máximo no topo do pilar não deve ultrapassar ao limite de $h/400$. Com base nos dados fornecidos pelas Tabelas 16 e 18, o máximo deslocamento obtido para a análise em questão com um índice de confiabilidade de 95% é de 11,53 cm no topo do pilar para fase transiente e 5,70 cm para a fase permanente. O limite de deslocamento máximo para a estrutura com base na referida norma é de 16,5 cm ($66/400$). Desta forma os deslocamentos máximos não ultrapassam aos limites preconizados pela norma [55].

Barboza [59] em seus estudos analisou o comportamento estrutural dinâmico do edifício investigado na presente dissertação. O modelo estrutural em questão foi submetido as cargas de vento determinísticas. Os modelos de carregamentos do vento apresentados pelo referido autor, são representados por funções senoidais e por funções de pulsos triangulares consecutivos. Em suas conclusões Barboza [59], obteve um deslocamento de 105 cm, quando a frequência de excitação das cargas se igualavam com a frequência fundamental da estrutura, ou seja, ocorria o fenômeno da ressonância.

No presente estudo, o mesmo modelo estrutural, quando submetido ao carregamento não determinístico do vento, através do emprego de um modelo de carregamento que leva em conta componentes harmônicas múltiplas da frequência fundamental do edifício, conduz a deslocamentos máximos na fase transiente na ordem de 11,53 cm. Ou seja, o modelo de carregamento proposto nesta investigação, se aproxima mais do carregamento real oriundo das ações do vento, pois os valores da resposta do sistema (deslocamentos e acelerações) apresentam uma ordem de grandeza em consonância com situações reais de projeto e, ainda, com valores obtidos por outros autores que utilizam estratégia de modelagem semelhante [14], [27].

Dando continuidade ao tratamento estatístico inerente a esta parte do trabalho, na Tabela 19 são apresentados as amplitudes máximas das acelerações, obtidas no topo do edifício, na fase transiente da resposta, para os quatro nós analisados, localizados nos eixos 1A, 1B, 1C e 1D da Figura 31 (página 83).

Observa-se que as acelerações referentes ao nó localizado no eixo 1A, apresenta as menores acelerações aos longo de todas as séries analisadas. Na Figura 61 as acelerações no topo do edifício são apresentados graficamente.

Tabela 19 - Acelerações máximas no topo do edifício: Fase transiente

Acelerações (m/s ²)				
Séries	1A	1B	1C	1D
1 ^a	4,08	4,27	4,32	4,32
2 ^a	4,13	4,33	4,38	4,38
3 ^a	4,12	4,31	4,33	4,37
4 ^a	4,10	4,30	4,34	4,33
5 ^a	4,13	4,33	4,36	4,35
6 ^a	4,08	4,28	4,32	4,30
7 ^a	4,09	4,29	4,34	4,34
8 ^a	4,09	4,28	4,31	4,30
9 ^a	4,12	4,30	4,33	4,32
10 ^a	4,11	4,30	4,34	4,33

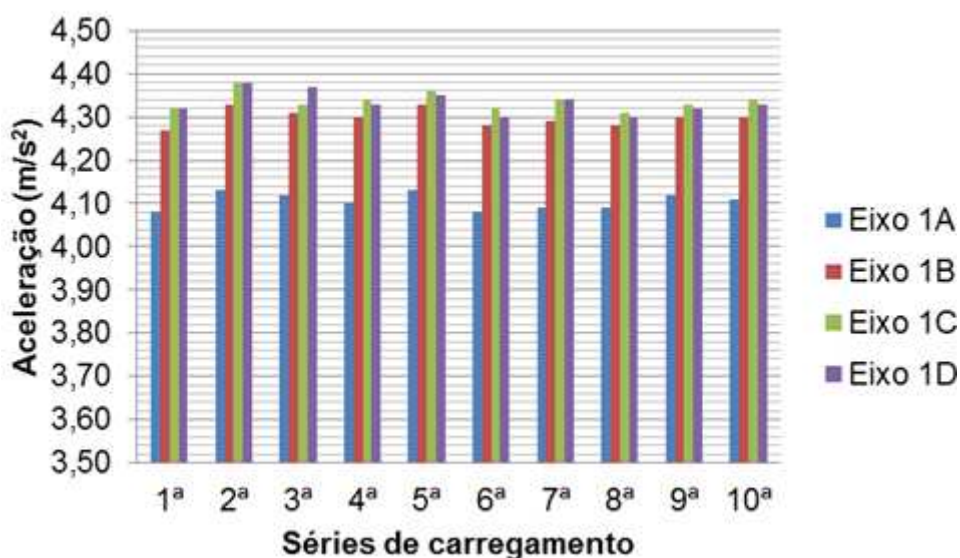


Figura 62 - Acelerações máximas no topo do edifício (Fase transiente)

De acordo com os dados fornecidos pelo gráfico anterior, nota-se claramente que as amplitudes das acelerações dos nós localizados nos eixos 1C e 1D, são maiores do que os demais para todas as séries de carregamentos analisadas. Da mesma forma que os deslocamentos, faz-se necessário determinar o valor característico da resposta das acelerações máximas, na fase transiente da resposta, com um índice de confiabilidade de 95%. Temos que o valor característico da resposta para os quatro nós analisados pode ser dado de acordo com a Tabela 20.

Tabela 20 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos

Valores característicos das acelerações (m/s ²)				
Parâmetros estatísticos	1A	1B	1C	1D
média	4,105	4,299	4,337	4,334
desvio	0,020	0,020	0,021	0,027
a _z 95%	4,137	4,332	4,371	4,378

Na Tabela 21, são apresentados as amplitudes máximas das acelerações, obtidas no topo do edifício, na fase permanente da resposta, para os quatro nós analisados, localizados nos eixos 1A, 1B, 1C e 1D da Figura 31 (página 83).

Tabela 21 – Deslocamentos máximos no topo do edifício: Fase permanente

Acelerações (m/s ²)				
Séries	1A	1B	1C	1D
1 ^a	0,0730	0,0608	0,0548	0,0639
2 ^a	0,0768	0,0737	0,0703	0,0750
3 ^a	0,0688	0,0610	0,0575	0,0633
4 ^a	0,0766	0,0761	0,0762	0,0860
5 ^a	0,0626	0,0571	0,0576	0,0604
6 ^a	0,0686	0,0538	0,0494	0,0519
7 ^a	0,0596	0,0536	0,0551	0,0595
8 ^a	0,1020	0,0930	0,0848	0,0859
9 ^a	0,0722	0,0533	0,0587	0,0621
10 ^a	0,0700	0,0648	0,0646	0,0665

Observa-se que a máxima aceleração obtida para todas as séries de carregamentos ocorreu no nó localizado no eixo 1A, na 8ª série de carregamento. As maiores amplitudes de acelerações ocorreram para os quatro nós analisados, ocorreram também para a 8ª série de carregamento, como pode ser devidamente constatado na Tabela 21. Na Figura 63 as acelerações no topo do edifício são apresentados graficamente.

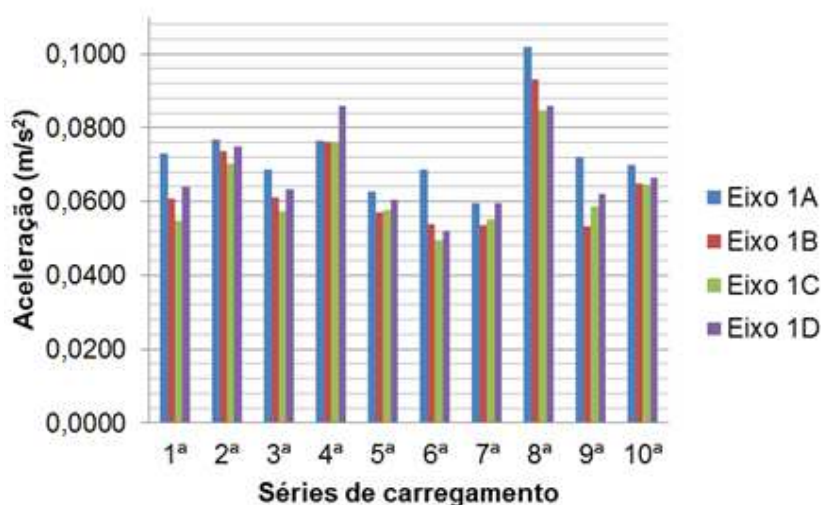


Figura 63 - Acelerações máximos no topo do edifício (Fase permanente)

Do gráfico anterior, nota-se que na 8ª série de carregamento ocorreram as maiores acelerações, com uma aceleração máxima de $0,102 \text{ m/s}^2$.

Do mesmo modo como anteriormente, para a resposta da fase transiente, faz-se necessário determinar o valor característico da resposta dos deslocamentos máximos na fase permanente, com um índice de confiabilidade de 95%. Aplicando-se a formulação apresentada pela Equação (62), temos que o valor característico da resposta para os quatro nós analisados é apresentado na Tabela 22.

Tabela 22 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos

Valores característicos das acelerações (m/s^2)				
Parâmetros estatísticos	1A	1B	1C	1D
média	0,073	0,065	0,063	0,067
desvio	0,012	0,013	0,011	0,011
a_z 95%	0,092	0,086	0,081	0,086

7.3 Avaliação do conforto humano

Na presente investigação buscou-se avaliar os níveis de conforto humano, no que se refere a 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 [3], e o segundo critério é o proposto por Hirsch & Bachmann [58]

Avaliação do conforto humano segundo NBR-6123 [3]

De acordo com a NBR-6123 [3], 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 Equação (63):

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (63)$$

Onde:

f_j - frequência correspondente ao modo j

u_j - amplitude do deslocamento na cota “z”

Segundo a NBR-6123 [3], a amplitude máxima não deve exceder $0,1 \text{ m/s}^2$. 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 [3].

Avaliação do conforto humano segundo Hirsch & Bachmann (CEB) [58]

Estudos realizados por Hirsch & Bachmann (CEB) [58], estabelecem níveis de tolerância aos efeitos das vibrações em edifícios submetidos as cargas do vento. Esses limites são dados pelas acelerações apresentadas na Tabela 23 e são determinados em função da amplitude máxima dos deslocamentos no edifício e das frequências do modelo estrutural, como pode ser visto pela Figura 64.

Tabela 23 – Valores limites de acelerações para percepção humana [58]

Percepção	Acelerações Limites
Imperceptível	$a < 0,005 \text{ g}$
Perceptível	$0,005 \text{ g} < a < 0,015 \text{ g}$
Incômodo	$0,015 \text{ g} < a < 0,05 \text{ g}$
Muito Incômodo	$0,05 \text{ g} < a < 0,15 \text{ g}$
Intolerável	$a > 0,15 \text{ g}$

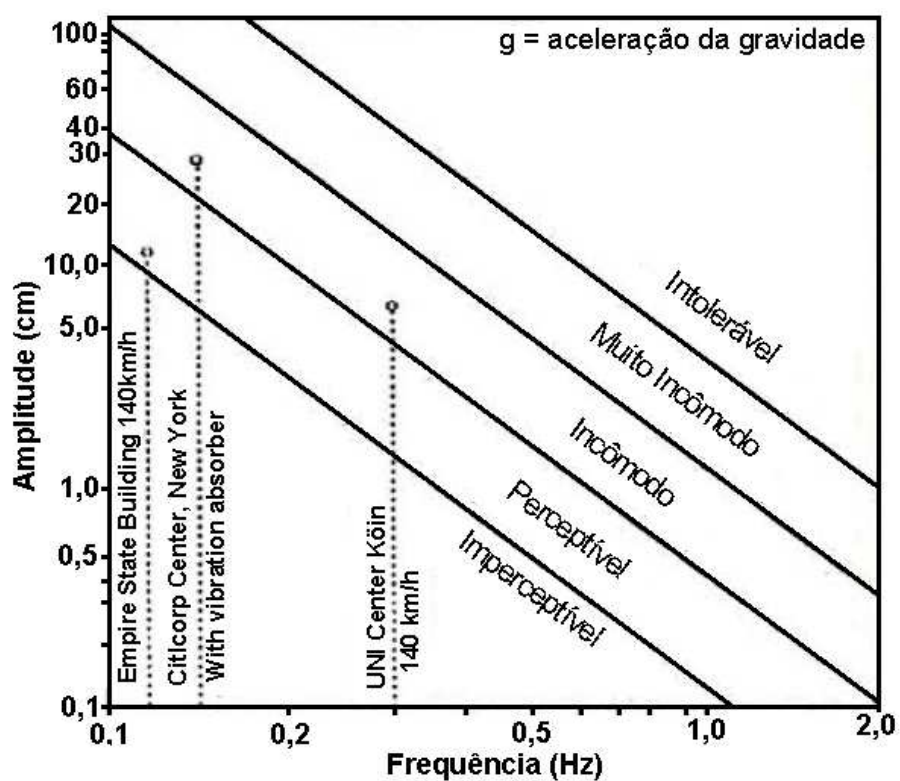
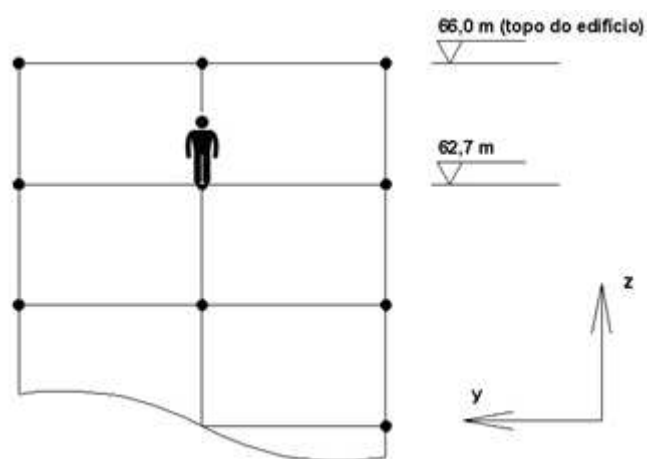


Figura 64 – Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios [58]

Figura 65 – Cota de avaliação dos níveis de conforto humano em $z = 62,7\text{m}$

Avalia-se os níveis de conforto humano para o pavimento referente a cota de $z = 62,7$ m, como ilustrado na Figura 65. Para tal, são apresentadas nas Figuras 66 a 77 as acelerações máximas obtidas na direção z do modelo estrutural, para a cota de interesse ($z = 62,7$ m), nos eixos 1A, 1B, 1C e 1D. As acelerações são avaliadas na fase permanente da resposta.

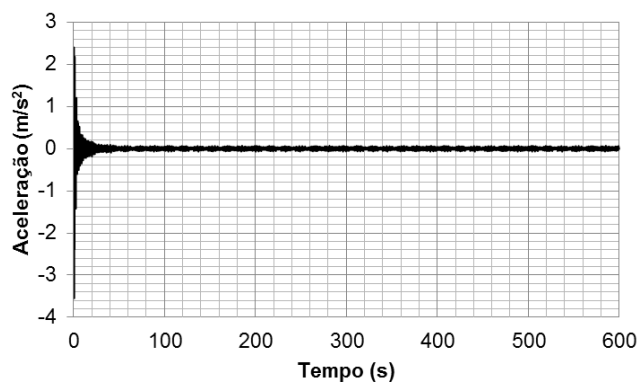


Figura 66 – Histórico das acelerações – Eixo 1A

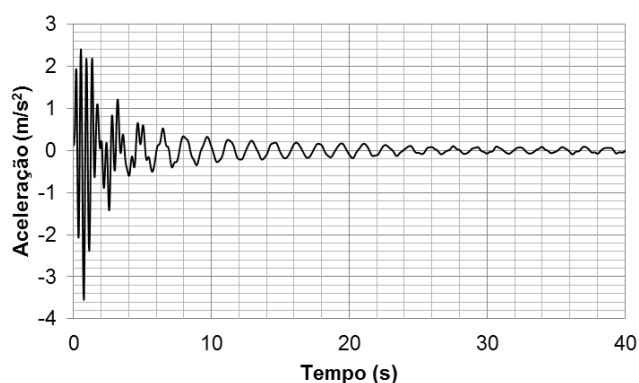


Figura 67 – Histórico das acelerações fase transiente – Eixo 1A

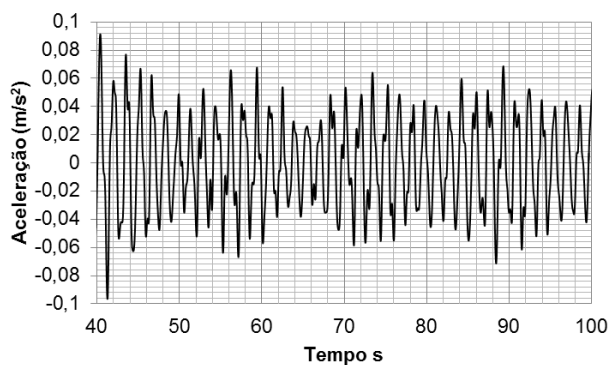


Figura 68 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1A

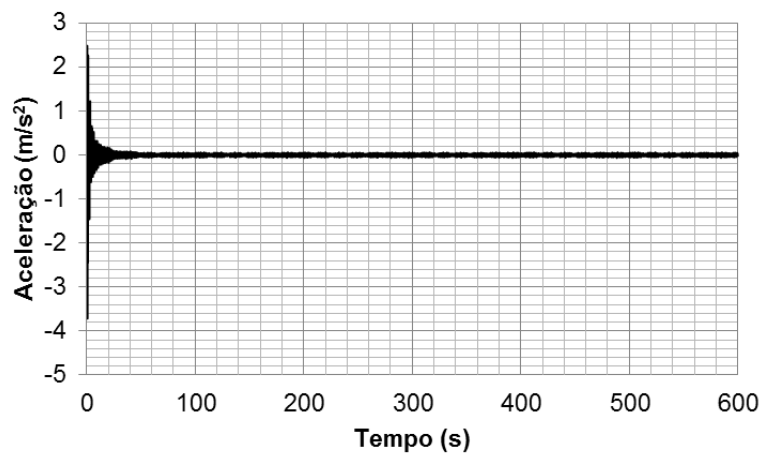


Figura 69 – Histórico das acelerações – Eixo 1B

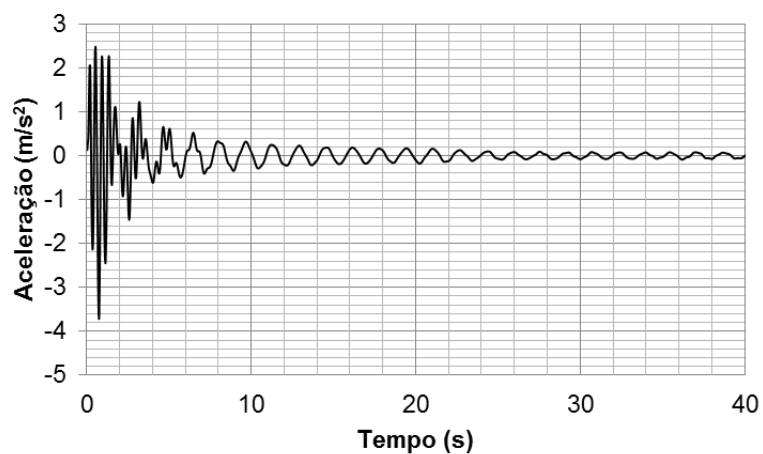


Figura 70 – Histórico das acelerações na fase transiente – Eixo 1B

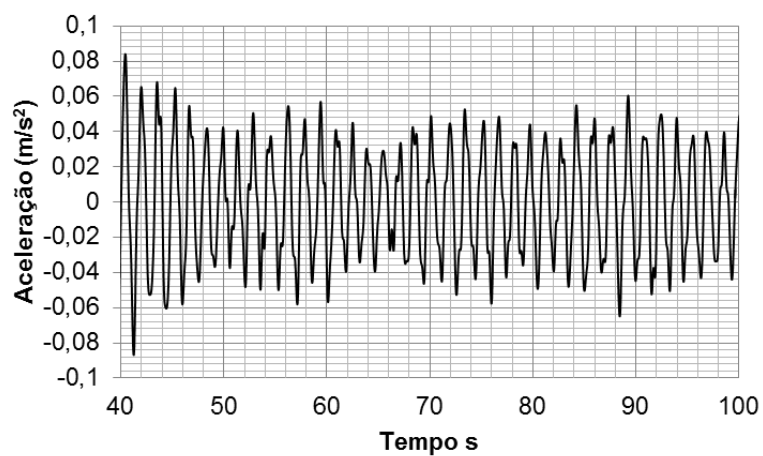


Figura 71 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1B

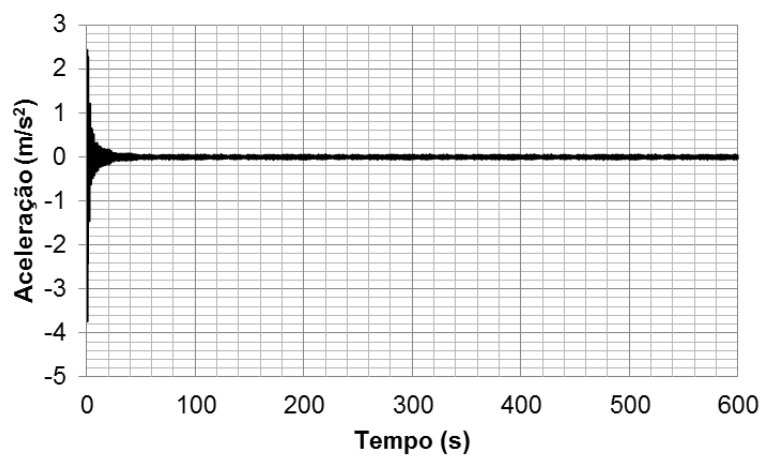


Figura 72 – Histórico das acelerações – Eixo 1C

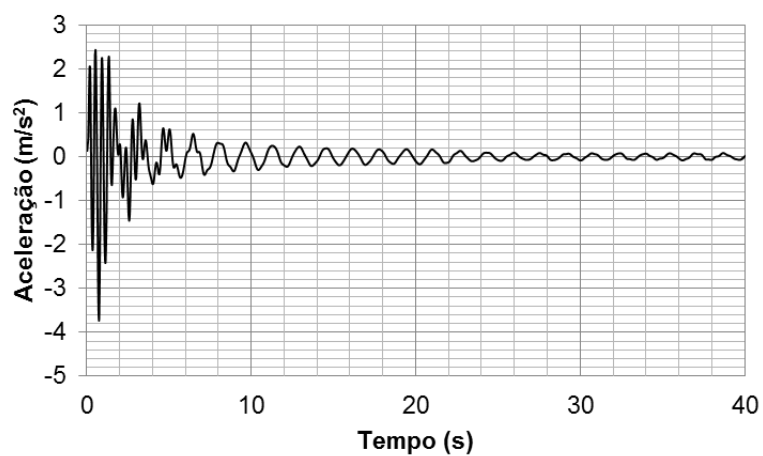


Figura 73 – Histórico das acelerações na fase transiente – Eixo 1C

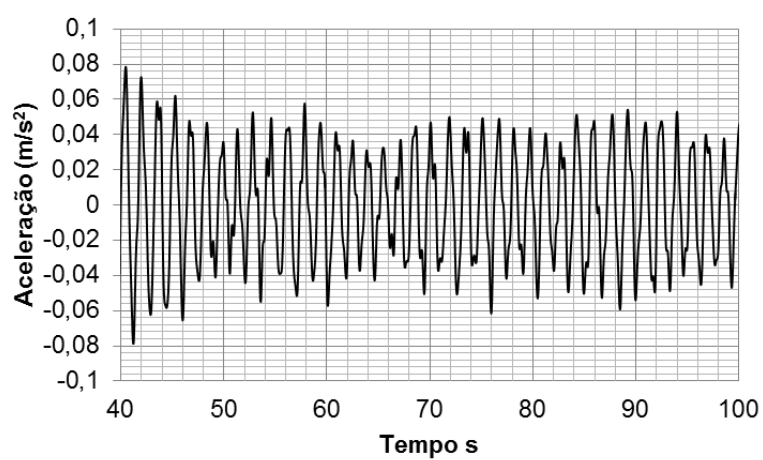


Figura 74 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1C

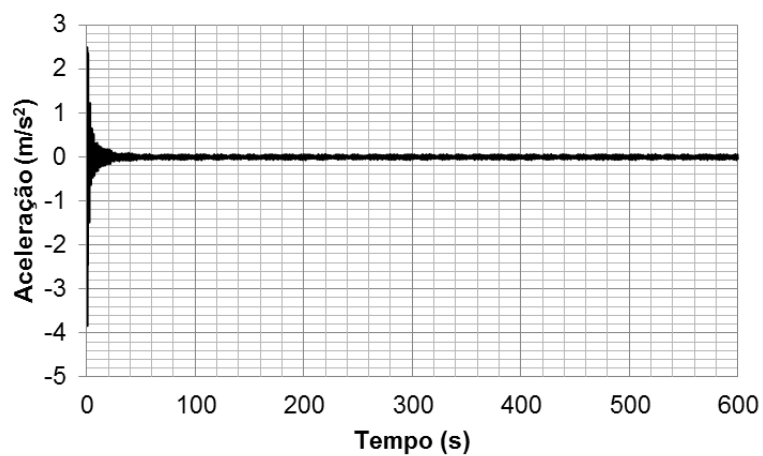


Figura 75 – Histórico das acelerações – Eixo 1D

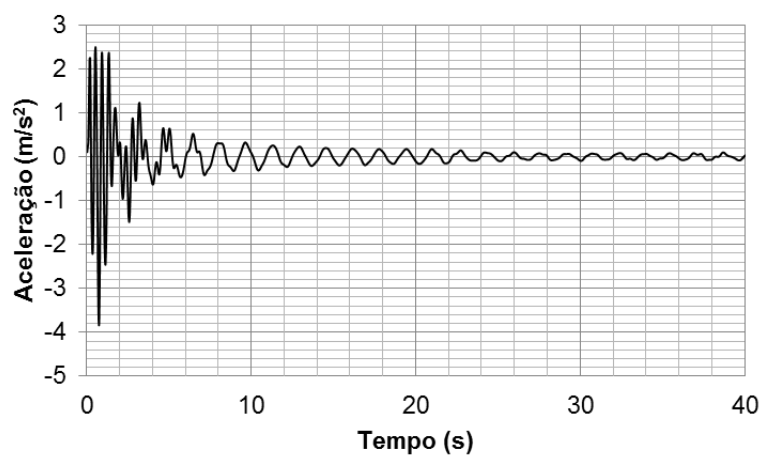


Figura 76 – Histórico das acelerações na fase transiente – Eixo 1D

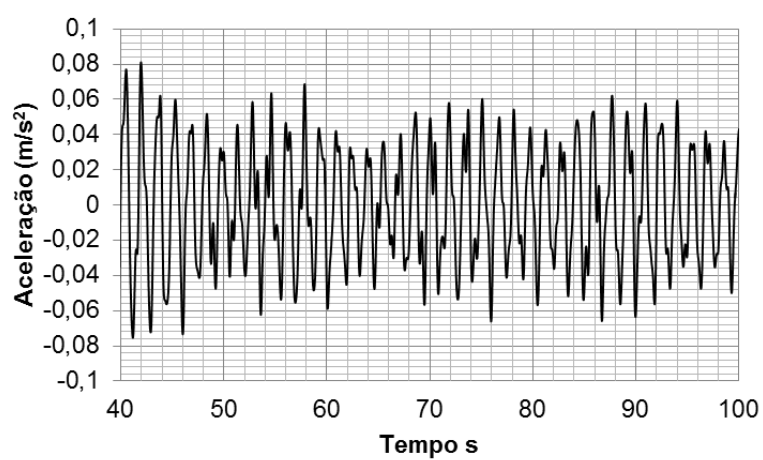


Figura 77 – Histórico das acelerações na fase permanente – Eixo 1D

Na Figura 78, faz-se um resumo com as máximas acelerações obtidas na fase permanente da resposta, para os quatro nós localizados nos eixos indicados, para a cota de interesse da avaliação ($z = 62,7$ m).

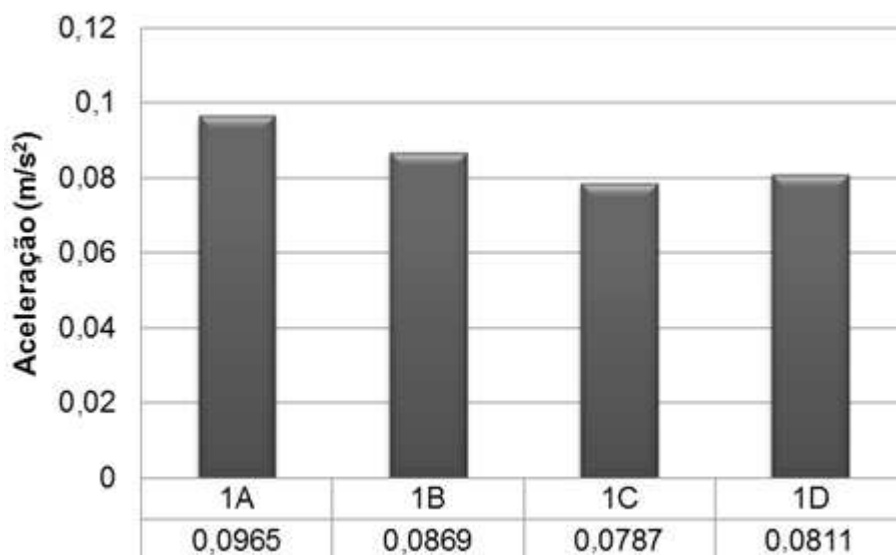


Figura 78 – Histórico das acelerações na fase permanente

Comparando esses valores com os limites preconizados pela NBR-6123 [3], os mesmos não excedem a amplitude máxima de $0,1 \text{ m/s}^2$. Porém problemas de vibrações induzidas pela ação do vento poderão vir a causar desconforto, no que tange aos estados limites de utilização deste edifício, uma vez que, embora o valor encontrado esteja abaixo do limite preconizado pela norma, este está bem próximo do referido limite.

Fazendo-se a comparação desses valores com os limites estabelecidos por Hirsch & Bachmann [58], os mesmos se enquadram dentro do segundo nível de percepção da Tabela 23, classificado como “perceptível”.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Generalidades

Este trabalho objetivou investigar o comportamento dinâmico não determinístico de edifícios mistos (aço-concreto), quando submetidos à ação do vento. Buscou-se na literatura metodologias aprimoradas para o desenvolvimento das séries de carregamentos da ação do vento, que levassem em conta o seu caráter aleatório. O desenvolvimento do modelo numérico computacional, discretizado via método dos elementos finitos, foi feito com a utilização do programa computacional Ansys [46]. De forma a elevar o grau de rigidez do modelo estrutural investigado, foram modelados, os painéis de alvenaria, representados por diagonais equivalentes, no perímetro externo do modelo estrutural. A análise estática não linear, considerou como modelo de carregamento do vento, o modelo simplificado apresentado pela norma brasileira NBR-6123 [3]. Para a execução da análise dinâmica não linear e não determinística, foram consideradas dez séries de carregamentos estabelecidas com base nos espectros de potência do vento.

8.2 Principais conclusões

a) Modelagem da ação aleatória do vento

O modelo de carregamento adotado nesta análise, para a avaliação do comportamento dinâmico do edifício, leva em conta o caráter não determinístico do vento. Conclui-se que este modelo de carregamento é o que melhor representa o comportamento complexo das ações do vento, pois este leva em conta o efeito das flutuações do vento, ou seja, através dos espectros de potência do vento é possível estabelecer a parcela flutuante da velocidade do vento, e conseqüentemente estabelecer os históricos de carregamentos.

b) Análise Modal

Da análise de vibração livre verificou-se que o modelo estrutural possui frequências muito baixas, com frequência fundamental na ordem de 0,63 Hz . Esse

fato faz-se pertinente, pois se trata de um edifício relativamente esbelto. Concluiu-se que, a consideração dos painéis de alvenaria aumentou as frequências da estrutura, pois estes contribuem para um aumento na rigidez da estrutura.

Observou-se que os quatro primeiros modos de vibração da estrutura apresentou, predominantemente modos de flexão em torno do eixos globais do modelo estrutural. A análise modal é de fundamental importância para investigação proposta neste trabalho, pois a escolha da faixa de frequência no espectro de potencia de Kaimal [50], deve absorver as principais frequências da estrutura. Na presente análise, as quatro primeiras frequências naturais da estrutura estão na faixa de frequências escolhida, dentro do espectro adotado, que variou de 0,01 Hz a 3,01 Hz. As demais frequências estão relacionadas a modos de flexão de placas, e estes não são de interesse para o comportamento do edifício submetido as cargas de vento.

c) Deslocamentos translacionais horizontais máximos médios

Ambas as análises realizadas nesta investigação, buscou determinar os máximos deslocamentos obtidos na estrutura. A análise estática, considerou o modelo de carregamento do vento simplificado da norma NBR-6123 [3]. O máximo deslocamento obtido no topo do pilar foi de 7,23 cm, no eixo 1C da Figura 31. Para esta análise o valor do deslocamento máximo não ultrapassou ao limite estabelecido pela norma NBR-8800 [55], que limita o máximo deslocamento, em edificações com dois ou mais pavimentos em $h/400$, em que h representa a altura da edificação. O limite de deformação para o modelo analisado é de 16,5 cm ($6600 \text{ cm} / 400$).

A análise dinâmica não determinística, considerou o carregamento randômico das ações do vento. O modelo de carregamento adotado foi estabelecido com base nas funções de densidade espectral. O espectro de potência adotado foi o de Kaimal [50], pois este ao contrario dos demais considera a cota “z” em relação ao nível do terreno, para a determinação da função de densidade espectral. Os deslocamentos obtidos nesta análise foram extraídos da resposta de uma extensa análise numérica, com o uso do programa computacional Ansys [46], onde foram geradas dez séries de carregamentos do vento. Foram obtidos os máximos deslocamentos no topo da estrutura, na direção z global do modelo, para as dez séries geradas. Os históricos dos deslocamentos foram apresentados no domínio do tempo, observou-se um

comportamento aleatório dos deslocamentos entre as séries analisadas, na fase permanente da resposta, o que mostra uma boa coerência do modelo de carregamento proposto.

Como forma de validar o modelo de carregamento do vento, os históricos dos deslocamentos são avaliados no domínio da frequência, para tal recorre-se a metodologia das transformadas rápidas de Fourier (FFT). Pode-se observar que os principais picos de frequência, nos gráficos que correlaciona as densidades espectrais com as frequências, se dão em uma faixa de frequência bem próxima da frequência fundamental da estrutura, o que comprova que o modelo de carregamento proposto é válido, ou seja, as maiores transferências de energia se dão em frequências bem próximas da frequência fundamental da estrutura, o que era de se esperar para esta análise.

Os máximos deslocamentos obtidos no topo da estrutura são inseridos em uma análise estatística, onde se estabelece o valor característico da resposta para um índice de confiança de 95%. Após esta análise conclui-se que este valor é igual a 11,53 cm, para a fase transiente e 5,7 cm para a fase permanente da resposta. Comparando este valor com o limite estabelecido pela NBR-8800 [55], o mesmo encontra-se abaixo do valor limite. Conclui-se que tanto para análise estática como para análise dinâmica, os deslocamentos no topo do edifício não ultrapassam o limite preconizado pela norma [55].

O modelo de carregamento do vento proposto nesta análise representa bem o comportamento real do vento. Pois a resposta do modelo estrutural proposto, no que se diz respeito aos deslocamentos e acelerações, quando avaliados no domínio da frequência, apresentam picos de frequência na frequência fundamental da estrutura. Barboza [59], em seus estudos desenvolveu modelos de carregamentos dinâmicos do vento determinísticos, representados por funções senoidais e funções de pulsos triangulares consecutivos, os deslocamentos obtidos pelo referido autor na ressonância conduzem a deslocamentos na ordem 1,05 m.

Esta comparação evidencia a confiabilidade da adoção do modelo de carregamento não determinístico, apresentado nesta investigação, pois o mesmo leva em conta não só um harmônico, mas 48 harmônicos, inclusive o ressonante, na geração da parcela flutuante do vento. Nesta investigação os máximos deslocamentos obtidos na fase transiente da resposta conduzem a deslocamentos na ordem de 11,53 cm, como já dito anteriormente.

d) Análise das acelerações máximas médias (conforto humano)

Buscou-se avaliar os níveis de conforto humano, no pavimento localizado na cota $z = 62,7$ m do modelo estrutural proposto, quando este é submetido as cargas induzidas pelo vento. Para tal avaliou-se os níveis das acelerações na cota de interesse, para os quatro nós localizados nos eixos 1A, 1B, 1C e 1D da Figura 31. As acelerações foram obtidas na direção z do modelo, e comparadas com as acelerações limites preconizadas pelas normas de projeto.

Constatou-se que a máxima aceleração obtida foi igual a $0,1 \text{ m/s}^2$. De acordo com a norma NBR-6123 [3], a amplitude máxima da aceleração não deve ultrapassar o valor de $0,1 \text{ m/s}^2$. Desta forma a aceleração obtida está no limite da referida norma, o que pode vir a gerar problemas de desconforto quanto a utilização deste edifício, no pavimento referente a cota $z = 62,7$ m.

Quando o valor da aceleração é comparado com os limites de acelerações estabelecidos por Hirsch & Bachmann [58], o mesmo se enquadra dentro de um limite que torna os efeitos das vibrações perceptíveis aos usuários.

8.3 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Proceder a uma investigação, com o uso do modelo de carregamento não determinístico, proposto nesta análise, com a geração de um número maior de séries de carregamentos, de forma a aumentar a confiabilidade dos parâmetros estatísticos determinados.
- b) Investigar o efeito das ligações estruturais (ligações viga coluna), sobre o comportamento estrutural da edificação.
- c) Considerar a não linearidade física do sistema misto (aço-concreto).
- d) Proceder a uma avaliação do modelo estrutural, no que se diz respeito aos estados limites últimos. Comparar os esforços obtidos de uma análise estática e dinâmica, e avaliar o quão é importante a consideração dos efeitos dinâmicos no dimensionamento estrutural.

REFERÊNCIAS

- [1] DAVENPORT, A.G., “Buffeting of Structures by Gusts”, Symposium N.16, Wind Effects on Buildings and Structures, Teddington/ England, v.01, Paper 09, 357-391, 1963
- [2] BLESSMANN, J., Do Problema do Vento em Edifícios. 1º ed. Editora da Universidade/UFRGS. Porto Alegre. 1964. 215p.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR:6123. Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 80p, 1988.
- [4] BLESSMANN, J., Aerodinâmica das construções. 2º ed., Porto Alegre: Editora Sagra.1990. 263p.
- [5] MENDONÇA, P. V. P. Efeitos Dinâmicos nas Estruturas Devido á Turbulência Atmosférica. 1991. 78p. Dissertação Mestrado em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- [6] CHAKER, A. A., Cherifati, A., Influence of Masonry Infill Panels on theVibration and Stiffness Characteristics of R/C Frame Buildings,Earthquake Engng. Struct. Dyn.,Vol.28, pp 1061-1065, 1999.
- [7] CARRIL JUNIOR, C.F.(2000) – Análise numérica e experimental do efeito dinâmico do vento em torres metálicas treliçadas para telecomunicações . Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo.
- [8] ASSIS, V.M; Análise de edifícios de andares múltiplos com estrutura metálica. 2001.Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Minas Gerais – Brasil

- [9] MOREIRA, T. do V. (2002). Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas. Tese Doutorado em Ciências em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.
- [10] PINTO, et al. (2002). Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n. 19, p. 171-206, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC São Paulo, Brasil.
- [11] BARROS, R. C. (2002). Dimensionamento estrutural de mastros metálicos.. Revista Internacional de Métodos Numéricos para Cálculo y Diseño de Ingeniería . Vol. 18, 3, 351-365.
- [12] NASCIMENTO NETO, et al. (2002). Análise tridimensional de edifícios em alvenaria estrutural submetidos à ação do vento. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n.19, p.81-100, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC São Paulo, Brasil.
- [13] MERCE, et al (2003). Análise Dinâmica de Torres Metálicas Autoportantes sob a Ação do Vento. Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE).Anais
- [14] LAZANHA, E. C.(2003), Análise Dinâmicos Elastoplástica de Estruturas Metálicas sob Excitação Aleatória do Vento. 142pg. Dissertação de Mestrado em Engenharia de estruturas e Fundações - Escola Politécnica. Universidade de São Paulo, São Paulo.
- [15] SANTOS, E. F.(2003). Atenuadores Visco-elásticos para Redução de Oscilações Aeroelásticas de Edifícios Altos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Riode Janeiro, COPPE.
- [16] SOUZA, R. A.(2003). Controle Passivo/Ativo das Oscilações de Estruturas Esbeltas por meio de Dispositivos Fluido-Dinâmicos.Tese de Doutorado. Universidade Federal do Riode Janeiro, COPPE.

- [17] WORDELL, F. (2003) Avaliação da Estabilidade Global de Edifícios Altos. Trabalho (Mestrado – Profissional em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [18] MIGUEL, L. F. F. (2003). Estudo teórico e experimental de um edifício alto submetido à ação dinâmica do vento. Dissertação de Mestrado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [19] DIAS, A. C. D. (2003). Importância dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de um edifício à ação do vento. Dissertação de Mestrado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [20] CARPEGGIANI, E. A. (2004). Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento. Dissertação de Mestrado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [21] DE BORTOLI, M. E. (2005) – Efeito do Entorno Urbano Sobre as Ações do Vento em Edifícios. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [22] LIN, N. et al., Characteristics of Wind Forces Acting on Tall building. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. 93, (2005), 217-242p.
- [23] REQUENA, et al. (2005). Análise e automação das ações dinâmicas de ventos em torres metálicas. XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE Guarapari, Espírito Santo, Brasil.
- [24] TREIN, C. A. (2005) – Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à Ação do Vento . Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [25] RIPPEL, L. I. (2005). Estudo em túnel de vento do arrasto aerodinâmico sobre torres treliçadas de linhas de transmissão. Dissertação de Mestrado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

- [26] CAMPOÓ, et al. (2005). Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural. Revista Minerva - Pesquisa e Tecnologia . Minerva, 2(2): 173-184
- [27] CHÁVES, C. A.(2006) – Análise Estrutural de Edifício Alto Submetido às Pressões Flutuantes Induzidas Pela Ação do Vento . Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, UFMG, Belo Horizonte.
- [28] CZARNOBAY, A. S. (2006). Estudo em túnel de vento dos efeitos de atenuadores dinâmicos sintonizados em modelos de edifícios altos. Dissertação de Mestrado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [29] MENDIS, et al (2007). Wind Loading on Tall Buildings. Eletronic journal of structural Engineering. EJSE Special Issue: Loading on Structures
- [30] HOLMES, J. D. (2007). Wind Loading of Structures. Second Edition . Ed. Taylor and Francis Group. p. 433
- [31] ANDRADE JUNIOR, et al. (2007). Ação do vento em silos cilíndricos de baixa relação altura/diâmetro. . Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.9, n.41, p.129-155, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC São Paulo, Brasil.
- [32] MARTINS, et al. (2007). Análise de edifícios altos em teoria de segunda ordem, considerando a rigidez transversal das lajes. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.9,n.38,p.83-106, Escola de Engenharia de São Carlos, EESC São Paulo, Brasil.
- [33] WAHRHAFTIG, A.M.(2008) – Uma avaliação experimental e numérica do efeito da rigidez geométrica na resposta dinâmica de estruturas esbeltas sujeitas à excitação de vento. Tese de Doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, USP, São Paulo.

- [34] OLIVEIRA, D.M. (2008). Estudo comparativo dos parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado e de aço. Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE). Anais
- [35] GOULART, M. S. S.(2008). Contribuição da rigidez à flexão das lajes para a estabilidade global de edifícios. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- [36] VIANA, A.C.P. (2009) De Araujo, T.D. Análise Dinâmica Bidimensional de Edifício Submetido a rajadas de Vento. Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, Campus de Pici, Bl. 710, 60455-760, Fortaleza, Ceará, Brasil.
- [37] OLIVEIRA, M. G. K. (2009). Desenvolvimento de uma balança dinâmica de três graus de liberdade para estudo dos efeitos de flexo-torção em edifícios altos submetidos à ação do vento. Tese de Doutorado– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- [38] KWOK, et al (2009). Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 97, No. 7-8, pp. 368-380
- [39] BORGES, A.C.L. *et al.* Análise do comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos. Anais do 51º Congresso Brasileiro do concreto CBC2009
- [40] ARAÚJO, J . M. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. Escola de Engenharia - FURG - Rio Grande, RS . Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.15, p.41-53, Abril, 2010.
- [41] TANAKA, E. S. A. S, Influência da alvenaria dotada de aberturas na rigidez global de um edifício. Campinas, Brasil: Faculdade de Engenharia Civil – UNICAMP, 2011.Dissertação (Mestrado) Universidade Estadual de Campinas, 2011. 90p.

- [42] GRUHN, et al (2011). Critérios de avaliação do conforto humano em edifícios submetidos à ação dinâmica do vento. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 11(1) 99
- [43] ELLWANGER, R. J. (2012). Um limite variável para o parâmetro de instabilidade de estruturas de contraventamento formadas por associações de pórticos com paredes ou núcleos. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais. Volume 5, Number 1 (February, 2012) p. 104-136 • ISSN 1983-4195
- [44] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR:6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento, 221p, 2003.
- [45] CANADIAN STRUCTURAL DESIGN MANUAL. Supplement nº 4 to the National Building Code of Canada, Associate Committee on the National Building Code and National Research Council of Canada, Ottawa, 1985
- [46] ANSYS, Inc. *Theory Reference* (version 12.1), 2009
- [47] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 634p, 1993.
- [48] BACHMANN, H., Vibration problems in structures: practical guidelines. Birkhäuser. Berlin, 1995.
- [49] MURRAY, T. M., Design to prevent floor vibrations. Engineering Journal, Vol. ANN12, , American Institute of Steel Construction, 1975.
- [50] BLESSMANN, J, O Vento na engenharia estrutural, 1 ed.Porto Alegre, Editora da Universidade/UFRGS, 1995.
- [51] OLIVEIRA, M, I, R. (2006). Análise estrutural de torres de transmissão de energia submetidas aos efeitos dinâmicos induzidos pelo vento. Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. PGECIV, Universidade do Estado do Rio de Janeiro. 150p.

- [52] PFEIL, M, S, (1993) Comportamento aeroelástico de pontes estaiadas, Tese de Doutorado, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [53] SIMU, E., SCANLAN, R.H., Wind effects on structures, 3ª Edição, New York, John Wiley e Sons, Inc., 1996
- [54] M. SHINOZUKA e C. M. JAM, “Digital simulation of random process and its applications”, Journal of Sound and Vibration, 25(1), 111-118, 1972.
- [55] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR:8800. Projeto de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 247p.
- [56] FRANCO, M. Direct along-wind dynamics analysis of tall structures. Boletim Técnico da Escola Politécnica – Universidade de São Paulo. São Paulo – Brasil. EPUSP, 1993. 22p
- [57] NEWLAND, D. E. . Mechanical vibration analysis and computation. Singapore – Longman Singapore Publishers, 1989. 583p
- [58] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON (CEB). Vibration problems in structures: bulletin d'information. N° 209. 1991.
- [59] BARBOZA, R. R. Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos submetidos à ação do vento. 2012. 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.