



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

Vinícius Calazans Moraes


**Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento**

Rio de Janeiro

2014

Vinícius Calazans Moraes

**Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto)  
submetidos à ação de cargas de 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

Coorientador: Prof. Dr. Sebastião Arthur Lopes de Andrade

Rio de Janeiro

2014

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

M828 Morais, Vinícius Calazans.  
Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento / Vinícius Calazans Morais. - 2014.  
166f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.  
Coorientador: Sebastião Arthur Lopes de Andrade.  
Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas mistas de aço e concreto - Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.016

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

---

Assinatura

---

Data

Vinícius Calazans Morais

**Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto)  
submetidos à ação de cargas de 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: 26 de fevereiro de 2014.

Banca Examinadora:

---

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

---

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

---

Prof. Dr. Wendell Diniz Varela  
Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ

---

Prof. Dr. Elvis Dinati Chantre Lopes  
Faculdade de Engenharia - UERJ

Rio de Janeiro

2014

## DEDICATÓRIA

À Jesus Cristo, por me conceder mais esta grande conquista. Aos meus pais, Vania e Geraldo (in memoriam), que tiveram participação fundamental na formação de meu caráter e cumpriram um papel importante de incentivo, não deixando que jamais desanimasse de meus próprios sonhos; e à minha irmã Camila, para que tenha fé e determinação em seus sonhos também.

## **AGRADECIMENTOS**

À Deus, em primeiro lugar, por mais esta grande conquista que Ele me proporcionou.

À minha família pelo apoio incondicional me proporcionando sempre tranquilidade para que eu pudesse insistir no meu ideal.

Ao meu orientador, professor José Guilherme Santos da Silva, pela amizade, paciência, e conhecimentos transmitidos durante os anos de pesquisas.

Ao meu coorientador, professor Sebastião Arthur Lopes de Andrade, pela amizade e contribuição no desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (PGECIV - UERJ), pelos conhecimentos transmitidos e pela atenção dispensada.

À Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), porque sem ela não poderia ter realizado este sonho de conquista.

Aos meus colegas e à todos aqueles que de alguma forma, com orações e pensamentos positivos, também contribuíram para o êxito deste trabalho.

À CAPES pelo apoio financeiro.

No que diz respeito ao empenho, ao compromisso, ao esforço, à dedicação, não existe meio termo. Ou você faz uma coisa bem feita ou não faz.

*Ayrton Senna*

## RESUMO

MORAIS, Vinícius Calazans. *Análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento*. 2014. 166f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Avanços tecnológicos no ramo das ciências dos materiais e de processos construtivos, combinado a um cenário econômico favorável, têm levado a um crescimento substancial na construção de edifícios de múltiplos andares pelo mundo. Estes edifícios têm sido construídos com estruturas cada vez mais arrojadas e com elevados níveis de esbeltez, tornando-se verdadeiras obras de arte. Todavia, a compatibilidade dos requisitos arquitetônicos com as condições necessárias de estabilidade de tais estruturas é fundamental, e requer dos engenheiros civis um conhecimento teórico substancial desde a concepção do projeto estrutural até o processo construtivo propriamente dito. Assim sendo, o objetivo desta dissertação de mestrado é o de investigar o comportamento estrutural de um edifício de 20 pavimentos misto (aço-concreto) submetido às ações de cargas de vento não determinísticas. No núcleo interno da edificação três tipos de contraventamentos são empregados e analisados. De forma semelhante, no desenvolvimento do modelo computacional são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa Ansys. Assim, a resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural, em termos dos valores máximos médios dos deslocamentos e das acelerações, é obtida e comparada com os valores limites propostos por normas e recomendações de projeto.

Palavras-chave: Edifícios esbeltos; Análise não linear; Comportamento estrutural.



## ABSTRACT

MORAIS, Vinícius Calazans. *Dynamic analysis of (steel-concrete) composite buildings submitted to the non-deterministic wind action*. 2014. 166f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

Technological advances of material sciences and construction processes, combined with a favorable economic scenario, have brought a substantial growth into the construction of multi-storey buildings around the world. These buildings have been constructed with increasingly daring structures and with greater slenderness, and have become true works of art. However, the compatibility between the requirements of architecture and the necessary conditions for stability is essential and it requires a substantial amount of theoretical knowledge from the civil engineers related to structural design and construction processes. Therefore, this research work aims to investigate the structural behaviour of a 20 story (*steel-concrete*) composite building, when submitted to the non-deterministic wind dynamic actions. In the building's interior core three types of bracings are presented and analysed. Similarly, in the development of the computational model, usual mesh refinement techniques are presented in finite element method simulations, and implemented in the Ansys program. The investigated structural model non-deterministic dynamic response, in terms of displacements and peak accelerations, is obtained and then compared to the limiting values proposed by several authors and design standards.

Keywords: Slender steel-concrete composite buildings; Non-linear analysis; Structural behavior.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – International Commerce Centre em Hong Kong, na China. Altura: 484 metros [6].	23
Figura 2 – Swiss Re Building em Londres, na Inglaterra. Altura: 180 metros [7].	23
Figura 3 – Jin Mao Building em Shanghai, na China. Altura: 421 metros [7].	24
Figura 4 – Burj Khalifa em Dubai, nos Emirados Árabes. Altura: 828 metros [8].	24
Figura 5 – Taipei 101 em Taipei, no Taiwan. Altura: 508 metros [9].	24
Figura 6 – Makkah Royal Clock Tower Hotel em Mecca, na Arábia Saudita. Altura: 601 metros [10].	24
Figura 7 – Empire State Building em Nova Iorque, nos EUA. Altura: 443 metros [11].	25
Figura 8 – Al Hamra Tower em Kuwait City, no Kuwait. Altura: 412 metros [12].	25
Figura 9 – Avanço na verticalização das edificações ao longo do tempo [13].	25
Figura 10 – Fase construtiva do edifício The One [69].	36
Figura 11 – Edifício The One [69].	36
Figura 12 – Esquema para modelo dinâmico discreto [46].	42
Figura 13 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo [71].	45
Figura 14 – Isopletas da velocidade básica (m/s) [46].	46
Figura 15 – Perfil da velocidade média ao longo da altura [72].	49
Figura 16 – Distribuição de probabilidade Normal ou de Gauss [74].	53
Figura 17 – Amostra de séries temporais [71].	54
Figura 18 – Função de autocorrelação [71].	56
Figura 19 – Espectros de potência de Kaimal, Kármán, Harris e Davenport [76].	60
Figura 20 – Detalhe dos nós nas cotas analisadas.	66
Figura 21 – Histórico da velocidade no tempo na cota $z = 3,3$ m.	67
Figura 22 – Histórico da velocidade no tempo na cota $z = 33$ m.	67
Figura 23 – Histórico da velocidade no tempo na cota $z = 66$ m.	68
Figura 24 – Esquema de aplicação das cargas do vento na estrutura.	69
Figura 25 – Histórico da carga no tempo na cota $z = 3,3$ m.	70
Figura 26 – Histórico da carga no tempo na cota $z = 33$ m.	70
Figura 27 – Histórico da carga no tempo na cota $z = 66$ m.	71
Figura 28 – Densidade espectral das cargas de vento na cota $z=3,3$ m.	72

Figura 29 – Densidade espectral das cargas de vento na cota $z=33$ m.....	72
Figura 30 – Densidade espectral das cargas de vento na cota $z=66$ m.....	73
Figura 31 – Planta do 1º ao 10º pavimento. As medidas estão em metros.....	76
Figura 32 – Planta do 11º ao 20º pavimento. As medidas estão em metros.....	77
Figura 33 – Materiais empregados. As medidas estão em metros.....	78
Figura 34 – Modelo tridimensional do edifício com núcleo contraventado em V.....	81
Figura 35 – Detalhe das barras diagonais em V.....	82
Figura 36 – Modelo tridimensional do edifício com núcleo contraventado em $\Lambda$ .....	83
Figura 37 – Detalhe das barras diagonais em $\Lambda$ .....	84
Figura 38 – Modelo tridimensional do edifício com núcleo contraventado em XX.....	85
Figura 39 – Detalhe das barras diagonais em duplo X.....	86
Figura 40 – Elementos finitos adotados [70]. .....	88
Figura 41 – Modelo numérico-computacional sem contraventamentos. ....	89
Figura 42 – Modelo numérico-computacional com contraventamentos em V e $\Lambda$ .....	90
Figura 43 – Modelo numérico-computacional com contraventamento XX. ....	91
Figura 44 – Modos de vibração da estrutura sem contraventamentos (1º ao 6º modo). .....	97
Figura 45 – Modos de vibração da estrutura sem contraventamentos (7º ao 10º modo). .....	98
Figura 46 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em XX (1º ao 6º modo).....	99
Figura 47 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em XX (7º ao 8º modo).....	100
Figura 48 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em V (9º ao 10º modo).....	100
Figura 49 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em $\Lambda$ (9º ao 10º modo).....	101
Figura 50 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em XX (9º ao 10º modo).....	101
Figura 51 – Comportamento estático linear. ....	105
Figura 52 – Comportamento estático não linear geométrico.....	108
Figura 53 – Coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais [15]. .....	113
Figura 54 – Diagrama de esforço normal, vista tridimensional (em N).....	114

Figura 55 – Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local y (em N.m). .....	115
Figura 56 – Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local z (em N.m). .....	116
Figura 57 – Nós escolhidos nas análises de deslocamento e aceleração. ....	118
Figura 58 – Histórico dos deslocamentos: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX. ....	119
Figura 59 – Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX. ....	119
Figura 60 – Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX. ....	120
Figura 61 – Histórico dos deslocamentos: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	120
Figura 62 – Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	121
Figura 63 – Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	121
Figura 64 – Histórico dos deslocamentos: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V. ....	122
Figura 65 – Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V. ....	122
Figura 66 – Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V. ....	123
Figura 67 – Fase permanente: máximos deslocamentos no topo da estrutura com núcleo contraventado em V. ....	124
Figura 68 – Fase permanente: máximos deslocamentos no topo da estrutura com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	124
Figura 69 – Fase permanente: Máximos deslocamentos no topo da estrutura com núcleo contraventado em XX. ....	125
Figura 70 – Histórico das acelerações: 1ª série de carregamento 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX. ....	126
Figura 71 – Histórico das acelerações na fase transiente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX. ....	126

Figura 72 – Histórico das acelerações na fase permanente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX. ....	127
Figura 73 – Histórico das acelerações: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	127
Figura 74 – Histórico das acelerações na fase transiente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	128
Figura 75 – Histórico das acelerações na fase permanente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	128
Figura 76 – Histórico das acelerações: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V. ....	129
Figura 77 – Histórico das acelerações na fase transiente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V. ....	129
Figura 78 – Histórico das acelerações na fase permanente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V. ....	130
Figura 79 – Fase permanente: máximas acelerações obtidas para a estrutura com núcleo contraventado em V. ....	131
Figura 80 – Fase permanente: máximas acelerações obtidas para a estrutura com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	131
Figura 81 – Fase permanente: máximas acelerações obtidas para a estrutura com núcleo contraventado em XX. ....	132
Figura 82 – Densidade espectral dos deslocamentos: 1ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em XX. ....	133
Figura 83 – Densidade espectral dos deslocamentos: 2ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	134
Figura 84 – Densidade espectral dos deslocamentos: 4ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em V. ....	134
Figura 85 – Densidade espectral das acelerações: 1ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em XX. ....	135
Figura 86 – Densidade espectral das acelerações: 2ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em $\Lambda$ . ....	135
Figura 87 – Densidade espectral das acelerações: 4ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em V. ....	136
Figura 88 – Deslocamentos por eixo do modelo com contraventamento em V. ....	140
Figura 89 – Deslocamentos por eixo do modelo com contraventamento em $\Lambda$ . ....	140

Figura 90 – Deslocamentos por eixo do modelo com contraventamento em XX. ...	141
Figura 91 – Deslocamentos característicos para os três tipos de contraventamentos. .....	142
Figura 92 – Acelerações por eixo do modelo com contraventamento em V. ....	147
Figura 93 – Acelerações por eixo do modelo com contraventamento em $\Lambda$ . ....	147
Figura 94 – Acelerações por eixo do modelo com contraventamento em XX. ....	148
Figura 95 – Acelerações características para os três tipos de contraventamentos.	150
Figura 96 – Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios [15]. ....	151
Figura 97 – Cota de avaliação dos níveis de conforto humano em $z = 62,7\text{m}$ [15].	152
Figura 98 – Acelerações máximas obtidas na fase permanente. ....	153

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos [46].	39
Tabela 2 – Parâmetros $p$ e $b$ da NBR 6123 [46].	41
Tabela 3 – Velocidade média ao longo da altura do edifício.	48
Tabela 4 – Roteiro de cálculo para a determinação da parcela flutuante do vento ( $z = 3,3$ m).	65
Tabela 5 – Propriedades geométricas das seções [15].	75
Tabela 6 – Taxa de amortecimento e coeficientes das matrizes de massa e rigidez $\alpha$ e $\beta$ .	93
Tabela 7 – Frequências naturais da estrutura.	95
Tabela 8 – Frequências naturais da estrutura.	96
Tabela 9 – Comportamento dinâmico da estrutura.	102
Tabela 10 – Análise estática linear: velocidade básica versus deslocamento.	104
Tabela 11 – Análise estática não linear geométrica: velocidade básica versus deslocamento.	107
Tabela 12 – Comparação entre as análises estáticas linear e não linear da estrutura com o núcleo sem contraventamentos.	109
Tabela 13 – Comparação entre as análises estáticas linear e não linear da estrutura com o núcleo contraventado em V.	110
Tabela 14 – Comparação entre as análises estáticas linear e não-linear da estrutura com o núcleo contraventado em V invertido.	111
Tabela 15 – Comparação entre as análises estáticas linear e não-linear da estrutura com o núcleo contraventado em duplo X.	112
Tabela 16 – Esforços máximos encontrados na estrutura.	114
Tabela 17 – Fase permanente: Deslocamentos máximos no topo do edifício para o modelo com contraventamento em V.	137
Tabela 18 – Fase permanente: Deslocamentos máximos no topo do edifício para o modelo com contraventamento em $\Lambda$ .	138
Tabela 19 – Fase permanente: Deslocamentos máximos no topo do edifício para o modelo com contraventamento em XX.	139
Tabela 20 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos para o modelo com contraventamento em V.	141

Tabela 21 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos para o modelo com contraventamento em $\Lambda$ .....	142
Tabela 22 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos para o modelo com contraventamento em XX. ....	142
Tabela 23 – Fase permanente: Acelerações máximas no topo do edifício para o modelo com contraventamento em V.....	144
Tabela 24 – Fase permanente: Acelerações máximas no topo do edifício para o modelo com contraventamento em $\Lambda$ .....	145
Tabela 25 – Fase permanente: Acelerações máximas no topo do edifício para o modelo com contraventamento em XX. ....	146
Tabela 26 – Parâmetros estatísticos das respostas das acelerações para o modelo com contraventamento em V.....	148
Tabela 27 – Parâmetros estatísticos das respostas das acelerações para o modelo com contraventamento em $\Lambda$ .....	149
Tabela 28 – Parâmetros estatísticos das respostas das acelerações para o modelo com contraventamento em XX. ....	149
Tabela 29 – Valores limites de acelerações para percepção humana [96]. ....	151
Tabela 30 – Fase permanente: acelerações máximas.....	152



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
AS	Australian Standards
ASCE	American Society of Civil Engineering
CEB	Comité Européen Du Béton
EUROCODE	European Standards
ISO	International Organization for Standardization
NBC	<b>National Building Code</b> of Canada
NBR	Norma Brasileira
RLB	Recommendations for Loads on Buildings
SAP2000	Computers and Structures, Inc.

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	área do perfil
$A_0$	área de referência
$A_i$	área de influência correspondente à coordenada $i$
$A(\omega)$ e $B(\omega)$	componentes das transformadas de Fourier
$a_i$	amplitude das funções temporais
$a_0, a_k$ e $b_k$	coeficientes de Fourier
$b$	parâmetro da norma
$b_f$	largura da mesa do perfil
$c$	calor específico, entre 20°C e 100°C, do vidro
$C$	matriz do sistema
$C_a$	coeficiente de arrasto
$C_{ai}$	coeficiente de arrasto do modo $i$
$Coh^{v_1 v_2}(f)$	função de coerência
$C_{1x}, C_{1z}$	coeficientes de decaimento exponencial na direção lateral e vertical
$C^{v_1 v_2}(\tau)$	função de covariância cruzada
$d$	altura do perfil
$E$	módulo de elasticidade do vidro
$E_c$	módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto
$E_s$	módulo de elasticidade longitudinal do aço
$F(z)$	força estática equivalente do vento
$f$	frequência da estrutura
$f_1$	frequência fundamental
$\Delta f$	incremento da frequência
$f(x)$	função de densidade de probabilidade

$f_{ck}$	resistência característica à compressão do concreto
$f_y$	resistência característica de escoamento do aço
$F_{r,II}$	fator de rajada do vento
$F(t)$	força do vento em função do tempo
$g$	aceleração da gravidade
GPa	gigapascal
$h$	altura do edifício
$I_t$	momento de inércia torsional do perfil
$I_x$	momento de inércia em relação a x do perfil
$I_y$	momento de inércia em relação a y do perfil
$I_i(r)$	intensidade local de turbulência
$I_{i0}(r)$	intensidade normalizada de turbulência
$k$	constante de Kármán
$K$	matriz de rigidez do sistema
$K_v$	coeficiente de condutibilidade térmica a 20°C para vidro incolor
kN	kilonewton
$L$	dimensão característica
$L_1$	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 $i$
MPa	megapascal
m/s	metro por segundo
m/s <sup>2</sup>	metro por segundo ao quadrado
N	Newton

$N$	número de divisões no espectro de potência
$n$	número de divisões ao longo da análise
$p$	parâmetro da norma
$\hat{Q}$	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
$S^v(f)$	densidade espectral da componente longitudinal da turbulência
$S^{v_1 v_2}(\tau)$	função de covariância cruzada
$t$	tempo
$\Delta t$	intervalo de tempo
$T$	período da estrutura
$T_1$	período fundamental
$t_f$	espessura da mesa do perfil
$t_w$	espessura da alma do perfil
$u_*$	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
$V$	parcela média da velocidade do vento
$v(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento
$\overline{V}_p$	velocidade de projeto
$\overline{V}_z$	velocidade média do vento para uma cota $z$
$\overline{V}$	parcela medida da velocidade do vento
$\overline{v^2}$	valor quadrado médio da velocidade
$V$	contraventamento vertical em $V$
$x$	frequência adimensional
$X_i$	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
$XX$	contraventamento vertical em duplo $X$
$\Lambda$	contraventamento vertical em $V$ invertido
$\theta_i$	ângulo de fase aleatório entre $0$ e $2\pi$
$\sigma$	tensão de ruptura à flexão do vidro
$\bar{\sigma}$	tensão admissível à flexão do vidro
$\mu$	média
$\sigma^2$	variância
$\sigma_v^2$	variância
$\sigma_v$	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
$\alpha_v$	coeficiente de dilatação linear do vidro
$\alpha$	taxa de contribuição da matriz de massa
$\beta$	taxa de contribuição da matriz de rigidez
$\beta_i$	componente dada pela Equação (10)
$\gamma_v$	massa específica do vidro
$\gamma_z$	parâmetro de instabilidade
$\gamma_c$	densidade do concreto
$\gamma_s$	densidade do aço
$\nu$	coeficiente de Poisson do vidro
$\nu_c$	coeficiente de Poisson do concreto
$\nu_s$	coeficiente de Poisson do aço
$\xi$	taxa de amortecimento
$\xi_i$	taxa de amortecimento referente ao modo i
$\lambda$	coeficiente de amplificação dinâmica em função do terreno
$\psi$	$\psi = m_i/m_o$
$\omega$	frequência da excitação
$\omega_{01}$	frequência fundamental circular
$\omega_{0i}$	frequência natural circular referente ao modo i
$\zeta$	razão do amortecimento crítico

## SUMÁRIO

INTRODUÇÃO .....	23
1. AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 [45]	39
1.1. Generalidades .....	39
1.2. Aplicação do modelo contínuo simplificado .....	39
1.3. Aplicação do modelo discreto .....	42
2. MODELO PARA SIMULAÇÃO DA AÇÃO NÃO DETERMINÍSTICA DO VENTO .....	45
2.1. Determinação da velocidade média do vento .....	46
2.2. Determinação da parcela flutuante da velocidade do vento .....	50
2.2.1. <i>Parâmetros estatísticos</i> .....	50
2.2.1.1. Média temporal .....	50
2.2.1.2. Valor quadrático médio .....	51
2.2.1.3. Variância .....	51
2.2.1.4. Desvio padrão .....	51
2.2.1.5. Intensidade da turbulência .....	52
2.2.1.6. Correlação cruzada .....	52
2.2.1.7. Distribuição de probabilidade .....	53
2.2.2. <i>Função de densidade espectral e autocorrelação</i> .....	55
2.2.3. <i>Espectro de potência de Davenport</i> .....	58
2.2.4. <i>Espectro de potência de Kaimal</i> .....	59
2.2.5. <i>Processo do vento sintético</i> .....	61
2.2.6. <i>Correlação espacial das velocidades do vento</i> .....	61
2.2.7. <i>Determinação das séries temporais da velocidade do vento</i> .....	63
2.3. Carregamento não determinístico aplicado na estrutura .....	68
3. MODELO ESTRUTURAL .....	74
3.1. Concepção do modelo .....	74
3.2. Materiais empregados .....	78
3.2.1. Vidro .....	79
3.2.2. Alvenaria .....	80
3.2.3. Diagonais de contraventamento .....	80
4. MODELAGEM NUMÉRICO-COMPUTACIONAL .....	87

4.1.	<b>Definição do modelo computacional</b> .....	87
4.2.	<b>Modelagem do amortecimento</b> .....	92
5.	<b>ANÁLISE MODAL</b> .....	94
5.1.	<b>Frequências naturais (autovalores)</b> .....	94
5.2.	<b>Modos de vibração (autovetores)</b> .....	96
6.	<b>ANÁLISE ESTÁTICA</b> .....	103
6.1.	<b>Deslocamento horizontal translacional</b> .....	103
6.2.	<b>Diagrama de esforços solicitantes</b> .....	113
7.	<b>ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA</b> .....	117
7.1.	<b>Avaliação das respostas no domínio da frequência</b> .....	132
7.2.	<b>Análise estatística dos resultados</b> .....	136
7.3.	<b>Avaliação do conforto humano</b> .....	150
7.3.1.	<i>Avaliação do conforto humano segundo NBR 6123 [45]</i> .....	150
7.3.2.	<i>Avaliação do conforto humano segundo Hirsch &amp; Bachmann [95]</i> .....	151
8.	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	154
8.1.	<b>Generalidades</b> .....	154
8.2.	<b>Principais conclusões</b> .....	154
8.3.	<b>Sugestões para trabalhos futuros</b> .....	157
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	158



## INTRODUÇÃO

O vento nunca foi problema para as construções baixas e de paredes robustas e pesadas de tempos remotos, mas, passou a ser, à medida que as construções foram-se tornando cada vez mais esbeltas e com menor quantidade de material incorporado em sua estrutura [1].

Atualmente, a situação econômica favorável e o avanço tecnológico de materiais e de processos construtivos [2], [3] têm contribuído para a construção de edifícios mistos de múltiplos andares com elevado nível de esbeltez, sendo classificados de acordo com sua altura, como: altos, super-altos (altura superior a 300 metros), e mega-altos (altura superior a 600 metros) [4]. Neste contexto, merecem destaque os Emirados Árabes e os países Asiáticos como: China, Korea, Japão e Malásia [5].

A seguir são apresentados alguns dos edifícios mistos, que, devido a sua esbeltez, tornaram-se um marco histórico para suas cidades e referência para o mundo.



Figura 1 - International Commerce Centre em Hong Kong, na China. Altura: 484 metros [6].



Figura 2 - Swiss Re Building em Londres, na Inglaterra. Altura: 180 metros [7].



Figura 3 - Jin Mao Building em Shanghai, na China. Altura: 421 metros [7].



Figura 4 - Burj Khalifa em Dubai, nos Emirados Árabes. Altura: 828 metros [8].



Figura 5 - Taipei 101 em Taipei, no Taiwan. Altura: 508 metros [9].



Figura 6 - Makkah Royal Clock Tower Hotel em Mecca, na Arábia Saudita. Altura: 601 metros [10].



Figura 7 - Empire State Building em Nova Iorque, nos EUA. Altura: 443 metros [11].



Figura 8 - Al Hamra Tower em Kuwait City, no Kuwait. Altura: 412 metros [12].

A Figura 9 mostra a evolução na verticalização das edificações ao longo do tempo. De acordo a figura, observa-se que o período de maior avanço na verticalização de edifícios ocorreu entre 2003 e 2010 [13].

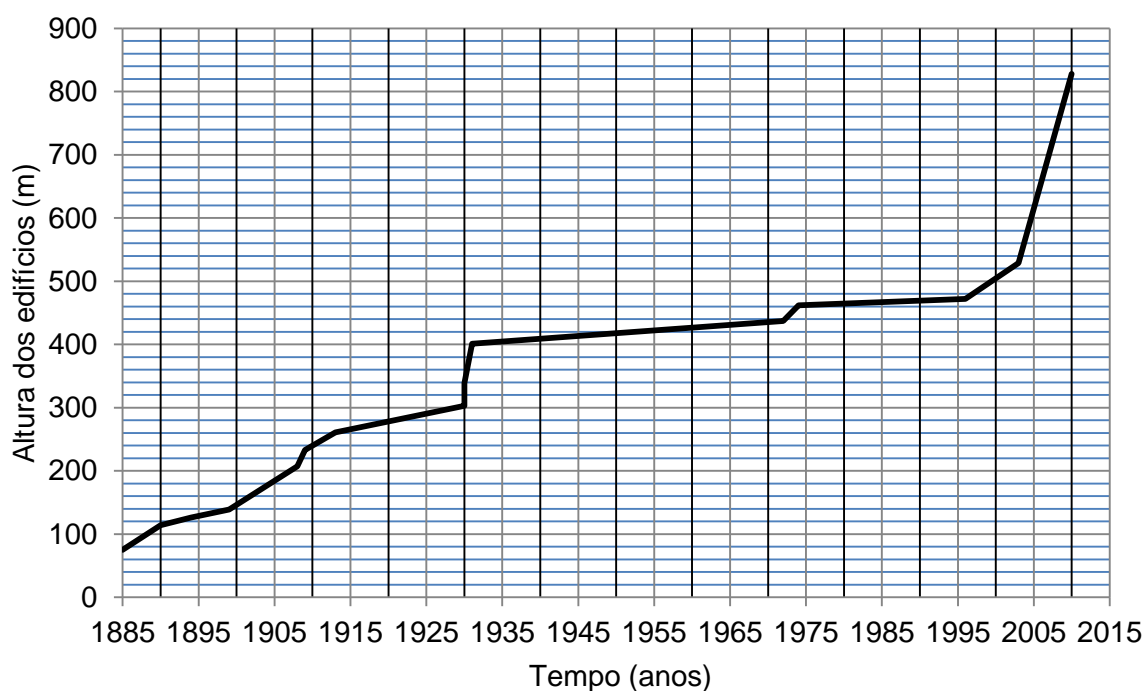


Figura 9 - Avanço na verticalização das edificações ao longo do tempo [13].

Em virtude da esbeltez, os edifícios tornaram-se mais sensíveis às excitações dinâmicas do vento e mais vulneráveis aos problemas de vibrações excessivas. As vibrações excessivas, além de interferirem no conforto humano, se não forem tratadas devidamente podem ocasionar a fadiga dos elementos estruturais e um colapso estrutural generalizado na edificação [14].

Desta forma, faz-se necessário investigar a questão relativa a segurança estrutural, tanto no que concerne aos estados limites últimos quanto ao comportamento estático e dinâmico das edificações submetidas a carregamentos periódicos e às ações não determinísticas do vento [15].

### **Revisão bibliográfica**

Assuntos relacionados a análise dinâmica não determinística de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação de cargas de vento, já vêm sendo investigado a algum tempo, levando à existência de um acervo bibliográfico considerável. Relacionam-se, a seguir, algumas das pesquisas desenvolvidas sobre este tema, de forma que se justifiquem os estudos aqui apresentados.

Alan G. Davenport [16] foi o pioneiro nos estudos relacionados à engenharia de ventos, contribuindo também para o campo da meteorologia, da dinâmica estrutural e da engenharia de terremotos. Davenport investigou os turbilhões de vento, desenvolvendo teorias sobre o assunto; introduziu o método do fator de rajada, que determina a magnitude de pico da resposta dinâmica, incluindo os efeitos provocados pela ressonância. Ele também fez grandes contribuições no âmbito da estatística aplicada à engenharia, desenvolvendo métodos probabilísticos sobre a previsão do carregamento e da resposta dinâmica, baseando-se em conceitos de admitância mecânica e do espectro de energia. Em 1965, Davenport fundou um laboratório de testes de túnel de vento, o Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, realizando as primeiras simulações de túnel de ventos para edifícios e estruturas.

Segundo Filho [15], Davenport partiu de três hipóteses principais para chegar à resposta dinâmica estrutural: a) a estrutura possui um comportamento elástico, sendo sua resposta expressa em termos da equação de equilíbrio dinâmico; b) a força média do vento é a mesma para o escoamento turbulento, e suave com

velocidade média constante; c) as flutuações na velocidade e na força estão relacionadas por uma transformação linear. Além disso, Filho argumenta que os espectros de resposta provêm de duas funções de admitância: admitância aerodinâmica, relacionada as dimensões da construção e os turbilhões incidentes; e admitância mecânica, relacionada a razão entre a resposta permanente e a excitação.

Em 1985, Blessmann [17] analisou as solicitações do vento em edifícios vizinhos de mesma altura. Simulações em túnel de vento foram realizadas no laboratório da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Segundo Blessmann, os resultados dos testes preliminares serviram de base para a definição das posições relativas dos modelos a fim de avaliar os efeitos dinâmicos.

Ferraro *et al.* [18] investigaram a influência de duas abordagens semi empíricas na estimativa de acelerações induzidas pelo vento em edifícios altos comparando-as com os resultados de túnel de vento.

Snaebjornsson e Reed [19] examinaram o comportamento induzido do vento em edifícios de múltiplos andares com ênfase nos resultados obtidos a partir de instrumentações de edifícios na Islândia. Os resultados indicaram uma maior sensibilidade dos edifícios ao efeito torcional do vento.

Fonte [20], em sua tese de doutorado, investigou a análise não linear geométrica de edifícios altos em concreto armado, utilizando uma modelagem tridimensional. Tais análises o permitiram concluir sobre: as matrizes não lineares adotadas, o desempenho do programa desenvolvido, o comportamento estrutural dos edifícios analisados, e a necessidade e a viabilidade de realizar análises não lineares em projetos de edifícios altos no Brasil.

Em 1992, Davenport e Sparling [21] investigaram os fatores da resposta dinâmica de ventos sobre torres estaiadas. Concluíram que o método do fator de rajada é adequado para prever o momento e a cortante máximos da torre, exceto para regiões centrais do vão. Enquanto que, o método de carregamento por trecho prevê, de forma precisa, as respostas dinâmicas em todas as localidades.

De acordo com Kasperski [22], o aumento na demanda por projetos e construções, econômicos, têm levado a adoção de novos projetos que consideram os efeitos da não-linearidade. Todavia, segundo Kasperski, a aplicabilidade destes projetos se limitam à sistemas lineares. Pensando nisso, ele investigou um novo método denominado de “load-response-correlation” (LRC), que possibilita ao

Engenheiro considerar uma distribuição espacial realística dos carregamentos de ventos, produzindo respostas estruturais eficientes para sistemas lineares e uma boa aproximação para os efeitos não-lineares.

Para Davenport [23], a complexidade dos carregamentos de ventos provém de suas variações no espaço e no tempo. Visando investigar o assunto, Davenport apresenta em seu trabalho discussões sobre três funções que controlam a magnitude das respostas, que são: as linhas de influência, os modos de vibração, e as distribuições da pressão.

Em 1996, Blessmann [24] conduziu estudos experimentais sobre os efeitos dinâmicos do vento em domos no Brasil. Os resultados demonstraram a importância da simulação na obtenção das características principais do vento, assim como a influência do tamanho e da posição de aberturas dos domos. Blessmann concluiu que a presença de um sistema de ventilação é sempre favorável para a estabilidade dos domos.

Kareem *et al.* [25] estabeleceram uma visão global sobre as medidas de redução da resposta estrutural de edifícios, incluindo, em seus estudos, um resumo de trabalhos recentemente publicados e discussões sobre os dispositivos auxiliares de amortecimento para a mitigação de movimentações induzidas pelo vento nas estruturas. Exemplos detalhados de aplicações destes dispositivos em edifícios na Austrália, no Canadá, na China, no Japão e nos Estados Unidos são descritos.

Zhou *et al.* [26] desenvolveram uma formulação teórica para o vento de rajada em estruturas. Um edifício alto e uma ponte de grande extensão são utilizados para exemplificarem a eficiência e as características da formulação proposta.

Segundo Repetto e Solari [27], as vibrações de estruturas, submetidas à excitações dinâmicas do vento, induzem à oscilações de tensão ao redor do estado médio de deformação provocando danos acumulados devido à fadiga e uma possível falha estrutural, mesmo quando as ações previstas de projeto para ventos não são excedidas. Em virtude disso, os autores propuseram um modelo matemático para a análise de fadiga em estruturas verticais esbeltas sujeitas à vibrações causadas pelos ventos longitudinais.

Oliveira e Corrêa [28] desenvolveram um trabalho que trata da evolução natural do modelo de cálculo em regime elástico linear para um modelo com maior capacidade de representação que considera a não-linearidade física do material. Ambos concluíram que a aplicação de um procedimento de cálculo de pavimentos

de edifícios em regime elasto plástico pode trazer grandes benefícios à análise estrutural, pois permite ao projetista atuar sobre a redistribuição dos esforços obtidos com um mesmo conjunto de formas através da imposição de taxas de armadura diferenciadas no pavimento. Além disso, o dimensionamento em regime elasto plástico oferece a possibilidade de se determinar com maior precisão os deslocamentos da estrutura, pois considera a diminuição de rigidez dos elementos por fissuração do concreto e escoamento das armaduras, dispensando os procedimentos aproximados na determinação desses efeitos sobre os elementos que compõem o pavimento.

Solari e Repetto [29] apresentaram, em seus estudos, um método de classificação de estruturas verticais submetidas ao carregamento dinâmico devidos aos ventos longitudinais e transversais, e ao efeito torsor; considerando os deslocamentos máximos e as forças internas da estrutura.

Zhou *et al.* [30] realizaram um estudo comparativo sobre os carregamentos de vento longitudinal e seus efeitos em edificações altas, examinando as normas internacionais: ASCE 7-98 (ASCE 1999) [31], AS1170.2-89 (Australian Standards 1989) [32], NBC-1995 (NRCC 1995) [33], RLB-AIJ-1993 (AIJ 1996) [34], e a Eurocode-1993 (Eurocode 1995) [35]. Um exemplo numérico é apresentado, a fim de destacar as principais diferenças e similaridades das normas supracitadas.

Pinto e Ramalho [36] investigaram os procedimentos simplificados na consideração da não linearidade física e da não linearidade geométrica para a análise de edifícios de concreto armado. Algumas prescrições para redução na inércia dos elementos estruturais são comparadas com os resultados obtidos através de modelos em elementos finitos, permitindo a avaliação destas prescrições. Um estudo detalhado do parâmetro  $\gamma_z$ , como majorador dos esforços em primeira ordem, para a obtenção dos esforços finais em segunda ordem é efetuado, de modo a estabelecer, de forma mais clara, as suas vantagens e limitações.

Moreira [37] elaborou um estudo sobre a sensibilidade estrutural de edifícios residenciais urbanos submetidos a várias fontes de perturbações de características estáticas e, principalmente, dinâmicas. Modelos tridimensionais foram utilizados para a determinação das propriedades modais da estrutura, necessárias no desenvolvimento dos modelos simplificados de análise modal nos domínios do tempo e da frequência. As respostas às ações dinâmicas foram validadas por meio

de correlação com medições experimentais realizadas em estruturas existentes de edifícios residenciais urbanos.

Wordell [38], em sua dissertação de mestrado, faz uma revisão dos parâmetros recomendados pela NBR 6118 [39], a fim de avaliar o grau de instabilidade de uma estrutura submetida à combinações de carregamento. São apresentados os parâmetros,  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , indicadores do grau de atuação dos efeitos de segunda ordem sobre a estrutura; além da análise de diversas estruturas. Os fatores que modificam o comportamento estrutural e que alteram os valores dos parâmetros de instabilidade são discutidos pelo autor.

Saatcioglu e Humar [40] apresentaram, em seus estudos, uma visão geral sobre os procedimentos de análise dinâmica em edifícios submetidos à ação sísmica. Os procedimentos foram separados por duas categorias: (i) análise dinâmica linear (elástica); e análise dinâmica não-linear (inelástica). Discussões sobre o modelo matemático, os elementos estruturais e a resposta dinâmica são apresentadas pelos autores.

Lazanha [41] apresentou um modelo numérico para a análise de estruturas planas sob excitação aleatória induzida pelo vento. Um modelo constitutivo elasto-plástico, em aço estrutural, foi adotado levando-se em conta o comportamento não-linear da estrutura. Para a simulação de vibrações aleatórias foi utilizado o método de Monte Carlo. Uma função de densidade espectral de potência das velocidades do vento foi usada para gerar um certo número de funções harmônicas de carregamento. Os ângulos de fases destes harmônicos foram gerados por um algoritmo pseudoaleatório. Para cada função de carregamento realizou-se uma integração direta no tempo pelo método de Newmark.

Segundo investigações realizadas por Gu e Quan [42], os ventos transversais possuem maior influência na resposta dinâmica de edifícios altos, quando comparados aos efeitos provocados pelos ventos longitudinais. Assim, a fim de investigar o comportamento dinâmico dos ventos transversais sobre as edificações, Gu e Quan elaboraram e testaram, em túnel de vento, um modelo aeroelástico de um grau de liberdade. Os resultados indicaram que o amortecimento possui grande influência na resposta dinâmica de edifícios submetidos a ventos transversais.

Filho *et al.* [43] realizaram a análise dinâmica elástica de uma estrutura semi-rígida submetida à pressões de vento. Foi verificado que a semi-rigidez das



conexões podem alterar significativamente as frequências naturais, os modos de vibração correspondentes e os deslocamentos máximos da estrutura.

Carpeggiani [44], em sua dissertação de mestrado, analisou a resposta torcional devida aos efeitos estáticos da ação do vento em modelos reduzidos ensaiados em túnel de vento, de diversas configurações arquitetônicas, simulando as principais características reais do escoamento em que a edificação está imersa. Os resultados experimentais obtidos nos ensaios foram comparados com estimativas teóricas indicadas nas normas brasileira, canadense e alemã, e por um trabalho de pesquisa realizado por Isyumov, no Canadá. Concluiu-se que, a NBR 6123 [45], na sua recomendação sobre excentricidades das forças de arrasto para cálculo do momento torçor, 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.

Baseando-se no trabalho desenvolvido por outros pesquisadores, Trein [46] propôs, construiu e testou um dispositivo aeroelástico para ensaios de edifícios altos frente à ação dinâmica do vento. Os resultados dos ensaios foram comparados com outros estudos realizados sobre o mesmo protótipo, assim como pelos procedimentos indicados pela Norma Brasileira NBR 6123 [45] e pelo Supplement to the NBCC do Canada [47]. Trein concluiu que os resultados indicaram a coerência e a viabilidade de utilização das técnicas de modelagem propostas.

Li *et al.* [48] investigaram a influência de ventos incidentes sobre o edifício Jin Mao Building, localizado na cidade de Shanghai, na China. Os resultados basearam-se em dados experimentais do comportamento dinâmico do edifício através de testes de túnel de vento em um modelo do edifício em escala reduzida, e através de medições realizadas durante a passagem do furacão Ranim, em agosto de 2004. Li *et al.* concluiu que os resultados obtidos por túnel do vento apresentaram-se satisfatórios quando comparados aos resultados medidos. Sendo assim, os testes de túnel de vento fornecem previsões satisfatórias sobre os efeitos dinâmicos.

Auta [49] apresentou um estudo comparativo de normas e códigos de prática da Rússia e da Nigéria, para a estimativa do carregamento dinâmico de edifícios altos baseado no comportamento dinâmico da estrutura. Os resultados indicaram que o código de prática da Nigéria mostrou-se mais conservador do que o da Rússia.

Burton *et al.* [50] desenvolveram um estudo sobre a resposta biodinâmica da vibração no corpo humano quando submetido à baixas frequências e à movimentos de acelerações senoidais de amplitudes constantes em edifícios. Os resultados demonstraram que, quando as frequências de oscilação aumentam de 0,15 a 1Hz, a aceleração na cabeça humana também é ampliada. Esse movimento de ampliação indica que a vibração biodinâmica do corpo humano depende desta faixa de frequências. Desta forma, estes efeitos devem ser considerados e inseridos no projeto de edifícios altos como critério de aceitação de conforto humano.

De acordo com Carassale e Solari [51], a simulação de Monte Carlo é uma ferramenta fundamental para o dimensionamento de estruturas complexas submetidas à ação dinâmica do vento. Carassale e Solari apresentaram, em sua publicação, uma metodologia para a simulação de campos de velocidade do vento em regiões com topografias complexas. A modelagem da turbulência em condições de fluxo não homogênea e os aspectos computacionais relacionados às simulações são discutidos, propondo-se algumas estratégias para a redução no tempo de cálculo. O procedimento de simulação então é aplicado a um caso real, o da ponte do estreito de Messina.

Chavez [52], em sua dissertação de mestrado, analisou os deslocamentos, as acelerações e os esforços em um edifício alto para o carregamento aleatório do vento, através de análises dinâmicas no domínio do tempo. Os resultados obtidos foram comparados com as recomendações da norma brasileira NBR 6123 [45], e os níveis de conforto dos usuários foram avaliados com base nos índices humanos de percepção de acelerações.

Chen [53] apresenta, em sua investigação, um método analítico no domínio da frequência para quantificar a resposta do vento longitudinal em edifícios altos quando submetido a ventos não-estacionários.

Silva *et al.* [54] propuseram um modelo para a representação do comportamento dinâmico de pórticos metálicos submetidos a carregamentos periódicos, considerando a não linearidade geométrica e a resposta dinâmica de ligações semi-rígidas de vigas-colunas. Os resultados demonstraram que o modelo utilizado foi adequado para simular os efeitos das ligações semi-rígidas, e, quando os efeitos da não linearidade geométrica das ligações semi-rígidas são consideradas na resposta dinâmica, diferenças significativas podem surgir no comportamento dinâmico de toda a estrutura.

Obata [55] apresenta, de forma didática, os procedimentos para a análise da característica aleatória e instável do carregamento de ventos em torres, estruturas leves, construções de grande altura, estruturas em membranas, tenso-estruturas e arquiteturas têxteis. São descritos os métodos do Vento Sintético, responsável por gerar as séries históricas dos carregamentos; e de Monte Carlo, para simulações numéricas e valores aleatórios.

Huang *et al.* [56] desenvolveram um estudo para a análise dinâmica de edifícios altos tridimensionais quando submetidos a ventos que causam torção. Contabilizou-se os efeitos das relações entre os modos, no espaço-tempo, variando dinamicamente as excitações do vento. As medidas foram obtidas através de túnel de vento, adotando-se como modelo um edifício de 60 pavimentos, assimétrico e misto (concreto-aço).

Borges *et al.* [57] realizaram uma análise criteriosa em um edifício de 42 pavimentos. São apresentados resultados das: análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço, análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, bem como do comportamento para as ações dinâmicas. Concluiu-se que, edifícios esbeltos devem merecer tratamento especial desde a concepção arquitetônica e ter seu comportamento verificado por métodos completos incluindo análises estáticas e dinâmicas, lineares e não-lineares geométricas e físicas.

Wahrhaftig e Brasil [58] investigaram os efeitos do vento para antenas de telefonia móveis, constituídas por uma barra longa de seção circular em sua estrutura principal. As modelagens numéricas apresentaram-se eficientes para representar os efeitos da não-linearidade geométrica do sistema. Concluiu-se que o momento máximo resultante da análise dinâmica foi 55,69% maior do que o provocado pela resposta estática.

Em sua tese de doutorado, Oliveira [59] avaliou a rigidez de pórticos de concreto armado considerando o aspecto tridimensional da estrutura, a interação conjunta dos elementos lajes – vigas – pilares, o fator de carga de colapso plástico, o fator de carga crítica de Euler e as frequências naturais, obtidas através de uma análise de vibrações livres.

Mitra [60] investigou os problemas de oscilações de ventos longitudinais sobre um edifício alto de seção retangular a partir de princípios gerais, e propôs soluções de problemas de oscilações de ventos transversais a partir de relações empíricas

obtidas experimentalmente. O critério para o conforto humano considerado foi o piso do último andar, situação mais desfavorável. Os resultados demonstraram maior gravidade de oscilações de ventos transversais em comparação às oscilações de ventos longitudinais. O critério de conforto é então combinado com os resultados de oscilação do vento transversal, a fim de se determinar a máxima altura permitida de um edifício para uma dada uma seção transversal rectangular.

Araújo [61] elaborou um estudo, a fim de determinar os valores nominais para a rigidez de vigas, pilares e paredes estruturais, necessários para a análise estrutural com vista à obtenção do parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e do coeficiente  $\gamma_z$ . Assim, demonstra-se a correlação direta que existe entre esses dois coeficientes, bem como a origem dos valores limites de  $\alpha$  constantes na NBR 6118 [39]. Finalmente, são propostas novas expressões para esses valores limites, levando-se em conta o número de andares do edifício.

Kumar e Swami [62] apresentaram um estudo sobre a eficácia do método do Fator de Rajada na análise de estruturas flexíveis esbeltas e de torres altas, considerando o carregamento dinâmico computacional. Estruturas de diferentes alturas são analisadas e estudadas. Os resultados permitiram concluir que as pressões do vento computadas pelo método do Fator de Rajada são mais seguras e realísticas do que a de outros métodos.

Smith e Caracoglia [63], apresentaram, em seus estudos, um algoritmo numérico para a simulação da resposta dinâmica de ventos longitudinais em edifícios altos, sob condições de tufões, utilizando o método de integração Monte Carlo. Um protótipo do edifício Commonwealth Advisory Aeronautical Research Council da Austrália, foi desenvolvido em laboratório, a fim de validar o algoritmo proposto. Smith e Caracoglia compararam os resultados com os valores obtidos da literatura. Os autores concluíram que, o algoritmo é adequado para avaliar o comportamento dinâmico da estrutura.

Li *et al.* [14] investigaram o comportamento dinâmico do Taipei 101 Tower, localizado na ilha de Taiwan, na China, local onde ocorrem terremotos e furacões. Trinta acelerômetros foram instalados para o monitoramento da estrutura. A fim de analisar os efeitos dinâmicos no edifício foram utilizados históricos de três furacões: Matsa, Talim e Krosa; e de um evento sísmico, o terremoto Wenchuan. As características dinâmicas foram determinadas por instrumentação, sendo

apresentadas e comparadas àquelas calculadas pelo modelo em elementos finitos da estrutura.

Gorza e Coelho [64], em seus estudos, analisaram a evolução dos modelos representativos do comportamento de edifícios de andares múltiplos constituídos por estruturas metálicas. Foram apresentados modelos conhecidos cientificamente e profissionalmente, desde o mais simples até o mais atual, comparando-se as vantagens e desvantagens entre eles. Os autores destacaram a importância de se aperfeiçoar a modelagem estrutural buscando obter estruturas mais econômicas e seguras.

Malekinejad e Rahgozar [65] desenvolveram um método analítico para o cálculo de frequências naturais e modos de vibração em edifícios de múltiplos andares. O método baseia-se em um modelo contínuo desenvolvido, equivalente ao modelo real de um edifício com múltiplos andares. As equações fundamentais e as condições de contorno adviram do método de energia e do princípio de Hamilton. Técnicas de separação de variáveis foram adotadas às equações diferenciais do modelo, a fim de se obter um sistema com autovetores e autovalores. Exemplos numéricos foram utilizados e comprovaram a eficácia do método. Os resultados foram comparados ao modelo tridimensional desenvolvido no software SAP2000 [66]. As análises comparativas revelaram que o modelo proposto é simples e eficiente, e fornece resultados razoavelmente precisos, de forma imediata, o que é essencial nas etapas iniciais para projetos de edificações.

Kokot *et al.* [67] investigaram o problema do colapso progressivo, em escala real, de um edifício de concreto armado que sobreviveu a um colapso estrutural após terem duas de suas colunas centrais destruídas fisicamente. Os méritos de se utilizar as análises estática ou dinâmica, linear ou não-linear, são discutidas pelos autores.

Antonio Ciampi Júnior [68] apresentou um estudo de caso do edifício misto (aço-concreto) The One, construído na cidade de São Paulo. O projeto do edifício possui premissas semelhantes ao do modelo estrutural investigado nesta dissertação, como por exemplo: a construção de um núcleo interno rígido e de vão livre de laje sem a utilização de pilares internos. Segundo Júnior, a presença do núcleo aumenta a rigidez global da estrutura e a ausência dos pilares internos proporciona maior flexibilidade para as futuras instalações. As Figuras 10 e 11 mostram as fases construtiva e final do edifício The One, respectivamente.



Figura 10 – Fase construtiva do edifício The One [68].



Figura 11 – Edifício The One [68].

## **Motivação e objetivos**

Nos grandes centros urbanos do Brasil já é possível notar a presença edifícios altos e esbeltos. Tais estruturas apresentam uma maior sensibilidade aos efeitos dinâmicos provocados pela ação do vento, especialmente no que diz respeito as estruturas mistas (aço-concreto). Considerando-se o elevado nível de esbeltez, estes edifícios necessitam ter o seu comportamento estrutural, estático e dinâmico, investigado, de forma a que sejam evitados níveis de vibrações excessivas e desconforto aos usuários. Assim sendo, o objetivo central desta dissertação é o de investigar o comportamento dinâmico de edifícios 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 [69]. Um modelo estrutural, constituído por três tipos de diagonais de contraventamentos, é analisado em relação aos deslocamentos e as acelerações máximas, e os seus valores são comparados com os limites previstos pelas normas de projeto.

## **Estrutura da dissertação**

No primeiro capítulo são apresentados os modelos de carregamentos dinâmicos da ação do vento preconizados pela norma brasileira de vento, a NBR-6123 [45]. Apresentam-se dois modelos que consideram os efeitos da ação dinâmica do vento: o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto.

No capítulo dois é apresentada a metodologia aplicada na 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. Com base nas funções de densidade espectral é possível estabelecer os carregamentos que são aplicados ao modelo estrutural em questão.

No terceiro capítulo é apresentado o modelo estrutural investigado, através de uma descrição detalhada do mesmo. São apresentadas as características arquitetônicas do modelo estrutural, bem como as especificações técnicas dos materiais empregados.

No capítulo quatro apresenta-se o modelo estrutural investigado, discretizado, via método dos elementos finitos através do programa computacional Ansys [69]. Neste capítulo são descritos os elementos finitos discretizados.

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 são apresentadas as análises estáticas linear e não linear geométrica do modelo estrutural investigado, com base nos deslocamentos horizontais máximos obtidos no topo do edifício, considerando a estrutura inicialmente sem contraventamentos, e, posteriormente, contraventada em V, V invertido e duplo X, na seção U que forma o núcleo interno.

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

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



## 1. AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 [45]

### 1.1. Generalidades

O presente capítulo apresenta, de acordo com a NBR-6123 [45], dois modelos de carregamento para a determinação da resposta dinâmica devido à ação do vento em edificações: o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto.

### 1.2. Aplicação do modelo contínuo simplificado

O modelo contínuo simplificado é adotado quando a edificação possuir seção constante, distribuição de massa aproximadamente uniforme, e estruturas apoiadas exclusivamente na base e com altura inferior a 150 m. O modelo contínuo simplificado leva ainda em consideração apenas a contribuição do modo fundamental na resposta dinâmica, conduzindo a erros inferiores a 10% [45].

A norma NBR 6123 [45] apresenta uma tabela com o período fundamental,  $T_1$ ; a razão de amortecimento crítico,  $\zeta$ ; e o parâmetro  $\gamma$  em função do tipo de estrutura. A partir dela, pode-se obter, diretamente, a frequência fundamental  $f_1$  (Hz) para vários tipos de edificações usuais, contribuindo para a determinação dos efeitos dinâmicos na edificação [45].

Tabela 1 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos [45].

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

A variação da pressão dinâmica com a altura,  $q(z)$ , é expressa pela equação (1), onde o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante [45].

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

O expoente  $p$  e o coeficiente  $b$  dependem da categoria de rugosidade do terreno, conforme indicado na Tabela 2. Os valores de  $z$ ,  $z_{ref}$  e  $h$  representam: a cota acima do terreno; a cota de referência a 10 metros ( $z_{ref} = 10$  m); e a altura da edificação acima do terreno medida até o topo da platibanda ou nível do beiral, respectivamente [45].

O coeficiente de amplificação dinâmica  $\lambda$  é função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico  $\zeta$ , da frequência  $f$ , sendo obtida pela relação adimensional entre a velocidade de projeto e o produto entre a frequência e a dimensão característica  $L$ , utilizada na determinação do coeficiente de amplificação dinâmica ( $L = 1800$ ):  $\frac{\bar{V}_p}{fL}$ .

A velocidade de projeto,  $\bar{V}_p$ , é a velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de categoria II, sendo obtida pelo produto a seguir [45]:

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (2)$$

Onde:

$V_0$  - é a velocidade básica do vento em m/s;

$S_1$  - é o fator topográfico;

$S_3$  - é o fator estatístico.

Na Tabela 2 são fornecidos os valores do expoente  $p$  e do coeficiente  $b$  em função da categoria de rugosidade do terreno conforme prescreve a NBR 6123 [45].

Tabela 2 - Parâmetros p e b da NBR 6123 [45].

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 (3), de acordo com a norma NBR 6123 [45]:

$$\overline{q_0} = 0,613 \overline{V_p}^2 \quad (3)$$

Onde:

$\overline{q_0}$  - é dado em N/m;

$\overline{V_p}$  - é dado em m/s.

A pressão,  $q(z)$ , é uma função contínua da altura  $z$  sobre o terreno. Assim, a força estática equivalente, que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento, por unidade de altura, pode ser obtida pela expressão:

$$F(z) = q(z) L_1 C_a \quad (4)$$

Onde:

$L_1$  - é a largura ou o diâmetro da edificação perpendicular à ação do vento;

$C_a$  - é a média dos coeficientes de arrasto para ventos de alta e baixa turbulência, obtidos através de gráficos da norma NBR 6123 [45].

Existem dois valores para o parâmetro  $C_a$  para cada direção da estrutura (frontal e lateral): para os ventos de alta turbulência e para os ventos de baixa turbulência. A recomendação da norma NBR 6123 [45] é que se faça uma média entre os dois valores.

### 1.3. Aplicação do modelo discreto

A norma NBR 6123 [45] estabelece que, para o caso geral de uma edificação com propriedades variáveis com a altura, ela deve ser representada por meio de um modelo discreto, de acordo com o esquema da Figura 12.

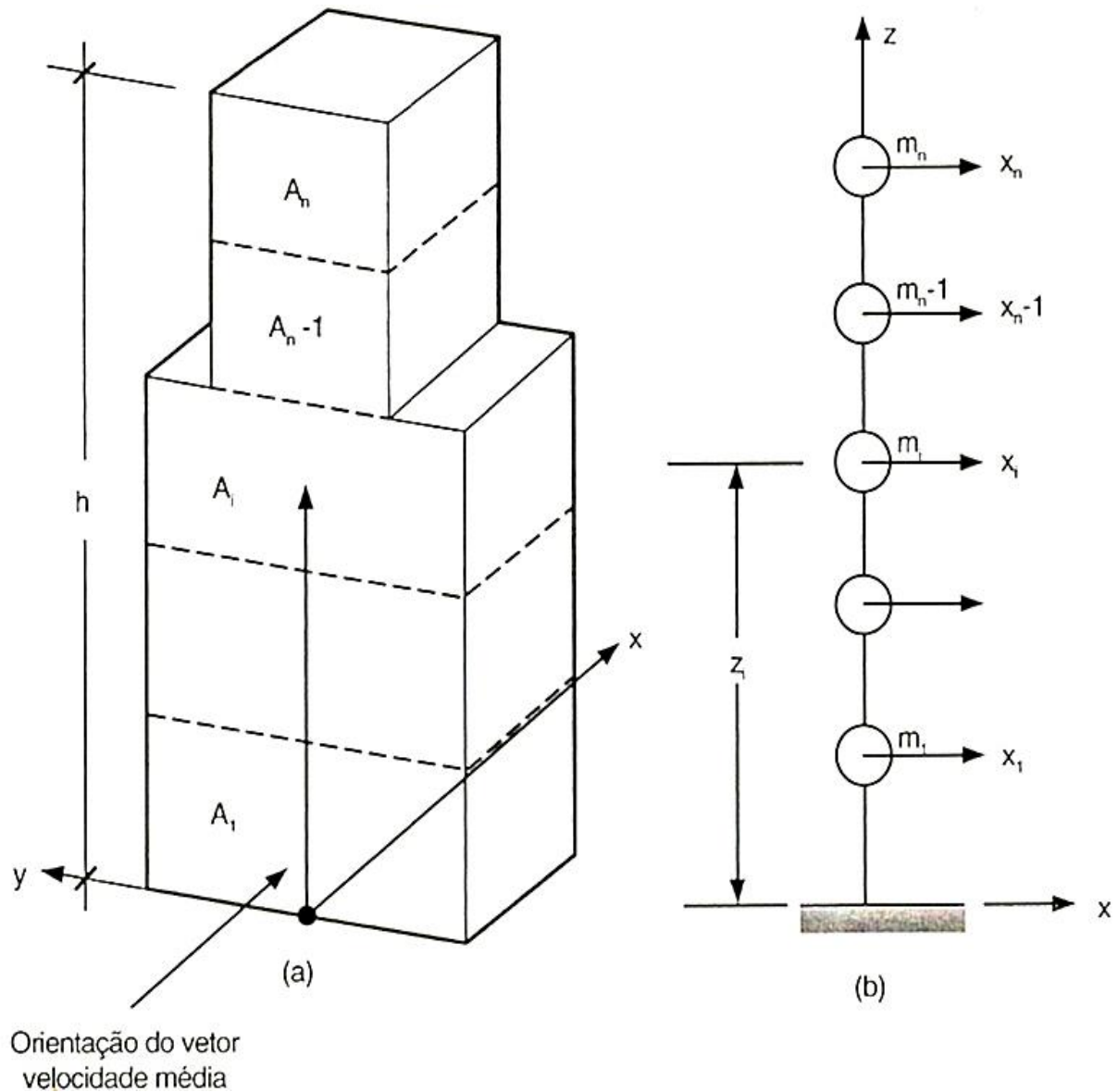


Figura 12 - Esquema para modelo dinâmico discreto [45].

Para a determinação das contribuições modais, a força total  $X_i$  devida ao vento na direção da coordenada  $i$  associada a cada modo de vibração é dada por:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (5)$$

A força média,  $\bar{X}_i$ , é calculada pela expressão:

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left( \frac{Z_i}{Z_r} \right)^{2p} \quad (6)$$

As constantes  $b$  e  $p$  são indicadas na Tabela 2, conforme mencionado anteriormente.

A componente flutuante  $\hat{X}_i$  é dada pela Equação (7), e a componente  $\psi_i$  é dada pela Equação (8).

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i X_i \quad (7)$$

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (8)$$

A variável  $F_H$  da componente flutuante  $\hat{X}_i$  é dada pela Equação (9) e a componente  $\beta_i$  é dada pela Equação (10).

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \lambda \quad (9)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left( \frac{Z_i}{Z_r} \right)^p \quad (10)$$

Nas equações (9) e (10),  $m_0$  e  $A_0$  representam uma massa e uma área arbitrárias de referência, respectivamente, e  $\lambda$  é o coeficiente de amplificação dinâmica em função da categoria do terreno. O efeito combinado das contribuições modais pode ser computado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados. Após a obtenção da resposta para cada modo  $j$  ( $j = 1, \dots, r$ ), devem ser determinadas todas as variáveis de interesse associadas a cada modo. Indicando com  $Q_j$  uma variável estática qualquer (força, momento fletor, tensão, etc.), ou geométrica

(deformação, deslocamento, giro), correspondente ao modo  $j$ , a superposição de efeitos é calculada por:

$$\hat{Q} = \left[ \sum_{j=1}^r \hat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (11)$$

A Equação (11) é aplicada quando as frequências naturais  $f_j$  ( $j = 1, \dots, r$ ) estão razoavelmente espaçadas, ou seja, quando não há frequências muito próximas.

Neste capítulo foram apresentadas as considerações da norma NBR 6123, 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, considerando as características apresentadas neste capítulo.

## 2. MODELO PARA SIMULAÇÃO DA AÇÃO NÃO DETERMINÍSTICA DO VENTO

Uma das ações de grande importância a ser considerada na análise dinâmica de estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, relaciona-se às forças provenientes do vento [15]. O vento, na prática, possui propriedades instáveis e características aleatórias, o que impede o tratamento determinístico de seu carregamento.

A fim de considerar a ação não determinística do vento, são apresentados os conceitos fundamentais estatísticos e as simulações numéricas, via método do Vento Sintético, que simula a ação do vento com um elevado grau de semelhança ao vento real [55]. Os históricos de carregamentos do vento são obtidos com base nos espectros de potência do vento, através de funções de densidade espectral [15].

A ação do vento é representada em termos de sua velocidade. O vetor velocidade do vento é expresso pela combinação das parcelas média,  $V$ , e flutuante,  $v(t)$ , da velocidade do vento. A velocidade do vento em função do tempo é expressa pela Equação (12), conforme indicado a seguir:

$$V(t) = V + v(t) \quad (12)$$

A Equação (12) pode ser representada graficamente, conforme mostra a Figura 13.

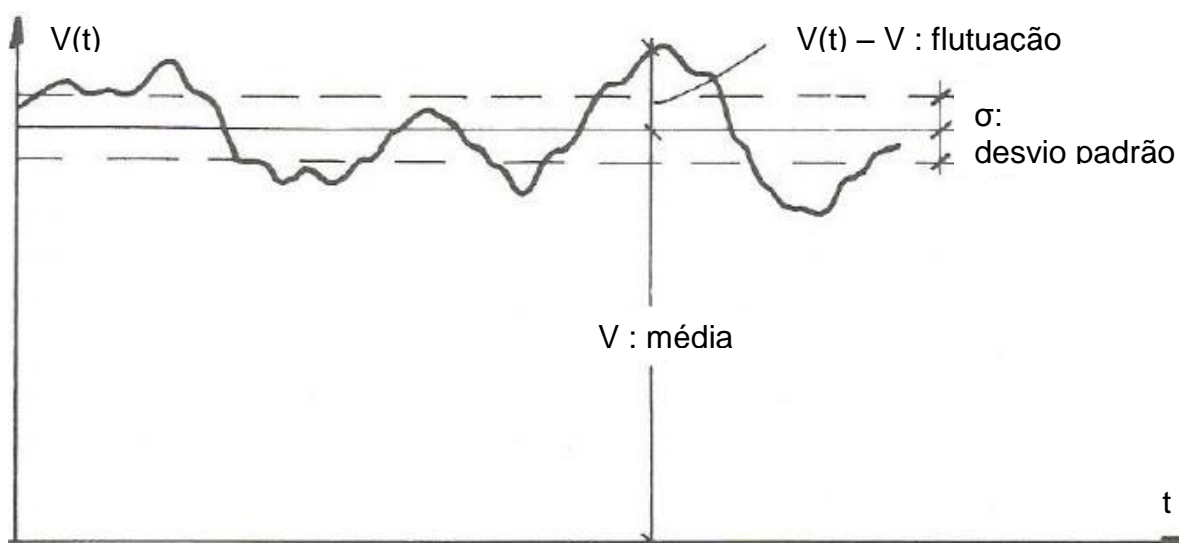


Figura 13 - Variação da velocidade do vento ao longo do tempo [70].

## 2.1. Determinação da velocidade média do vento

Na determinação da parcela média da velocidade do vento, recorre-se ao que está prescrito na NBR-6123 [45]. Um dos fatores a serem considerados na determinação das forças estáticas devida ao vento é a velocidade básica do vento,  $V_0$ , que é definida como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez a cada 50 anos, a 10 m acima do nível do terreno, em campo aberto e plano [45]. Esta velocidade é adequada ao local onde será construída a estrutura, sendo determinada através do gráfico das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil, conforme apresentado na Figura 14.

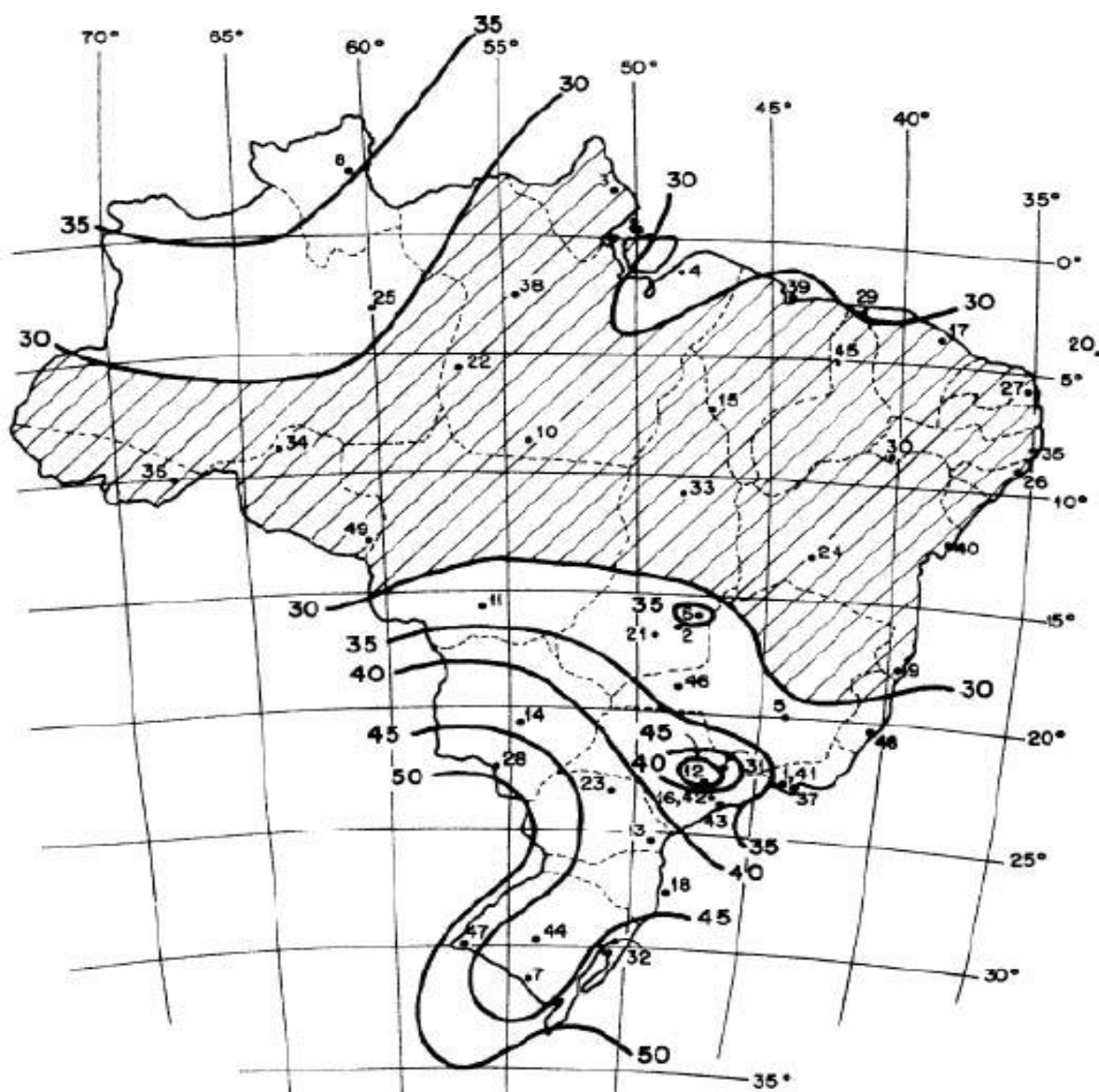


Figura 14 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s) [45].



Ainda segundo a NBR-6123 [45], outros fatores devem ser considerados na determinação da velocidade média do vento, que são: os fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , descritos a seguir.

O fator topográfico ou  $S_1$ , leva em consideração as variações do terreno; o fator  $S_2$ , considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte dela. E por fim, o fator estatístico ou  $S_3$ , considera 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 seguintes valores para os parâmetros especificados pela NBR-6123 [45]:

$V_0 = 35$  m/s (126 km/h) – velocidade básica do vento;

$S_1 = 1,0$ ;

$S_2 =$  Categoria II;

$S_3 = 1,0$ ;

$h = 66$  m – altura do edifício; e

$C_a = 1,20$  – coeficiente de arrasto.

Com base nos dados estabelecidos anteriormente, pôde-se determinar a velocidade média através da Equação (13):

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

Sendo:

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

Onde:

$b$  – parâmetro meteorológico usado na determinação de  $S_2$ ;

$F_{r,II}$  – fator de rajada;

$z$  – cota acima do terreno;

$p$  – expoente da lei potencial de variação de  $S_2$ .

De acordo com a NBR-6123 [45], 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.

Assumindo-se os valores  $b = 1,0$ ,  $F_{r,II} = 0,69$ ,  $z = 10\text{m}$ , e  $p = 0,15$  na Equação (14), e em seguida, substituindo-se na Equação (13), tem-se que a velocidade média para a cota de 10 m é expressa por:

$$\bar{V}_{10} = 0,69V_0S_1S_3 \quad (15)$$

A velocidade média para uma cota “ z ” qualquer é então expressa conforme a Equação (16). Na Tabela 3 é apresentada a variação da velocidade média ao longo da altura do edifício investigado.

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

Tabela 3 - Velocidade média ao longo da altura do edifício.

Cota z (m)	Velocidade média $\bar{V}_z$ (m/s)	Cota z (m)	Velocidade média $\bar{V}_z$ (m/s)
3,30	20,45	36,30	29,30
6,60	22,69	39,60	29,69
9,90	24,11	42,90	30,05
13,20	25,18	46,20	30,38
16,50	26,03	49,50	30,70
19,80	26,76	52,80	31,00
23,10	27,38	56,10	31,28
26,40	27,94	59,40	31,55
29,70	28,43	62,70	31,81
33,00	28,89	66,00	32,05

Na Figura 15 é apresentado o perfil da variação da velocidade média ao longo da altura do edifício, desenvolvido no programa computacional AutoCAD [71].

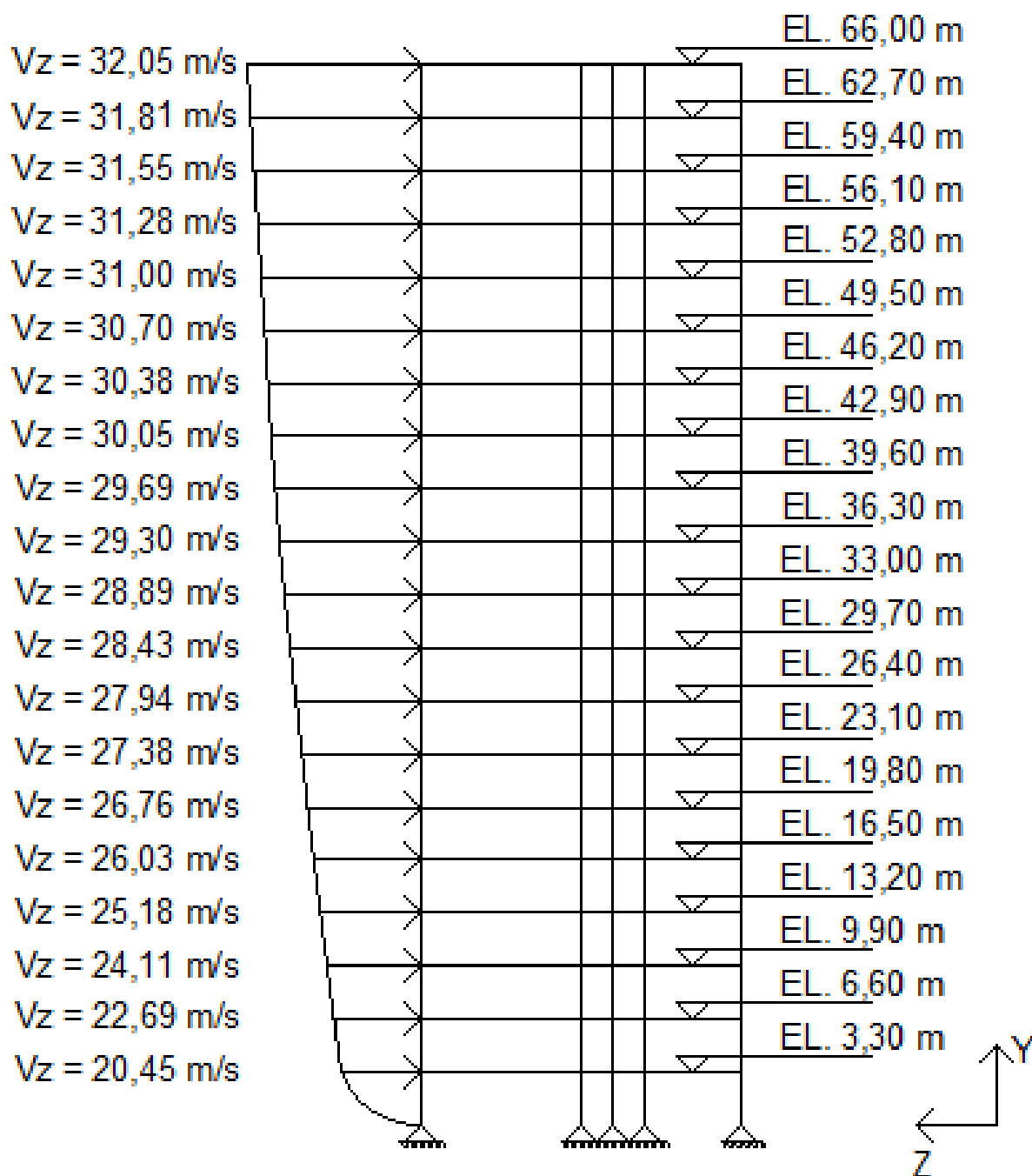


Figura 15 – Perfil da velocidade média ao longo da altura.

Pode-se observar na Figura 15, que os valores da velocidade média do vento aumentam com a altitude, de forma semelhante ao que ocorre com o vento real. Além disso, verifica-se que o maior valor da velocidade média ocorre no topo do edifício, o que já era esperado. Tais constatações indicam uma boa coerência entre os dados e as formulações utilizados.

## 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 por oscilações na direção da velocidade média [45]. Estas oscilações originam-se a partir de movimentos circulatorios da atmosfera causados por transformações termodinâmicas e pela rotação da terra, além da rugosidade superficial provocada por obstáculos naturais ou artificiais [70]. Os turbilhões formados pela flutuação do vento constituem um processo aleatório estacionário ergódico. Um processo aleatório é estacionário, se os seus parâmetros estatísticos, determinados sobre a totalidade dos registros possíveis, são invariantes para qualquer deslocamento da origem dos tempos; e ergódico, se qualquer um de seus parâmetros estatísticos, calculado sobre um conjunto de registro possíveis, é igual ao correspondente parâmetro calculado ao longo do tempo sobre qualquer registro representativo do processo [70].

Na 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 [15]. Dada uma variável aleatória, em um processo ergódico, pode-se definir, entre outros, os seguintes parâmetros estatísticos: média temporal; valor quadrático médio; variância; desvio padrão; intensidade da turbulência; correlação cruzada e distribuição de probabilidade.

2.2.1.1. Média temporal A média temporal de um processo aleatório, representada por  $\bar{v}$ , é definida pela seguinte função [70]:

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

### 2.2.1.2. Valor quadrático médio

O valor quadrático médio, representado por  $\overline{v^2}$ , é obtido pela média da função ao quadrado, ou seja [70]:

$$\overline{v^2} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v^2(t) dt = \langle v^2(t) \rangle \quad (18)$$

### 2.2.1.3. Variância

A variância, simbolizada por  $\sigma_v^2$ , referente à variável  $v$  de um conjunto de dados, é dada por [70]:

$$\sigma_v^2 = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T [v(t) - \overline{v}]^2 dt = \langle [v(t) - \overline{v}]^2 \rangle \quad (19)$$

### 2.2.1.4. Desvio padrão

O desvio padrão,  $\sigma_v$ , é a medida que indica o grau de dispersão ou de concentração de probabilidade em torno da média.

O desvio padrão pode também ser definido como o valor positivo da raiz quadrada da variância ou média quadrática [52], conforme demonstrado pela expressão a seguir:

$$\sigma_v = \sqrt{\overline{v(t)^2} - \overline{v}^2} \quad (20)$$

É muito comum a designação *rms* para o desvio padrão, sigla esta advinda do seu nome em inglês: *root mean square*. Tanto a variância como o desvio padrão constituem medidas da dispersão das flutuações em torno da média, sendo que a primeira está diretamente ligada à energia cinética contida nas flutuações da velocidade [70].

### 2.2.1.5. Intensidade da turbulência

Intensidade de turbulência é definida pelo quociente entre o desvio padrão das flutuações e uma velocidade de interferência, que pode ser a velocidade média do ponto em que se determinou o desvio padrão (intensidade local da turbulência) ou uma velocidade de normalização  $v_{ref}$  (intensidade normalizada da turbulência) [70].

Intensidade local de turbulência (três componentes):

$$I_i(\underline{r}) = \frac{\sigma_i(\underline{r})}{v(\underline{r})} \quad (21)$$

Onde:

$i = 1, 2, 3;$

Intensidade normalizada de turbulência (três componentes):

$$I_{i0}(\underline{r}) = \frac{\sigma_i(\underline{r})}{v_{ref}} \quad (22)$$

Onde:

$i = 1, 2, 3.$

De acordo com Blessmann [70], a intensidade da turbulência é uma medida adimensional da energia cinética contida nas componentes das flutuações da velocidade, sendo esta energia proporcional à variância.

### 2.2.1.6. Correlação cruzada

Mede a relação existente entre as flutuações em dois pontos por um coeficiente que varia entre +1 e -1 (correlação cruzada normalizada). Se as flutuações entre os dois pontos estão em completa conformidade, este coeficiente

vale +1. Um coeficiente zero indica que não há nenhuma relação entre as flutuações nos dois pontos, tratando-se de uma associação aleatória. Um coeficiente negativo indica uma associação em sentidos opostos, ou seja, -1 corresponde a uma correlação em antifase. Quando os dois pontos coincidirem tem-se a autocorrelação ou correlação temporal [70].

#### 2.2.1.7. Distribuição de probabilidade

Uma outra propriedade estatística utilizada para definir as características da turbulência é a distribuição de probabilidade, que fornece indicações sobre como se distribuem as velocidades das flutuações [70].

De acordo com Mendes e Oliveira [72], os processos estocásticos geralmente apresentam uma distribuição de probabilidade normal ou de Gauss, conforme apresentado na Figura 16.

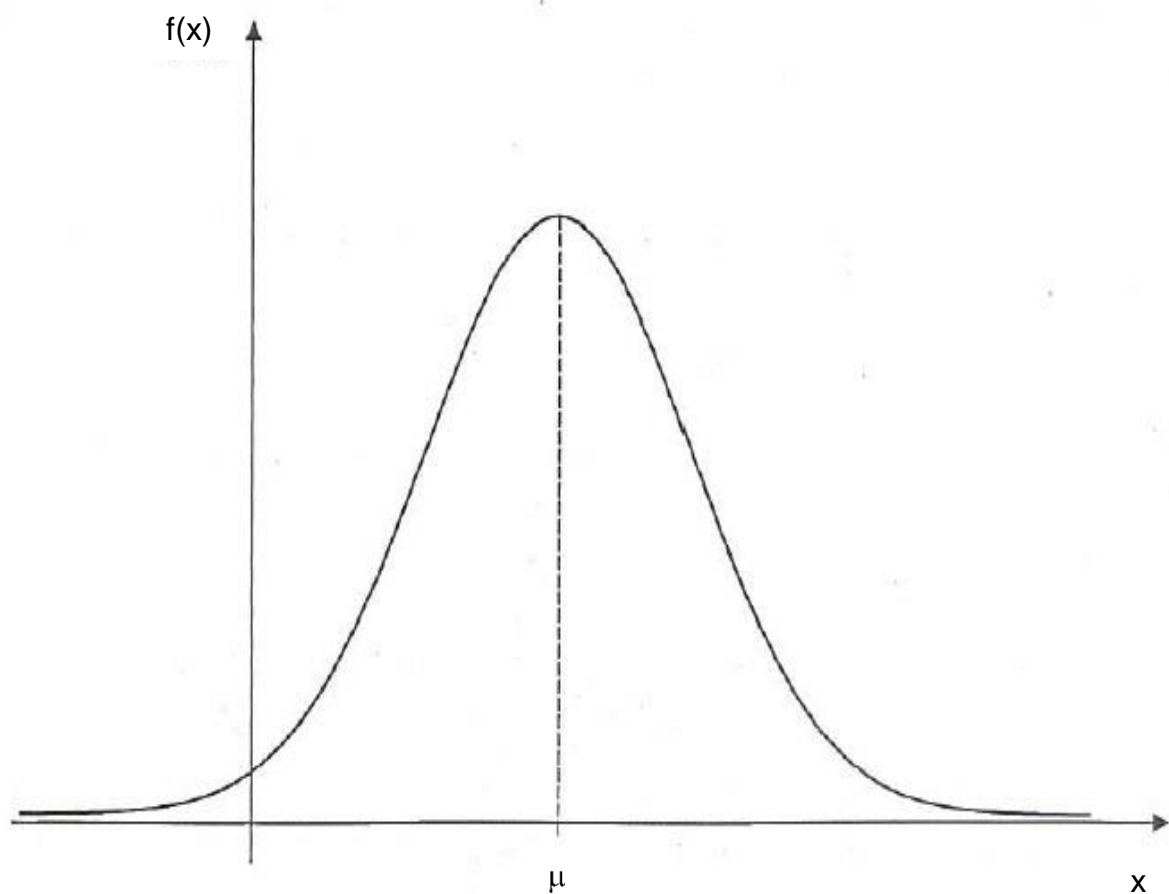


Figura 16 - Distribuição de probabilidade Normal ou de Gauss [73].

A forma de sino representada pelo gráfico da Figura 16 pode ser obtida através da Equação (23), que define a distribuição normal ou de Gauss, amplamente utilizada nos casos de vibrações aleatórias, constituídas por um número relativamente grande de históricos temporais, conforme mostra a Figura 17. Assim, considerando que uma variável aleatória contínua  $x$  tem distribuição normal com parâmetros  $\mu$  e  $\sigma$ , a sua função densidade é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad (23)$$

Onde:

$f(x)$  – representa a função de densidade;

$x$  – variável aleatória contínua;

$\mu$  - parâmetro estatístico representativo da média;

$\sigma$  – parâmetro estatístico representativo do desvio padrão;

$\sigma^2$  - parâmetro estatístico representativo da variância.

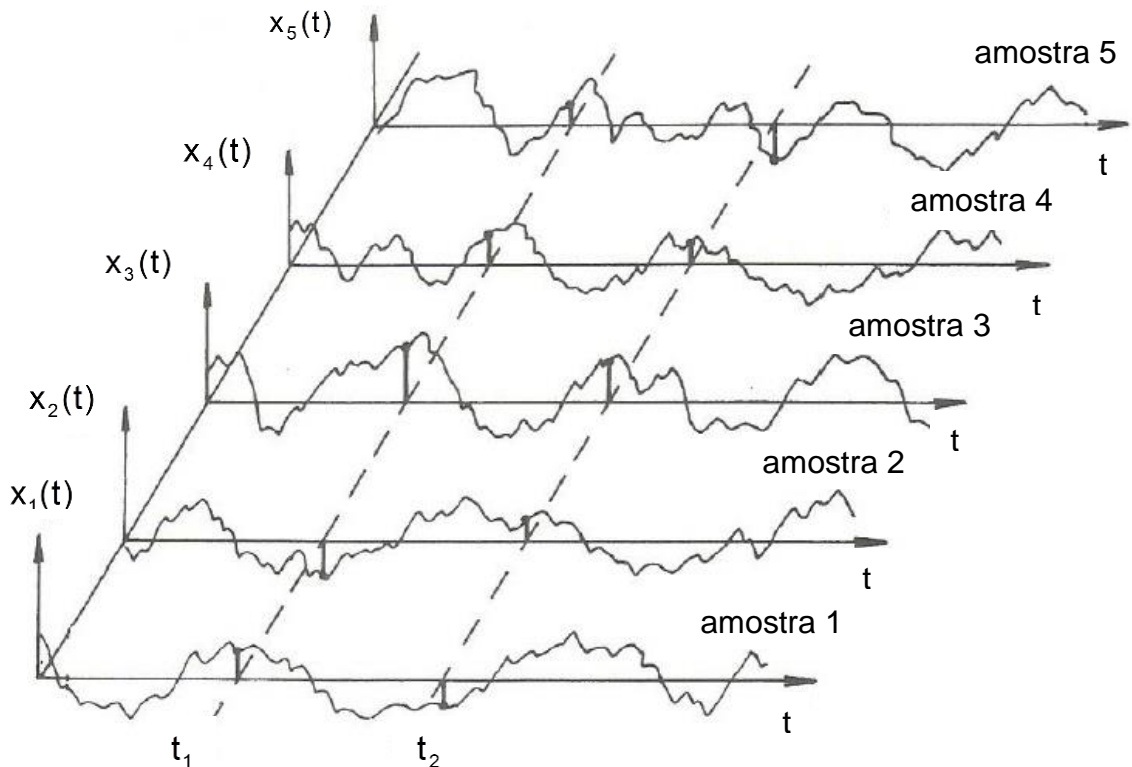


Figura 17 – Amostra de séries temporais [70].



A partir de um número de séries temporais, como demonstrado na Figura 17, é possível determinar os parâmetros estatísticos ao longo da amostra das séries. Obtendo-se os valores de todas as funções para um instante  $t_0$ , pode-se determinar a distribuição de probabilidade normal para  $x$  em  $t_0$ , bem como para os demais instantes de tempo,  $t_1$ ,  $t_2$ , etc.

Assim, num processo Gaussiano de natureza aleatória, as funções de probabilidade determinadas para todos os instantes de tempo, caracterizam uma distribuição normal, representada pela Equação (23).

### 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. O espectro de potência de uma das componentes das flutuações indica a distribuição, em frequência, da energia cinética contida nesta componente. Esta energia é definida pela variância da respectiva flutuação. 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 [70].

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 de uma série da velocidade do vento,  $R_v(\tau)$ , pode ser entendida como a média da função definida pelo produto das velocidades em um instante de tempo  $t$  e em outro instante  $t + \tau$  [70]. A autocorrelação, que também é conhecida como correlação temporal, pode ser representada pela Equação (24):

$$R_v(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v(t) \cdot v(t + \tau) dt = \langle v(t) \cdot v(t + \tau) \rangle \quad (24)$$

A fim de dar um maior entendimento sobre a definição de autocorrelação, apresenta-se a seguir, na Figura 18, a função de autocorrelação representada em sua forma gráfica.

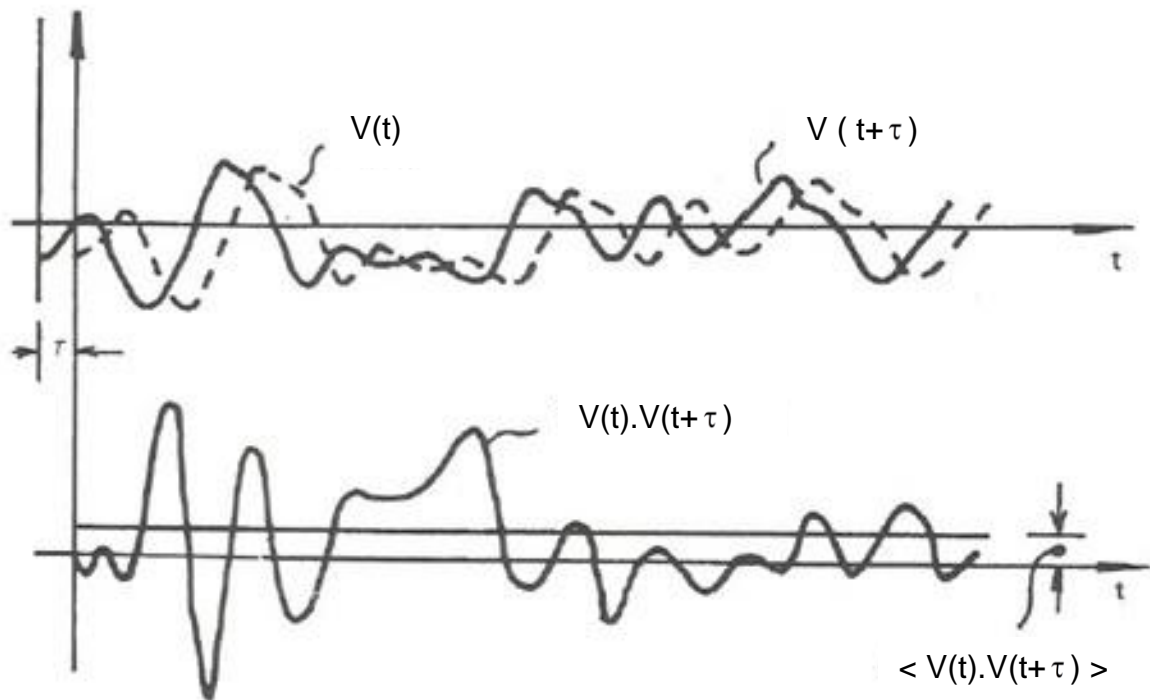


Figura 18 – Função de autocorrelação [70].

Segundo Filho [15], baseado no 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  $\tau$ . Assim, quando o intervalo de tempo  $\tau$  é igual a zero ( $\tau = 0$ ), o valor da função de autocorrelação é igual ao valor do quadrado médio [15]:

$$R_v(\tau = 0) = \langle v^2(t) \rangle \quad (25)$$

Por outro lado, quando o intervalo de tempo  $\tau$  tende a infinito ( $\tau = \infty$ ), não há coerência entre os valores obtidos para  $v(t)$  e  $v(t + \tau)$ , caracterizando um processo não correlacionado [15].

De acordo com Blessmann [70] a função de autocorrelação é a transformada de Fourier do espectro de potência. Desta forma, faz-se necessário apresentar 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 [41] e apresentado na equação (26).

$$v(t) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} \left( a_k \cos \frac{2\pi kt}{T} + b_k \sin \frac{2\pi kt}{T} \right) \quad (26)$$

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

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v(t) dt \quad (27)$$

$$a_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v(t) \cos \frac{2\pi kt}{T} dt \quad (28)$$

$$b_k = \frac{2}{T} \int_{-T/2}^{T/2} v(t) \sin \frac{2\pi kt}{T} dt \quad (29)$$

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 (26) a (29) conduz a expressão da integral de Fourier, dada por:

$$v(t) = 2 \int_0^{\infty} A(\omega) \cos \omega t d\omega + 2 \int_0^{\infty} B(\omega) \sin \omega t d\omega \quad (30)$$

As componentes da transformada de Fourier são representadas por:

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

$$B(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} v(t) \sin \omega t dt \quad (32)$$

Ainda de acordo com o desenvolvimento descrito por Lazanha [41] no estudo dos parâmetros estatísticos, as equações (30) a (32), podem ser escritas na forma complexa. Desta forma, tem-se que  $X(\omega)$  é dado por:

$$X(\omega) = A(\omega) - B(\omega) \quad (33)$$

O par de transformada de Fourier representado pelas equações (34) e (35), é também conhecido como “teorema de Wiener-Khintchine”, e é definido da seguinte forma:

$$X(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} v(t) e^{-i\omega t} dt \quad (34)$$

$$v(t) = \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (35)$$

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

$$S_v(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} R_v(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (36)$$

Quando representada na forma complexa, a função de densidade espectral pode ser representada de acordo com a Equação (37), uma vez que o termo  $B(\omega)$  é igual a zero.

$$S_v(\omega) = A(\omega) \quad (37)$$

### 2.2.3. Espectro de potência de Davenport

A resposta longitudinal para a maioria das estruturas submetidas ao vento deve-se principalmente à componente longitudinal da turbulência do vento incidente, superposta ao deslocamento médio causado pela velocidade média do vento incidente [74].

Baseando-se em resultados experimentais e em medições, Davenport propôs uma expressão para o espectro de potência da componente longitudinal da turbulência do vento, que é dada conforme a expressão indicada a seguir, representada pela equação (38) [15]:

$$\frac{f S_v(f)}{u_*^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{4/3}} \quad (38)$$

Sendo:

$$x(f) = \frac{1200 f}{V_0} \quad (39)$$

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.

Segundo Lazzanha [41], o espectro proposto por Davenport é de fácil integração, porém não representa bem os valores obtidos em baixas frequências, além de não considerar influência da cota z.

#### 2.2.4. Espectro de potência de Kaimal

O espectro de potência de Kaimal, diferentemente do espectro de potência de Davenport, considera a altura “z” em relação ao nível do terreno, que é multiplicada pela frequência, majorando, desta forma, a frequência adimensional. A expressão pode ser definida por [15]:

$$\frac{f S^v(f, z)}{u_*^2} = \frac{200x}{(1+50x)^{5/3}} \quad (40)$$

Sendo:

$$x(f, z) = \frac{f z}{V_z} \quad (41)$$

Onde:

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

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

z – é a cota acima do terreno.

A velocidade de fricção,  $u_*$ , é calculada por [15]:

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln(z/z_0)} \quad (42)$$

Onde:

$k$  – representa a constante de Kármán, adotar-se-á o valor de 0,4;

$z_0$  – representa o comprimento de rugosidade, que na presente investigação será adotado em 0,07 m, de acordo com o que preconiza a NBR-6123 [45];

$\bar{V}_z$  – é a velocidade média do vento na cota  $z$  acima do nível do terreno em m/s;

$z$  – é a cota acima do terreno.

Na Figura 19 são apresentadas as curvas dos espectros de potência do vento de Davenport e Kaimal, bem como de outros autores que ao longo dos tempos dedicaram suas pesquisas ao comportamento aleatório do vento [75].

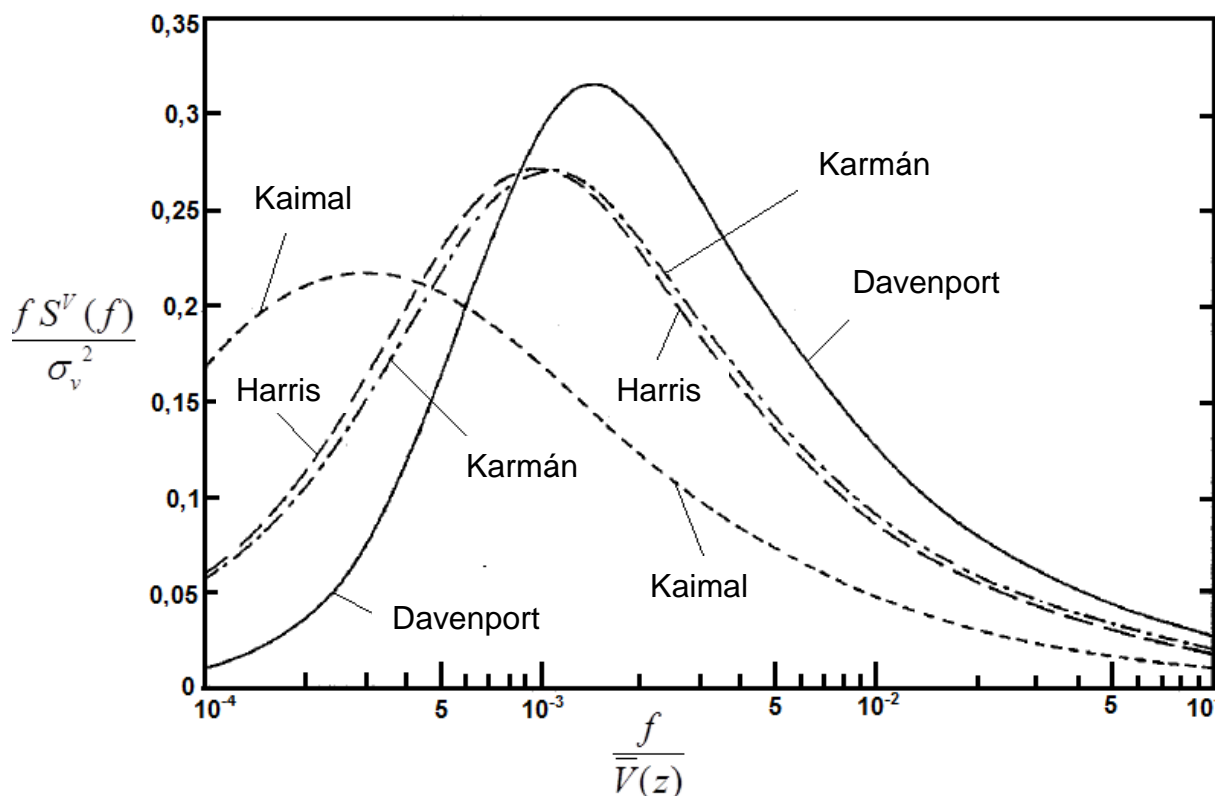


Figura 19 – Espectros de potência de Kaimal, Kármán, Harris e Davenport [75].

De acordo com a Figura 19, o eixo das abscissas representa o número de ondas em ciclos por metro,  $f/\bar{V}(z)$ , onde  $f$  é a frequência da rajada em Hz; e  $\bar{V}(z)$  é a velocidade média horária na cota  $z$ . No eixo das ordenadas, a densidade espectral de potência é normalizada pela variância. A área sob a curva entre duas frequências é proporcional à energia total [41].

#### 2.2.5. Processo do vento sintético

Neste estudo, a fim de considerar a ação não determinística do vento, será adotado o método do Vento Sintético. O método consiste na geração de um número razoavelmente grande de séries de carregamento compostas pela superposição de componentes harmônicos de fases aleatoriamente escolhidas, configurando um tipo de simulação numérica conhecida como método de Monte Carlo [41].

De acordo com Filho [15], 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. Além disso, o autor destaca que a amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida em função do espectro de potência do vento [15].

#### 2.2.6. Correlação espacial das 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.

Filho [15], 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:

$$C^{v_1, v_2}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T v_1(t) v_2(t + \tau) dt \quad (43)$$

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].

$$S^{v_1, v_2}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} C^{v_1, v_2}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad (44)$$

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 (45).

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

Davenport propõe uma expressão clássica para representação da função de coerência apresentada por Pfeil e Filho [15], ou seja:

$$\text{coh}^{v_1, v_2}(f) = \exp(\hat{f}) \quad (46)$$

Onde  $\hat{f}$  é expresso por:

$$\hat{f} = \frac{f [C_{1x}^2 (x_1 - x_2)^2 + C_{1z}^2 (z_1 - z_2)^2]}{V_{10}} \quad (47)$$

Os parâmetros  $C_{1x}$  e  $C_{1z}$  são os coeficientes de decaimento na direção lateral e vertical, respectivamente. De acordo com Filho [15], pode-se adotar, conservadoramente,  $C_{1x} = 16$  e  $C_{1z} = 10$ . Isolando a função de densidade espectral na Equação (45) para os processos  $v_1$  e  $v_2$ , obtêm-se a seguinte expressão:



$$S^{v_1, v_2}(f) = \text{coh}^{v_1, v_2}(f) S^v(f) \quad (48)$$

Substituindo o valor da função de coerência, pelo que está expresso na Equação (46), reescreve-se a Equação (48) da seguinte forma:

$$S^{v_1, v_2}(f) = S^v(f) e^{-\hat{f}} \quad (49)$$

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

$$C^{v_1, v_2}(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{-\hat{f}} e^{i2\pi f\tau} df \quad (50)$$

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

$$C^{v_1, v_2}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S^v(f) e^{-\hat{f}} df \quad (51)$$

### 2.2.7. Determinação das séries temporais da velocidade do vento

Na presente investigação, o espectro de potência adotado é 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:

$$v(t) = v_0 \cos(2\pi ft) \quad (52)$$

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, conforme apresentado por Filho [15]. Assim sendo, segundo Filho, a parcela flutuante da velocidade do vento pode ser obtida a partir da seguinte expressão:

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (53)$$

Onde:

$N$  – Número de divisões no espectro de potência;

$S^V(f_i)$  – Densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência  $f_i$ ;

$\Delta f$  – Incremento da frequência em Hz;

$f_i$  – variação da faixa de frequência em Hz;

$t$  – variação do tempo total em segundos;

$\theta_i$  – Ângulo de fase aleatório entre 0 e  $2\pi$ .

A amplitude das funções temporais é dada por:

$$a_i = \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \quad (54)$$

Em virtude de tudo o que foi mencionado anteriormente, é possível determinar a parcela flutuante da velocidade do vento. A seguir será apresentado 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.

Primeiramente, para determinação das séries temporais é fundamental a escolha da faixa de frequência de acordo com o espectro de potência, de tal maneira que esta absorva todas as principais frequências naturais do modelo estrutural em estudo. Assim sendo, nesta investigação a faixa de frequência adotada varia de 0,01Hz até 3,01 Hz, pois esta faixa de frequência engloba as frequências naturais dos primeiros 10 modos de vibração da edificação.

O próximo passo consiste na discretização desta faixa de frequência em " $N$ " partes iguais. No caso do presente trabalho, o número de partes será igual a 48, resultado que faz com que o incremento de frequência  $\Delta f$  seja igual a 0,0625 Hz  $((3,01 - 0,01)/48)$ . Esta relação tem como objetivo gerar um harmônico ressonante com a frequência fundamental do edifício ( $f_{01} = 0,27$  Hz). Sendo assim, o somatório será composto por 48 harmônicos ( $i = 1$  até 48).

Para a execução dos cálculos utilizou-se o programa MATLAB [76] e os dados conforme apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Roteiro de cálculo para a determinação da parcela flutuante do vento ( $z = 3,3$  m).

Parâmetros	Valores	Procedência
Cota acima do terreno ( $z$ )	3,3 m	Cota analisada
Coeficiente exponencial ( $\rho$ )	0,15	Obtido na NBR-6123 [45]
Comprimento de rugosidade ( $Z_0$ )	0,07 m	Obtido na NBR-6123 [45]
Cota de referência ( $z_d$ )	0,00 m	Nível do terreno
Velocidade média a 10 m ( $V_{10}$ )	24,15 m/s	Obtido pela Equação (15)
Velocidade média na cota $z$ ( $V_z$ )	20,45 m/s	Obtido pela Equação (16)
Frequência inicial de faixa ( $f_0$ )	0,010 Hz	Adotado
Frequência final de faixa ( $f$ )	3,010 Hz	Adotado
Número de divisões na faixa de frequência ( $N$ )	48	Adotado
Incremento da frequência ( $\Delta f$ )	0,0625 Hz	$(3,010-0,010)/48$
Número de divisões ao longo da análise ( $n$ )	32768	Adotado
Tempo inicial ( $t_0$ )	0 s	Adotado
Tempo final ( $t$ )	600 s	Adotado
Incremento de tempo ( $\Delta t$ )	0,0183 s	$(600-0)/(32768-1)$
Variação do tempo total ( $t_i$ )	Varia $n$ vezes	$\{ t_0; t_0 + \Delta t; \dots; t \}$
Variação da faixa de frequência ( $f_i$ )	Varia $N$ vezes	$\{ f_0; f_0 + \Delta f; \dots; f \}$
Velocidade de fricção ( $u_*$ )	2,13 m/s	Obtido pela Equação (42)
Densidade espectral de Kaimal, $S^v(f, z)$	Varia $N$ vezes	Obtido pela Equação (40)
Ângulo de fase aleatório entre 0 e $2\pi$ ( $\theta_i$ )	Varia $N$ vezes	$\text{rand}(1, N) * 2 * \pi$
Parcela flutuante da velocidade do vento ( $v(t)$ )	Varia $n$ vezes	Obtido pela Equação (53)

De forma semelhante ao que foi apresentado na Tabela 4, pode-se determinar as parcelas flutuantes na metade e no topo do edifício, alterando-se o parâmetro que se refere a cota analisada, para as cotas de 33 m e 66 m, respectivamente.

A Figura 20 apresentada a seguir, mostra a distribuição dos nós que estão localizados nas cotas investigadas.

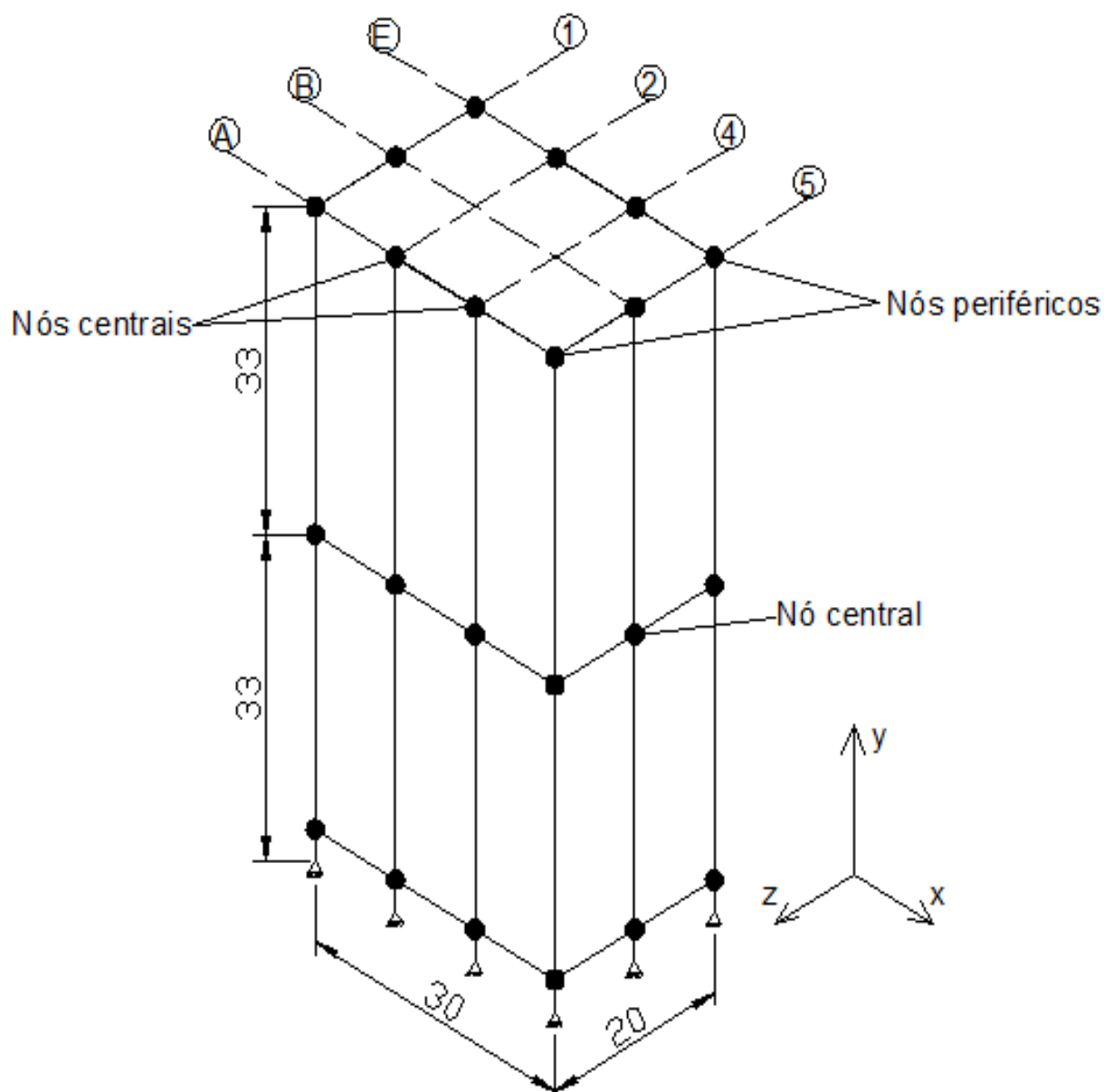


Figura 20 – Detalhe dos nós nas cotas analisadas.

Nas Figuras 21 à 23 são apresentados os históricos da velocidade do vento ao longo do tempo, no intervalo de 600 s, para as cotas de 3,3 m, 33 m e 66 m, respectivamente.

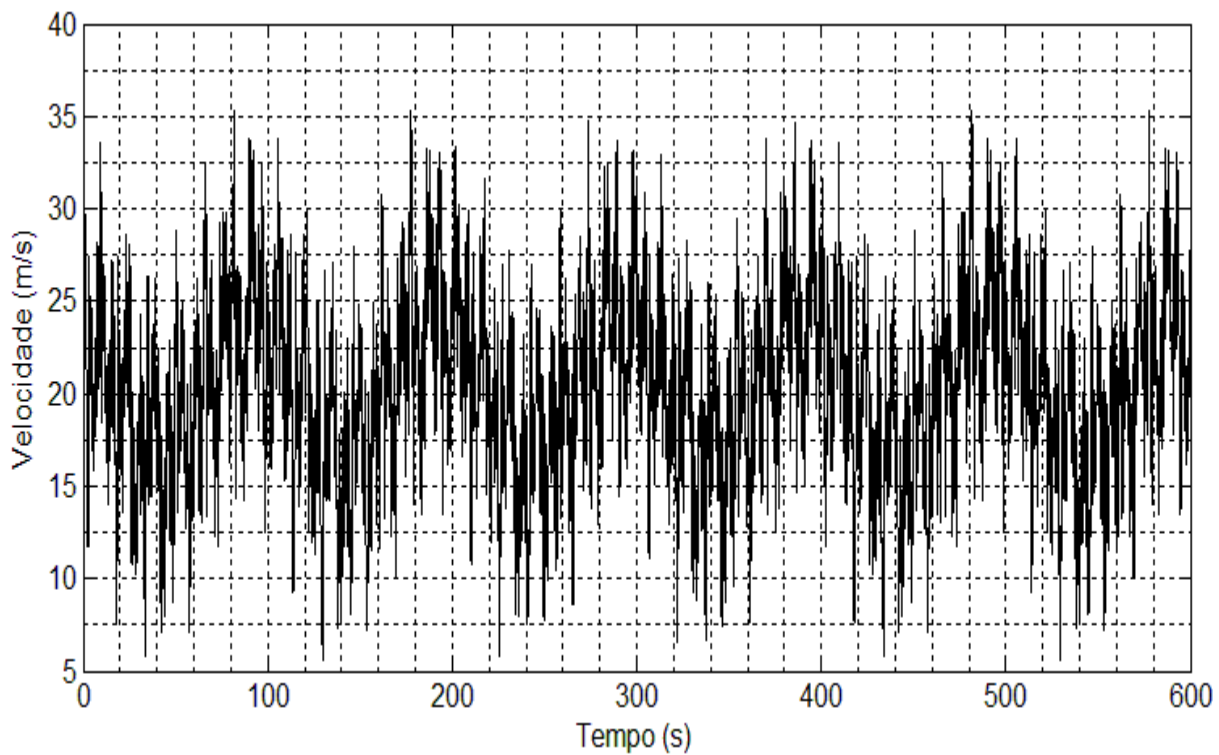


Figura 21 – Histórico da velocidade no tempo na cota  $z = 3,3$  m.

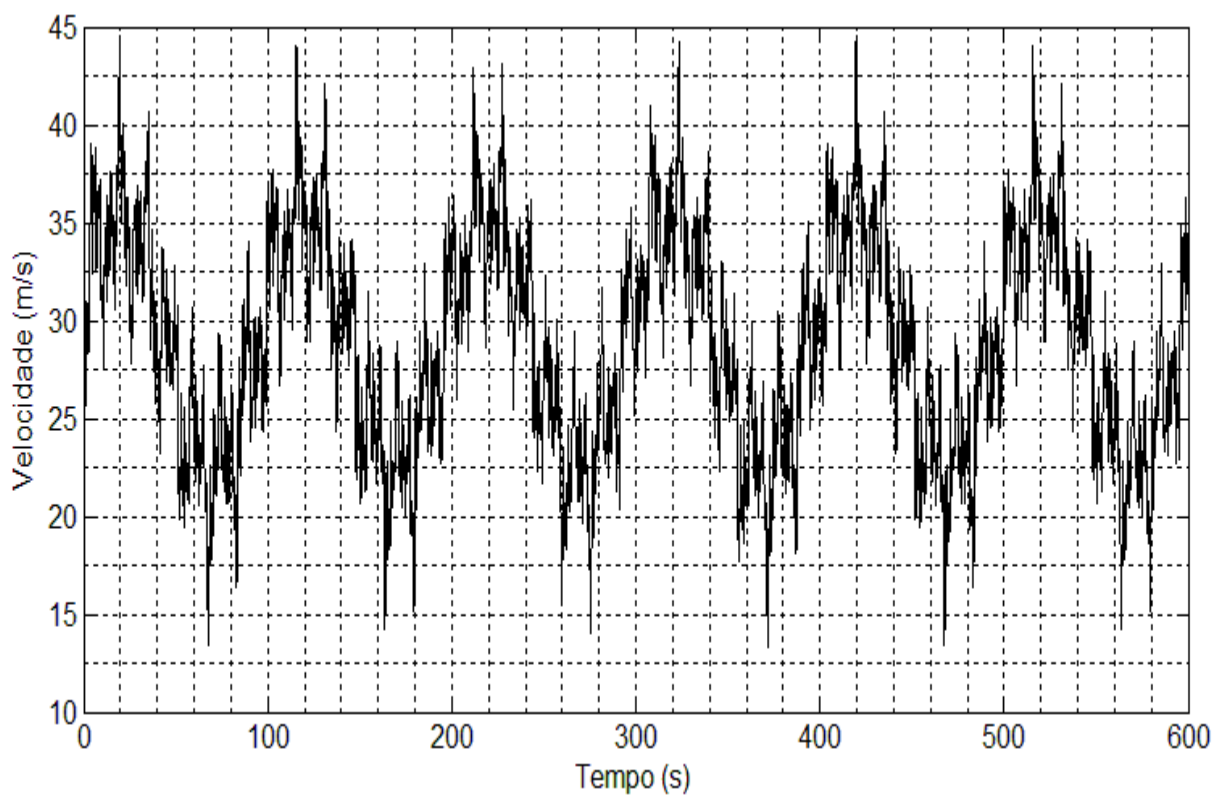


Figura 22 – Histórico da velocidade no tempo na cota  $z = 33$  m.

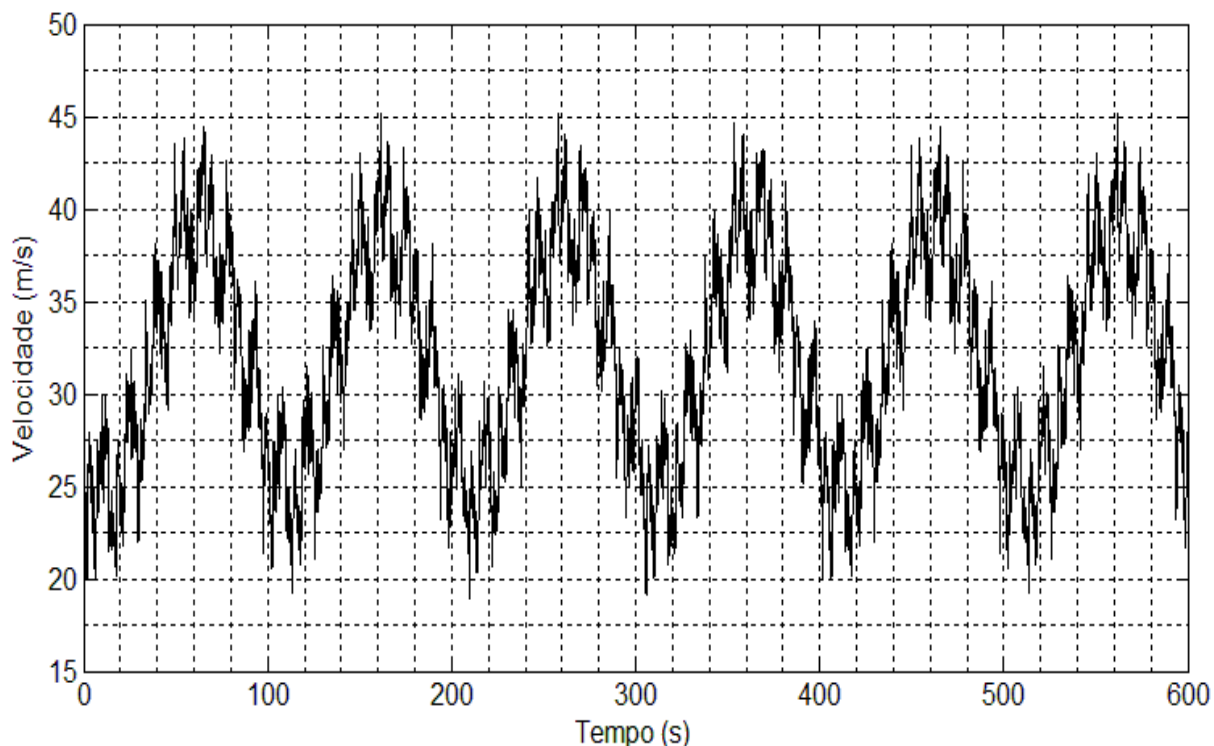


Figura 23 – Histórico da velocidade no tempo na cota  $z = 66$  m.

### 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 [45], a pressão dinâmica é função da velocidade do vento, ou seja:

$$q = 0,613 V^2 \quad (55)$$

Sendo  $q$  em  $\text{N/m}^2$  e  $V$  em  $\text{m/s}$ .

Na presente investigação, a Equação (55) deve ser reescrita de modo que a velocidade a ser considerada contemple a soma da parcela média mais a flutuante, ou seja:

$$q(t) = 0,613 (\bar{V} + v(t))^2 \quad (56)$$

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

$$F(t) = C_{a_i} q(t) A_i \quad (57)$$

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, na direção porém no sentido negativo do eixo z, de acordo com a área de influência de cada nó, conforme mostra a Figura 24.

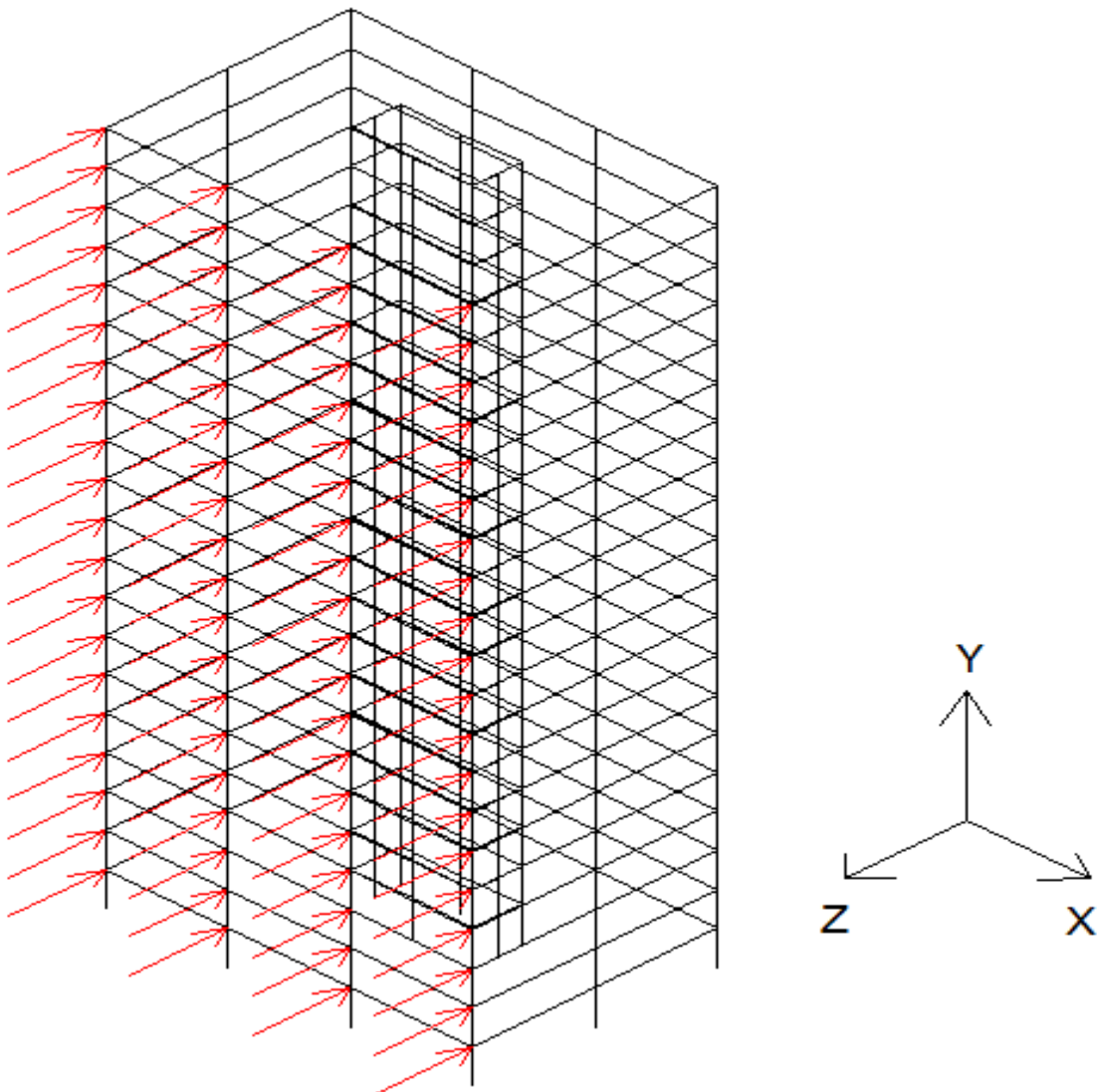


Figura 24 - Esquema de aplicação das cargas do vento na estrutura.

Apresentam-se nas Figuras 25 à 27 os históricos da ação das forças do vento atuantes na estrutura. As cargas apresentadas referem-se aos nós centrais do modelo para as cotas de  $z=3,3$  m,  $z = 33$  m e  $z = 66$  m, respectivamente.

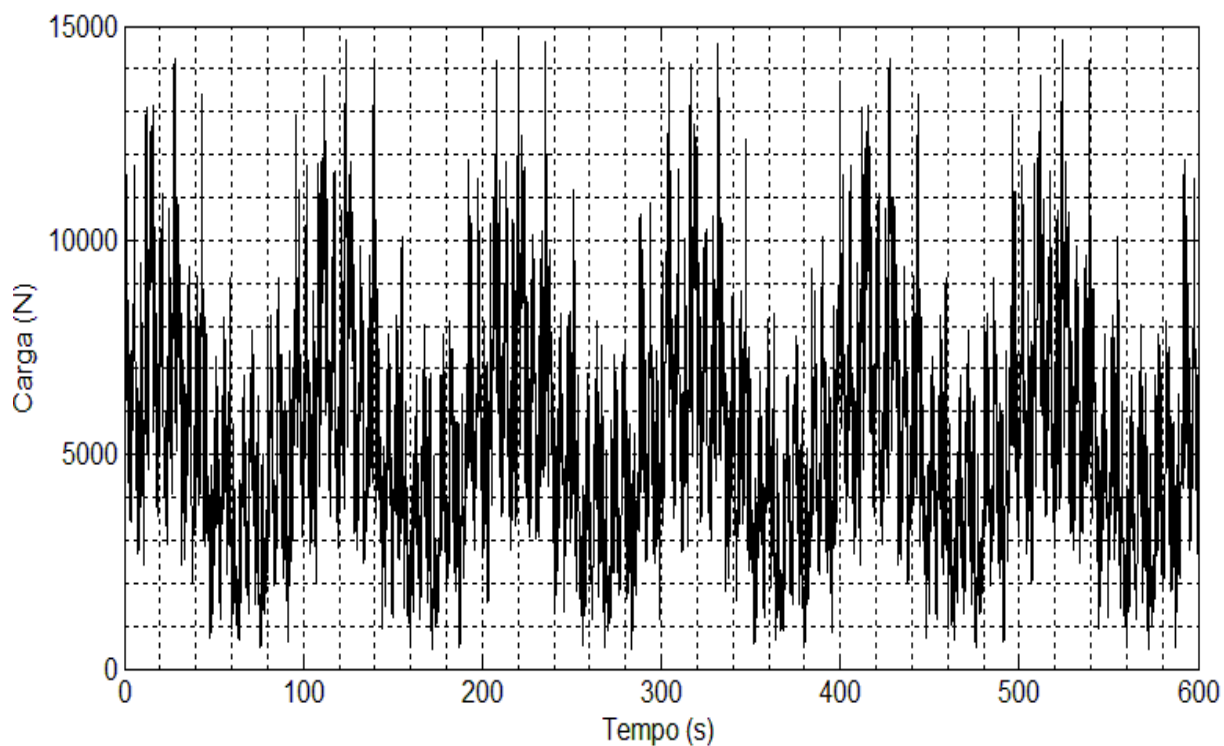


Figura 25 - Histórico da carga no tempo na cota  $z = 3,3$  m.

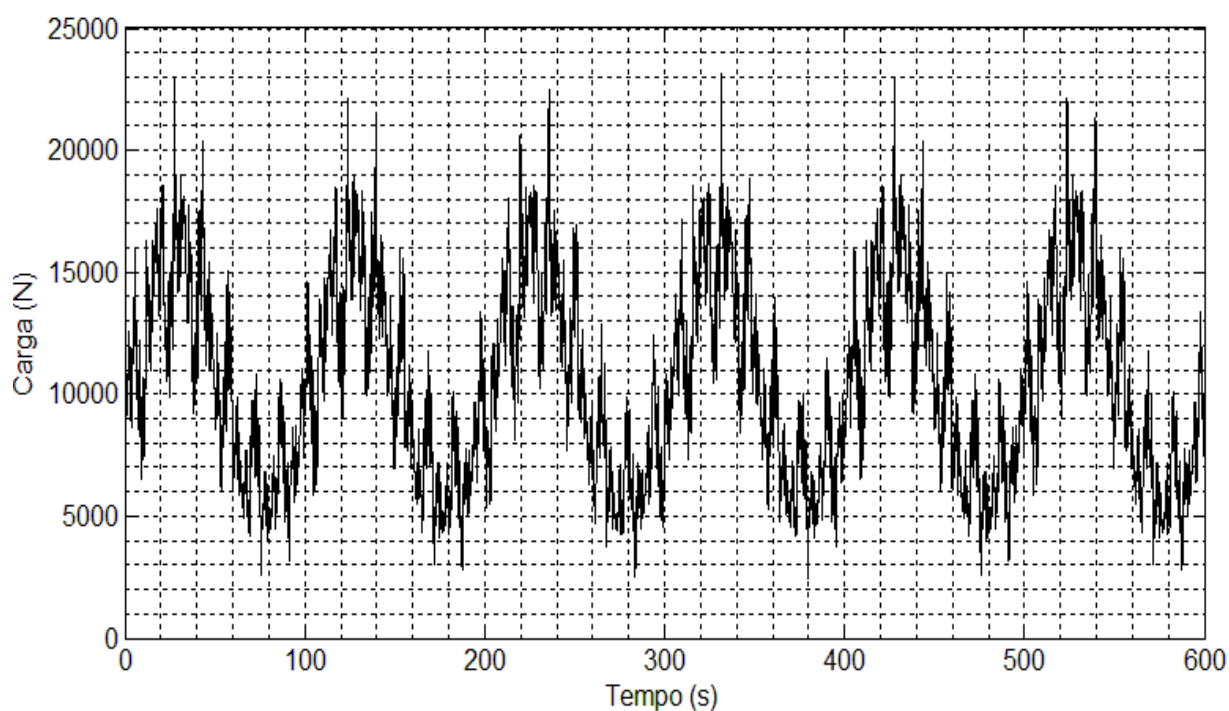


Figura 26 - Histórico da carga no tempo na cota  $z = 33$  m.



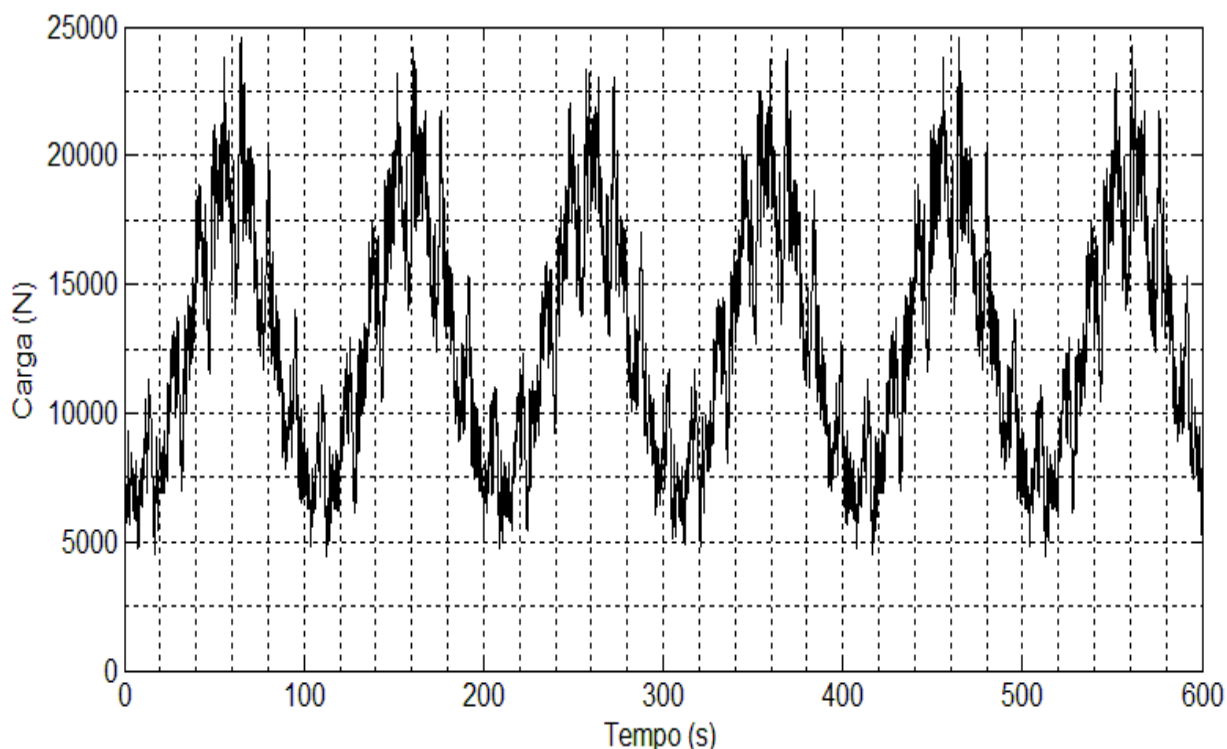
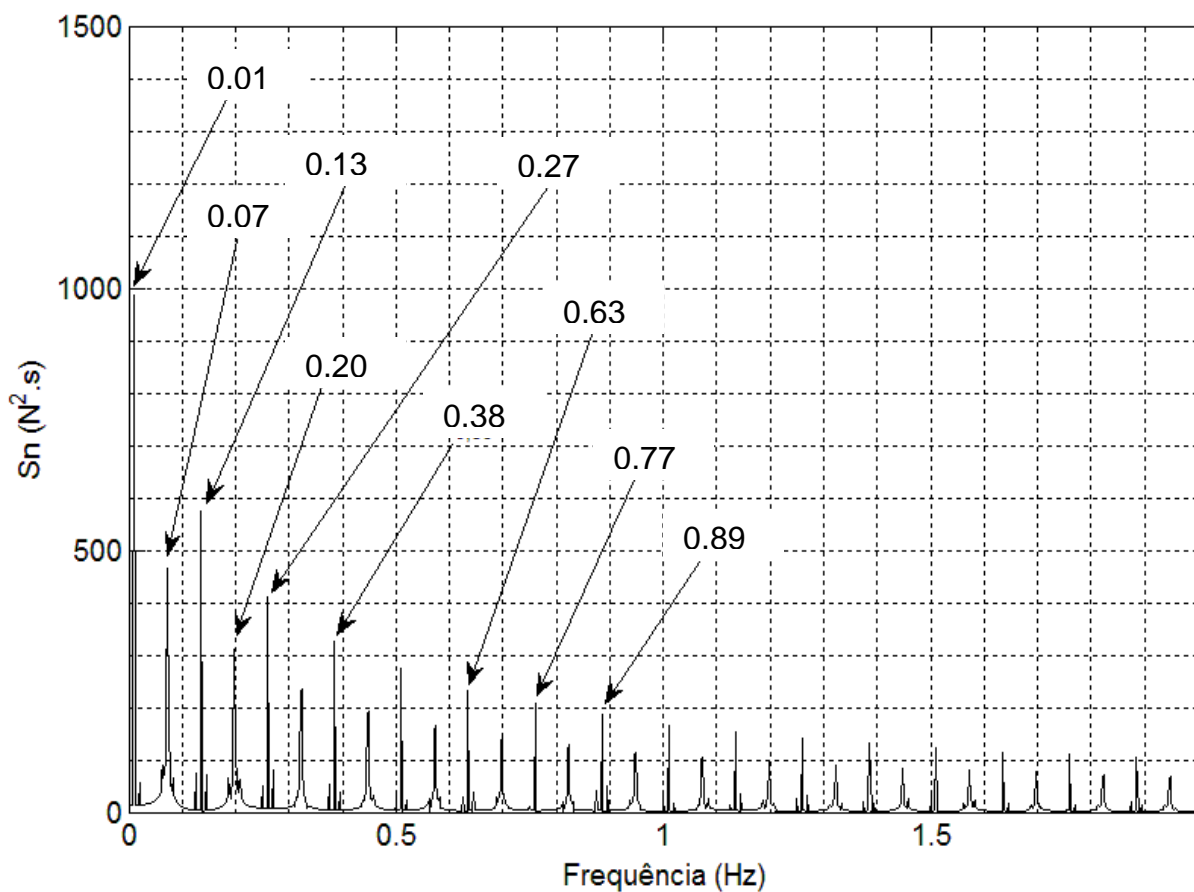
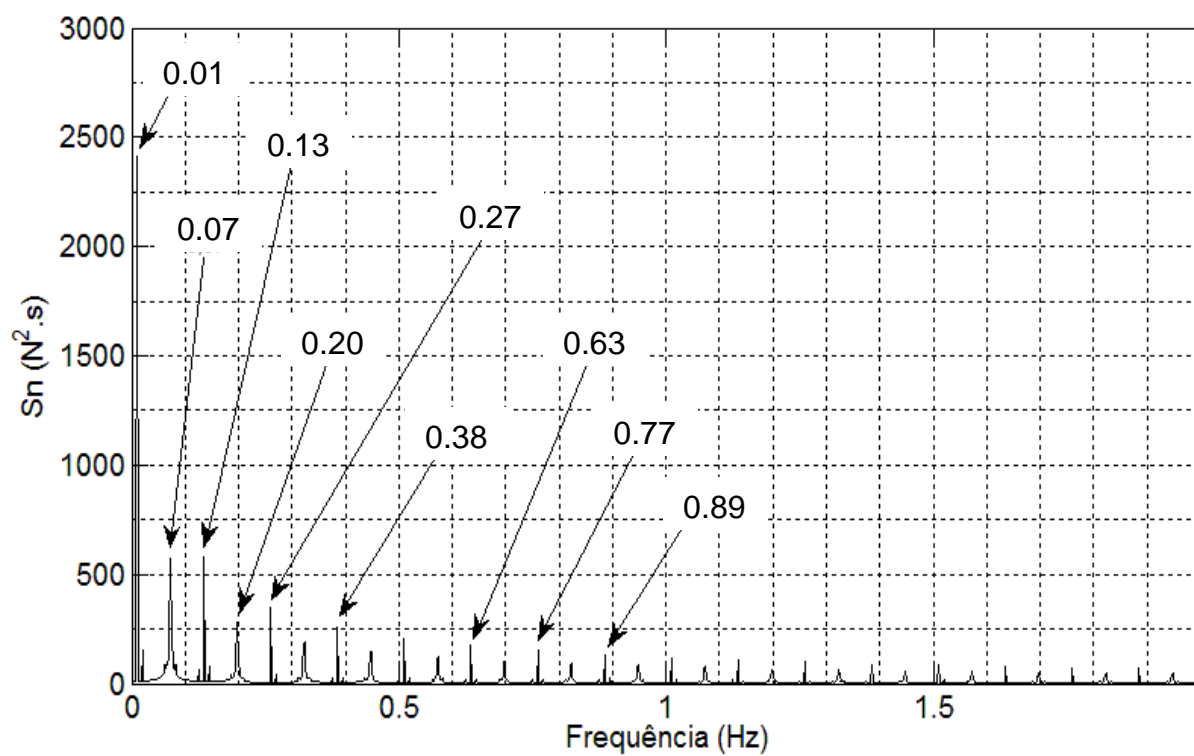


Figura 27 - Histórico da carga no tempo na cota  $z = 66$  m.

Os vetores das cargas nodais foram avaliados no domínio do tempo, conforme observado nas Figuras 25 à 27. Todavia, a fim de se determinar a faixa de frequência em que ocorre a maior parte da transferência de energia contida no sistema, faz-se necessário avaliar os vetores das cargas nodais no domínio da frequência.

Desta forma, são apresentadas nas Figuras 28 à 30, as cargas avaliadas no domínio da frequência. Os gráficos apresentados correlacionam a densidade espectral das cargas de vento ao longo da altura do edifício, estando de acordo com o modelo adotado nesta dissertação, que foi o espectro de potência de Kaimal, o qual se faz a consideração da altura  $z$ , conforme foi visto no item 2.2.4 deste capítulo.

As densidades espectrais foram obtidas através da Equação (40) e pela metodologia da transformada rápida de Fourier, ambos calculados no programa MATLAB [76]. Através dos resultados obtidos, pôde-se observar que a transferência de energia dos harmônicos é muito baixa para frequências acima de 2 Hz. Sendo assim, convencionou-se representar graficamente apenas as frequências que estão abaixo deste valor.

Figura 28 - Densidade espectral das cargas de vento na cota  $z=3,3$  m.Figura 29 - Densidade espectral das cargas de vento na cota  $z=33$  m.

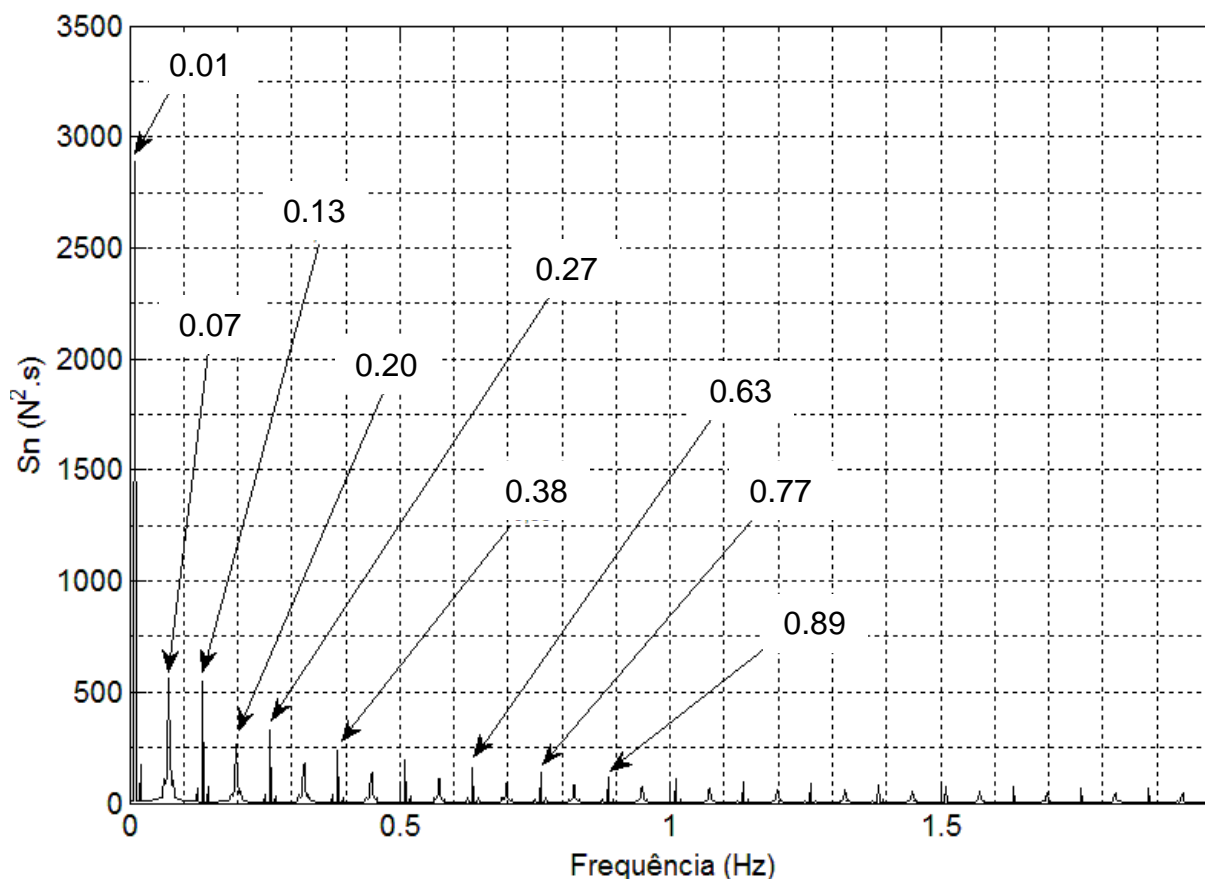


Figura 30 - Densidade espectral das cargas de vento na cota  $z=66$  m.

Neste capítulo foi apresentado o modelo de carregamento de vento, de natureza não determinística. Foram explicitadas as metodologias utilizadas para a determinação das parcelas da velocidade do vento. A parcela média é determinada com base na norma NBR-6123 [45], enquanto que a parcela flutuante é determinada em função dos espectros de potência da velocidade do vento.

Na presente investigação, adotou-se o espectro de potência de Kaimal, que demonstrou ser o mais eficiente pois considera a cota  $z$  acima do terreno. Em virtude disso, foi possível obter as análises na base, no meio e no topo do edifício, representadas pelas cotas 3,3 m, 33 m e 66 m, respectivamente. Foram apresentados os históricos de velocidade e de cargas provenientes das ações do vento no domínio do tempo, e a densidade espectral das cargas de vento no domínio da frequência.

No capítulo seguinte são apresentados: as características arquitetônicas do modelo estrutural investigado, as propriedades geométricas das seções dos elementos estruturais adotados, e os materiais empregados.

### 3. MODELO ESTRUTURAL

No presente capítulo são apresentadas as principais características referentes ao modelo estrutural em análise, destacando-se as propriedades físicas e geométricas de seus elementos estruturais, bem como os materiais empregados.

#### 3.1. Concepção do modelo

A estrutura é constituída por perfis laminados do padrão europeu, com as dimensões e as propriedades geométricas conforme descritas na Tabela 5. As lajes são executadas em concreto armado na espessura de 15 cm.

O modelo estrutural analisado é uma adaptação de uma estrutura inicialmente idealizada por Assis [77], e, posteriormente investigada por Barboza [2] e Filho [15], cuja plantas podem ser visualizadas nas Figura 31 e 32.

O modelo computacional representa um edifício comercial misto (aço-concreto) com vinte pavimentos, pé-direito de 3,30 metros, e que possui um núcleo interno.

Em relação às características físicas dos materiais empregados, o concreto possui resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) igual a 30 MPa, módulo de elasticidade ( $E_c$ ) de 30 GPa, coeficiente de Poisson ( $\nu_c$ ) a igual a 0,2 e peso específico ( $\gamma_c$ ) de 25 kN/m<sup>3</sup>; o aço tem resistência característica de escoamento ( $f_y$ ) de 250 MPa, módulo de elasticidade ( $E_s$ ) de 205 GPa, coeficiente de Poisson ( $\nu_s$ ) igual a 0,3 e peso específico ( $\gamma_s$ ) de 78,5 kN/m<sup>3</sup> [2].

Alguns refinamentos foram realizados em relação ao modelo apresentado por Assis [77], Barbosa [2] e Filho [15], a fim de torná-lo mais condizente com a realidade. Dentre os quais destacam-se: a consideração de cargas de vidro, distribuídas uniformemente, nas vigas perimetrais da estrutura; a consideração de cargas de alvenaria, distribuídas uniformemente, nas vigas internas que formam a seção U no núcleo interno (ver Figura 33); e a implementação de três sistemas de contraventamentos verticais, analisados separadamente, constituídos por barras diagonais e também posicionados na seção U do núcleo interno.

Tabela 5 – Propriedades geométricas das seções [15].

Colunas			
Perfil HE450B (1º ao 10º andar)		Perfil HE450A(11º ao 20º andar)	
d	450 mm	d	450 mm
b <sub>f</sub>	300 mm	b <sub>f</sub>	300 mm
t <sub>f</sub>	26 mm	t <sub>f</sub>	21 mm
t <sub>w</sub>	14 mm	t <sub>w</sub>	11 mm
I <sub>x</sub>	7,989x10 <sup>8</sup> mm <sup>4</sup>	I <sub>x</sub>	6,372x10 <sup>8</sup> mm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	1,172x10 <sup>8</sup> mm <sup>4</sup>	I <sub>y</sub>	9,46x10 <sup>7</sup> mm <sup>4</sup>
I <sub>t</sub>	4,5x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	I <sub>t</sub>	2,5x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>
A	2,18x10 <sup>4</sup> mm <sup>2</sup>	A	1,78x10 <sup>4</sup> mm <sup>2</sup>
Vigas		Diagonais	
Perfil IPE550V (1º ao 20º andar)		Perfil HE260M (1º ao 20º andar)	
d	560 mm	d	290 mm
b <sub>f</sub>	220 mm	b <sub>f</sub>	268 mm
t <sub>f</sub>	25 mm	t <sub>f</sub>	32,5 mm
t <sub>w</sub>	17 mm	t <sub>w</sub>	18 mm
I <sub>x</sub>	1,023x10 <sup>9</sup> mm <sup>4</sup>	A	2,2x10 <sup>4</sup> mm <sup>2</sup>
I <sub>t</sub>	3,72x10 <sup>6</sup> mm <sup>4</sup>	-	-

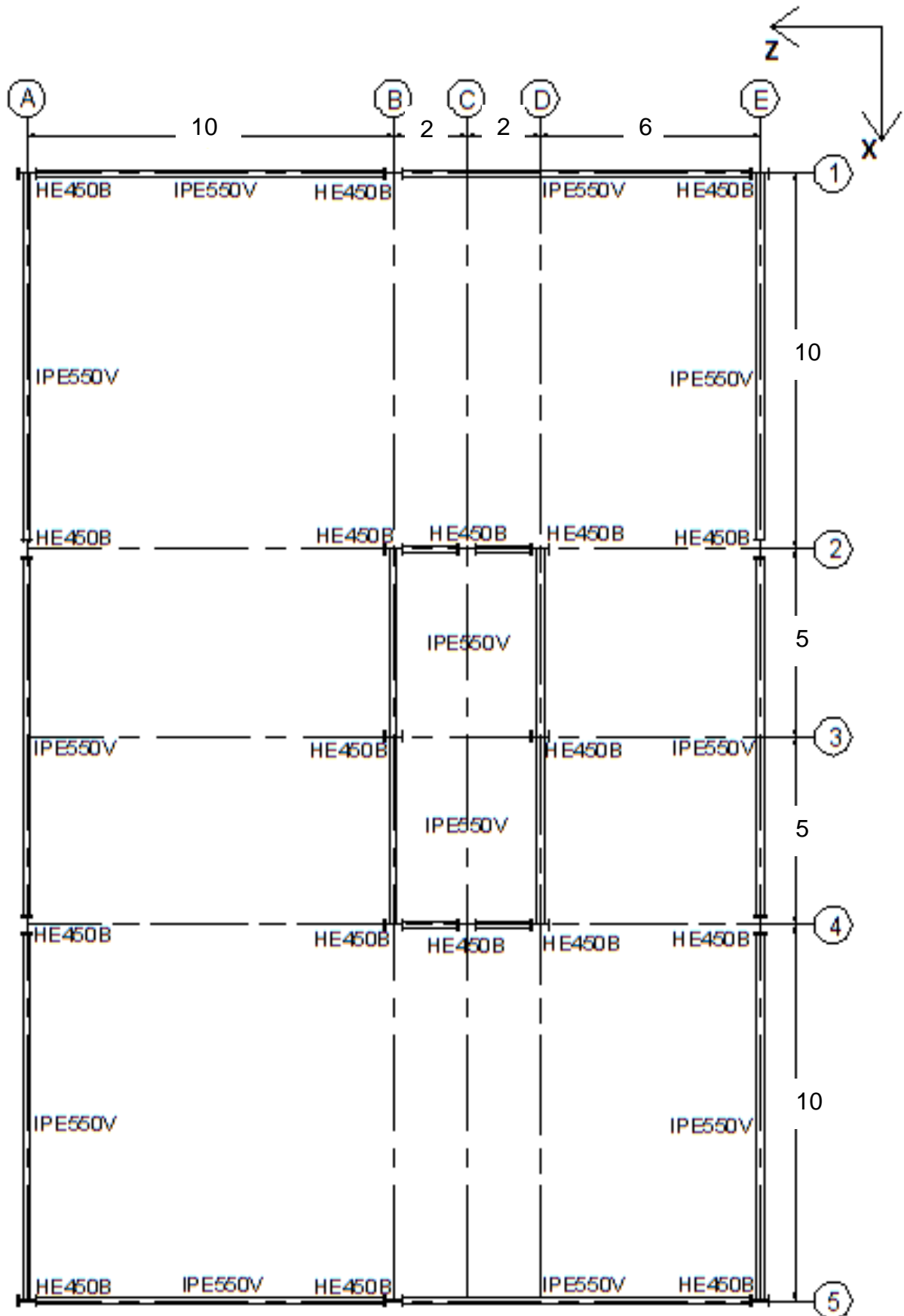


Figura 31 – Planta do 1º ao 10º pavimento. As medidas estão em metros.

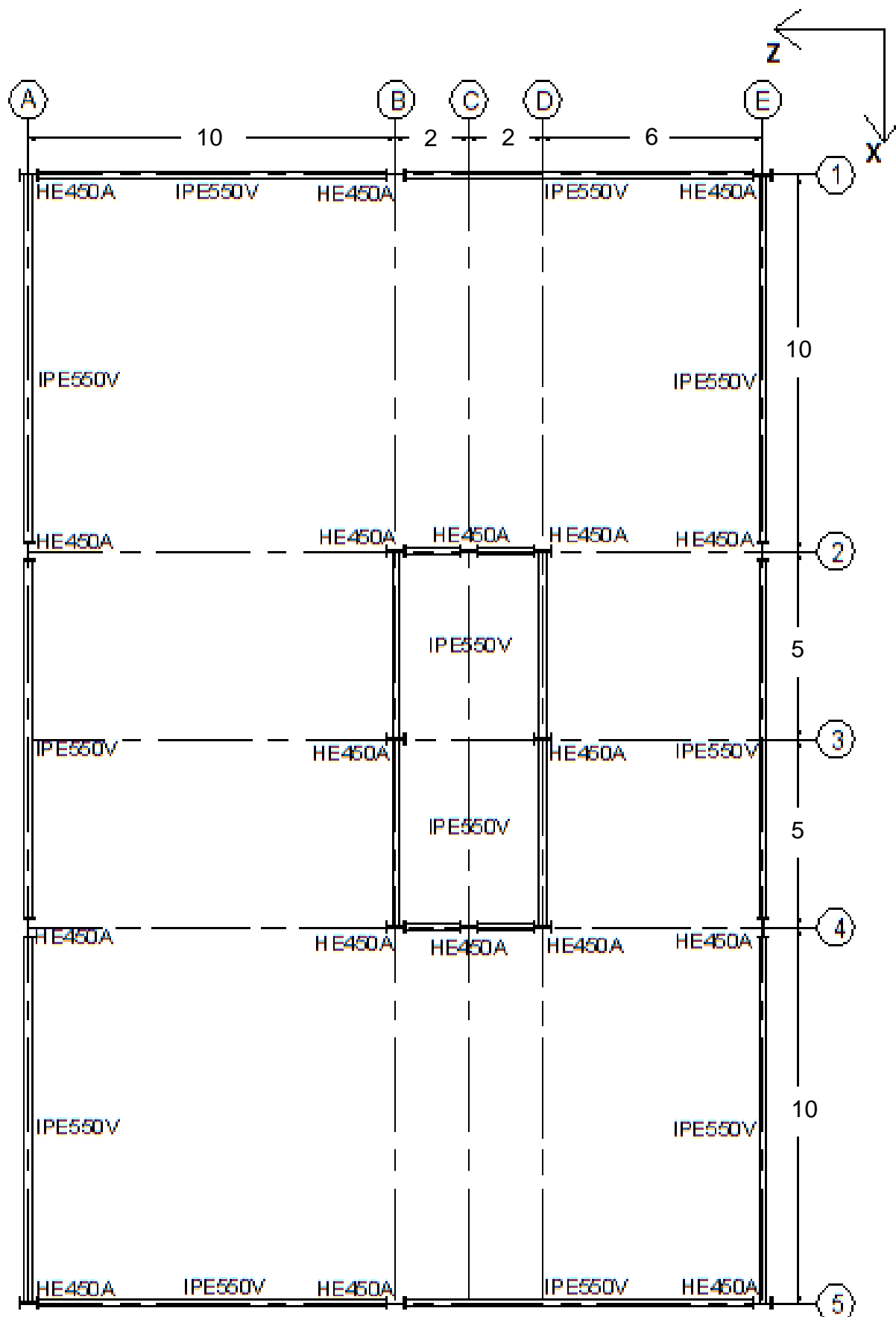


Figura 32 - Planta do 11º ao 20º pavimento. As medidas estão em metros.

### 3.2. Materiais empregados

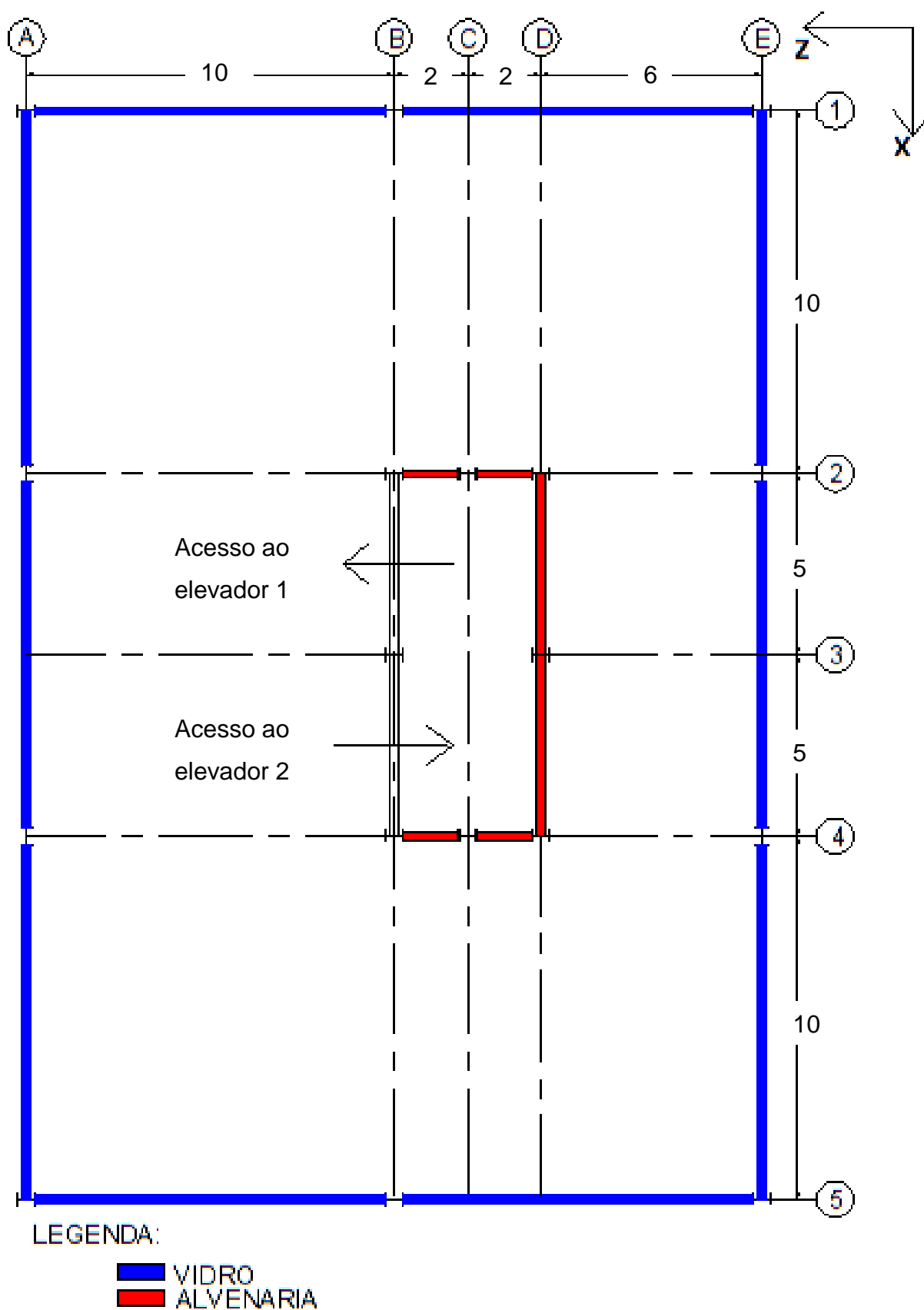


Figura 33 – Materiais empregados. As medidas estão em metros.



### 3.2.1. Vidro

Em prédios comerciais ou residenciais construídos recentemente no Brasil, tem-se observado o emprego, cada vez maior, de imensas fachadas de vidro em detrimento às tradicionais paredes de concreto [78]. A escolha do vidro ideal, que irá compor a fachada, dependerá de seu desempenho, devendo-se considerar para tal, o conforto termoacústico, o uso racional de energia elétrica e a proteção contra intempéries [79]. Dentre as normas brasileiras que tratam do assunto, destacam-se: a NBR 7199: Projeto, execução e aplicações de vidros na construção civil [80]; e a NBR 11706: Vidros na construção civil [81].

Neste trabalho convencionou-se empregar o vidro temperado na fachada do modelo, na espessura nominal de 12 mm, por ser um “vidro de segurança” [80]. Os vidros de segurança são definidos como sendo "aqueles que, quando fraturados, produzem fragmentos menos suscetíveis de causar ferimentos graves" [82].

De acordo com a NBR 11706 [81], tais vidros, aplicados na construção civil, apresentam as seguintes propriedades físicas:

Módulo de elasticidade:  $E = (75000 \pm 5000)$  MPa;

Tensão de ruptura à flexão:  $\sigma = (180 \pm 20)$  MPa;

Tensão admissível de flexão:  $\bar{\sigma} = (60 \pm 4)$  MPa;

Coefficiente de Poisson:  $\nu = 0,22$ ;

Massa Específica:  $\gamma_v = (2500 \pm 50)$  kg/m<sup>3</sup>

Dureza: entre 6 e 7 na escala de Mohrs;

Coefficiente de dilatação linear entre 20°C e 220°C:  $\alpha_v = 9 \times 10^{-6}$  °C<sup>-1</sup>

Coefficiente de condutibilidade térmica a 20°C:  $K_v = (0,8 \text{ a } 1)$  kcal/mh°C (para vidro incolor); e

Calor específico entre 20°C e 100°C:  $c = 0,19$  kcal/kg°C.

No cálculo das cargas verticais, devem ser consideradas as ações permanentes e variáveis. As ações permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos próprios dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes. Enquanto que, as ações variáveis são causadas pelo uso e ocupação da edificação, como as ações decorrentes de sobrecargas em pisos e

coberturas, de equipamentos e de divisórias móveis, de pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, pela ação do vento e pela variação da temperatura da estrutura [83].

No que tange às ações verticais variáveis do vidro e de seus aparatos de instalação, considerou-se uma sobrecarga de 8,4 N/m sobre as vigas perimetrais, através do programa computacional Ansys [69]. O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado diretamente pelo programa Ansys [69].

### 3.2.2. Alvenaria

Em especial para os edifícios comerciais, é desaconselhável o uso indiscriminado da alvenaria estrutural, pois é muito usual a necessidade de um rearranjo das paredes internas de forma a acomodar empresas de diversos portes [84]. Neste contexto, admitiu-se um carregamento uniformemente distribuído de alvenaria apenas nas vigas da seção U da caixa de elevadores, em blocos cerâmicos, nas dimensões nominais de 14x19x39, e com peso específico de 12kN/m<sup>3</sup> [84]. As paredes tiveram pé-direito de 3,0 metros. O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado diretamente pelo programa Ansys [69]. Quanto às ações verticais variáveis, considerou-se uma sobrecarga de 5400 N/m (5,4 kN/m).

### 3.2.3. Diagonais de contraventamento

As barras diagonais são responsáveis pela maioria das concepções adotadas nos sistemas de contraventamento vertical das estruturas metálicas. Diversos sistemas são utilizados para fornecer rigidez lateral à edificação, necessária ao combate das ações horizontais [85]. No presente estudo, investigou-se os contraventamentos verticais do tipo “V”; “V invertido” ou “Λ”; e “duplo X” ou “XX”; fixados nos painéis que formam a seção U do núcleo interno do modelo estrutural, conforme apresentados nas Figuras 34 à 39. As ações verticais de caráter permanente nos pilares e nas diagonais de contraventamentos foram calculadas diretamente pelo programa Ansys [69], considerando um peso específico de 78,5 kN/m<sup>3</sup>.

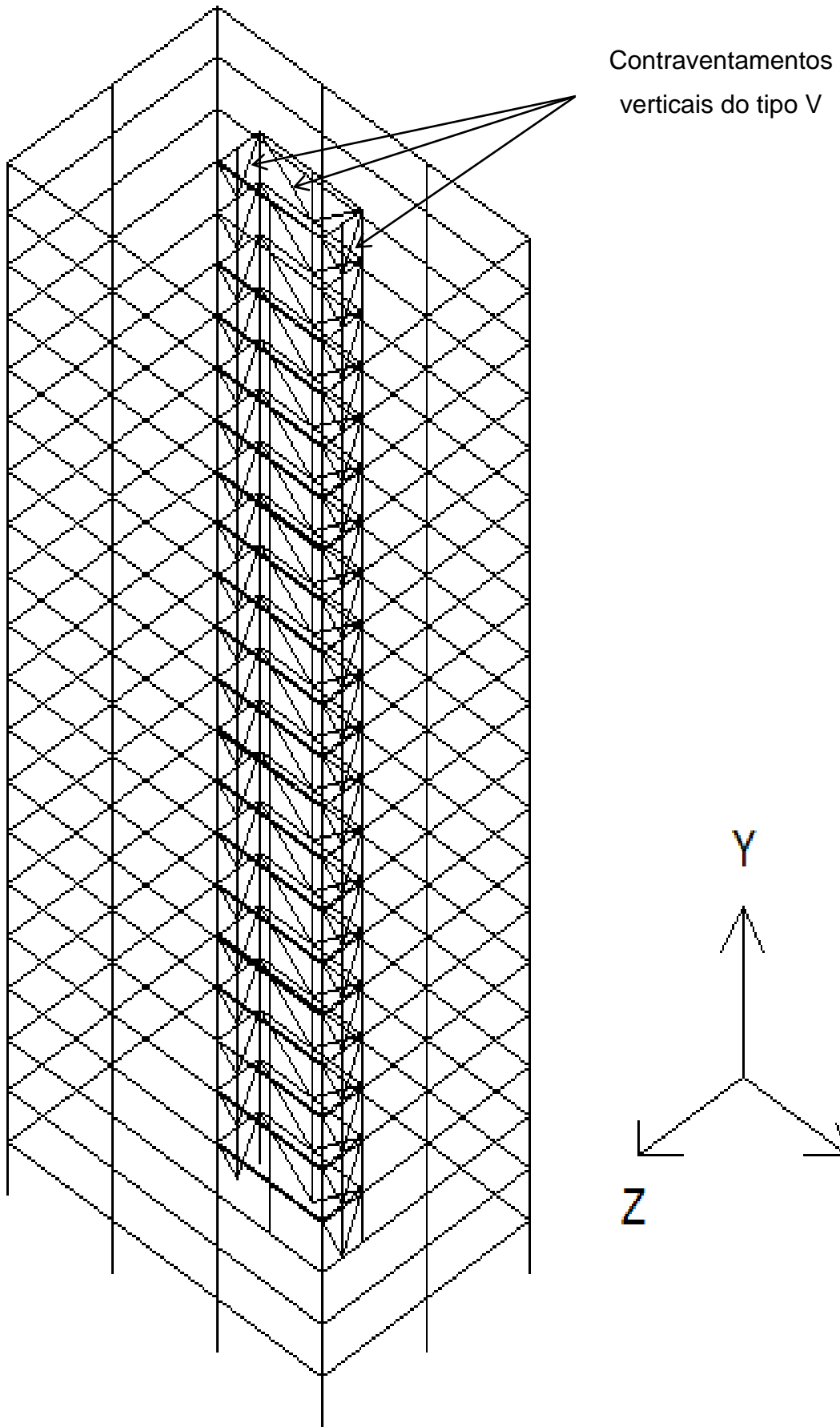


Figura 34 – Modelo tridimensional do edifício com núcleo contraventado em V.

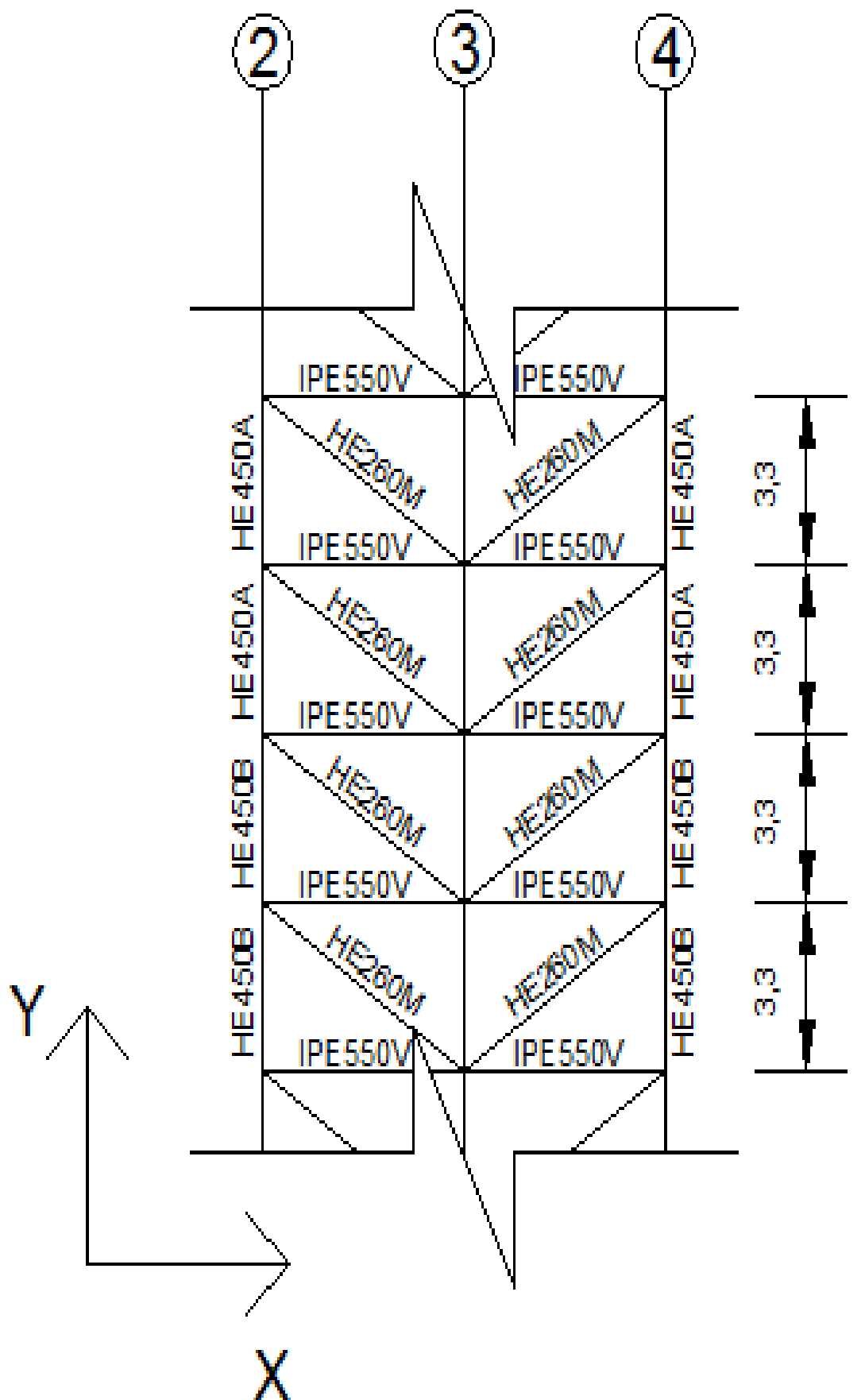


Figura 35 – Detalhe das barras diagonais em V.

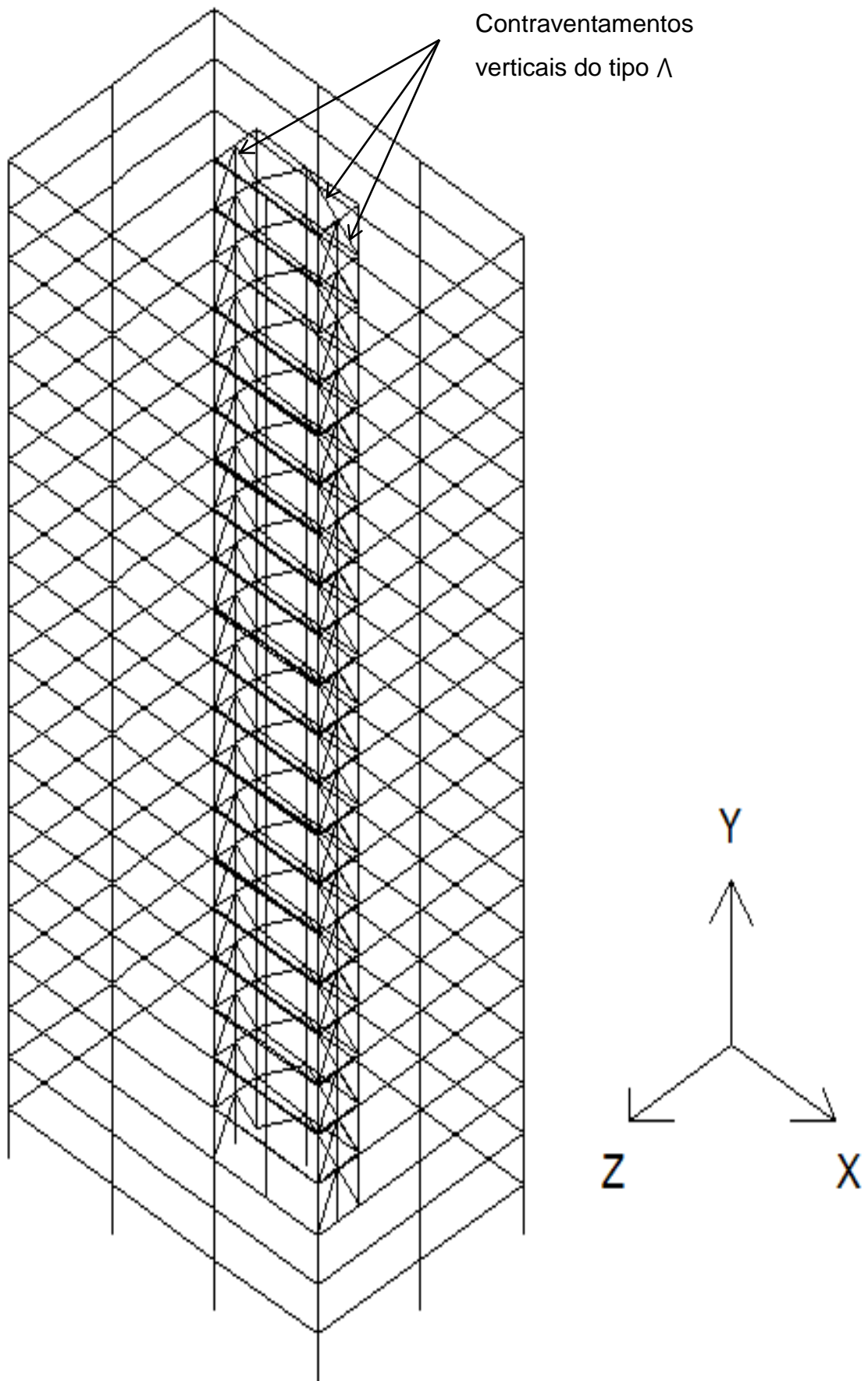


Figura 36 - Modelo tridimensional do edifício com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

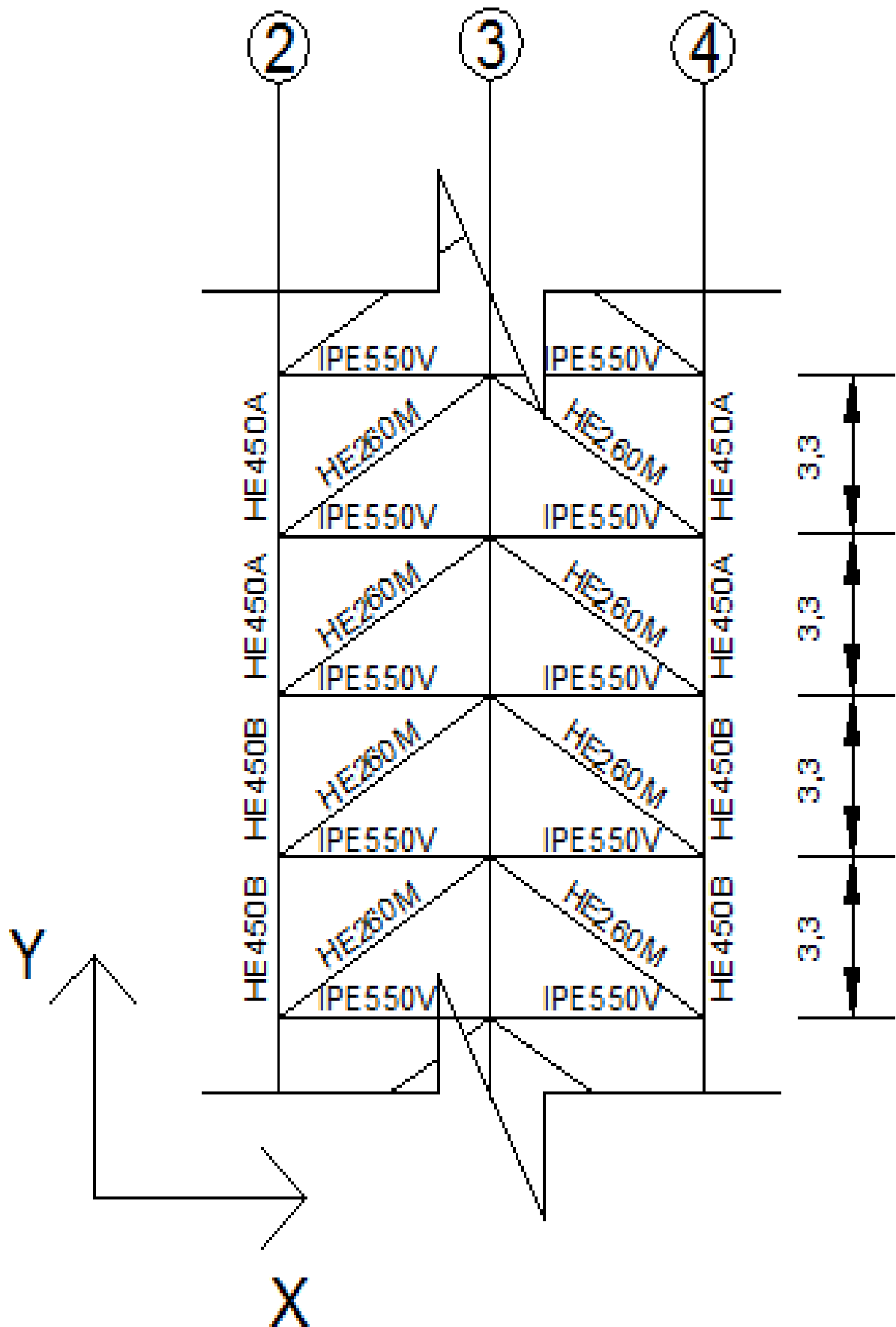


Figura 37 – Detalhe das barras diagonais em  $\Lambda$ .

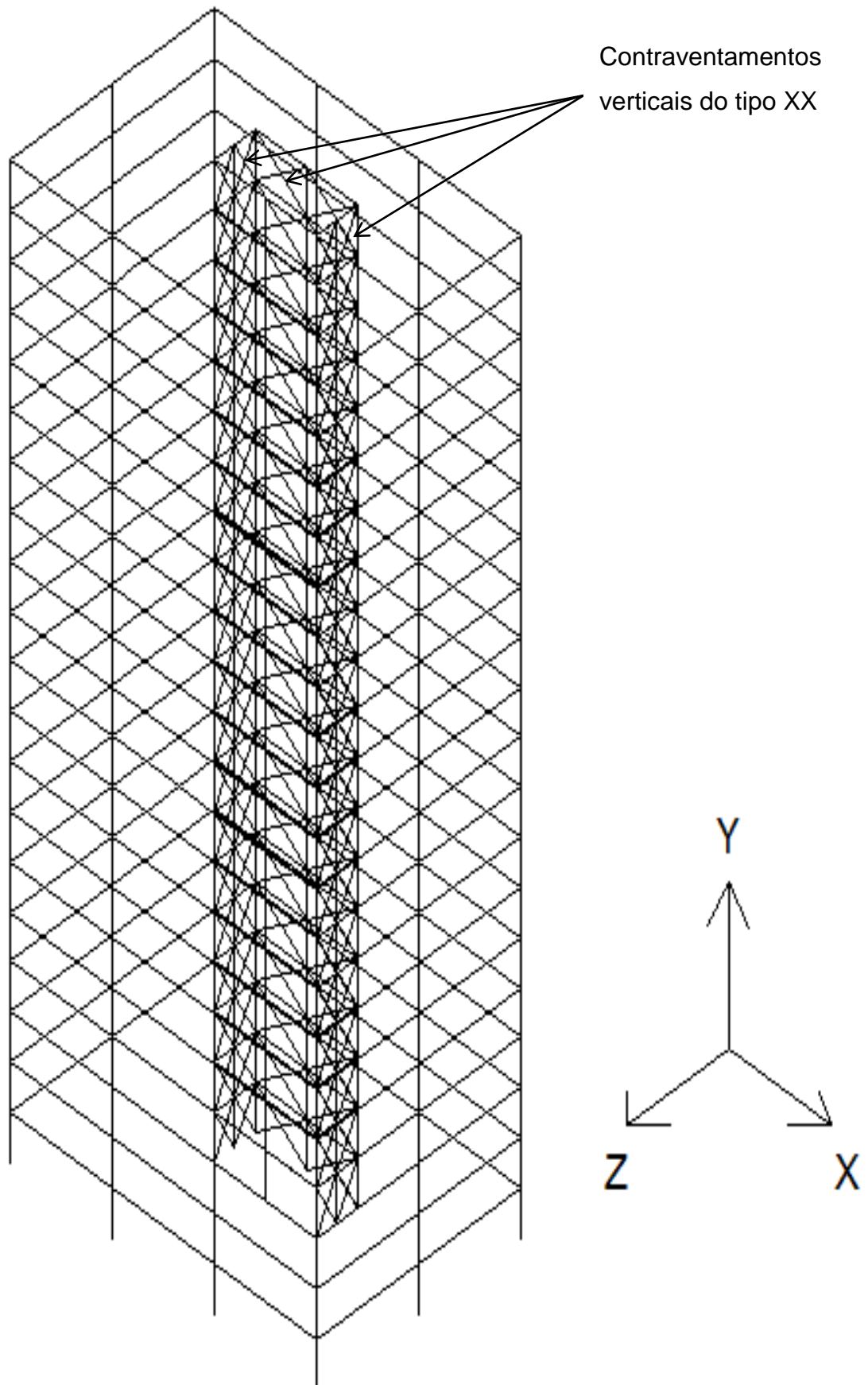


Figura 38 – Modelo tridimensional do edifício com núcleo contraventado em XX.

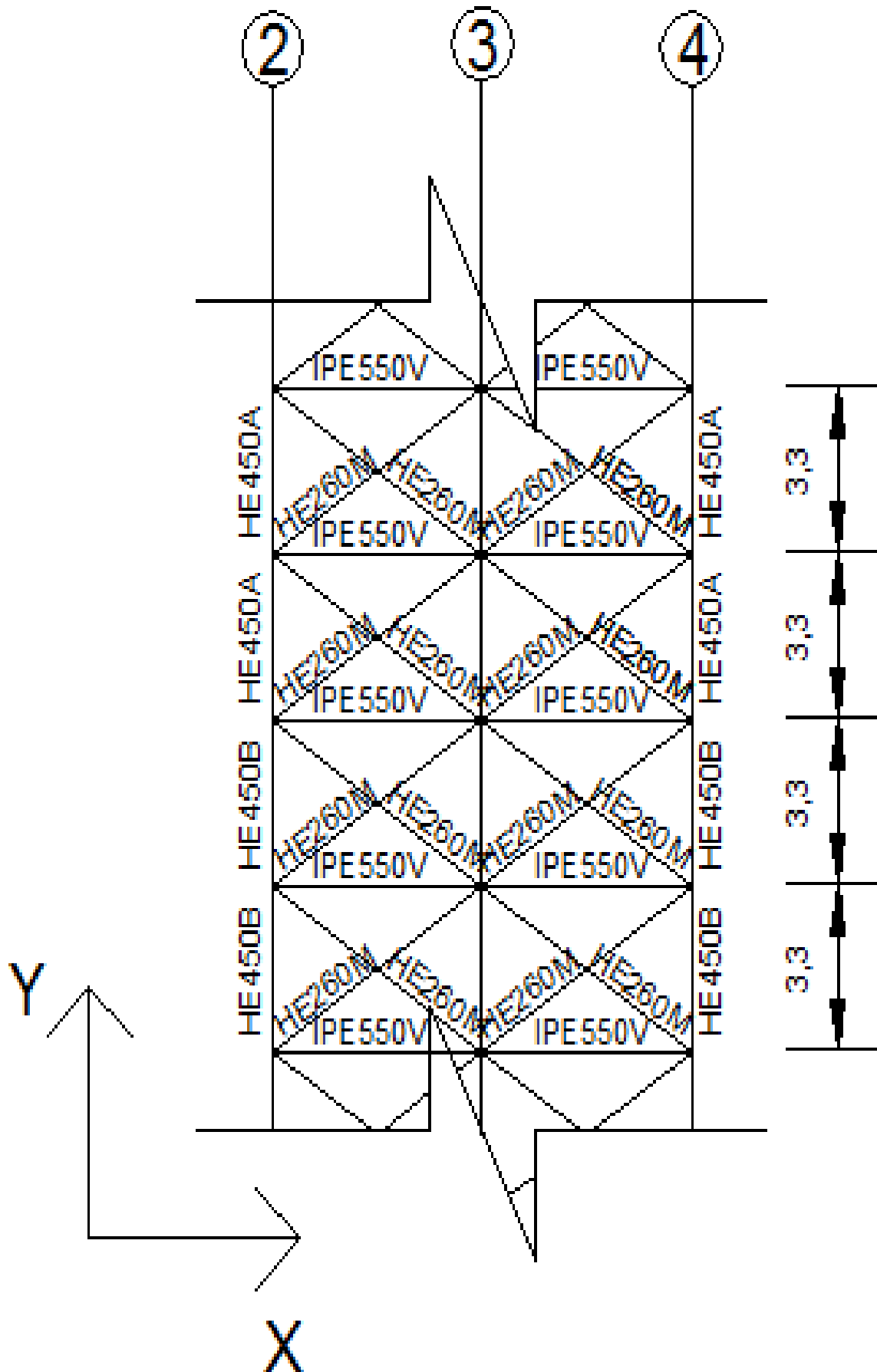


Figura 39 – Detalhe das barras diagonais em duplo X.



## 4. MODELAGEM NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

Na atualidade, tem se tornado cada vez mais comum a representação de modelos estruturais reais por meio de modelos numéricos computacionais. O emprego de métodos numéricos, associados à ferramenta computacional, têm permitido a solução de problemas complexos de engenharia que envolvem um elevado número de variáveis, bem como uma grande quantidade de dados, em tempo reduzido [86].

Assim, o método dos elementos finitos deixou de ser apenas mais um método numérico restrito ao uso acadêmico para se tornar uma metodologia corrente de análise e projeto, empregado em diversas áreas de conhecimento, respaldado pelo emprego de programas computacionais como o Ansys [69]. Atualmente o programa Ansys [69] é utilizado correntemente nas diversas áreas da engenharia, em análises estruturais, de tensões, campos eletro-magnéticos, transmissão de calor, mecânica dos solos, escoamento de fluidos, acústica e biomecânica [87].

No presente capítulo são apresentadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, através do emprego do programa computacional Ansys [69]. As técnicas de discretização utilizadas tiveram a intenção de modelar fielmente o sistema estrutural misto composto por elementos em concreto armado e aço.

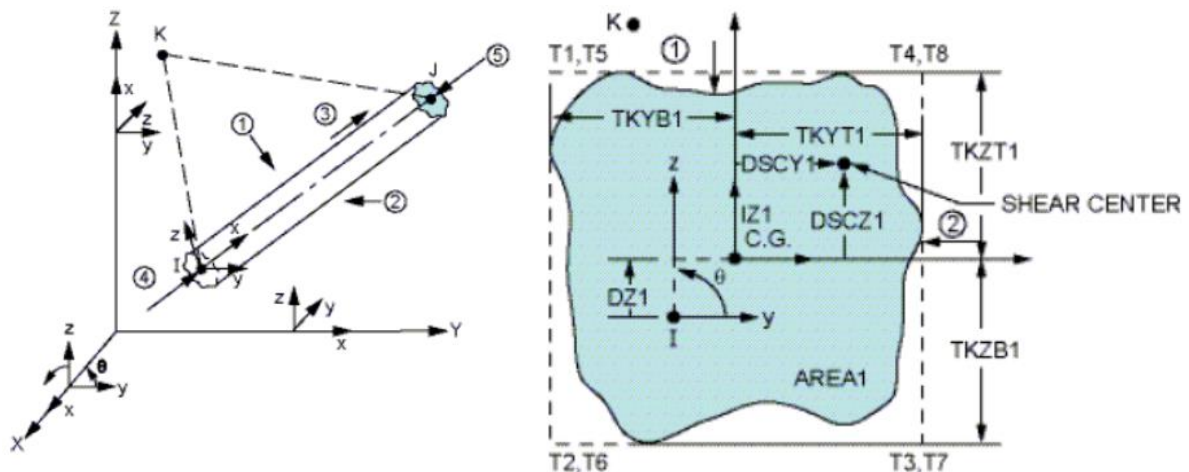
### 4.1. Definição do modelo computacional

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 [69], 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. A grande vantagem deste elemento é a possibilidade de permitir que seus nós sejam distanciados do

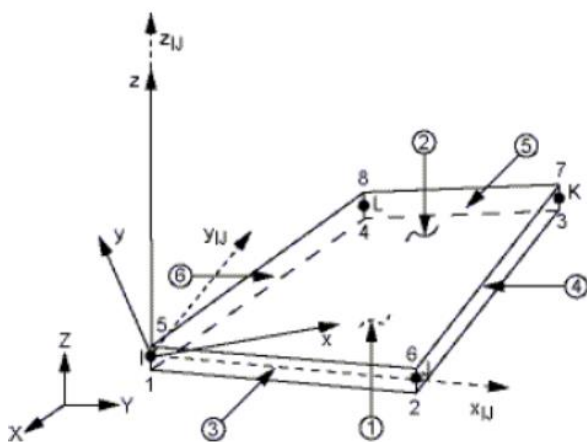
eixo do centróide das vigas, visto que a laje e a viga não estão posicionadas no mesmo eixo. Essa excentricidade deve ser considerada modelagem, pois afeta diretamente os valores das frequências naturais da estrutura.

A laje em concreto armado é simulada por meio de elementos finitos de casca. Para tal simulação foi usado o elemento finito SHELL63 [69], 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  $z$ .

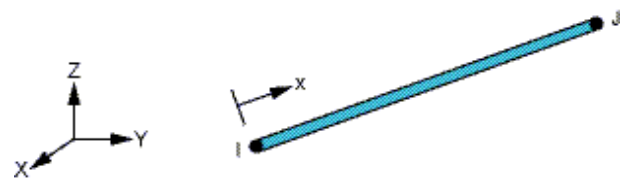
Dando prosseguimento aos estudos, para a simulação das diagonais de contraventamento recorreu-se ao elemento finito LINK8 [69]. Este elemento possui somente rigidez axial. Na Figura 40 são apresentados os elementos finitos adotados, e nas Figuras 41 à 43 são apresentados os modelos discretizados.



a) Elemento finito tridimensional BEAM44.



b) Elemento finito SHELL63



c) Elemento finito LINK8

Figura 40 - Elementos finitos adotados [69].

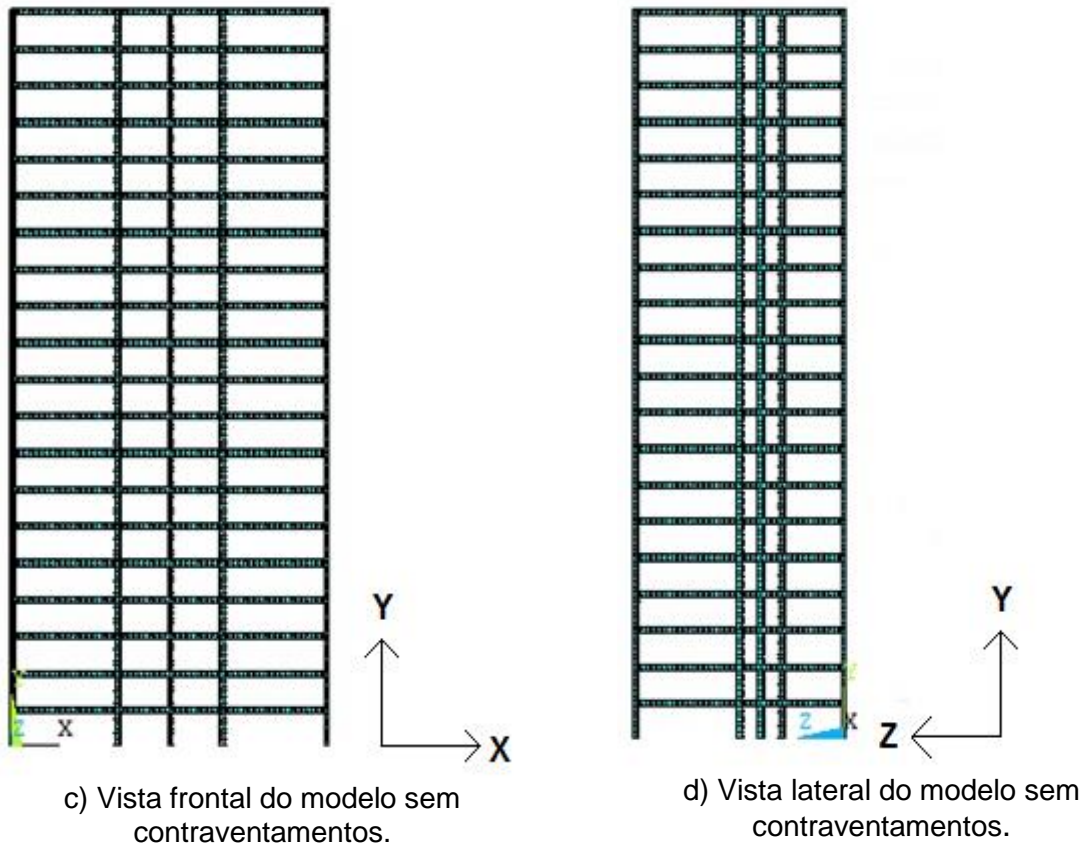
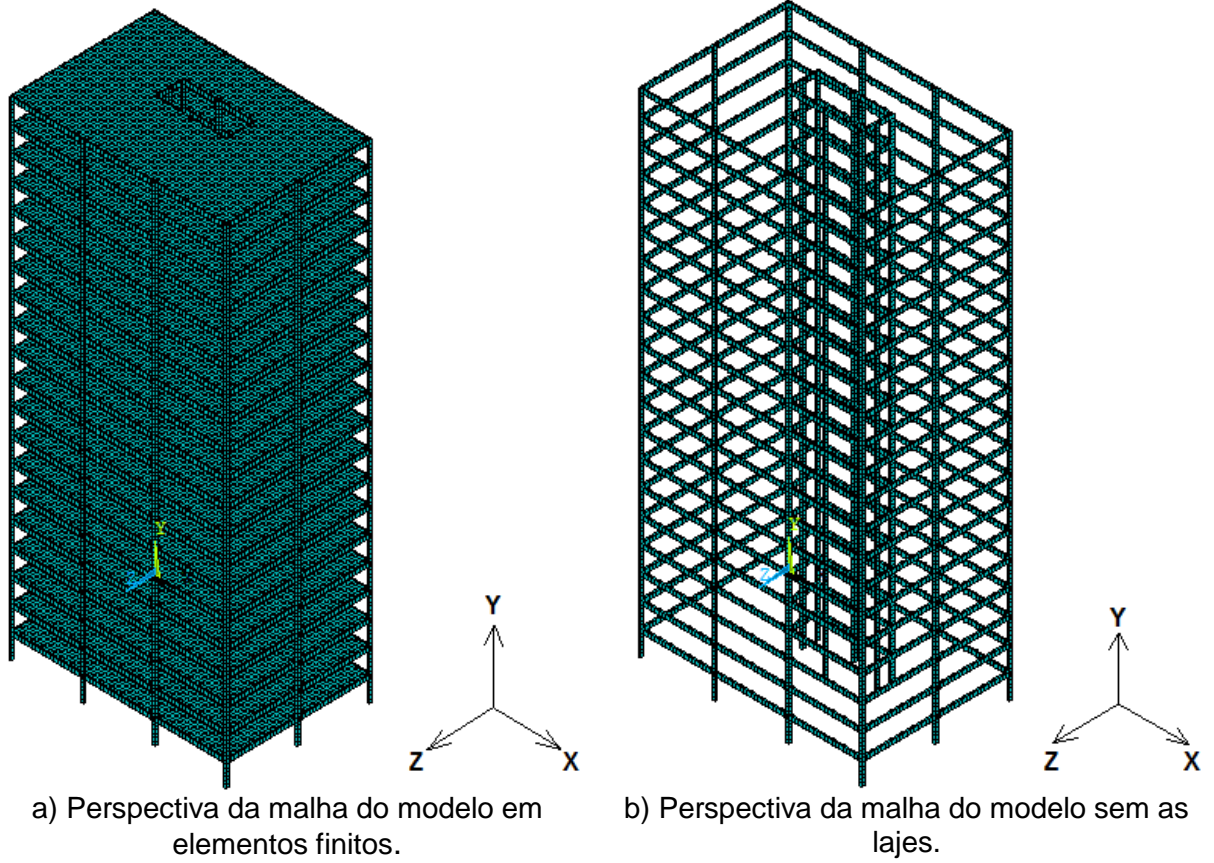
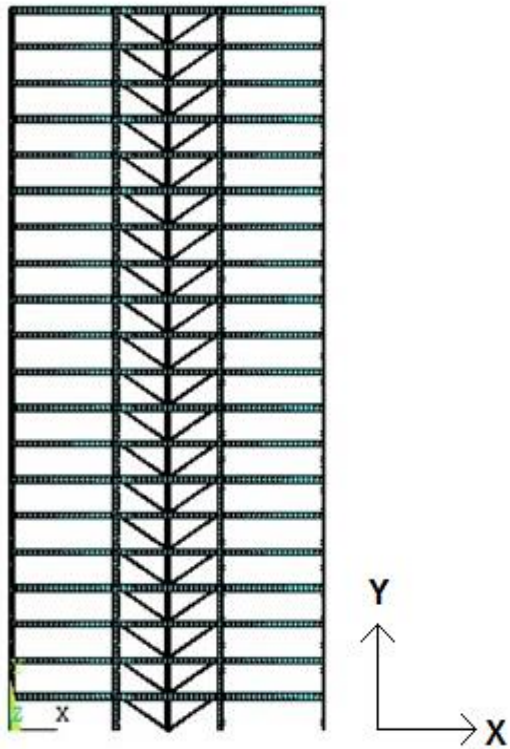
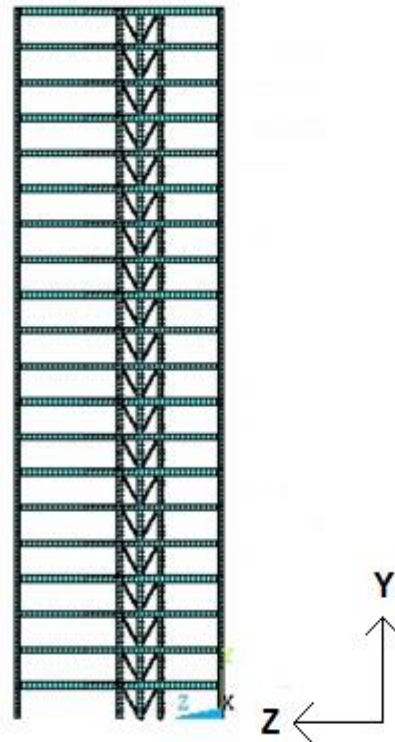


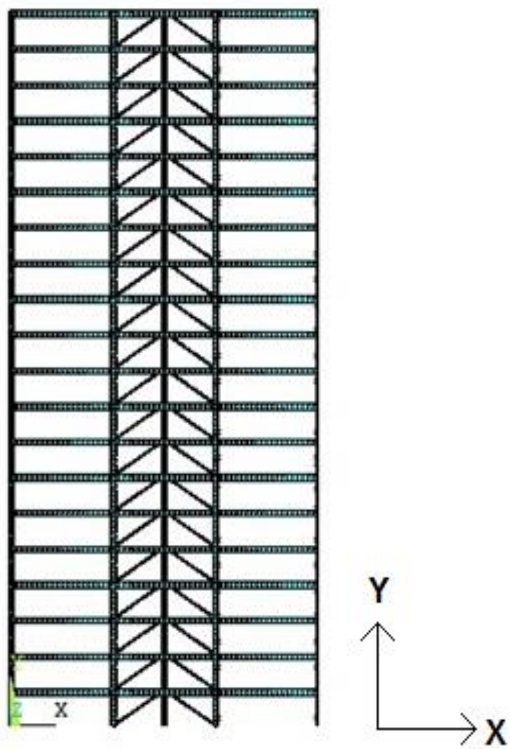
Figura 41 – Modelo numérico-computacional sem contraventamentos.



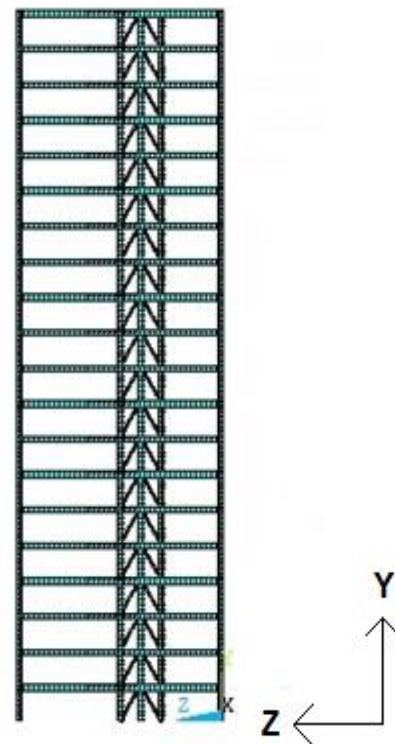
e) Vista frontal do modelo com núcleo contraventado em V.



f) Vista lateral do modelo com núcleo contraventado em V.



g) Vista frontal do modelo com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .



h) Vista lateral do modelo com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

Figura 42 – Modelo numérico-computacional com contraventamentos em V e  $\Lambda$ .

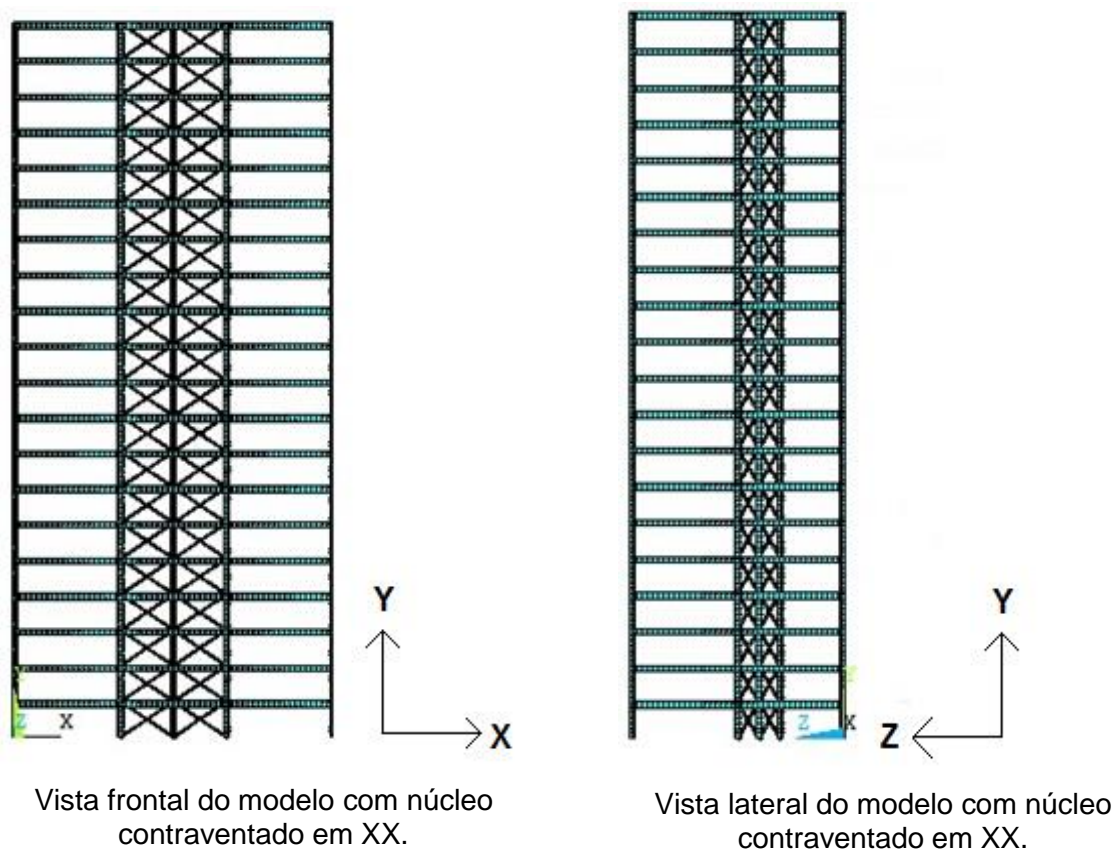


Figura 43 - Modelo numérico-computacional com contraventamento XX.

Nas análises, 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.

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.

O modelo numérico investigado possui 49538 nós, com 52440 elementos para a estrutura sem qualquer tipo de contraventamento. Quando as diagonais de contraventamentos são empregadas no modelo numérico investigado, observa-se que o mesmo passa a ter 49538 nós, com 52560 elementos para a estrutura com contraventamentos dos tipos V e V invertido, e 52680 elementos para a estrutura com contraventamento em duplo X.

## 4.2. Modelagem do amortecimento

O amortecimento é definido como sendo o processo pelo qual a energia proveniente do movimento vibratório de um determinado sistema estrutural é dissipada. Entretanto, avaliar o amortecimento de uma estrutura é tarefa bastante difícil, pois o amortecimento não depende apenas das propriedades intrínsecas dos materiais que compõem o sistema, 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 estrutural é usualmente obtido através da matriz de amortecimento de Rayleigh [88], [89] (Matriz C), que considera uma contribuição da matriz de rigidez (K) e uma contribuição da matriz de massa (M), que pode ser visto por meio da Equação (58):

$$c = \alpha M + \beta K \quad (58)$$

Em termos de taxas de amortecimento modal ( $\xi_i$ ) e frequência natural circular ( $\omega_{oi}$ ), dada em rad/s, a Equação (58) pode ser reescrita como sendo:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{oi}} + \frac{\beta\omega_{oi}}{2} \quad (59)$$

Na Equação (59),  $\xi_i$  representa a taxa de amortecimento correspondente ao modo de vibração  $i$  do sistema e  $\omega_{oi}$  é a frequência natural circular associada ao modo de vibração  $i$  ( $\omega_{oi} = 2\pi f_{oi}$ ). Isolando-se os termos  $\alpha$  e  $\beta$  da Equação (59) para duas frequências naturais do sistema (frequências naturais relevantes), tem-se:

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{o1} - \beta\omega_{o1}^2 \quad (60)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{o2} - \xi_1\omega_{o1})}{\omega_{o2}^2 - \omega_{o1}^2} \quad (61)$$

Assim sendo, a partir de duas frequências naturais conhecidas, relevantes para a resposta do sistema estrutural investigado é possível determinar o valor dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ , que definem a taxa de amortecimento.

Para a determinação da taxa de amortecimento recorreu-se ao que existe na literatura. Bachmann [90] recomenda para edifícios em aço com altura de aproximadamente 50 m, uma taxa de amortecimento variando entre 1,5 e 2,5% e de 2 a 3% para edifícios em concreto armado. Murray [91] recomenda para pisos sem divisórias taxas de amortecimento menores que 3,5%. Em virtude do que foi mencionado, convencionou-se adotar uma taxa de amortecimento estrutural de 2,0% ( $\xi = 2,0\%$ ).

Na Tabela 6 são apresentados os coeficientes das matrizes de massa e rigidez, bem como as duas primeiras frequências naturais do modelo estrutural investigado, considerando a estrutura sem diagonais de contraventamentos e com diagonais de contraventamentos V, V invertido e duplo X, respectivamente.

Tabela 6 –Taxa de amortecimento e coeficientes das matrizes de massa e rigidez  $\alpha$  e  $\beta$ .

Diagonais	Taxa de amortecimento	$f_{01}$ (Hz)	$f_{02}$ (Hz)	$\alpha$ (Massa)	$\beta$ (Rigidez)
Nenhum	2,0%	0,27	0,29	0,03514096	0,01136821
V	2,0%	0,28	0,32	0,03753156	0,01061033
V invertido	2,0%	0,29	0,32	0,03823473	0,01043639
Duplo X	2,0%	0,30	0,33	0,03949431	0,01010508

Neste capítulo foi apresentado o modelo numérico computacional, as condições de contorno consideradas, e a metodologia empregada para a determinação do amortecimento estrutural. No próximo capítulo são apresentadas as análises de autovetores e autovalores do edifício investigado, sendo apresentadas as principais frequências do sistema estrutural, bem como os modos de vibração em questão.

## 5. ANÁLISE MODAL

A análise modal utiliza toda a massa da estrutura e sua flexibilidade para encontrar os vários períodos em que a estrutura pode naturalmente entrar em ressonância [92]. Quando um agente externo excitador fornece periodicamente energia a um sistema, pode ocorrer à coincidência da frequência de excitação com uma das frequências naturais do sistema, no qual o correspondente modo natural de vibração é excitado e amplificado, fazendo com que o sistema vibre com grandes amplitudes. Desta forma, para que a estrutura não entre em colapso, é necessário que a frequência natural da estrutura não coincida com a frequência da excitação [93].

Neste capítulo é apresentada uma análise de vibração livre, com o objetivo de determinar as frequências naturais mais importantes da resposta estrutural dos modelos estruturais investigados. As frequências naturais (autovalores), bem como os seus respectivos modos de vibração (autovetores), são determinados recorrendo-se ao uso do programa Ansys [69].

### 5.1. Frequências naturais (autovalores)

O modelo investigado leva em consideração a contribuição de três tipos de contraventamentos verticais para a modelagem numérica, representados por barras diagonais em V, V invertido e duplo X. As condições de contorno restringem somente às translações na base da estrutura.

Na Tabela 7 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, 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 da estrutura.

Na presente análise, não foram considerados os painéis de alvenaria como elemento de vedação. Ao invés disso, adotou-se o vidro, conforme discutido anteriormente no item 3.2.1.



Tabela 7 – Frequências naturais da estrutura.

Frequências	Ansys [69]			
	Estrutura com núcleo não contraventado	Estrutura com núcleo contraventado em V	Estrutura com núcleo contraventado em $\Lambda$	Estrutura com núcleo contraventado em XX
$f_{01}$	0,27 Hz	0,28 Hz	0,29 Hz	0,30 Hz
$f_{02}$	0,29 Hz	0,32 Hz	0,32 Hz	0,33 Hz
$f_{03}$	0,38 Hz	0,41 Hz	0,42 Hz	0,44 Hz
$f_{04}$	0,77 Hz	0,94 Hz	0,97 Hz	1,03 Hz
$f_{05}$	0,89 Hz	0,98 Hz	1,00 Hz	1,04 Hz
$f_{06}$	1,11 Hz	1,24 Hz	1,24 Hz	1,39 Hz
$f_{07}$	1,35 Hz	1,71 Hz	1,71 Hz	1,82 Hz
$f_{08}$	1,65 Hz	1,90 Hz	1,90 Hz	2,05 Hz
$f_{09}$	1,91 Hz	2,19 Hz	2,19 Hz	2,52 Hz
$f_{10}$	1,92 Hz	2,45 Hz	2,44 Hz	2,57 Hz

Com o intuito de comparar os resultados obtidos com a literatura especializada, destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Filho [15] e Barboza [2]. O primeiro investigou as frequências naturais para o modelo numérico considerando a contribuição dos painéis de alvenaria, através das diagonais equivalentes para a simulação. Por este método, os elementos não possuem inércia a flexão, somente rigidez axial, ou seja, funcionam como uma barra de treliça, estando comprimidas ou tracionadas [15]. De forma similar, Barboza [2] investigou a influência dos painéis de alvenaria no enrijecimento global da estrutura, porém adotando-se além do Ansys [69] um outro programa computacional, o SAP2000 [66]. A Tabela 8 relaciona os resultados obtidos por Barbosa [2] e Filho [15].

Tabela 8 - Frequências naturais da estrutura.

Frequências	Barbosa [2]				Filho [15]
	Ansys [69]		SAP [66]		Ansys [69]
	Estrutura sem alvenaria	Estrutura com alvenaria	Estrutura sem alvenaria	Estrutura com alvenaria	Estrutura com alvenaria
$f_{01}$	0,33 Hz	0,63 Hz	0,30 Hz	0,62 Hz	0,63 Hz
$f_{02}$	0,36 Hz	0,86 Hz	0,32 Hz	0,85 Hz	0,86 Hz
$f_{03}$	0,52 Hz	1,58 Hz	0,48 Hz	1,58 Hz	1,58 Hz
$f_{04}$	1,13 Hz	2,21 Hz	1,01 Hz	2,17 Hz	2,21 Hz
$f_{05}$	1,18 Hz	2,75 Hz	1,09 Hz	2,62 Hz	2,75 Hz
$f_{06}$	1,75 Hz	2,78 Hz	1,66 Hz	2,71 Hz	2,78 Hz
$f_{07}$	2,01 Hz	3,31 Hz	1,81 Hz	3,12 Hz	3,31 Hz
$f_{08}$	2,42 Hz	3,36 Hz	2,27 Hz	3,16 Hz	3,36 Hz
$f_{09}$	2,69 Hz	3,37 Hz	2,54 Hz	3,18 Hz	3,37 Hz
$f_{10}$	2,87 Hz	3,38 Hz	2,59 Hz	3,19 Hz	3,38 Hz

Comparando-se as Tabelas 7 e 8, observa-se os resultados para a estrutura sem alvenaria de Barbosa [2] gerou frequências próximas das obtidas na presente investigação, o que demonstra a coerência nos resultados obtidos. Além disso, observa-se que, quando os painéis de alvenaria são considerados, as frequências iniciais praticamente dobram de valor, indicando que tais elementos contribuem de maneira significativa para o aumento da rigidez global do edifício.

## 5.2. Modos de vibração (autovetores)

Na sequência deste estudo, são apresentados os dez primeiros modos de vibração da estrutura investigada. Tais formas modais estão correlacionadas com as dez primeiras frequências naturais apresentadas anteriormente.

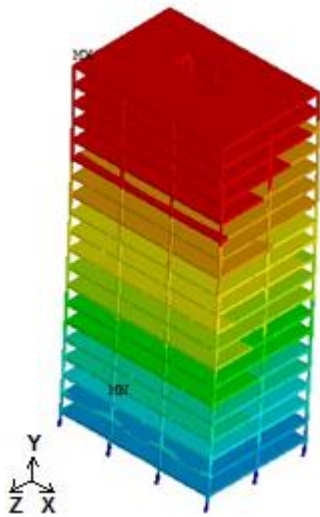
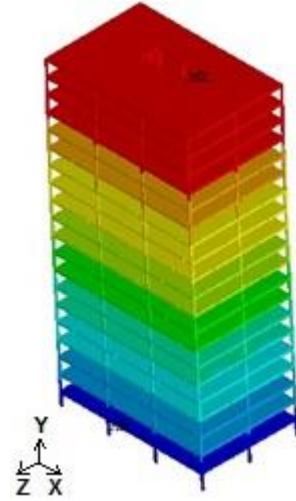
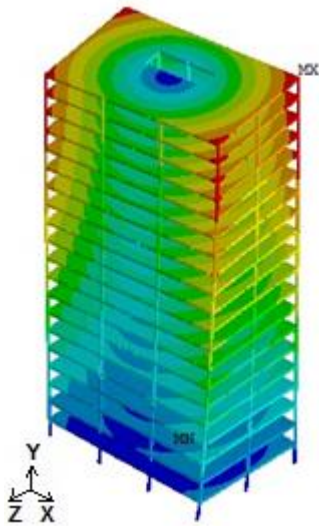
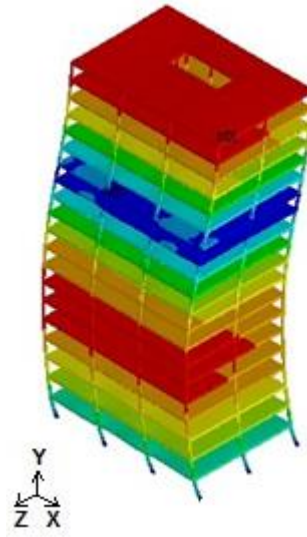
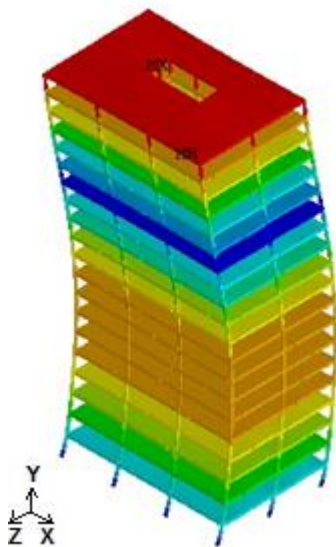
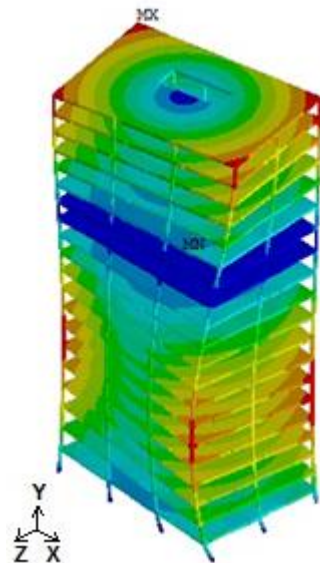
a) Primeiro modo de vibração ( $f_{01} = 0,27$  Hz).b) Segundo modo de vibração ( $f_{02} = 0,29$  Hz).c) Terceiro modo de vibração ( $f_{03} = 0,38$  Hz).d) Quarto modo de vibração ( $f_{04} = 0,77$  Hz).e) Quinto modo de vibração ( $f_{05} = 0,89$  Hz).f) Sexto modo de vibração ( $f_{06} = 1,11$  Hz).

Figura 44 - Modos de vibração da estrutura sem contraventamentos (1<sup>o</sup> ao 6<sup>o</sup> modo).

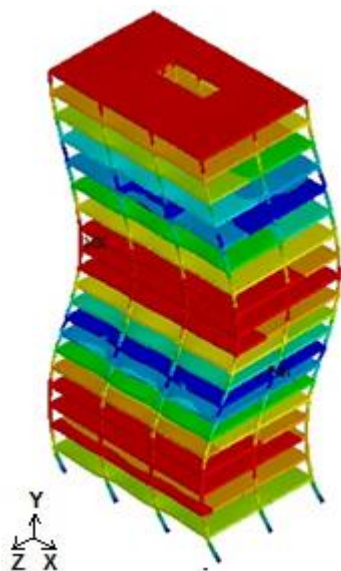
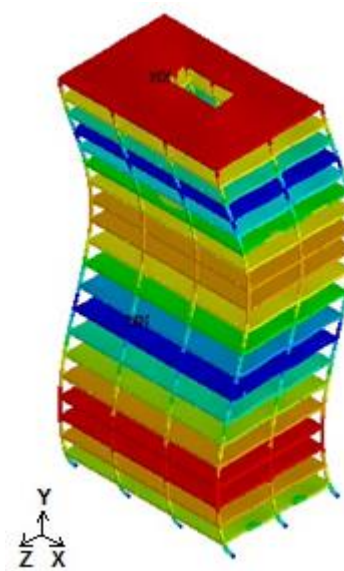
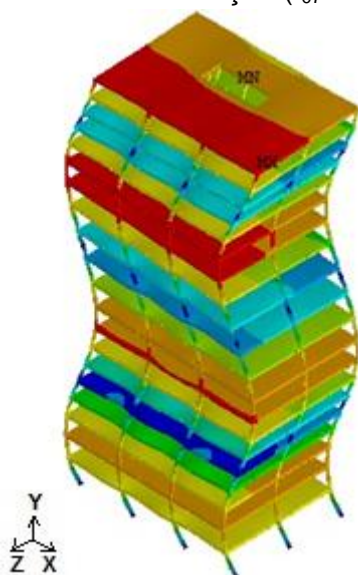
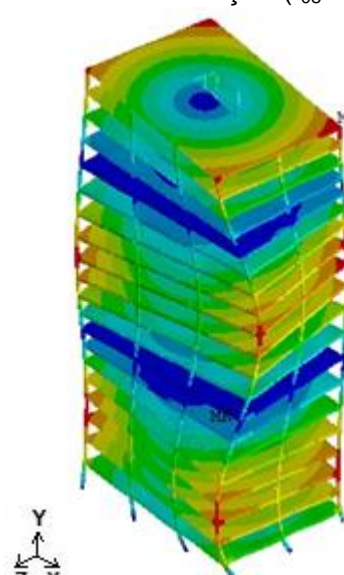
g) Sétimo modo de vibração ( $f_{07} = 1,35$  Hz).h) Oitavo modo de vibração ( $f_{08} = 1,65$  Hz).i) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 1,91$  Hz).j) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 1,92$  Hz).

Figura 45 - Modos de vibração da estrutura sem contraventamentos (7º ao 10º modo).

Dando prosseguimento aos estudos, foram geradas novas análises, considerando, desta vez, a estrutura com o núcleo contraventado em V,  $\Lambda$  e XX, respectivamente. Comparando-se os resultados, concluiu-se que, até o oitavo modo de vibração, os comportamentos dos modos de vibração entre os modelos foram semelhantes, divergindo-se apenas no que tange ao valor das frequências.

Assim, para fins de representação convencionou-se apresentar apenas um dos casos, ou seja, os modos de vibração do modelo estrutural com núcleo contraventado em XX até o oitavo modo de vibração, conforme mostra as Figuras 46 e 47.

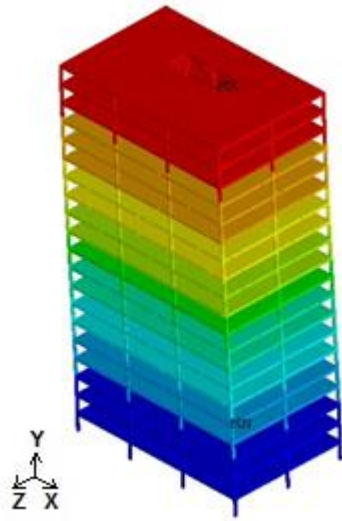
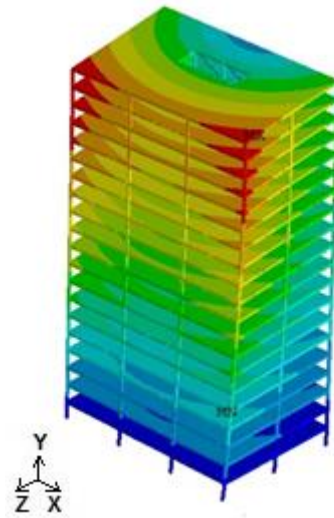
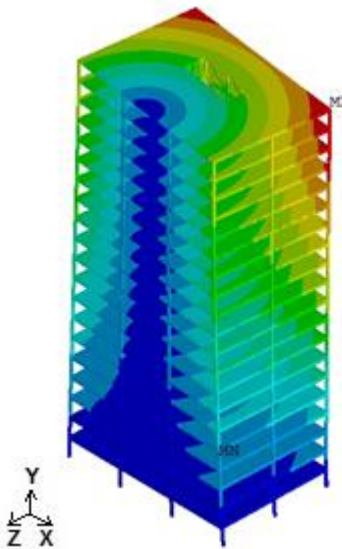
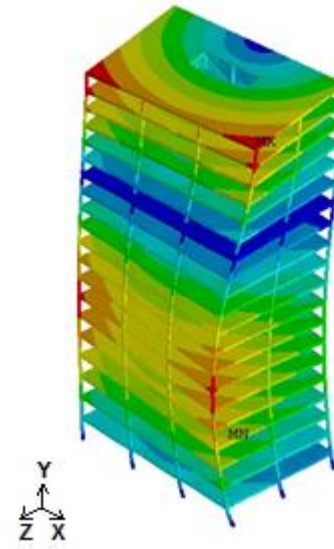
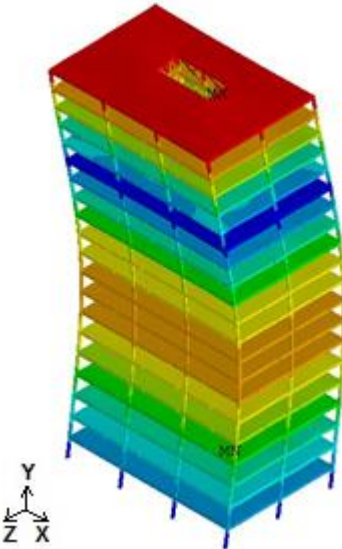
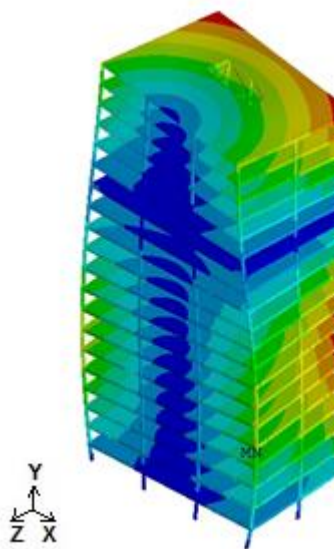
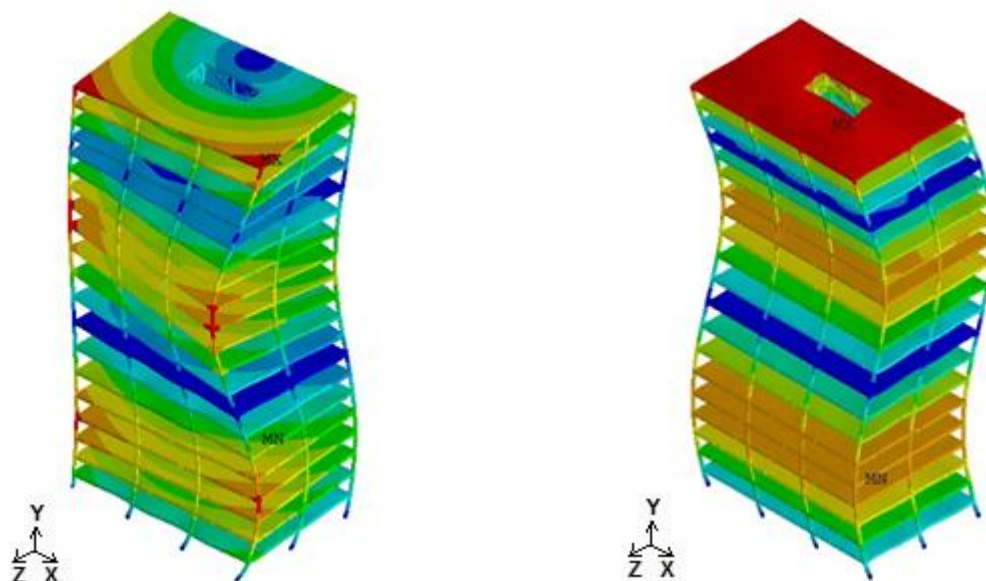
a) Primeiro modo de vibração ( $f_{01} = 0,30$  Hz).b) Segundo modo de vibração ( $f_{02} = 0,33$  Hz).c) Terceiro modo de vibração ( $f_{03} = 0,44$  Hz).d) Quarto modo de vibração ( $f_{04} = 1,03$  Hz).e) Quinto modo de vibração ( $f_{05} = 1,04$  Hz).f) Sexto modo de vibração ( $f_{06} = 1,39$  Hz).

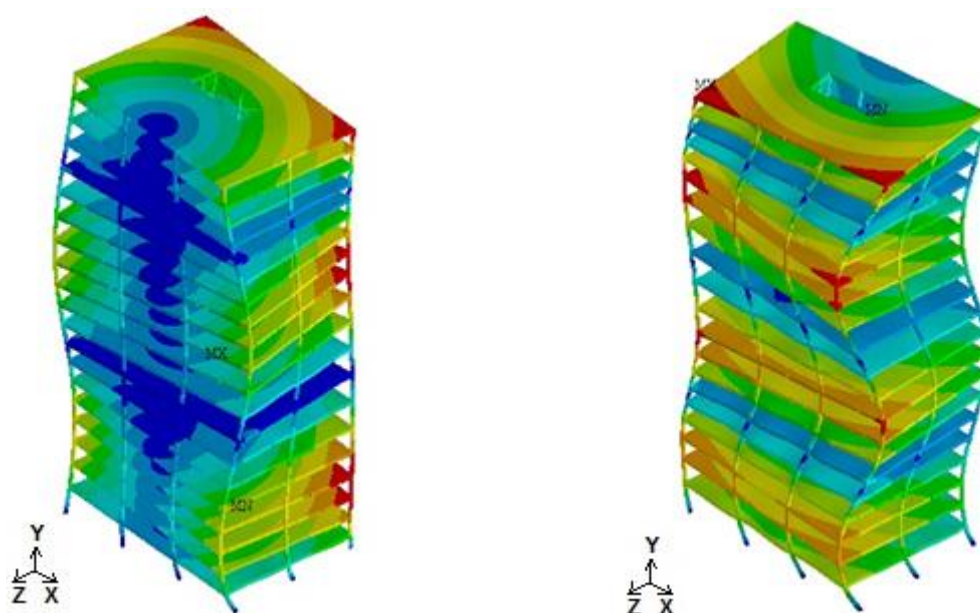
Figura 46 - Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em XX (1º ao 6º modo).



g) Sétimo modo de vibração ( $f_{07} = 1,82$  Hz). h) Oitavo modo de vibração ( $f_{08} = 2,05$  Hz).

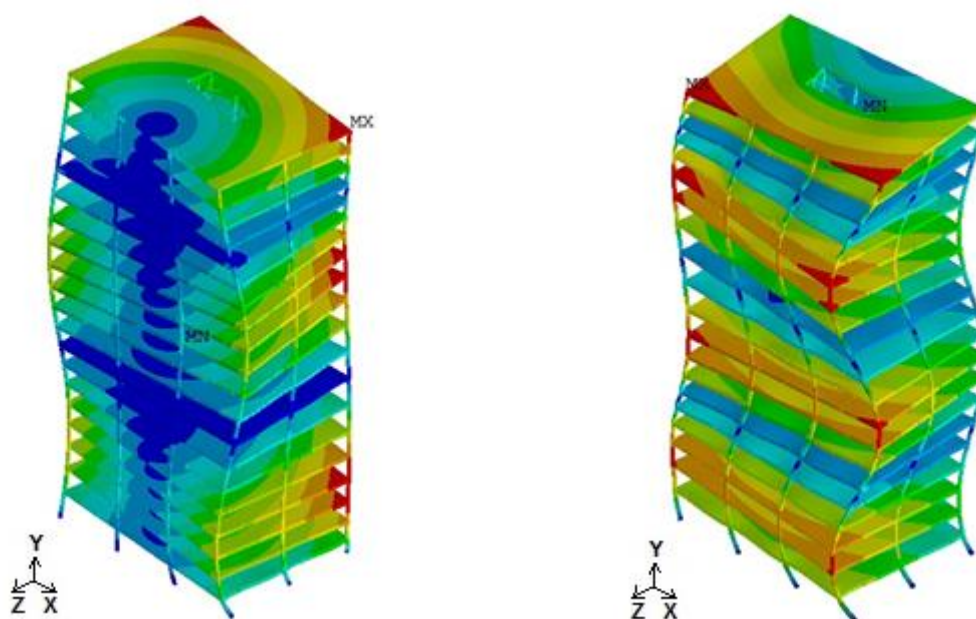
Figura 47 - Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em XX (7º ao 8º modo).

Todavia, a partir do nono modo, verificou-se comportamentos semelhantes somente para os modelos com contraventamentos em V e em  $\Lambda$ , sendo que, o modelo com contraventamento em XX apresentou um comportamento diferente dos outros, conforme mostra as Figuras 48 à 50.



a) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 2,19$  Hz). b) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 2,45$  Hz).

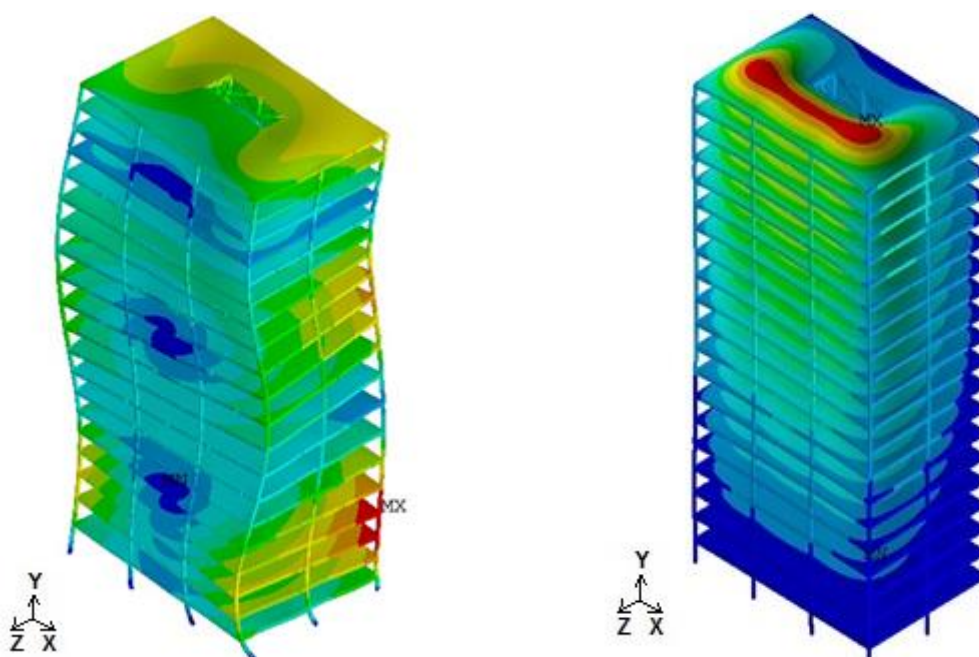
Figura 48 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em V (9º ao 10º modo).



a) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 2,19$  Hz).      b) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 2,44$  Hz).

Figura 49 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em  $\Lambda$  (9º ao 10º modo).

A Tabela 9 apresenta um quadro resumo do comportamento entre os modos de vibração da estrutura, afim de comparar os efeitos da resposta dinâmica em cada caso.



a) Nono modo de vibração ( $f_{09} = 2,52$  Hz).      b) Décimo modo de vibração ( $f_{10} = 2,57$  Hz).

Figura 50 – Modos de vibração da estrutura com núcleo contraventado em  $XX$  (9º ao 10º modo).

Tabela 9 – Comportamento dinâmico da estrutura.

Modos de vibração da estrutura	Preponderância dos efeitos			
	Núcleo não contraventado	Núcleo contraventado V	Núcleo contraventado $\Lambda$	Núcleo contraventado XX
Primeiro	1º modo de flexão em relação ao eixo Z	1º modo de flexão em relação ao eixo X	1º modo de flexão em relação ao eixo X	1º modo de flexão em relação ao eixo X
Segundo	1º modo de flexão em relação ao eixo X	1º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	1º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	1º modo de flexão em Z combinado à torção em Y
Terceiro	1º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de torção em relação ao eixo Y	1º modo de torção em relação ao eixo Y
Quarto	2º modo de flexão em relação ao eixo Z	2º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	2º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	2º modo de flexão em Z combinado à torção em Y
Quinto	2º modo de flexão relação ao eixo X	2º modo de flexão relação ao eixo X	2º modo de flexão relação ao eixo X	2º modo de flexão relação ao eixo X
Sexto	2º modo de torção em relação ao eixo Y	2º modo de torção em relação ao eixo Y	2º modo de torção em relação ao eixo Y	2º modo de torção em relação ao eixo Y
Sétimo	3º modo de flexão em relação ao eixo Z	3º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	3º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	3º modo de flexão em Z combinado à torção em Y
Oitavo	3º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de flexão em relação ao eixo X	3º modo de flexão em relação ao eixo X
Nono	4º modo de flexão em relação ao eixo Z	4º modo de torção em relação ao eixo Y	4º modo de torção em relação ao eixo Y	4º modo de flexão em Z combinado à torção em Y
Décimo	4º modo de torção em relação ao eixo Y	4º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	4º modo de flexão em Z combinado à torção em Y	1º modo de flexão nas lajes



## 6. ANÁLISE ESTÁTICA

Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura, levando-se em conta os estados-limites últimos e de serviço [83]. As recomendações da norma brasileira NBR 8800 [83] 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. Portanto, os deslocamentos máximos obtidos nas análises devem ser inferiores ao deslocamento máximo permitido pela referida norma que é de 16,5 cm ( $66/400$ ).

Neste capítulo são apresentados os resultados das análises estáticas linear e não-linear geométrica, da estrutura, no que se refere ao deslocamento horizontal no topo do edifício, considerando-se as velocidades básicas do vento que formam as isopletras de ventos da NBR 6123 [45], conforme indicado na Figura 14. A aplicação do carregamento é feita nos nós de encontro de vigas e pilares, localizados na face ortogonal do modelo estrutural e no sentido negativo do eixo  $z$ , conforme indicado na Figura 24.

### 6.1. Deslocamento horizontal translacional

A análise estática linear é a análise elástica de primeira ordem da estrutura, na qual se determina os deslocamentos horizontais translacionais no nível de cada andar do edifício [94]. Como a pior situação ocorre no topo do edifício, são apresentados na Tabela 10 os resultados deste, em função das diversas velocidades básicas do vento ( $V_0$ ).

Observando-se os resultados obtidos na Tabela 10, percebe-se que, quando não há nenhum tipo de contraventamento no núcleo interno da estrutura, os deslocamentos horizontais translacionais no topo da edificação são maiores do que quando há qualquer tipo de contraventamento na estrutura. Isto já era esperado, e demonstra a coerência dos modelos numérico-computacionais desenvolvidos. Ainda de acordo com a Tabela 10, é possível comparar os deslocamentos para os diferentes tipos de contraventamentos investigados.

Tabela 10 – Análise estática linear: velocidade básica versus deslocamento.

V <sub>0</sub> m/s	Deslocamento no topo do edifício (cm)			
	Núcleo sem contraventamento	Núcleo com contraventamento V	Núcleo com contraventamento Λ	Núcleo com contraventamento XX
30	13,69	13,46	13,54	13,38
31	13,75	13,48	13,56	13,38
32	13,84	13,51	13,59	13,40
33	13,94	13,56	13,64	13,43
34	14,07	13,64	13,71	13,49
35	14,23	13,73	13,79	13,56
36	14,41	13,85	13,91	13,65
37	14,62	13,99	14,04	13,76
38	14,86	14,16	14,19	13,89
39	15,13	14,35	14,37	14,05
40	15,42	14,57	14,58	14,23
41	15,75	14,81	14,81	14,44
42	16,10	15,09	15,06	14,67
43	16,49	15,39	15,35	14,93
44	16,91	15,72	15,65	15,21
45	17,36	16,08	15,99	15,52
46	17,83	16,47	16,35	15,86
47	18,34	16,89	16,74	16,23
48	18,88	17,33	17,16	16,62
49	19,44	17,80	17,61	17,04
50	20,03	18,30	18,08	17,49

No que tange aos contraventamentos, verifica-se que, para ventos básicos com valores inferiores a 41 m/s, o modelo com contraventamento em  $\Lambda$  resulta em maior deslocamento horizontal translacional; enquanto que, para ventos básicos com valores superiores a 41 m/s, o modelo com contraventamento do tipo V obteve a maior resposta. O contraventamento do tipo XX resultou em menor deslocamento horizontal em todas as velocidades básicas de vento consideradas, sendo portanto, o mais eficiente na contenção lateral da estrutura. O gráfico da Figura 51, apresenta o deslocamento horizontal no topo do edifício em função da velocidade básica do vento, para as situações da estrutura com núcleo sem contraventamento e com núcleo contraventado em V,  $\Lambda$  e XX.

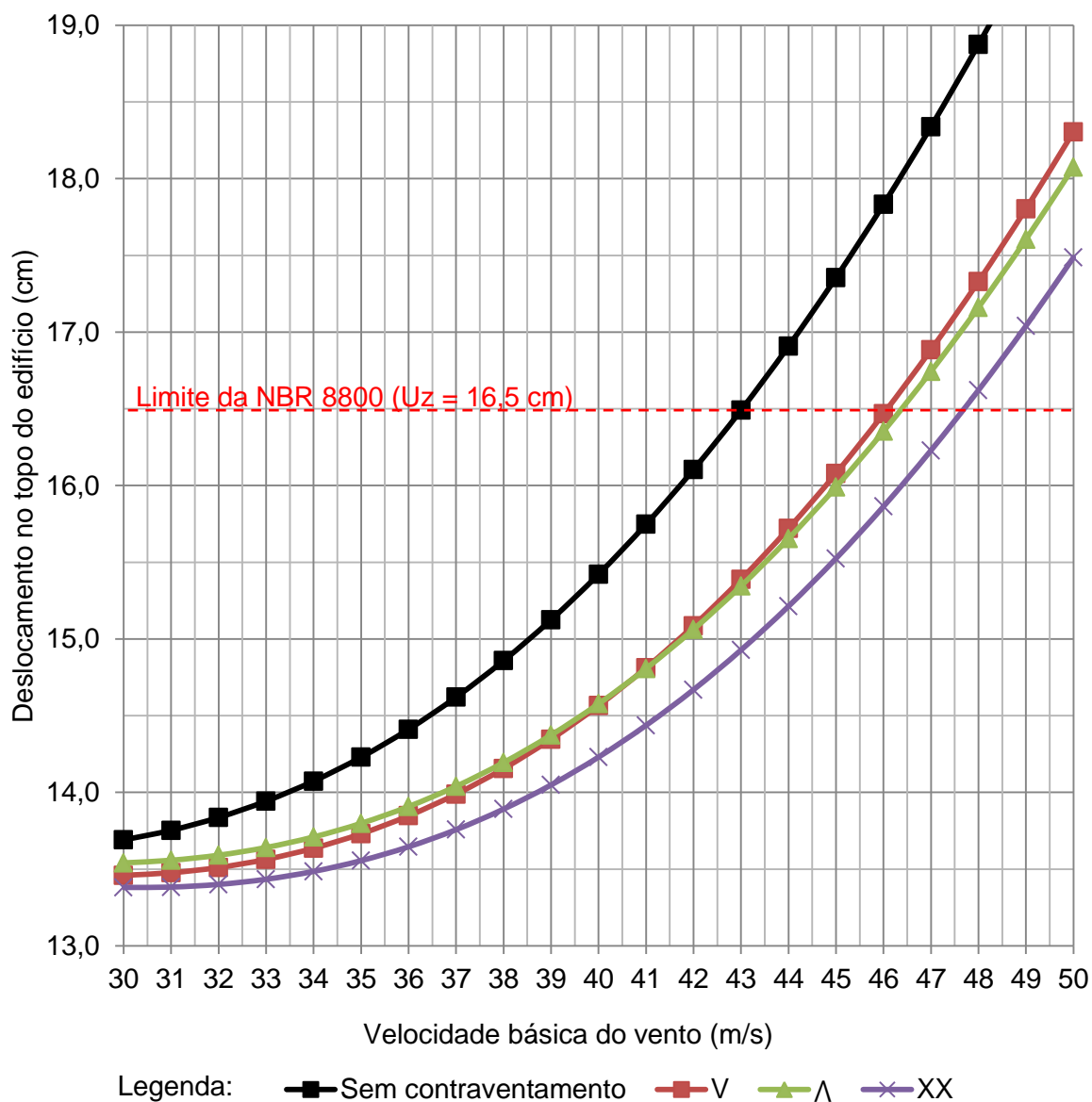


Figura 51 – Comportamento estático linear.

Respeitando-se o limite estabelecido pela NBR 8800, que neste caso é de 16,5 cm [83], verifica-se pela Figura 51 que, as velocidades básicas do vento máximas, admissíveis de projeto, são: de 43,0 m/s para a estrutura não contraventada; de 46,0 m/s para a estrutura com núcleo contraventado em V; de 46,45 m/s para a estrutura com núcleo contraventado em V invertido; e de 47,75 m/s para a estrutura com núcleo contraventado em duplo X.

Uma outra análise importante, e que deve ser considerada em qualquer projeto, é a análise estática não linear. A não linearidade surge devido à modificação da geometria de referência da análise ao longo do processo de deformação do corpo. Pode ocorrer devido: a grande deformação, grandes deslocamentos, e rotações da configuração de referência, ou do conjunto [94]. Na Tabela 11 são apresentados os resultados levando-se em conta a não linearidade geométrica.

Analisando os resultados obtidos na Tabela 11, novamente percebe-se que, a estrutura sem contraventamentos produz maiores deslocamentos horizontais translacionais no topo do edifício. Quanto ao comportamento da estrutura em relação aos contraventamentos, percebe-se que, para os ventos básicos com valores inferiores a 38 m/s, o contraventamento em  $\Lambda$  resulta em maior deslocamento horizontal translacional; enquanto que para ventos básicos com valores superiores 38 m/s, o contraventamento do tipo V resultou em maiores deslocamentos. O contraventamento XX, novamente, demonstrou ser o mais eficiente na contenção, apresentando os menores deslocamentos horizontais translacionais.

O gráfico da Figura 52 apresenta o deslocamento horizontal translacional no topo do edifício em função da velocidade básica do vento, para as situações investigadas e considerando a não linearidade. Verifica-se na Figura 52 que os valores das velocidades básicas do vento máximas, admissíveis de projeto são: de 40,0 m/s para a estrutura não contraventada; de 43,55 m/s para a estrutura com núcleo contraventado em V; de 44,00 m/s para a estrutura com núcleo contraventado em  $\Lambda$ ; e de 45,40 m/s para a estrutura com núcleo contraventado em XX.

Não é desejável que uma estrutura trabalhe dentro de seu limite. Assim, recomenda-se que o presente modelo não seja aplicado em regiões cuja velocidade básica do vento exceda 40,0 m/s, respeitando-se, desta forma, a questão relacionada ao limite de deslocamento horizontal estabelecido pela NBR 8800 [83].

Tabela 11 – Análise estática não linear geométrica: velocidade básica versus deslocamento.

V <sub>0</sub> m/s	Deslocamento no topo do edifício (cm)			
	Núcleo sem contraventamento	Núcleo com contraventamento V	Núcleo com contraventamento Λ	Núcleo com contraventamento XX
30	13,87	13,52	13,61	13,42
31	13,98	13,56	13,64	13,44
32	14,13	13,63	13,70	13,48
33	14,30	13,72	13,79	13,54
34	14,51	13,83	13,89	13,62
35	14,75	13,97	14,02	13,73
36	15,02	14,15	14,18	13,86
37	15,33	14,35	14,37	14,02
38	15,68	14,58	14,58	14,20
39	16,06	14,85	14,83	14,42
40	16,48	15,14	15,10	14,66
41	16,93	15,48	15,41	14,94
42	17,42	15,84	15,74	15,24
43	17,95	16,24	16,11	15,58
44	18,51	16,67	16,51	15,95
45	19,11	17,13	16,94	16,35
46	19,74	17,63	17,40	16,78
47	20,40	18,16	17,89	17,24
48	21,10	18,72	18,42	17,73
49	21,83	19,32	18,97	18,25
50	22,59	19,94	19,55	18,80

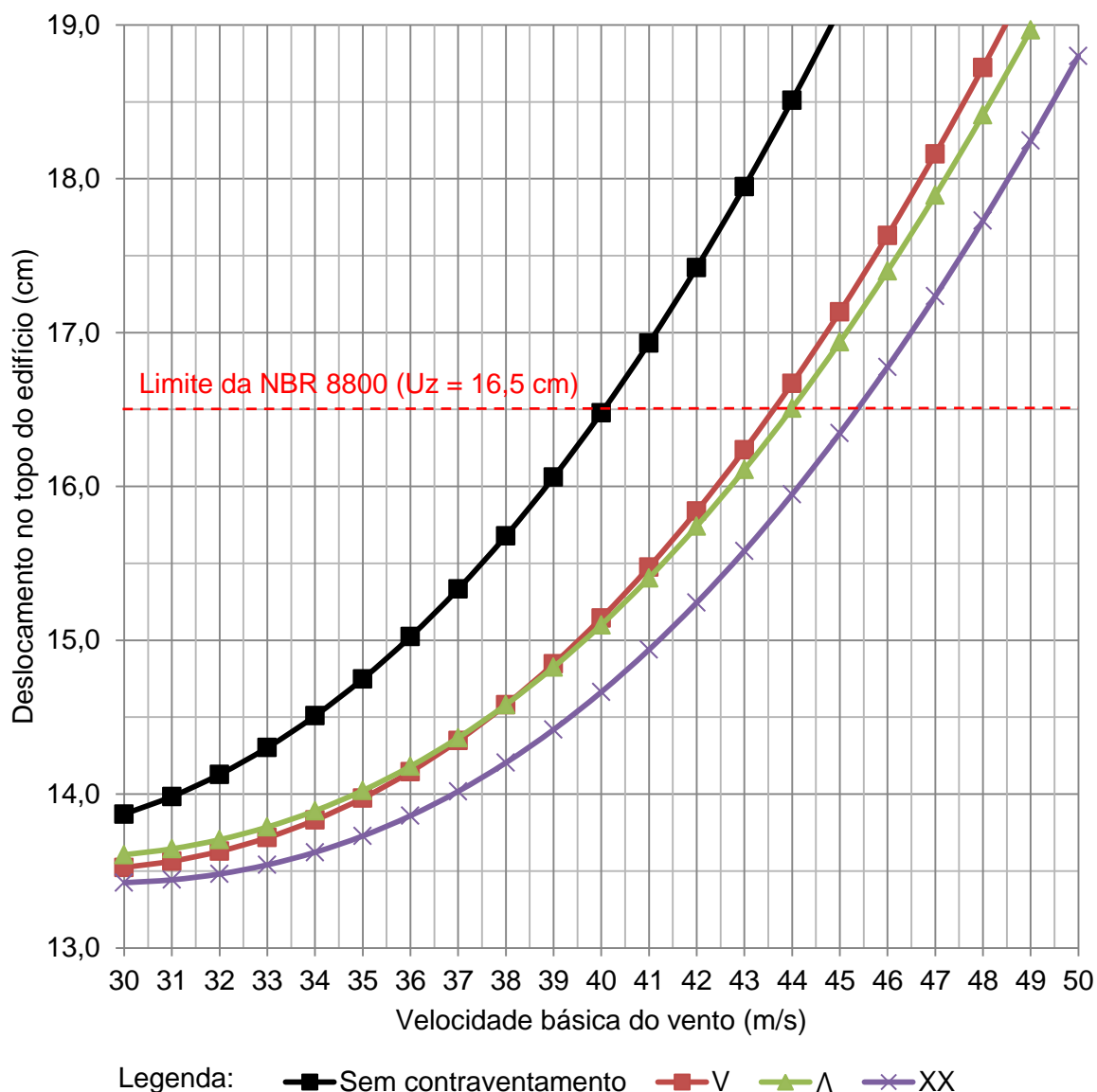


Figura 52 – Comportamento estático não linear geométrico.

Dando prosseguimento as investigações, são apresentadas nas Tabelas 12 à 15 um estudo comparativo entre as análises estáticas linear e não linear geométrica, a fim de avaliar as principais diferenças em termos percentuais.

Observando-se as Tabelas 12 à 15, conclui-se que a estrutura sem contraventamentos gerou as maiores diferenças percentuais entre as análises estáticas linear e não linear geométrica, da ordem de 1% a 13%. Enquanto que, para a estrutura com núcleo contraventado, obteve-se as seguintes variações: na faixa de 1% a 9% para o modelo estrutural com os contraventamentos em V, e da ordem de 1% a 8% para o modelo estrutural com os contraventamentos V invertido e em duplo X.

Tabela 12 – Comparação entre as análises estáticas linear e não linear da estrutura com o núcleo sem contraventamentos.

Deslocamento horizontal no topo do edifício			
$V_0$ (m/s)	Linear (cm)	Não linear (cm)	Diferença (%)
30,0	13,69	13,87	1,31
31,0	13,75	13,98	1,68
32,0	13,84	14,13	2,11
33,0	13,94	14,30	2,58
34,0	14,07	14,51	3,09
35,0	14,23	14,75	3,65
36,0	14,41	15,02	4,25
37,0	14,62	15,33	4,87
38,0	14,86	15,68	5,52
39,0	15,13	16,06	6,18
40,0	15,42	16,48	6,85
41,0	15,75	16,93	7,52
42,0	16,10	17,42	8,19
43,0	16,49	17,95	8,84
44,0	16,91	18,51	9,48
45,0	17,36	19,11	10,09
46,0	17,83	19,74	10,69
47,0	18,34	20,40	11,25
48,0	18,88	21,10	11,78
49,0	19,44	21,83	12,29
50,0	20,03	22,59	12,76

Tabela 13 – Comparação entre as análises estáticas linear e não linear da estrutura com o núcleo contraventado em V.

Deslocamento horizontal no topo do edifício			
$V_0$ (m/s)	Linear (cm)	Não linear (cm)	Diferença (%)
30,0	13,46	13,52	0,47
31,0	13,48	13,56	0,65
32,0	13,51	13,63	0,87
33,0	13,56	13,72	1,13
34,0	13,64	13,83	1,43
35,0	13,73	13,97	1,77
36,0	13,85	14,15	2,15
37,0	13,99	14,35	2,56
38,0	14,16	14,58	3,01
39,0	14,35	14,85	3,48
40,0	14,57	15,14	3,97
41,0	14,81	15,48	4,48
42,0	15,09	15,84	5,00
43,0	15,39	16,24	5,52
44,0	15,72	16,67	6,04
45,0	16,08	17,13	6,56
46,0	16,47	17,63	7,07
47,0	16,89	18,16	7,56
48,0	17,33	18,72	8,04
49,0	17,80	19,32	8,50
50,0	18,30	19,94	8,94



Tabela 14 – Comparação entre as análises estáticas linear e não-linear da estrutura com o núcleo contraventado em V invertido.

Deslocamento horizontal no topo do edifício			
$V_0$ (m/s)	Linear (cm)	Não linear (cm)	Diferença (%)
30,0	13,54	13,61	0,48
31,0	13,56	13,64	0,64
32,0	13,59	13,70	0,83
33,0	13,64	13,79	1,06
34,0	13,71	13,89	1,33
35,0	13,80	14,02	1,63
36,0	13,91	14,18	1,96
37,0	14,04	14,37	2,33
38,0	14,19	14,58	2,72
39,0	14,37	14,83	3,14
40,0	14,58	15,10	3,58
41,0	14,81	15,41	4,04
42,0	15,06	15,74	4,51
43,0	15,35	16,11	4,98
44,0	15,65	16,51	5,46
45,0	15,99	16,94	5,93
46,0	16,35	17,40	6,40
47,0	16,74	17,89	6,86
48,0	17,16	18,42	7,31
49,0	17,61	18,97	7,74
50,0	18,08	19,55	8,16

Tabela 15 – Comparação entre as análises estáticas linear e não-linear da estrutura com o núcleo contraventado em duplo X.

Deslocamento horizontal no topo do edifício			
$V_0$ (m/s)	Linear (cm)	Não linear (cm)	Diferença (%)
30,0	13,38	13,42	0,33
31,0	13,38	13,44	0,45
32,0	13,40	13,48	0,60
33,0	13,43	13,54	0,79
34,0	13,49	13,62	1,01
35,0	13,56	13,73	1,27
36,0	13,65	13,86	1,57
37,0	13,76	14,02	1,89
38,0	13,89	14,20	2,25
39,0	14,05	14,42	2,64
40,0	14,23	14,66	3,05
41,0	14,44	14,94	3,47
42,0	14,67	15,24	3,92
43,0	14,93	15,58	4,37
44,0	15,21	15,95	4,83
45,0	15,53	16,35	5,30
46,0	15,86	16,78	5,76
47,0	16,23	17,24	6,21
48,0	16,62	17,73	6,65
49,0	17,04	18,25	7,08
50,0	17,49	18,80	7,50

## 6.2. Diagrama de esforços solicitantes

Dando prosseguimento aos estudos, são apresentados aqui os resultados dos esforços solicitantes máximos encontrados na estrutura, provenientes das análises estáticas geométricas não lineares do modelo investigado, considerando o vento incidindo na direção paralela e contrária ao eixo Z, com uma velocidade básica de 35 m/s.

Todavia, antes de iniciar a apresentação dos resultados, é fundamental o entendimento sobre o sistema de coordenadas locais e globais. A Figura 53 apresenta as coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais do sistema.

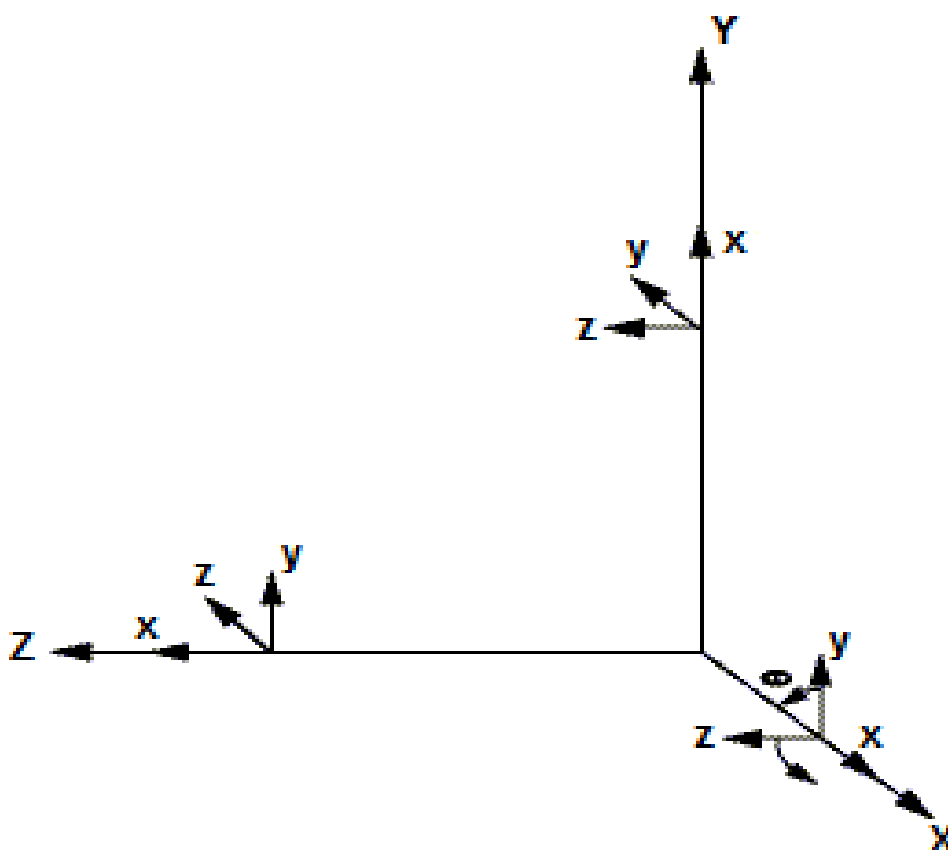


Figura 53 – Coordenadas locais dos elementos em relação as coordenadas globais [15].

Os esforços solicitantes são apresentados, posteriormente, pelas coordenadas locais dos elementos, cujos valores máximos encontram-se na Tabela 16, obtidos através do uso do programa computacional Ansys [69].

Tabela 16 – Esforços máximos encontrados na estrutura.

Esforços solicitantes máximos na estrutura	
Esforço normal (kN)	7870,60
Esforço cortante y (kN)	609,48
Esforço cortante z (kN)	640,81
Momento fletor $M_y$ (kN.m)	459,81
Momento fletor $M_z$ (kN.m)	473,30

Na Figura 54 apresenta-se o diagrama referente ao esforço normal máximo na estrutura, representado tridimensionalmente. Observa-se que o maior esforço normal ocorreu na região dos apoios intermediários, cujo valor foi de 7870,60 kN.

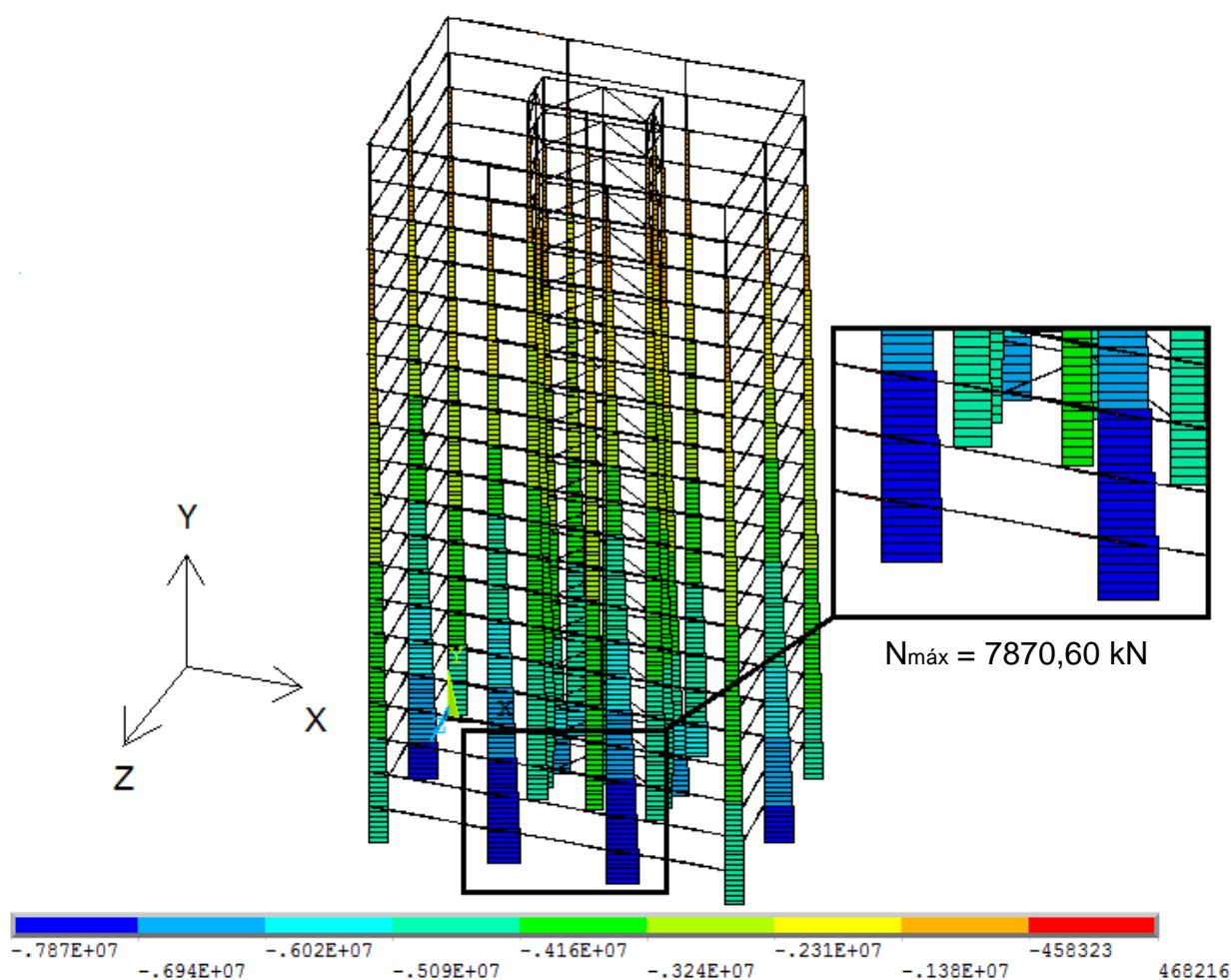


Figura 54 – Diagrama de esforço normal, vista tridimensional (em N).

No que tange os momentos fletores, são apresentados a seguir os diagramas referentes aos eixos locais  $y$  e  $z$ , respectivamente. A Figura 55 apresenta o diagrama de momento fletor máximo em relação ao eixo local  $y$ , em N.m, localizado no eixo A do modelo estrutural, com o vento incidindo em direção paralela e contrária ao eixo  $Z$  global, conforme apresentado na Figura 24. O valor máximo encontrado do momento fletor  $y$  foi de 459,81 kN.m, no topo dos pilares intermediários na base do edifício.

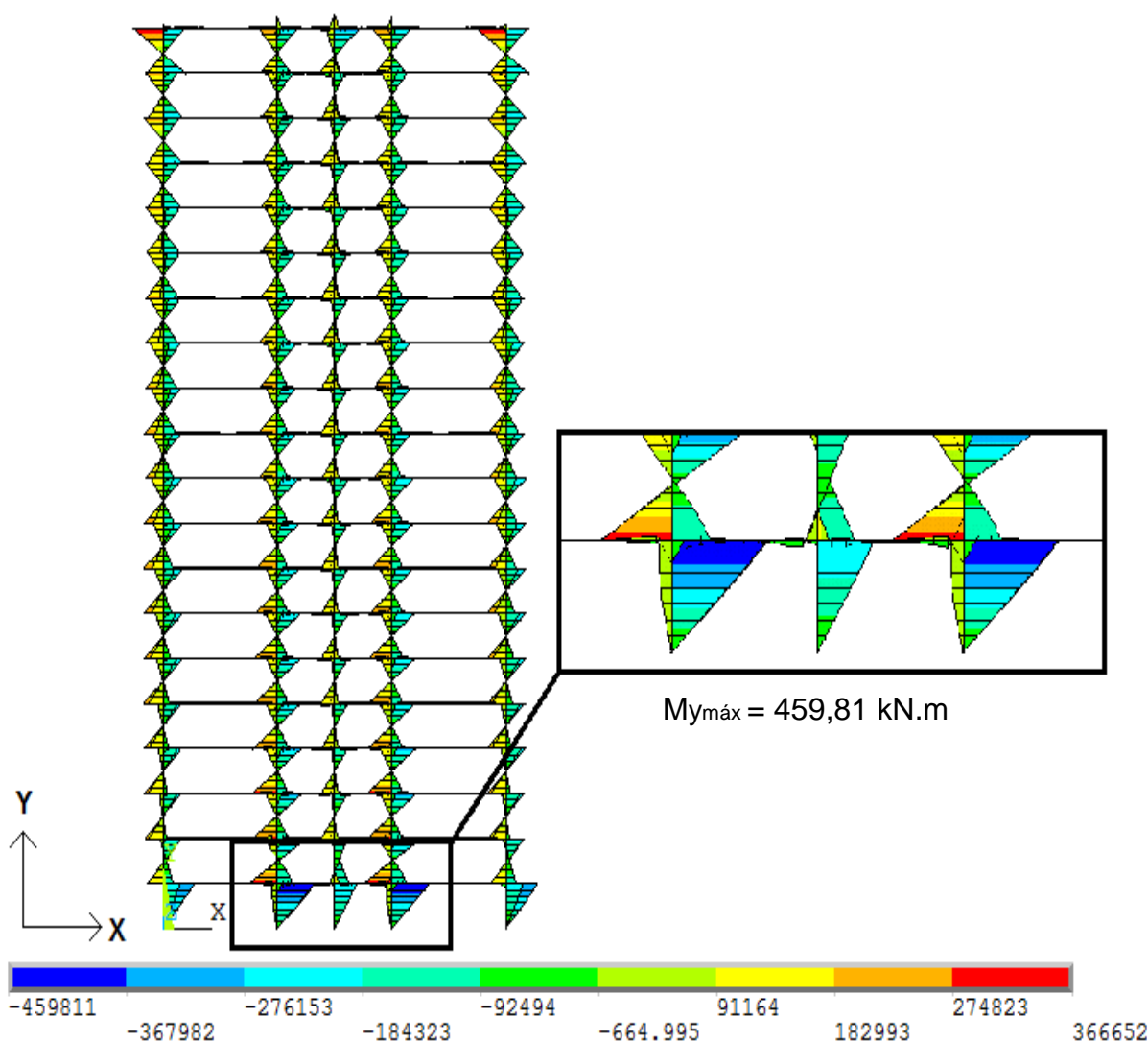


Figura 55 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local  $y$  (em N.m).

Dando continuidade aos estudos, é apresentada a seguir a Figura 56, que representa o diagrama de momento fletor máximo em relação ao eixo local  $z$ , em N.m. Em termos da ação do vento sob a edificação, adotou-se as mesmas considerações anteriores, conforme apresentado na Figura 24. Todavia,

convencionou-se visualizar a sua magnitude através do eixo 5 (vista ZY). Observa-se pela figura abaixo, que o momento fletor máximo encontrado, em relação ao eixo z, foi de 473,30 kN.m.

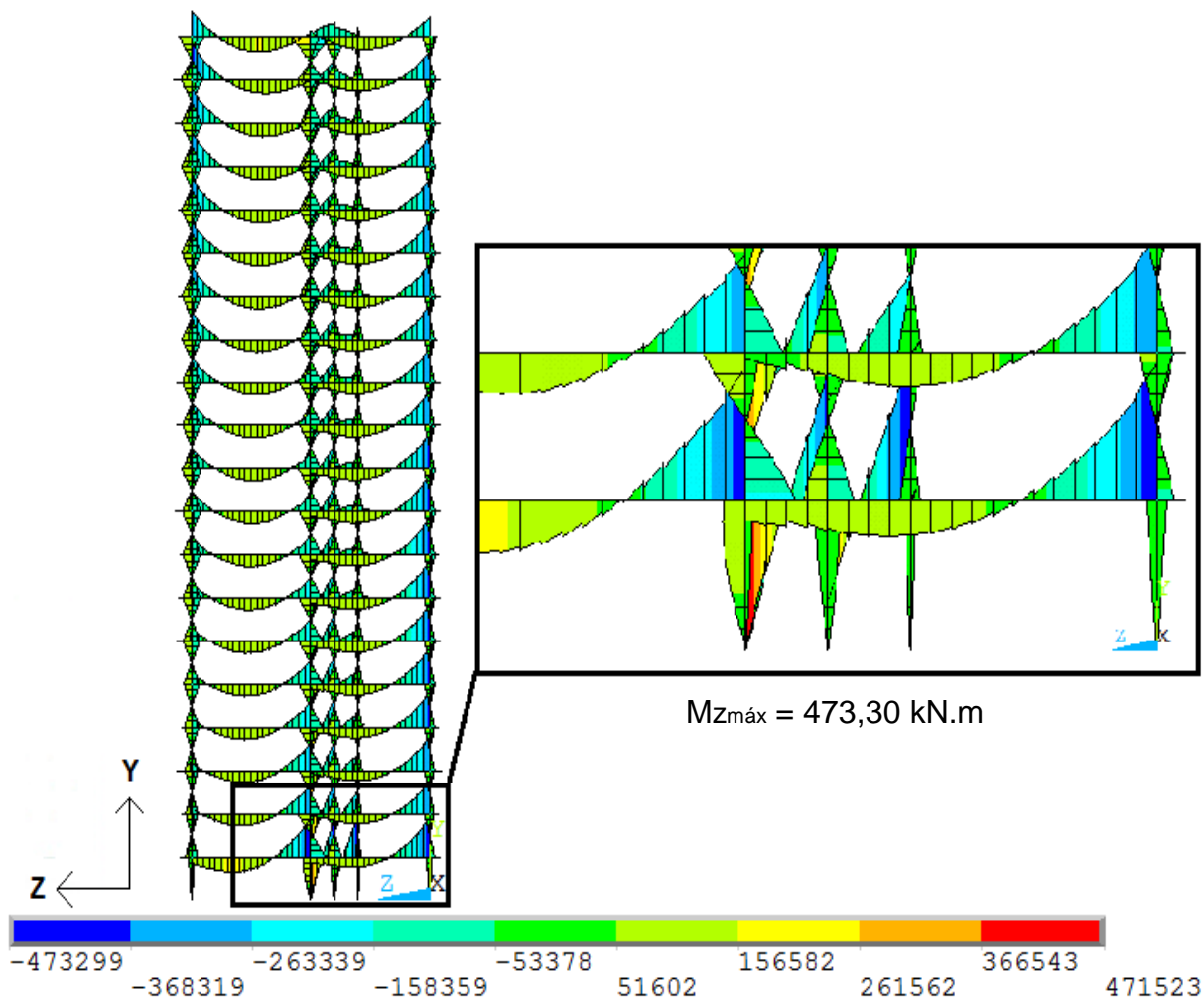


Figura 56 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo local z (em N.m).

Apresentou-se neste capítulo as análises estáticas linear e não linear geométrica do modelo estrutural proposto. Foram obtidos os máximos deslocamentos horizontais translacionais no topo do edifício, e os diagramas de esforços solicitantes da estrutura.

No capítulo seguinte, é apresentado um estudo sobre o comportamento da estrutura quando 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. ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA

Os resultados obtidos da análise dinâmica não linear geométrica e não determinística representam a resposta estrutural do modelo no que diz respeito aos deslocamentos e acelerações, determinados pela ação aleatória do vento. No capítulo dois deste trabalho é apresentado a metodologia utilizada para a geração das séries temporais das cargas de 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 estes de encontro de vigas e pilares, conforme indicados na Figura 24.

Para obtenção dos resultados, são avaliados oito nós no topo do edifício, com o vento incidindo na direção negativa do eixo global z. Desta forma, obtém-se os deslocamentos e acelerações no topo dos pilares localizados nos eixos 1A, 2A, 4A, 5A, 6A, 7A, 9A e 10A da Figura 57.

De acordo com a metodologia do vento sintético, faz-se necessário estabelecer a geração de um determinado número de séries de carregamentos para avaliação da resposta [15]. No âmbito do presente trabalho são geradas 20 séries de carregamento da ação não determinística do vento, para a estrutura com diagonais de contraventamento do tipo V,  $\Lambda$  e XX, localizadas na seção U que forma o núcleo interno do edifício. A obtenção das séries de carregamentos permite estabelecer um tratamento estatístico, que confere um índice de confiabilidade para a resposta estrutural do modelo.

Os deslocamentos e as acelerações máximos no topo do edifício são obtidas para cada série de carregamento e de acordo com o modelo com núcleo contraventado. 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% é dada conforme a Equação (62) apresentada a seguir, extraída na literatura especializada [15]:

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

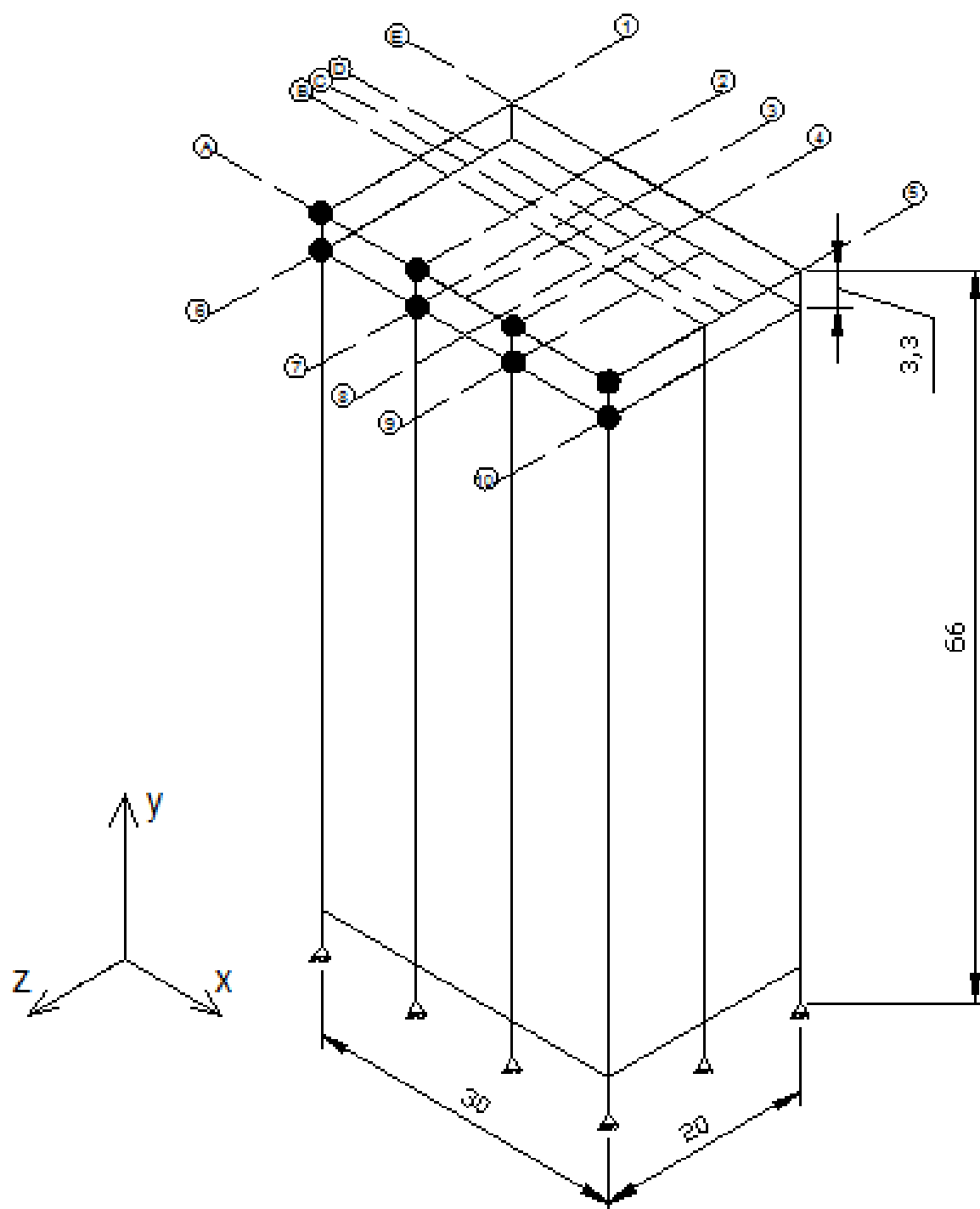


Figura 57 – Nós escolhidos nas análises de deslocamento e aceleração.

A fim de se avaliar o comportamento dinâmico do edifício, no que tange ao deslocamento horizontal translacional no topo, são escolhidas, aleatoriamente, três séries de carregamentos distintas, cujos resultados são apresentados nas Figuras 58 à 66. O histórico dos deslocamentos no tempo total de 600 s é apresentado, bem como as ampliações do referido histórico nas fases transiente e permanente. O



histórico na fase transiente é apresentado no intervalo compreendido entre 0 e 80 s. Enquanto que, o histórico referente a fase permanente para o deslocamento é apresentado no intervalo compreendido entre 100 s e 300 s, pois a partir de 100 s o deslocamento torna-se periódico, conforme pode-se observar na Figura 58.

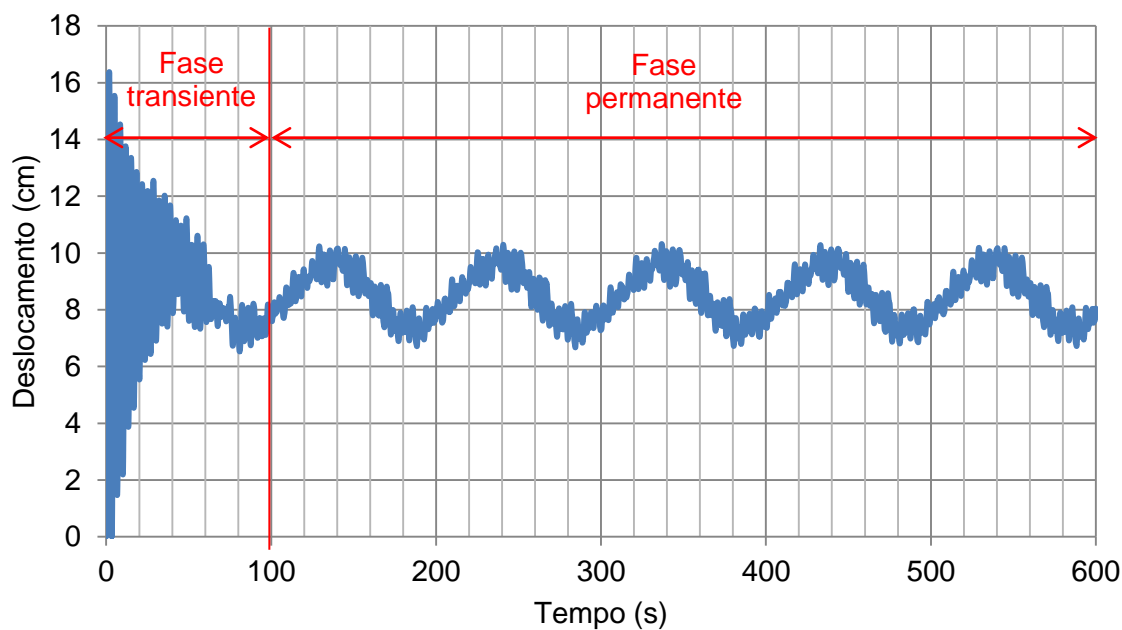


Figura 58 - Histórico dos deslocamentos: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX.

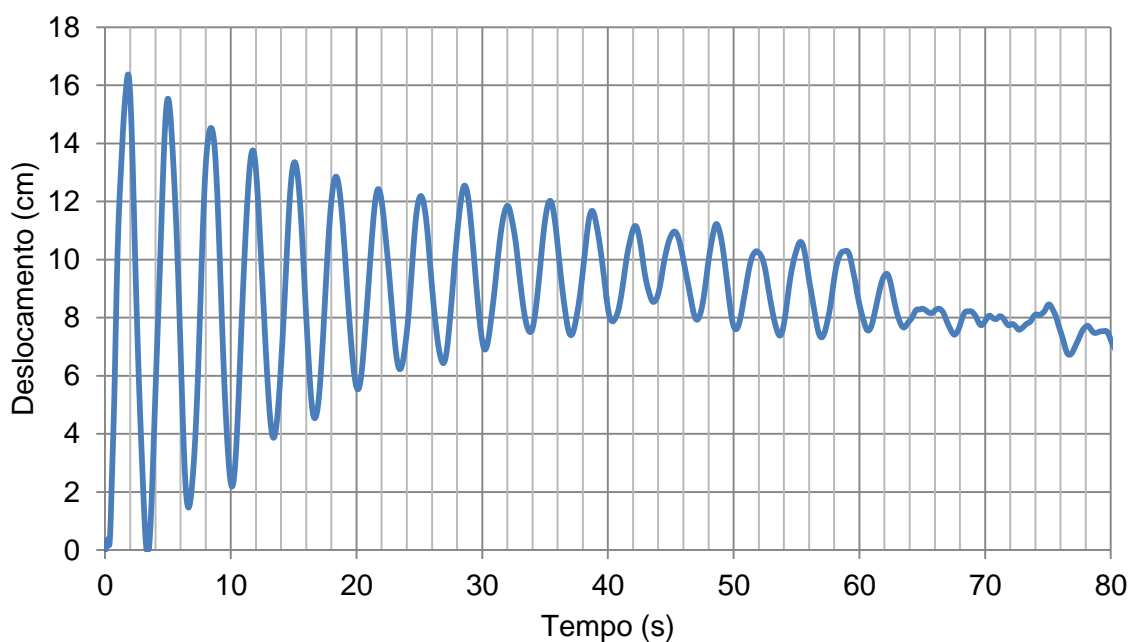


Figura 59 - Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX.

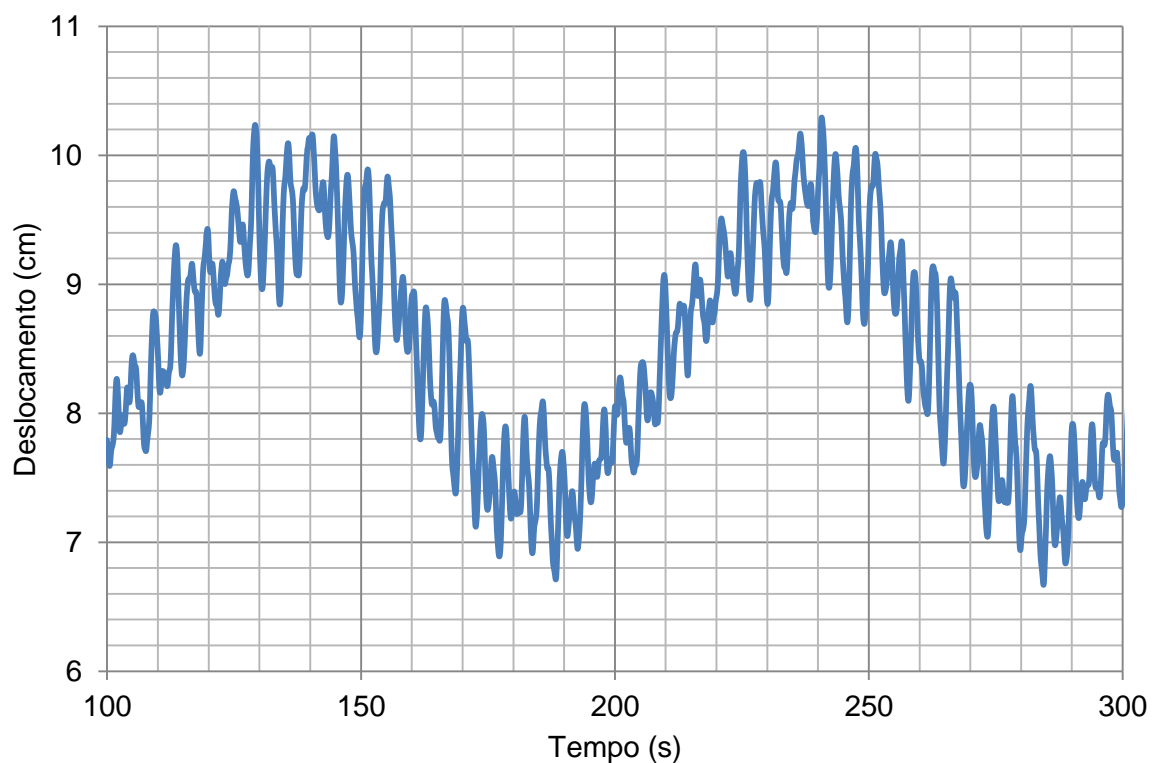


Figura 60 - Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX.

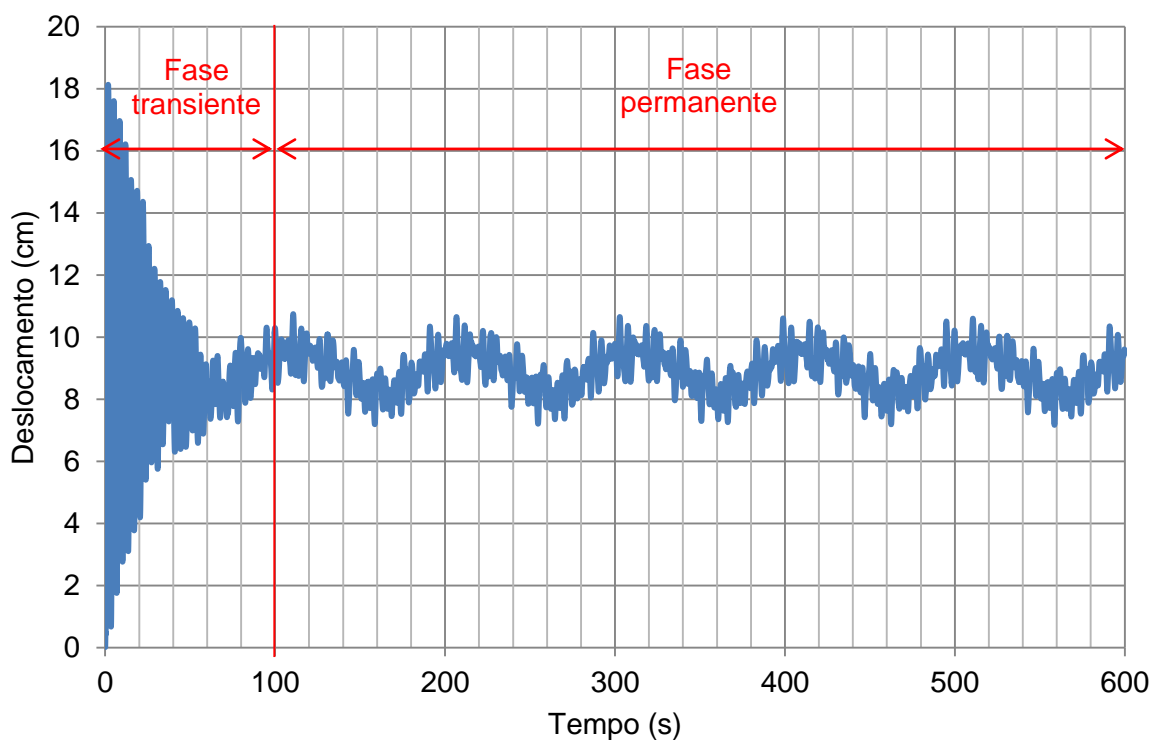


Figura 61 - Histórico dos deslocamentos: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

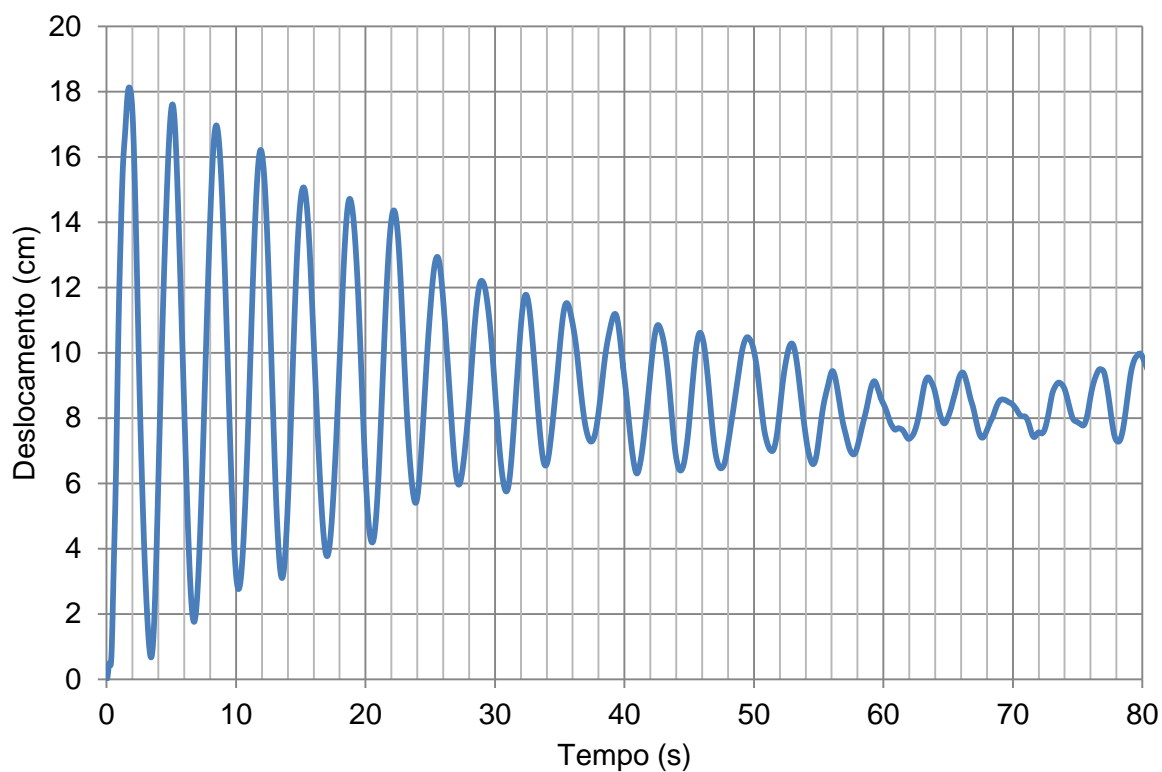


Figura 62 - Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

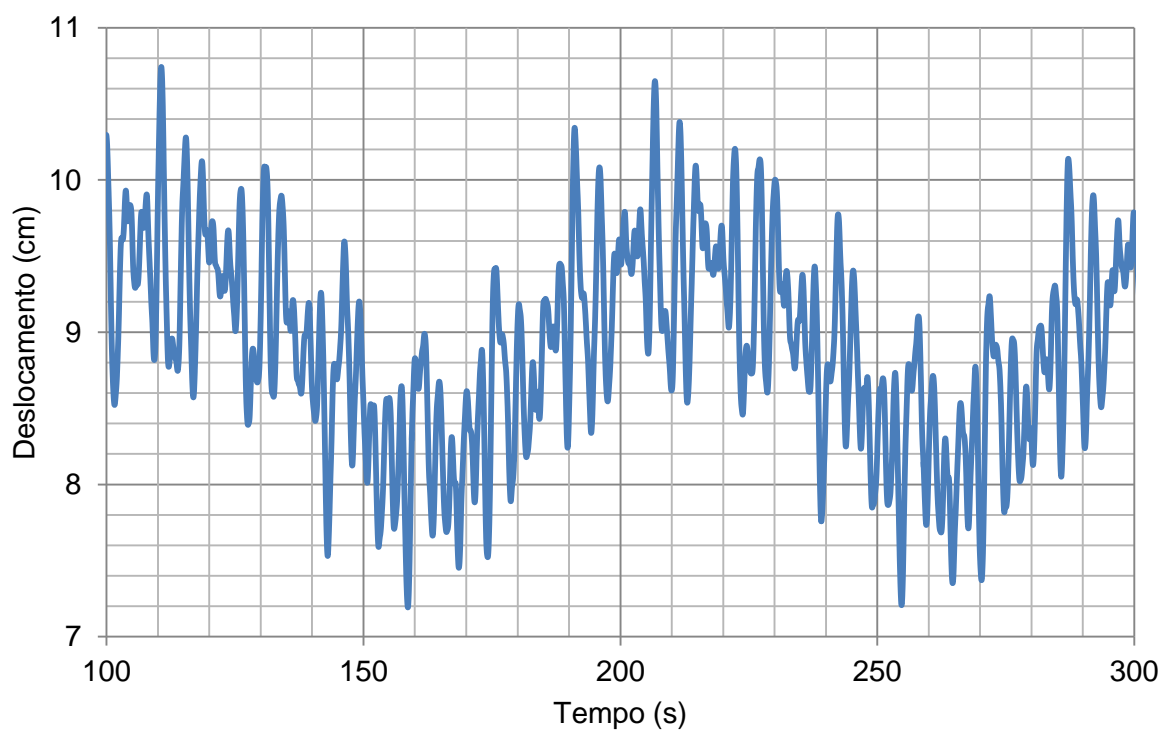


Figura 63 - Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

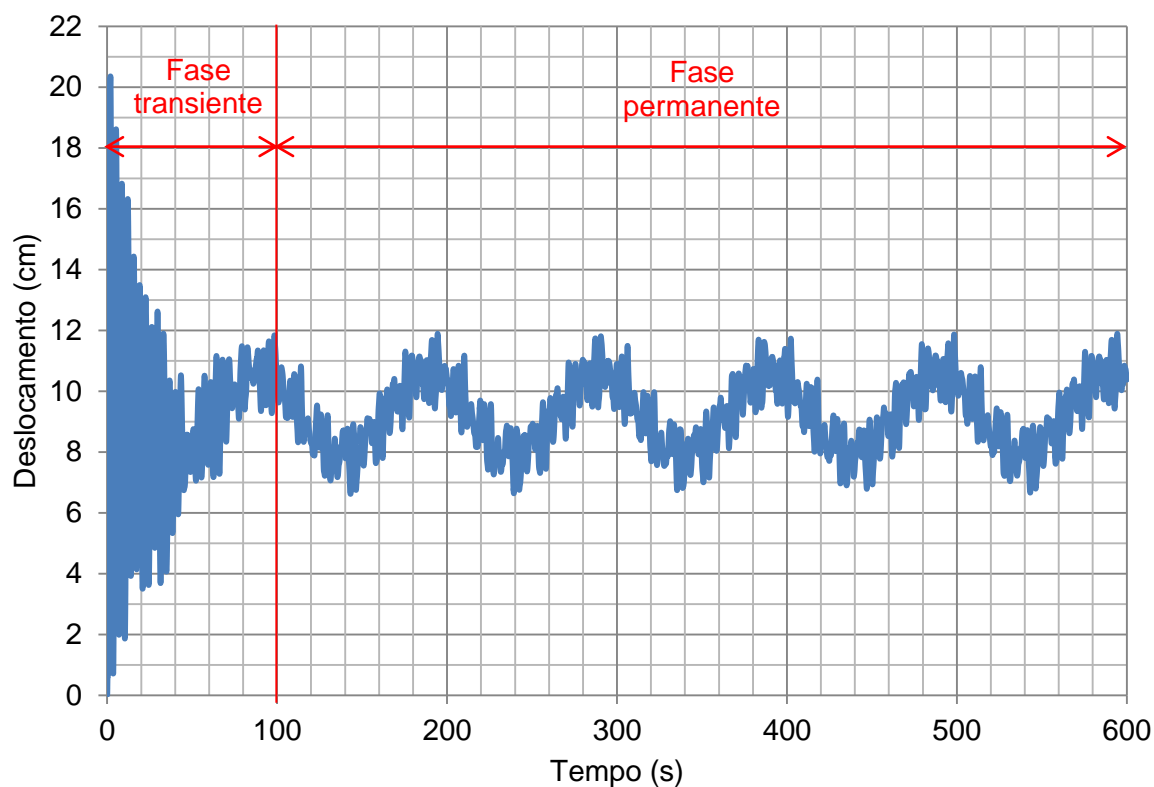


Figura 64 - Histórico dos deslocamentos: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V.

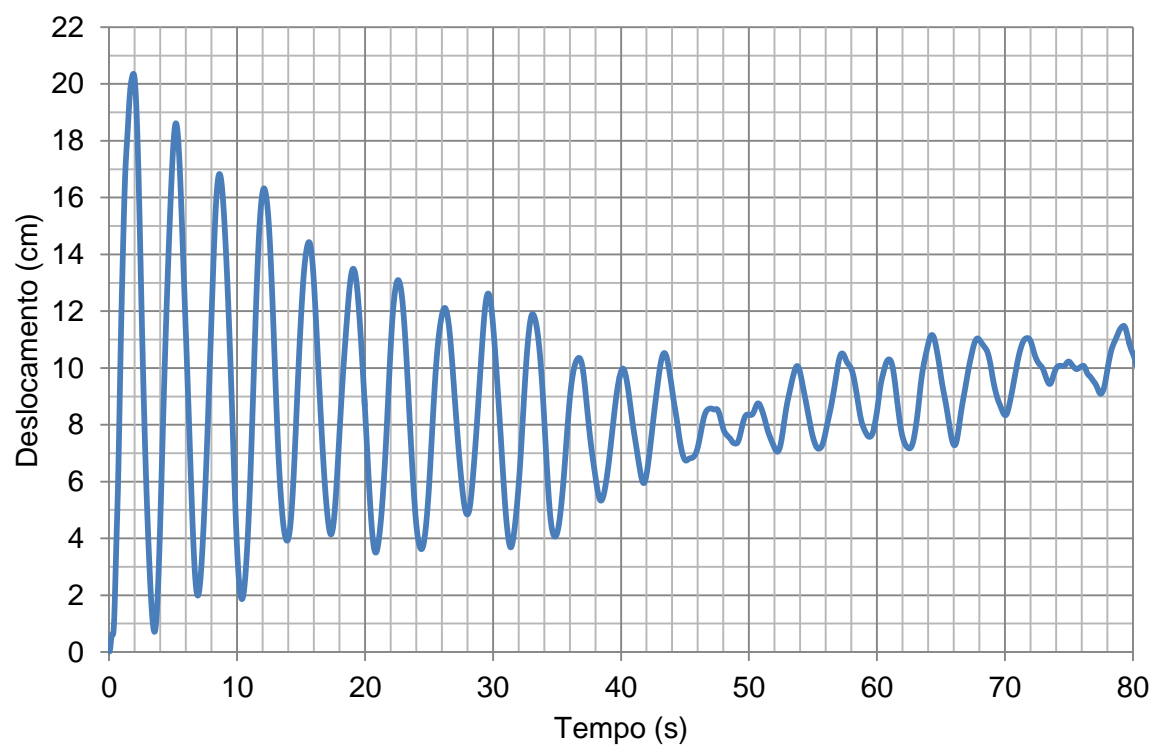


Figura 65 - Histórico dos deslocamentos na fase transiente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V.

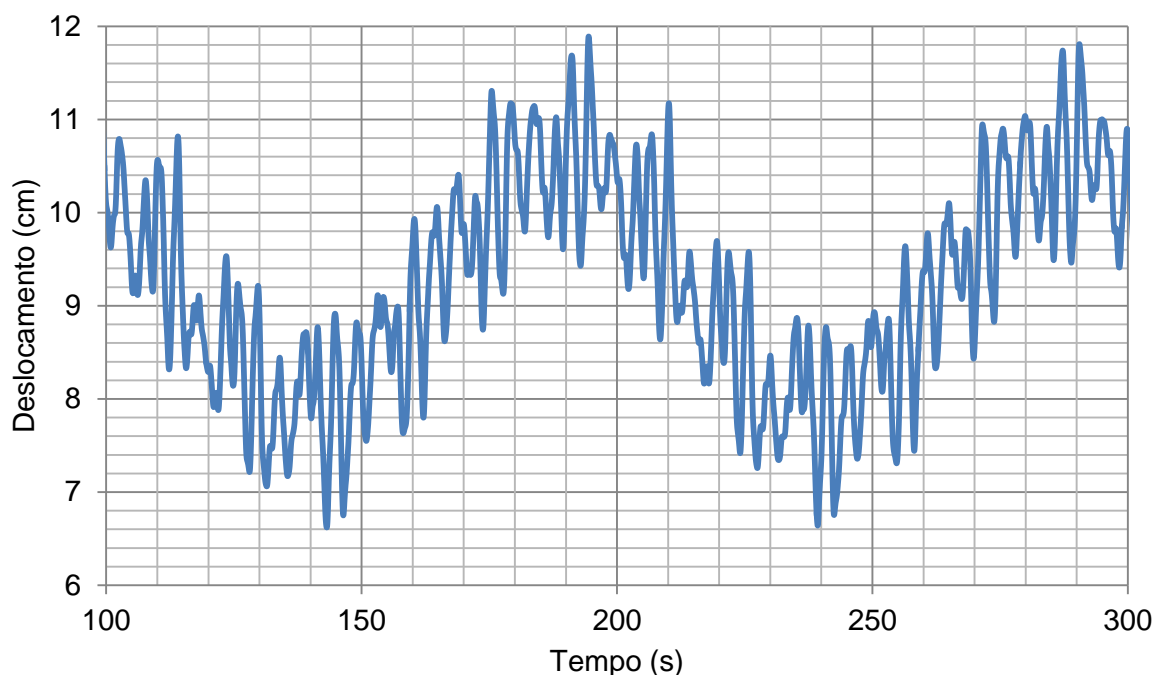


Figura 66 - Histórico dos deslocamentos na fase permanente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V.

Avaliando-se os históricos dos deslocamentos horizontais translacionais apresentados nas Figuras 58 à 66, percebe-se o efeito do amortecimento estrutural no trecho correspondente a fase transiente da resposta, no que diz respeito as vinte séries de carregamentos e aos três tipos de contraventamentos avaliados nesta dissertação.

Quanto a resposta na fase permanente da estrutura, percebe-se, claramente, o comportamento aleatório dos deslocamentos, no mesmo intervalo de tempo considerado, para a 1ª, 2ª, e 4ª séries. Ainda na fase permanente, verifica-se que as amplitudes máximas de deslocamento das séries aqui analisadas são de 10,32 cm, 10,74 cm e 11,89 cm, conforme mostra as Figuras 60, 63 e 66, respectivamente. Observa-se que os valores encontrados são menores do que 16,5 cm, que é o valor limite estabelecido pela NBR 8800 [83] para os deslocamentos horizontais translacionais. Todavia, faz-se necessário avaliar as acelerações a fim de verificar a questão relativa ao conforto humano.

Nas Figuras 67 à 69, apresenta-se, graficamente, um resumo dos máximos deslocamentos horizontais translacionais, obtidos na fase permanente da resposta para as vinte séries de carregamentos e de acordo com o tipo de contraventamento investigado.

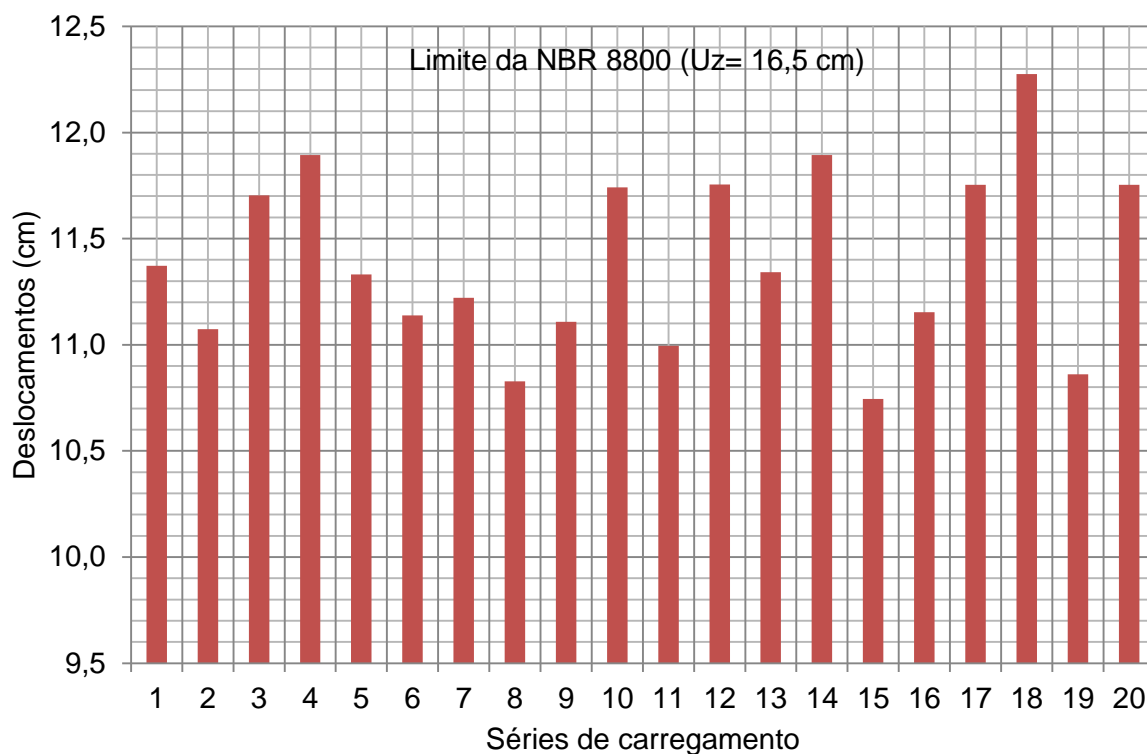


Figura 67 – Fase permanente: máximos deslocamentos no topo da estrutura com núcleo contraventado em V.

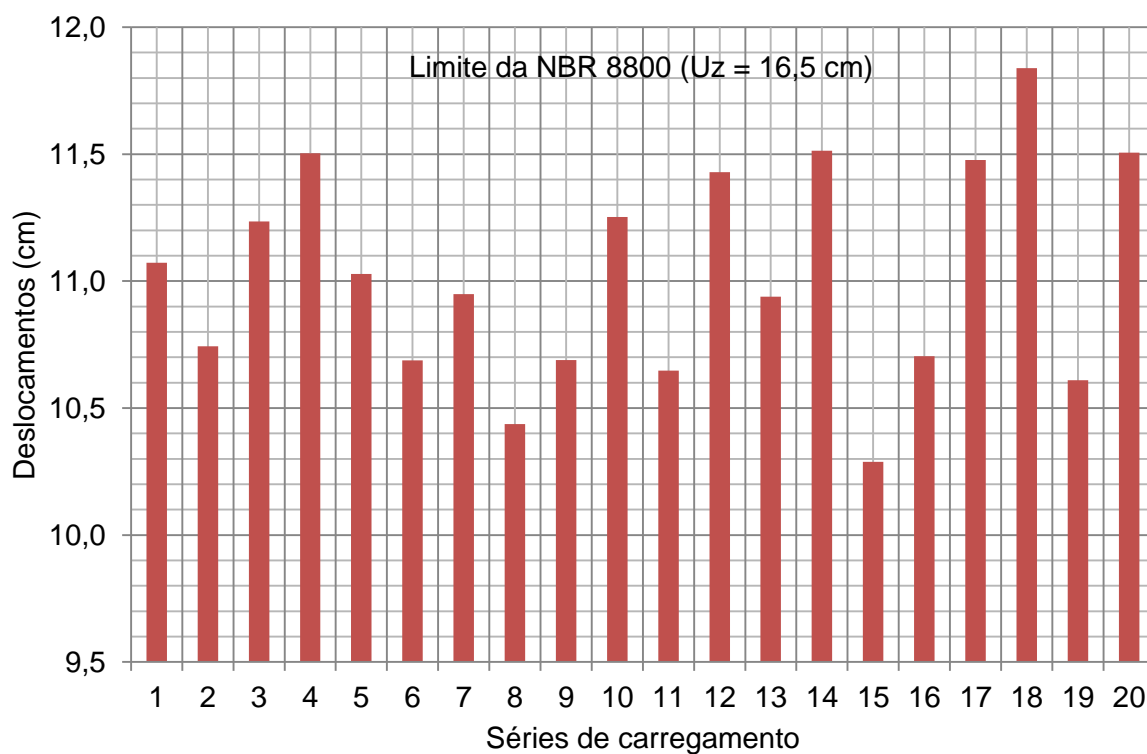


Figura 68 – Fase permanente: máximos deslocamentos no topo da estrutura com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

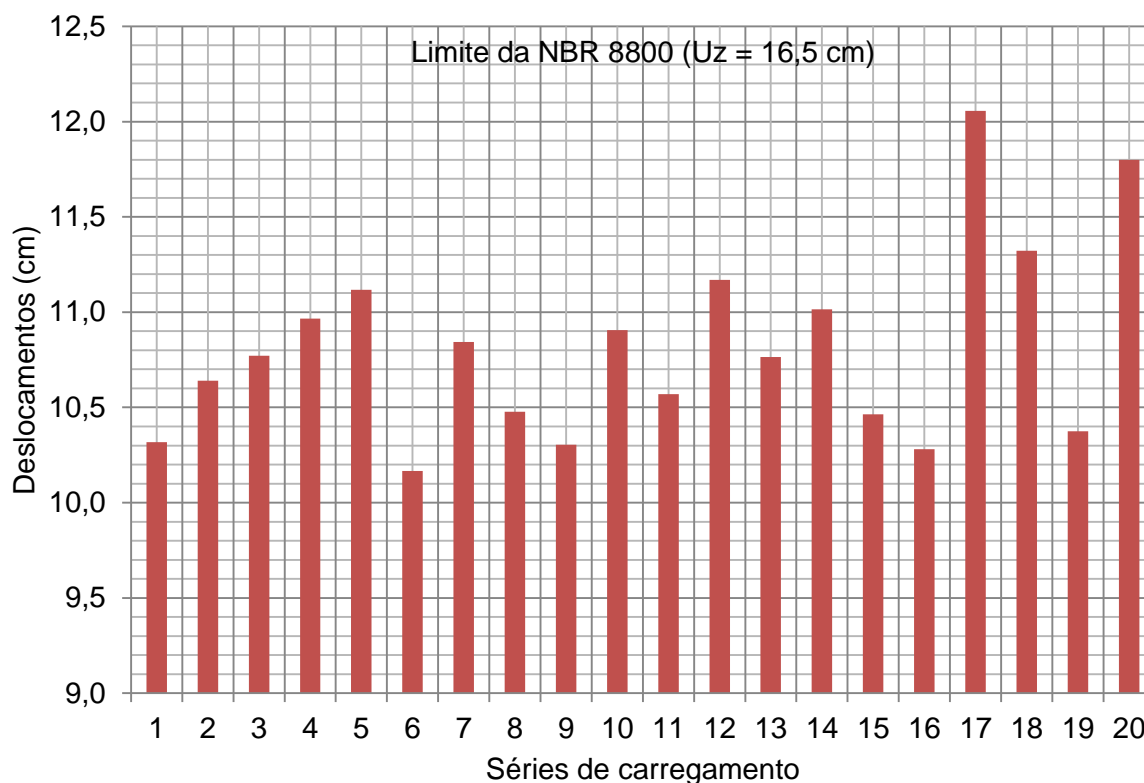


Figura 69 – Fase permanente: Máximos deslocamentos no topo da estrutura com núcleo contraventado em XX.

Os gráficos apresentados nas Figuras 67 à 69 estão na fase permanente e indicam que as séries em que ocorreram os máximos deslocamentos horizontais translacionais foram: 17ª e 18ª séries de carregamentos, com valores da ordem de 12,28 cm; 11,84 cm e 12,06 cm, para a estrutura com contraventamentos em V,  $\Lambda$  e XX, respectivamente. As séries que geraram o menor deslocamento horizontal translacional, dentre os máximos encontrados, foram a 6ª e 15ª séries de carregamentos, com deslocamentos na ordem de 10,74 cm, 10,29 cm e 10,17 cm, para a estrutura com contraventamentos em V,  $\Lambda$  e XX, respectivamente. De forma mais ampla, verifica-se que todos os valores máximos encontrados, referentes aos deslocamentos translacionais horizontais no topo da estrutura, das vinte séries de carregamentos analisadas são menores do que 16,5 cm, atendendo ao critério estabelecido pela NBR 8800 [83].

Dando continuidade aos estudos, são apresentados, nas Figuras 70 à 78, os históricos das acelerações obtidas no topo do edifício para as três séries de carregamentos escolhidas aleatoriamente e para os três tipos de contraventamentos analisados. O histórico na fase transiente é apresentado no intervalo compreendido

entre 0 e 40 s. Já o histórico referente a fase permanente é apresentado no intervalo compreendido entre 100 s e 300 s.

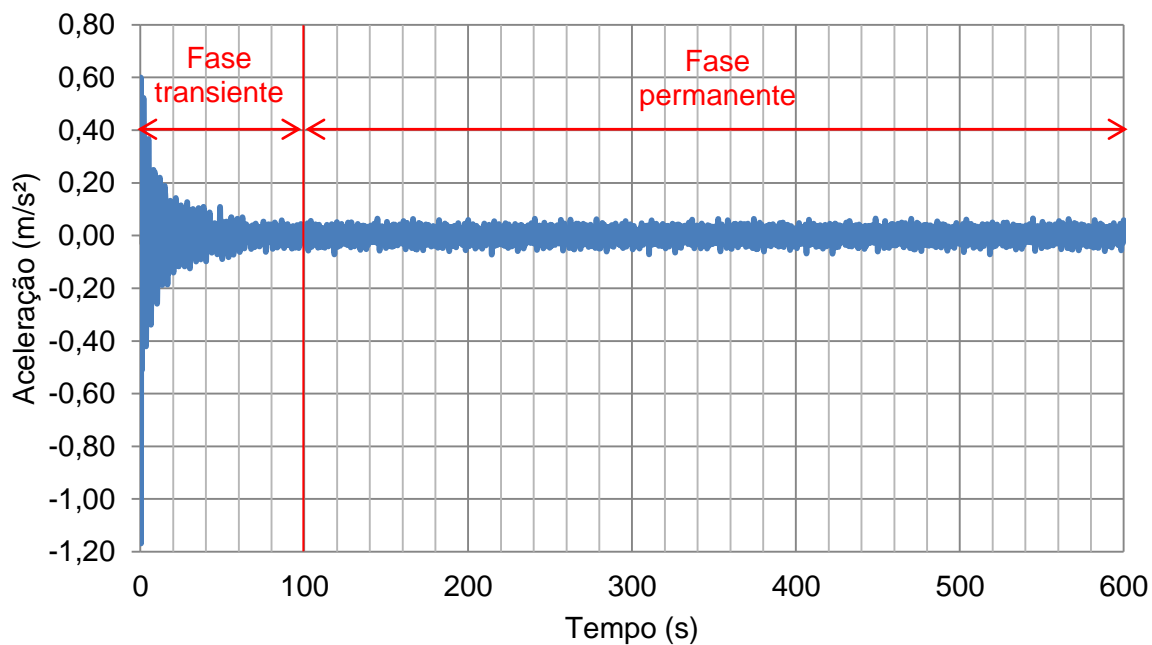


Figura 70 – Histórico das acelerações: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX.

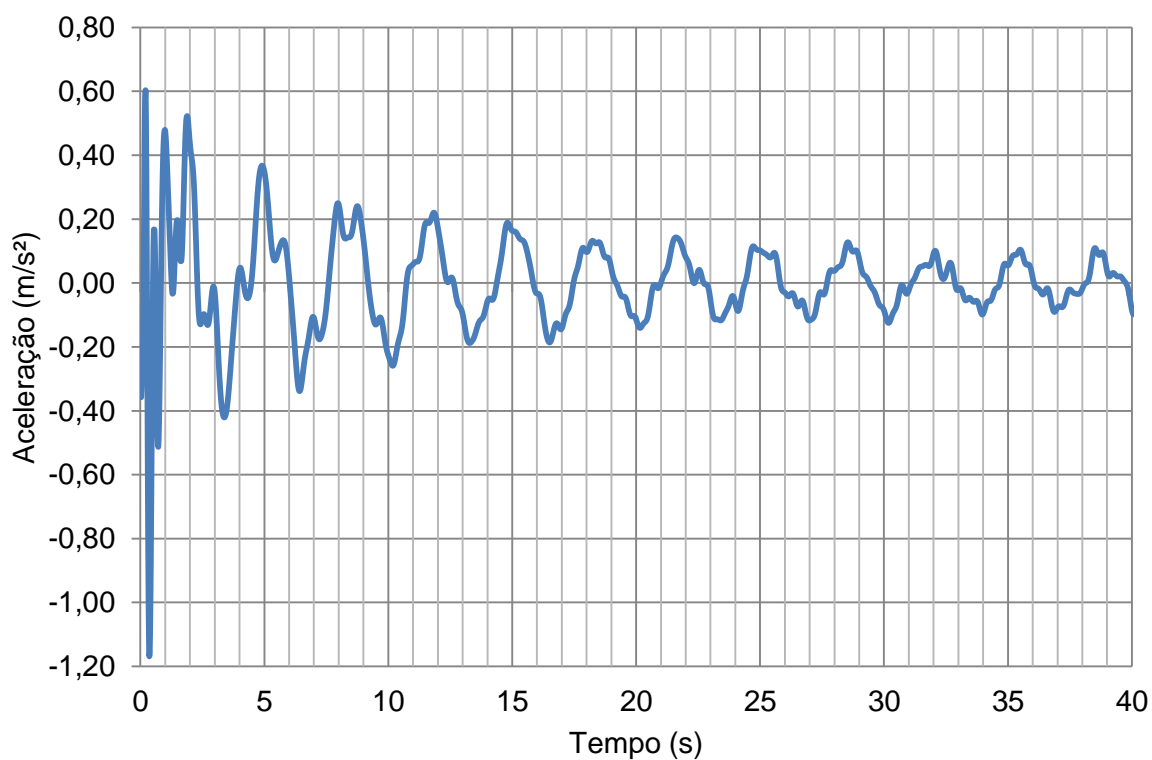


Figura 71 – Histórico das acelerações na fase transiente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX.



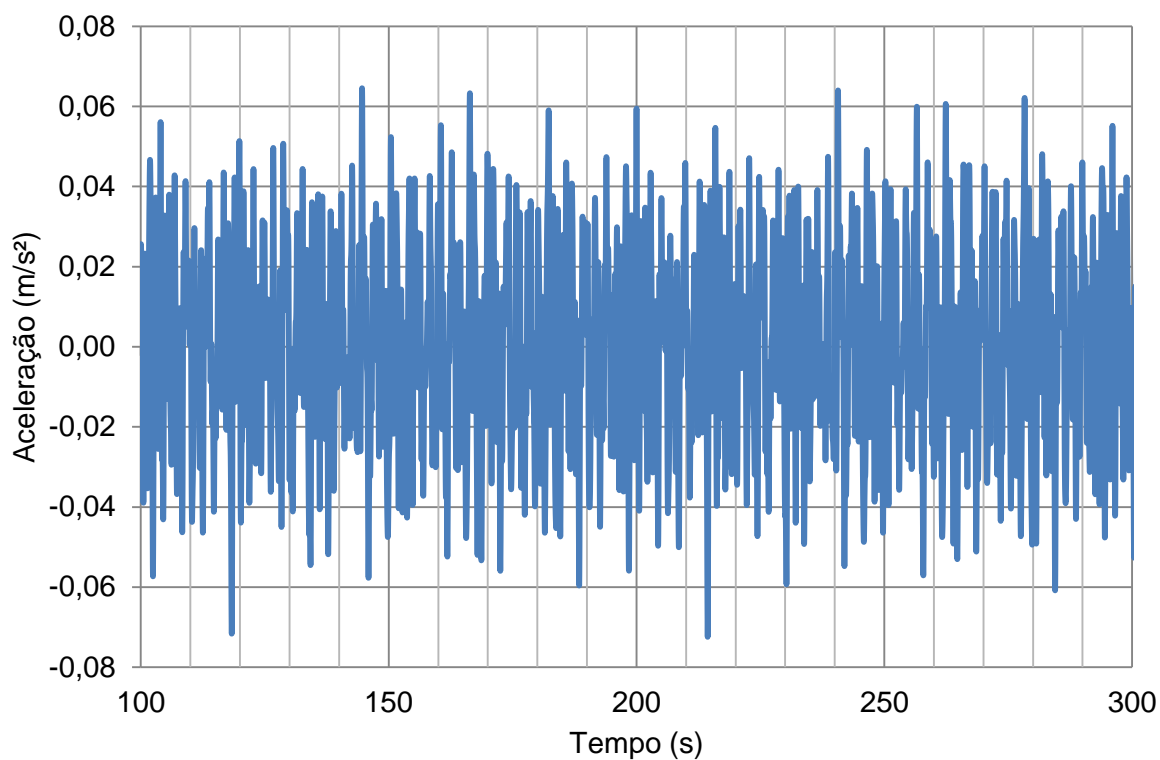


Figura 72 - Histórico das acelerações na fase permanente: 1ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em XX.

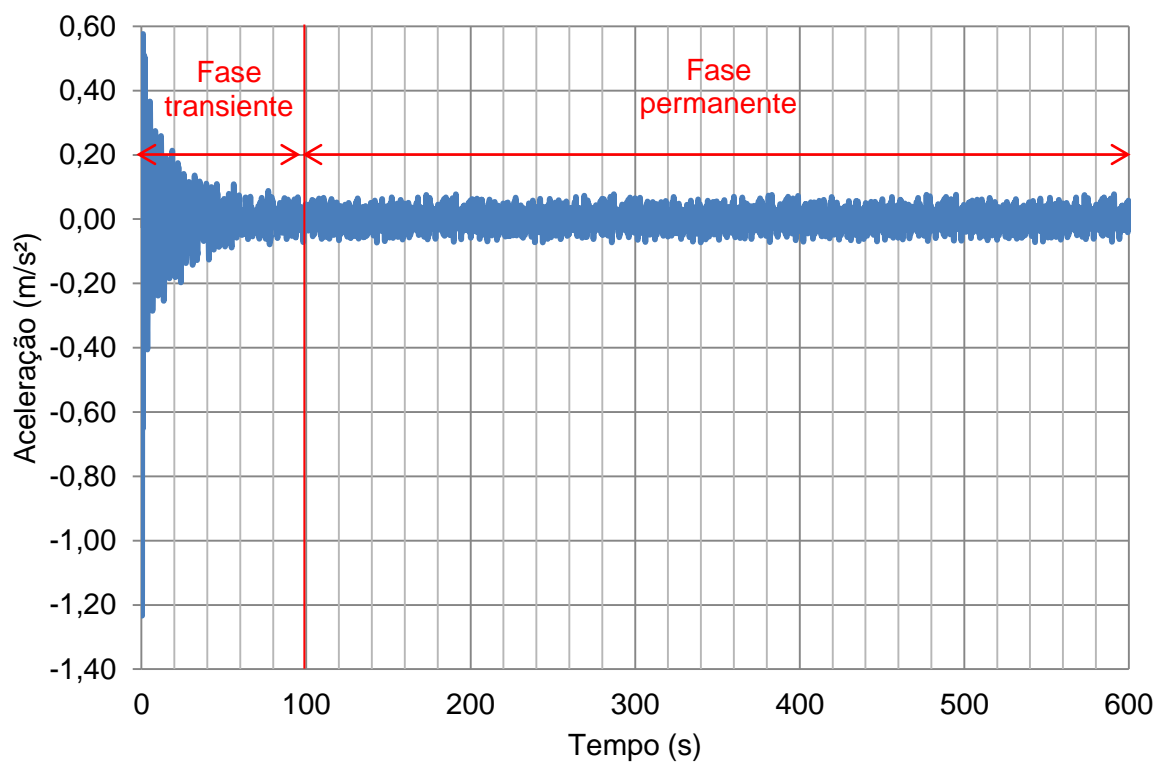


Figura 73 – Histórico das acelerações: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em Λ.

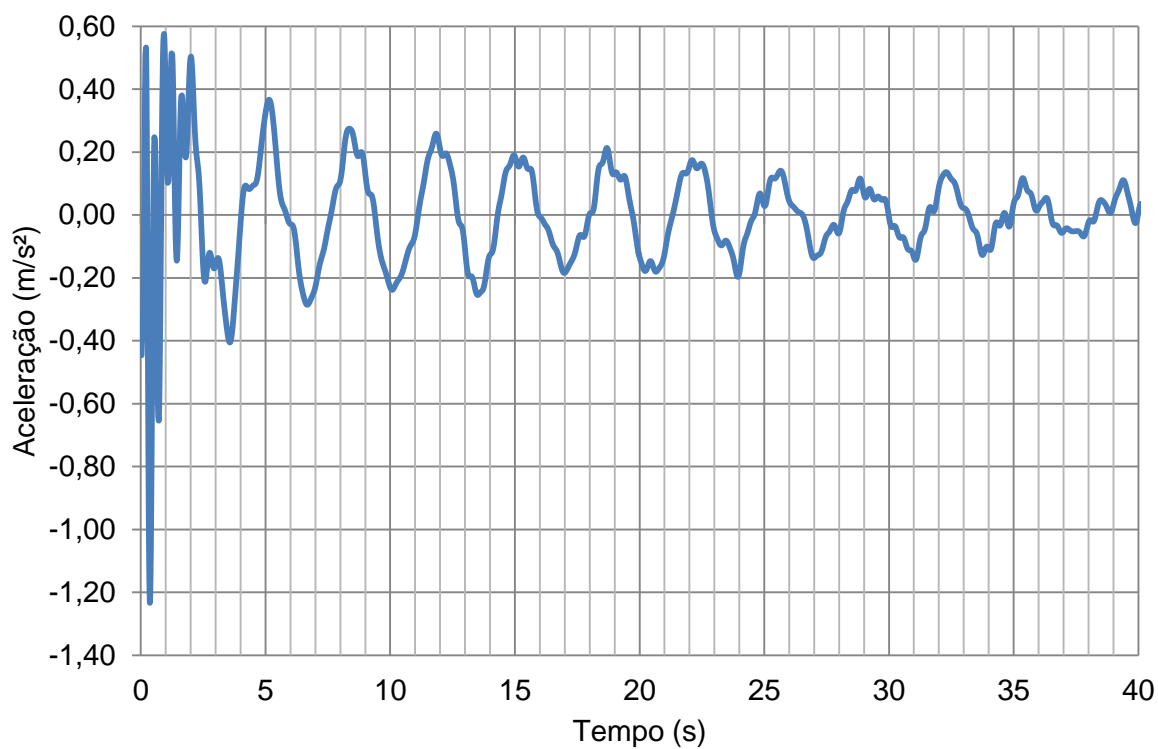


Figura 74 – Histórico das acelerações na fase transiente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

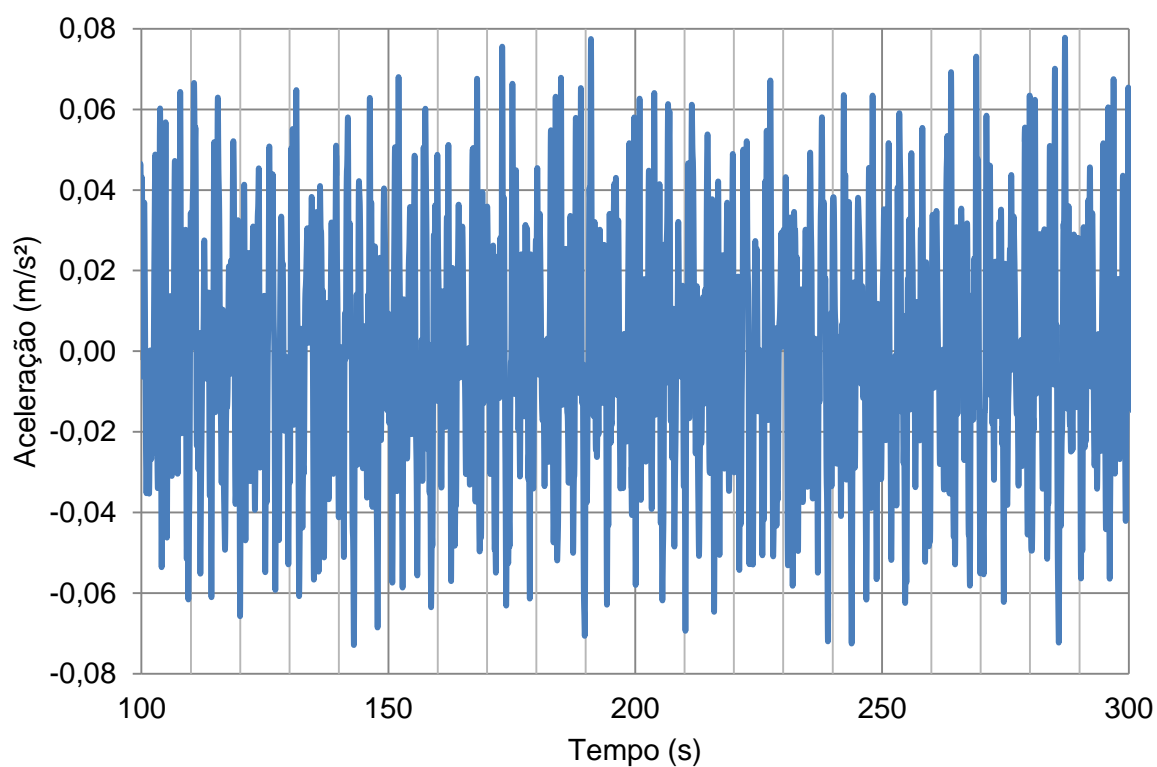


Figura 75 – Histórico das acelerações na fase permanente: 2ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

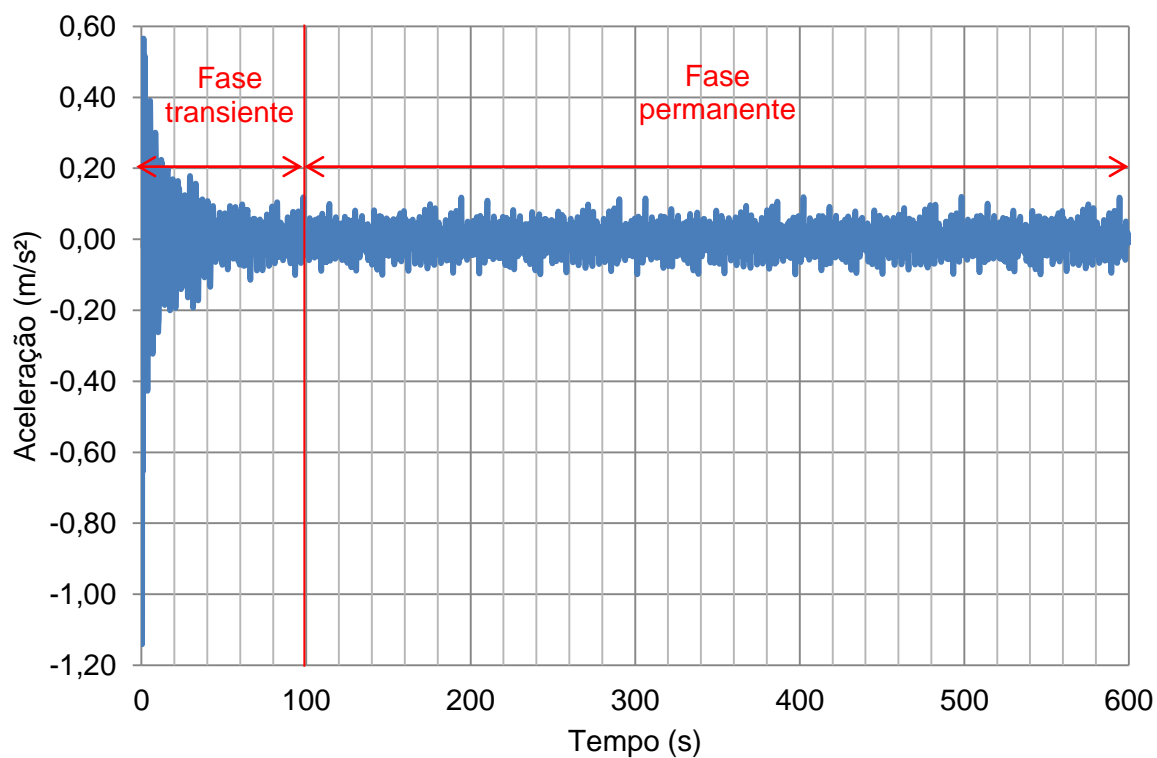


Figura 76 – Histórico das acelerações: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V.

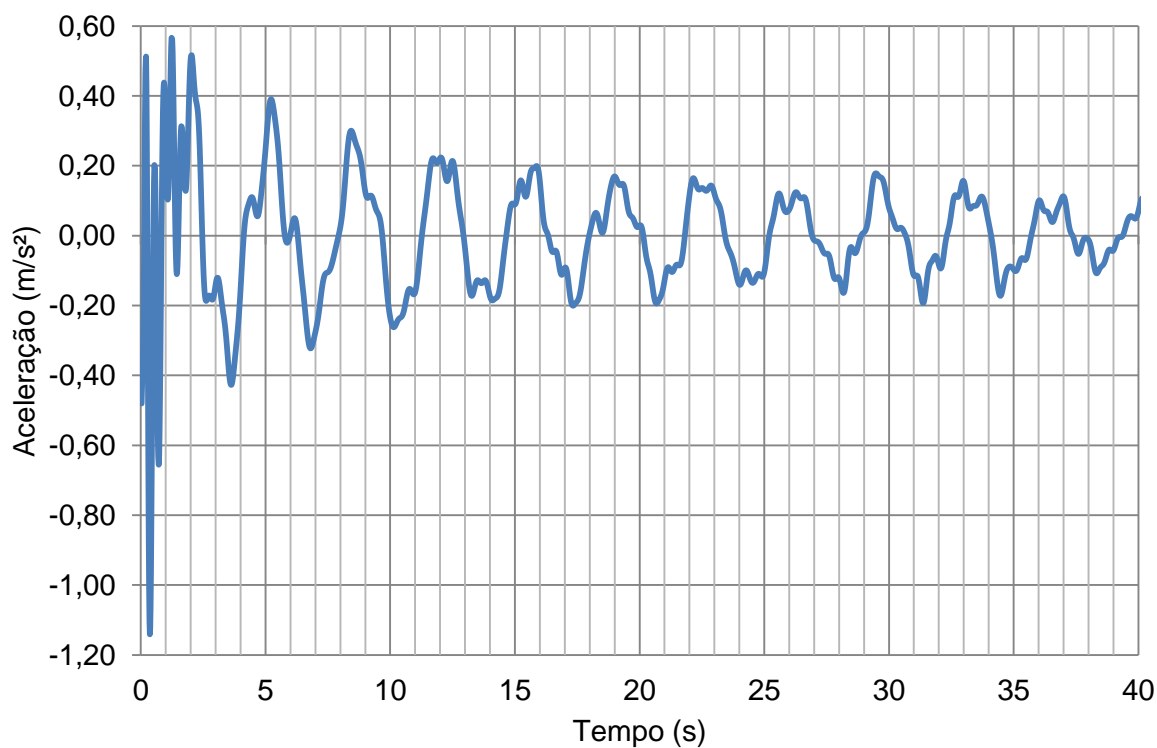


Figura 77 – Histórico das acelerações na fase transitiente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraventado em V.

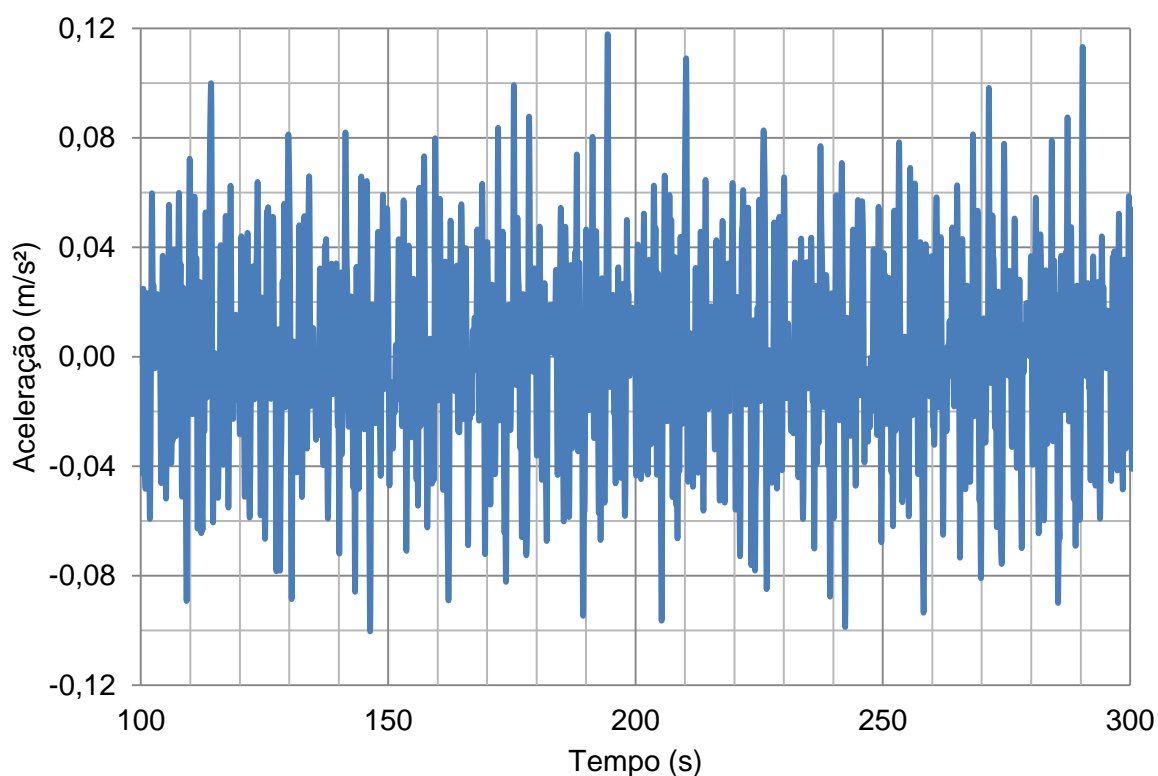


Figura 78 – Histórico das acelerações na fase permanente: 4ª série de carregamento do modelo com núcleo contraentado em V.

Nas Figuras 70 à 78, são apresentados os históricos das acelerações no topo da edificação. Analisando os aspectos quantitativos da resposta dinâmica, pode-se afirmar que os valores das acelerações máximas ocorrem na fase transiente com amplitudes da ordem de  $0,6 \text{ m/s}^2$ . Todavia, tais valores podem ser desprezados para fins de projetos, considerando-se apenas os aspectos qualitativos da resposta, ou seja, os valores obtidos na fase permanente. Desta forma, no que diz respeito a resposta permanente da estrutura, foram encontradas amplitudes máximas de aceleração superiores ao limite estabelecido pela NBR 6123 [45], no que diz respeito a aceleração, que é de  $0,1 \text{ m/s}^2$ . Dando prosseguimento aos estudos, apresenta-se, graficamente, um resumo das máximas acelerações obtidas para as vinte séries de carregamentos investigadas conforme demonstrado nas Figuras 79 à 81. Tais acelerações são apresentadas na fase permanente da resposta para as situações da estrutura com o núcleo interno rígido contraentado em V,  $\Lambda$  e XX, respectivamente. Assim, conforme observado anteriormente para os deslocamentos, também é perceptível o comportamento aleatório que existe entre as vinte séries de carregamentos consideradas nesta análise.

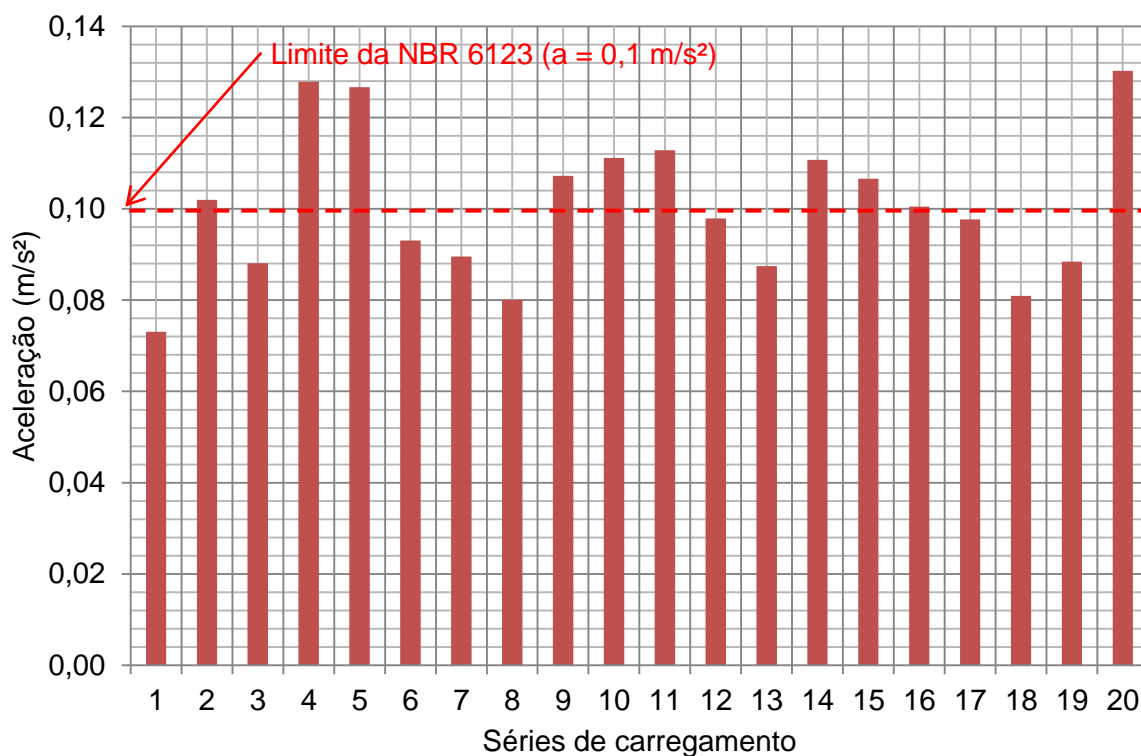


Figura 79 – Fase permanente: máximas acelerações obtidas para a estrutura com núcleo contraventado em V.

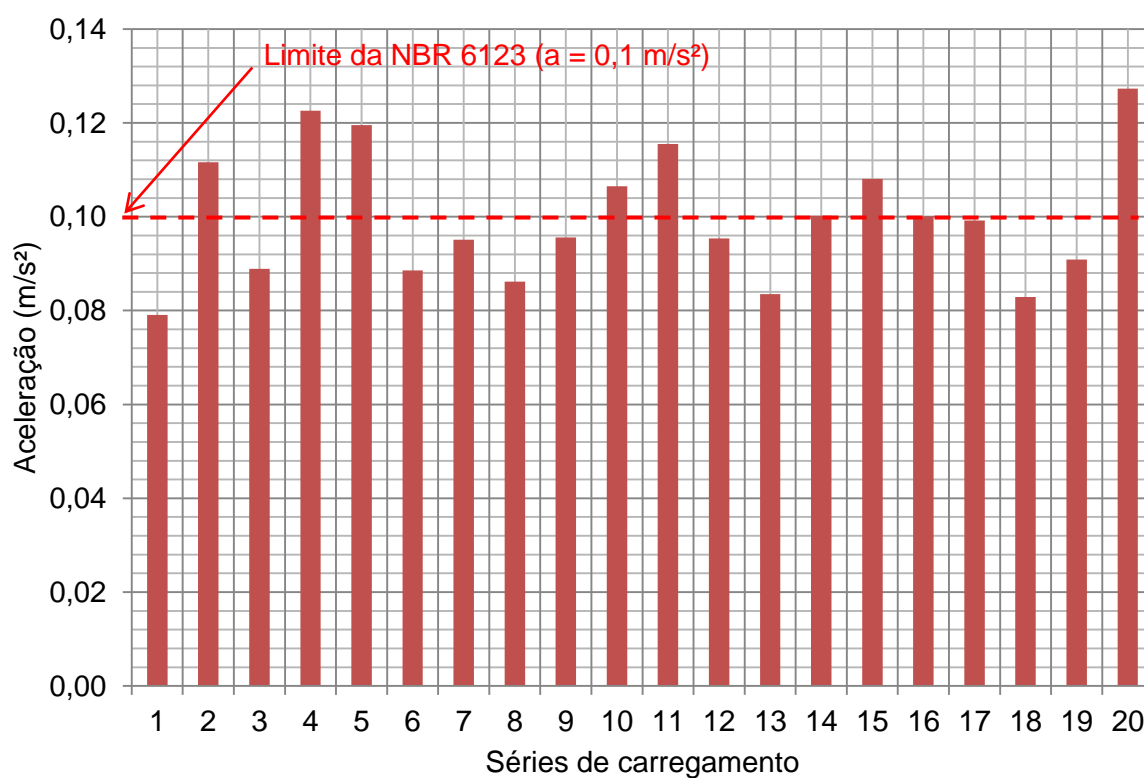


Figura 80 - Fase permanente: máximas acelerações obtidas para a estrutura com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

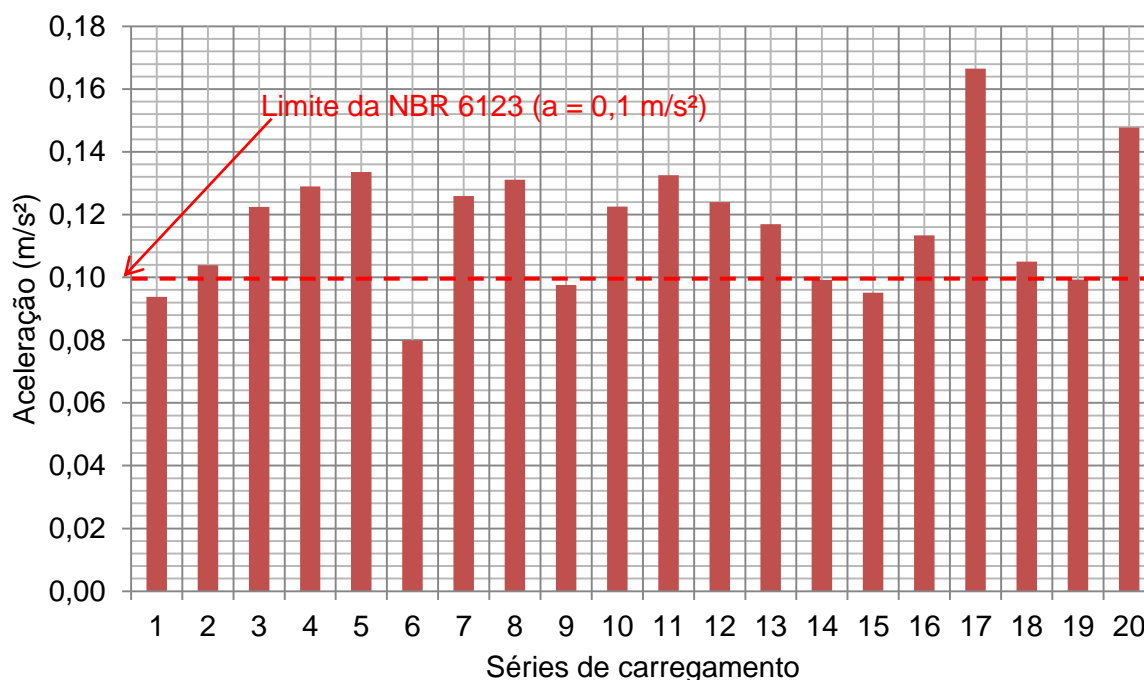


Figura 81 – Fase permanente: máximas acelerações obtidas para a estrutura com núcleo contraventado em XX.

Os gráficos apresentados nas Figuras 79 à 81, representam as máximas acelerações obtidas na fase permanente da resposta. Observa-se que as máximas acelerações ocorrem para a 17<sup>a</sup> e 20<sup>a</sup> séries de carregamentos, com valores na ordem de 0,13 m/s<sup>2</sup>, 0,13 m/s<sup>2</sup> e 0,17 m/s<sup>2</sup>, para o núcleo com contraventamentos em V,  $\Lambda$  e XX, respectivamente. Tais valores ultrapassam o limite estabelecido pela NBR 6123 [45], que é de 0,1 m/s<sup>2</sup>. As séries que geraram a menor aceleração, dentre as máximas, neste caso, foram a 1<sup>a</sup> e 6<sup>a</sup> séries, com acelerações na ordem de 0,07 m/s<sup>2</sup>, 0,08 m/s<sup>2</sup> e 0,08 m/s<sup>2</sup>, respectivamente.

### 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. Todavia, faz-se necessário avaliar a resposta dinâmica do modelo estrutural investigado no domínio da frequência, de forma a se 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 a 1<sup>a</sup>, 2<sup>a</sup> e 4<sup>a</sup> séries de carregamentos, escolhidas aleatoriamente, considerando o núcleo com os contraventamentos em XX,  $\Lambda$  e V.

Os gráficos apresentados nas Figuras 82 à 84 correlacionam a densidade espectral dos deslocamentos com as frequências em Hz. Para a construção dos gráficos recorreu-se ao processo de transformada rápida de Fourier (FFT). Tal metodologia permite transformar uma resposta avaliada no domínio do tempo, para uma resposta avaliada no domínio da frequência.

Nas Figuras 82 à 84, observa-se que a transferência de energia para o sistema ocorre, de maneira preponderante, para as frequências inferiores a 1Hz. Verifica-se também, um pico elevado, responsável pela maior transferência de energia do sistema, ocorrendo nas frequências de 0,30 Hz, 0,29 Hz e 0,28 Hz, para a estrutura com o núcleo contraventado em XX,  $\Lambda$  e V, respectivamente. Tais frequências correspondem as frequências fundamentais da estrutura, para o modo de flexão em torno do eixo Z combinado à torção em torno do eixo Y, como descrito na Tabela 7.

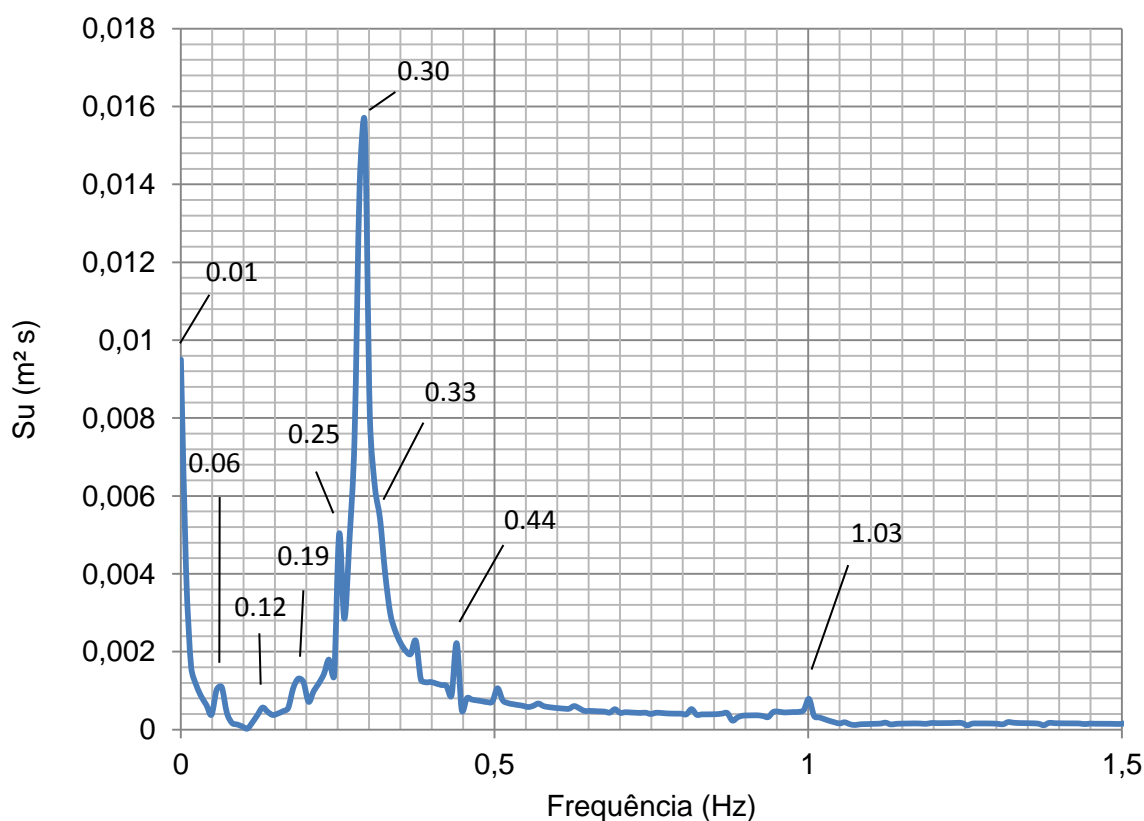


Figura 82 – Densidade espectral dos deslocamentos: 1<sup>a</sup> série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em XX.

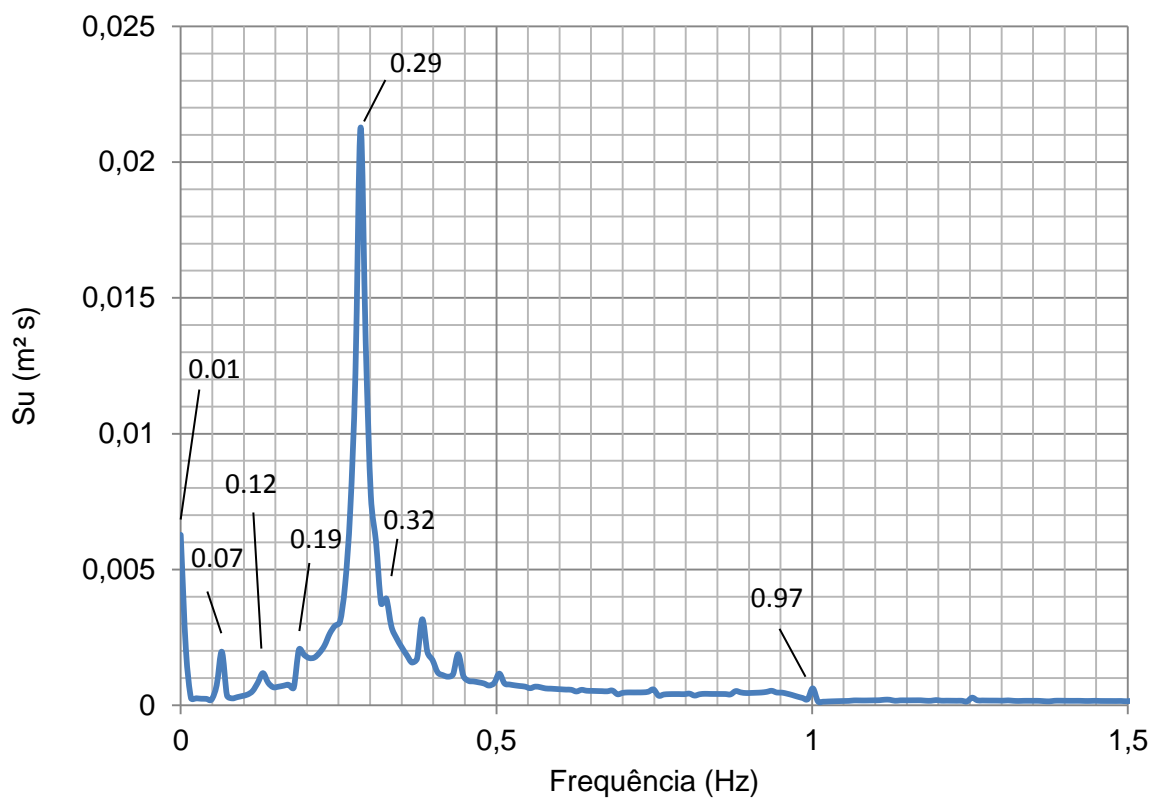


Figura 83 – Densidade espectral dos deslocamentos: 2ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

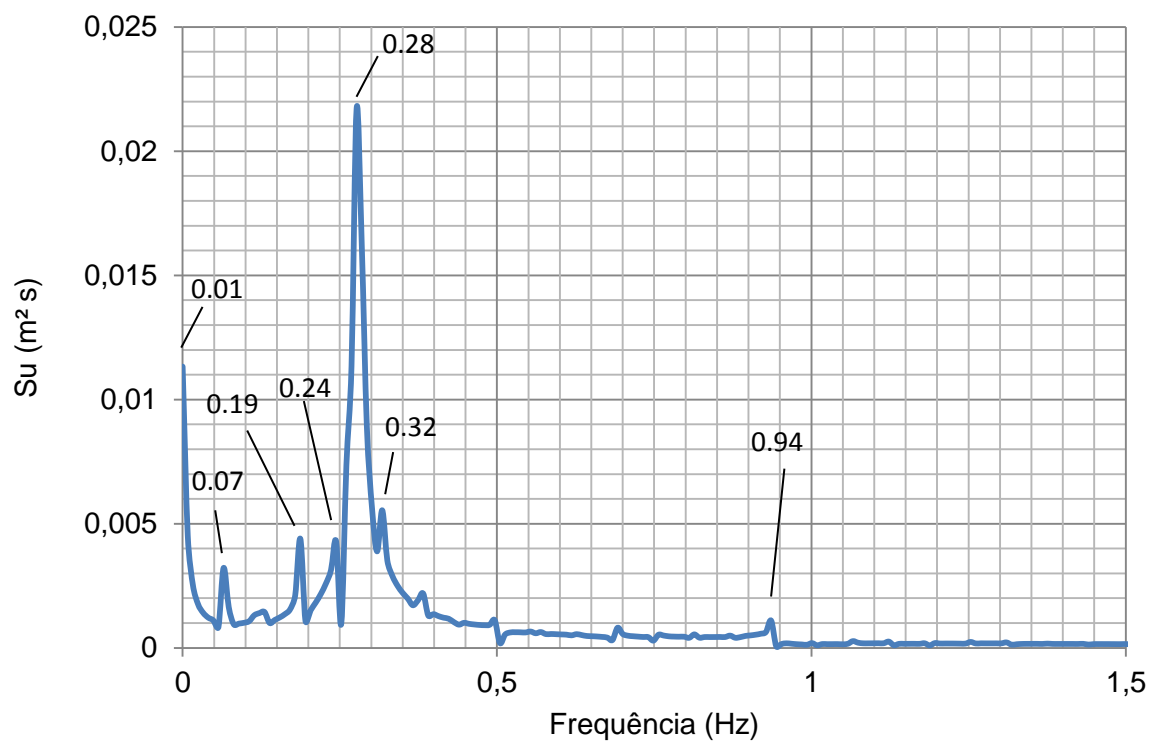


Figura 84 – Densidade espectral dos deslocamentos: 4ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em V.



A seguir são apresentados os gráficos que correlacionam a densidade espectral das acelerações com as frequências em Hz, para os modelos analisados.

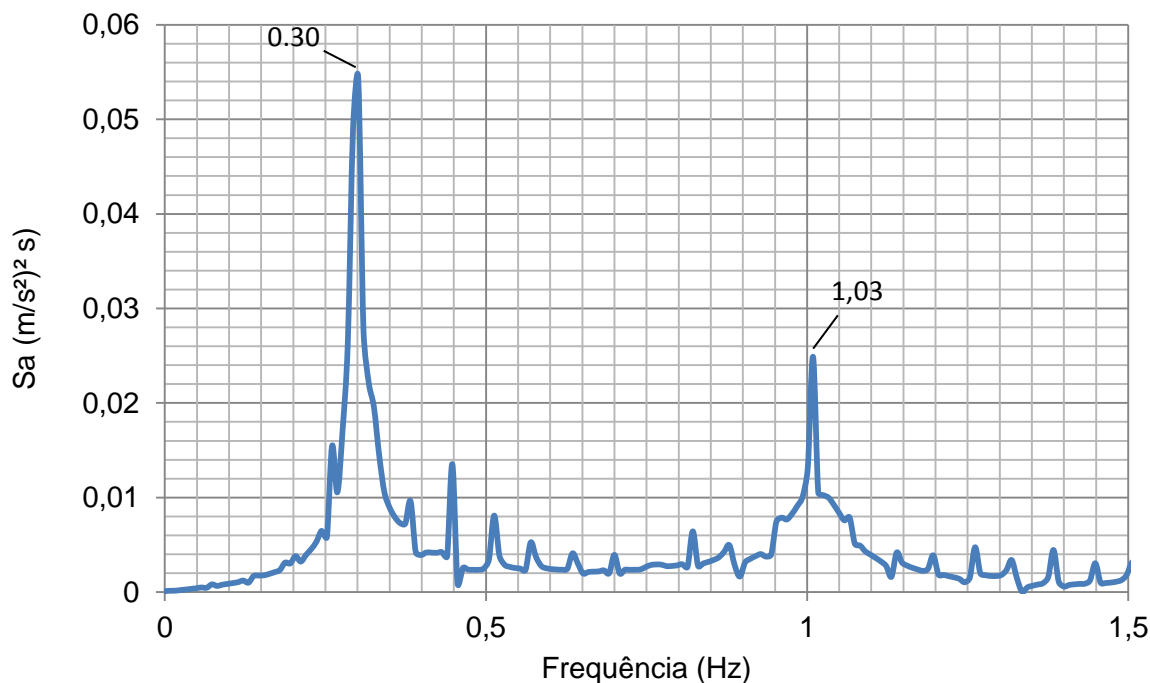


Figura 85 – Densidade espectral das acelerações: 1ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em XX.

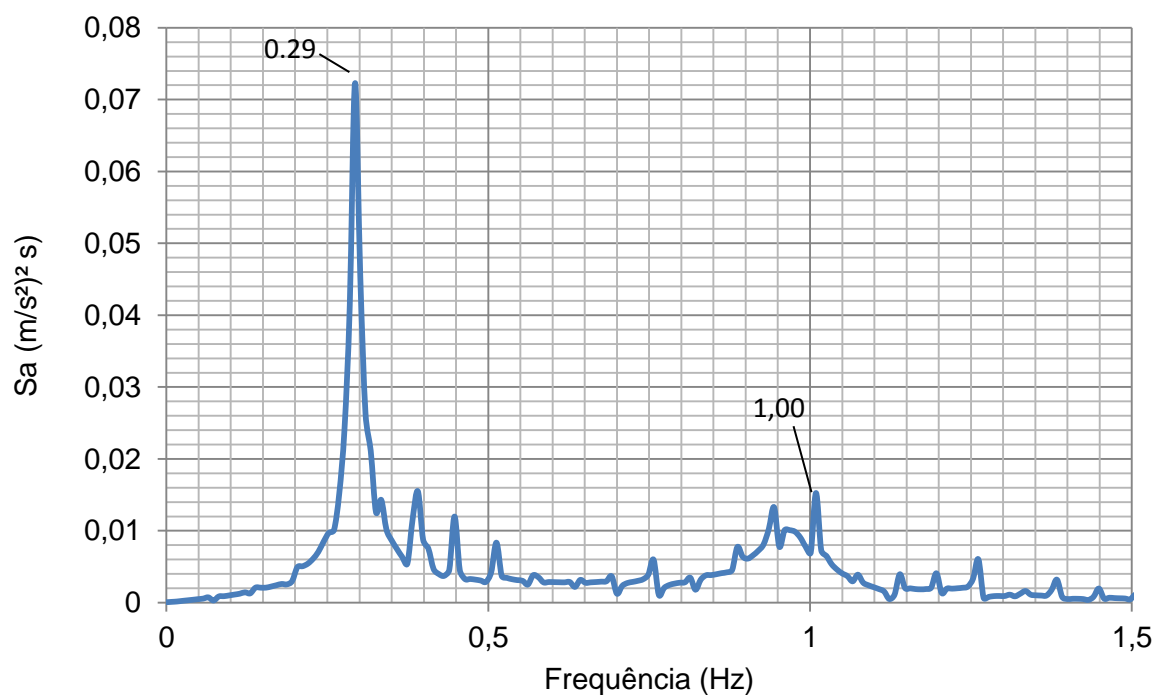


Figura 86 – Densidade espectral das acelerações: 2ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em  $\Lambda$ .

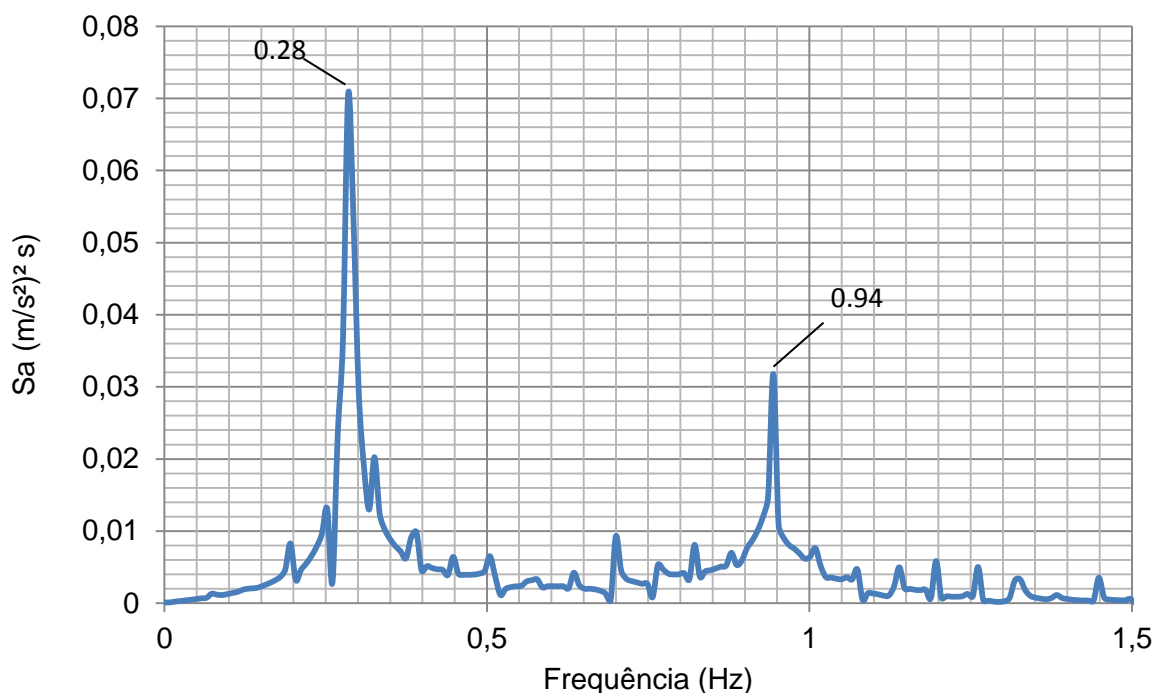


Figura 87 – Densidade espectral das acelerações: 4ª série de carregamento do modelo estrutural com núcleo contraventado em V.

De forma semelhante à densidade espectral dos deslocamentos, a Transformada de Fourier das acelerações gerou picos de frequências de 0,30 Hz, 0,29 Hz e 0,28 Hz, para a estrutura com o núcleo contraventado em XX,  $\Lambda$  e V; o que confirma a boa correlação entre as frequências investigadas.

## 7.2. Análise estatística dos resultados

Como vimos no capítulo 2, a ação não determinística do vento induz a um tratamento estatístico dos resultados, no que tange aos deslocamentos e as acelerações. Assim, considerando a distribuição normal, é possível obter a média, o desvio padrão e o valor característico da resposta com um índice de confiabilidade de 95%, conforme apresentado na Equação (62).

No que tange a fase permanente da resposta, são apresentados nas Tabelas 17 à 19 os deslocamentos horizontais translacionais máximos obtidos no topo do edifício para os oito nós investigados, localizados nos eixos 1A, 2A, 4A, 5A, 6A, 7A, 9A e 10A, conforme mostra a Figura 57. Nas Figuras 88 à 90 são apresentados os máximos deslocamentos horizontais no topo do edifício para os oito nós analisados.

Tabela 17 – Fase permanente: Deslocamentos máximos no topo do edifício para o modelo com contraventamento em V.

Deslocamentos (cm)								
Séries	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
1ª	10,68	10,59	10,96	11,37	10,44	10,34	10,71	11,11
2ª	11,07	10,83	10,67	10,86	10,82	10,58	10,42	10,61
3ª	11,31	11,24	11,32	11,70	11,05	10,98	11,07	11,45
4ª	11,34	11,42	11,58	11,89	11,07	11,13	11,29	11,61
5ª	10,69	10,90	11,11	11,33	10,43	10,65	10,86	11,10
6ª	11,14	10,84	10,67	10,75	10,88	10,58	10,41	10,51
7ª	11,20	11,09	11,09	11,22	10,93	10,83	10,84	10,97
8ª	10,37	10,33	10,52	10,83	10,16	10,09	10,27	10,57
9ª	11,11	10,67	10,47	10,47	10,85	10,41	10,24	10,26
10ª	11,45	11,42	11,58	11,74	11,21	11,14	11,30	11,48
11ª	11,00	10,45	10,55	10,72	10,75	10,21	10,31	10,49
12ª	10,65	10,81	11,26	11,75	10,41	10,53	10,99	11,48
13ª	11,34	11,22	11,27	11,34	11,06	10,97	11,01	11,09
14ª	11,51	11,50	11,56	11,89	11,26	11,24	11,31	11,63
15ª	10,61	10,17	10,33	10,74	10,38	9,95	10,10	10,51
16ª	11,15	10,53	10,44	10,89	10,92	10,31	10,21	10,64
17ª	11,75	11,26	10,76	10,43	11,48	10,99	10,50	10,21
18ª	12,16	11,90	12,04	12,28	11,88	11,62	11,76	11,99
19ª	10,77	10,43	10,52	10,86	10,53	10,20	10,30	10,65
20ª	11,75	11,43	11,34	11,44	11,50	11,18	11,09	11,19

Tabela 18 – Fase permanente: Deslocamentos máximos no topo do edifício para o modelo com contraventamento em  $\Lambda$ .

Deslocamentos (cm)								
Séries	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
1ª	10,47	10,27	10,65	11,07	10,25	10,04	10,41	10,83
2ª	10,74	10,48	10,42	10,67	10,50	10,23	10,18	10,43
3ª	10,91	10,86	10,90	11,24	10,66	10,62	10,66	10,99
4ª	10,81	10,91	11,09	11,50	10,57	10,65	10,83	11,24
5ª	10,36	10,53	10,71	11,03	10,12	10,30	10,48	10,82
6ª	10,69	10,41	10,25	10,21	10,45	10,16	10,00	9,99
7ª	10,71	10,70	10,70	10,95	10,46	10,46	10,45	10,71
8ª	9,95	9,96	10,15	10,44	9,74	9,73	9,91	10,20
9ª	10,69	10,30	10,13	10,11	10,44	10,08	9,91	9,91
10ª	10,89	10,83	11,03	11,25	10,66	10,57	10,78	11,00
11ª	10,65	10,08	10,18	10,41	10,42	9,86	9,96	10,19
12ª	10,40	10,60	10,94	11,43	10,18	10,35	10,68	11,17
13ª	10,94	10,73	10,66	10,64	10,68	10,49	10,43	10,42
14ª	11,05	11,12	11,18	11,51	10,80	10,88	10,95	11,26
15ª	10,29	9,85	9,92	10,28	10,07	9,64	9,71	10,06
16ª	10,70	10,10	10,04	10,45	10,49	9,89	9,83	10,22
17ª	11,48	10,98	10,49	10,15	11,21	10,71	10,23	9,93
18ª	11,68	11,46	11,61	11,84	11,42	11,19	11,34	11,57
19ª	10,37	10,07	10,26	10,61	10,14	9,84	10,06	10,41
20ª	11,51	11,21	11,10	11,17	11,27	10,97	10,87	10,93

Tabela 19 – Fase permanente: Deslocamentos máximos no topo do edifício para o modelo com contraventamento em XX.

Deslocamentos (cm)								
Séries	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
1ª	10,20	10,07	10,16	10,32	9,95	9,82	9,90	10,05
2ª	10,64	10,16	9,74	10,02	10,37	9,89	9,49	9,77
3ª	10,63	10,42	10,56	10,77	10,35	10,15	10,29	10,51
4ª	10,97	10,62	10,46	10,83	10,70	10,34	10,18	10,58
5ª	9,70	9,95	10,53	11,12	9,50	9,69	10,27	10,86
6ª	10,17	9,94	9,80	9,73	9,90	9,68	9,54	9,50
7ª	10,63	10,34	10,41	10,84	10,36	10,07	10,14	10,59
8ª	9,69	9,41	9,90	10,48	9,48	9,16	9,63	10,21
9ª	10,30	9,79	9,78	10,14	10,06	9,55	9,54	9,92
10ª	10,90	10,59	10,59	10,63	10,64	10,31	10,32	10,37
11ª	10,28	9,53	9,80	10,57	10,05	9,29	9,56	10,33
12ª	11,17	10,37	10,44	10,79	10,90	10,10	10,16	10,53
13ª	10,76	10,50	10,25	10,51	10,50	10,24	9,99	10,25
14ª	10,93	10,82	10,78	11,01	10,66	10,55	10,52	10,74
15ª	10,46	9,56	9,59	10,06	10,22	9,34	9,36	9,82
16ª	10,28	9,63	9,66	10,10	10,05	9,39	9,42	9,86
17ª	12,06	10,91	10,20	10,43	11,76	10,62	9,91	10,19
18ª	11,32	11,02	10,92	11,04	11,04	10,73	10,64	10,76
19ª	9,98	9,74	10,01	10,38	9,73	9,49	9,77	10,14
20ª	11,80	11,20	10,60	10,23	11,51	10,92	10,33	9,95

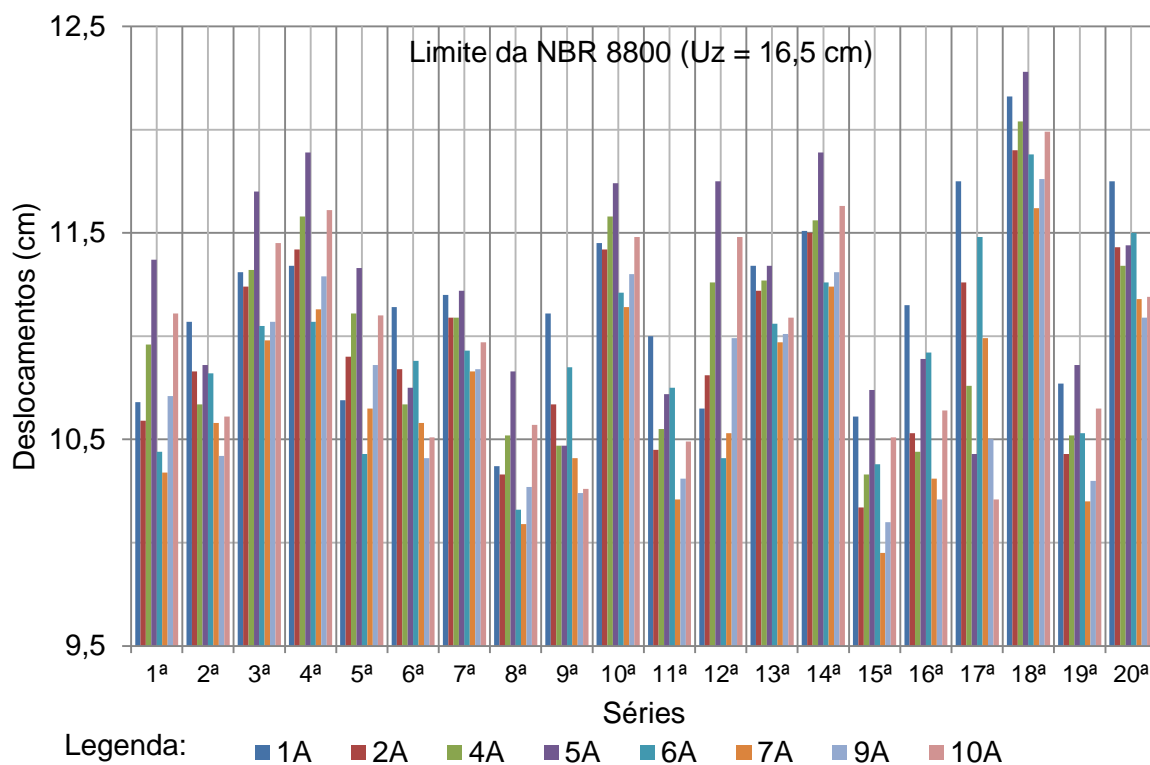


Figura 88 – Deslocamentos por eixo do modelo com contraventamento em V.

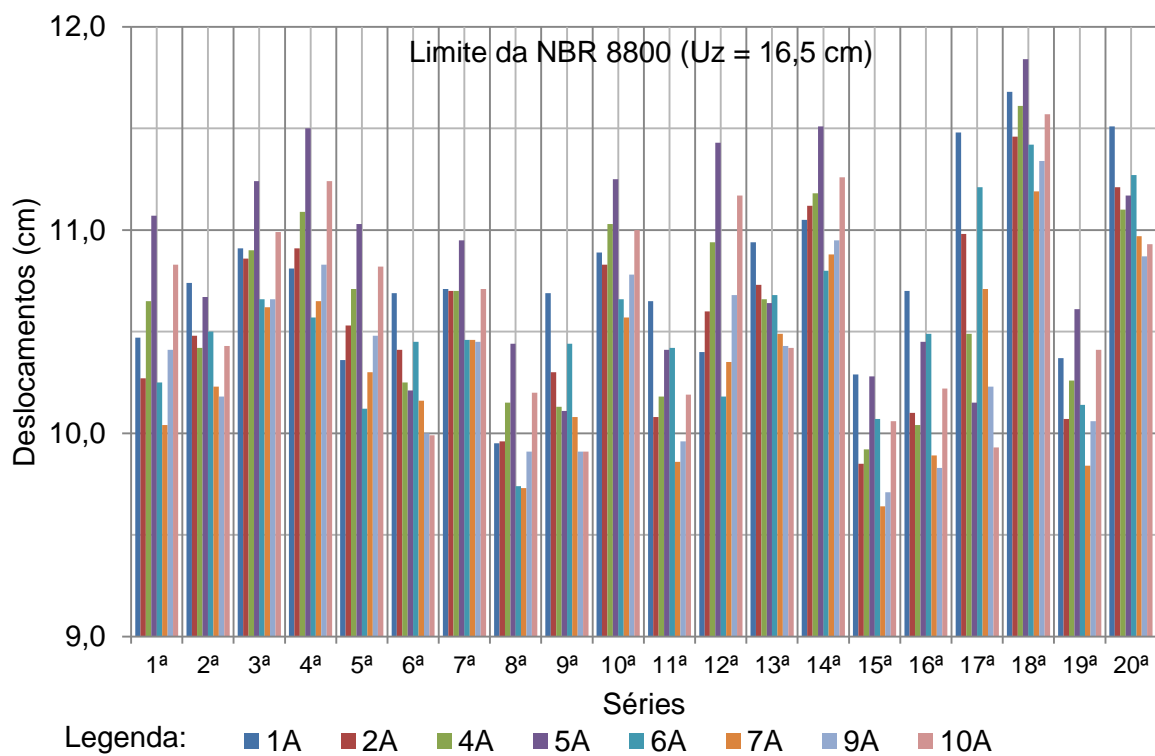


Figura 89 – Deslocamentos por eixo do modelo com contraventamento em  $\Lambda$ .

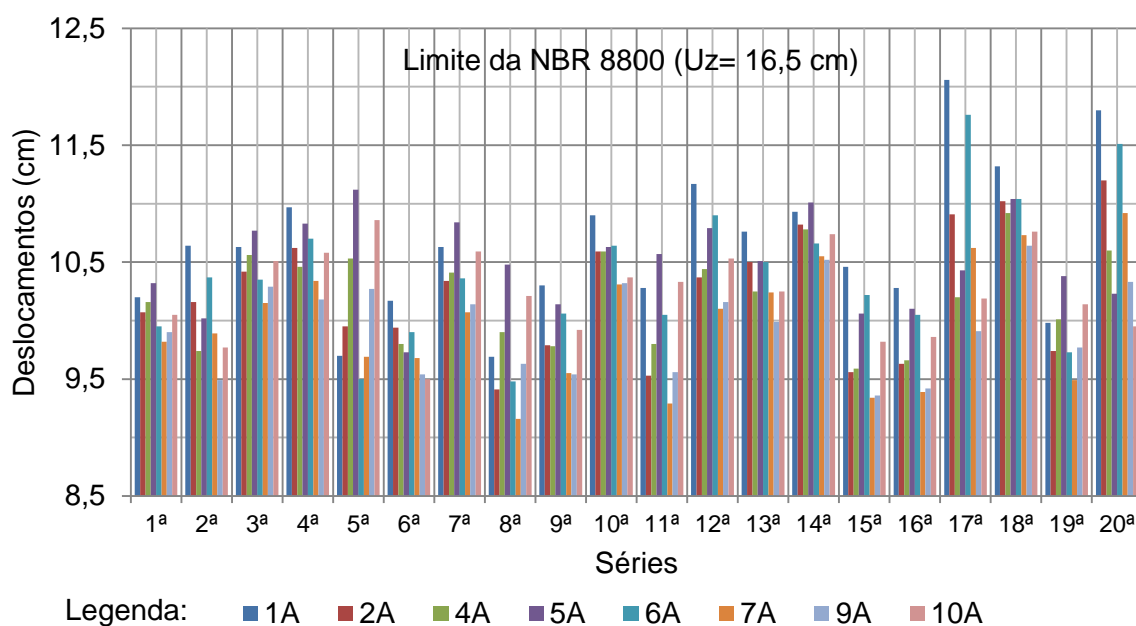


Figura 90 – Deslocamentos por eixo do modelo com contraventamento em XX.

De acordo com os resultados dos gráficos representados pelas Figuras 88 à 90, nota-se que os maiores deslocamentos horizontais translacionais ocorrem na 17ª, 18ª e 20ª séries de carregamentos para o modelo com contraventamento XX, e 18ª série de carregamento para os modelos com contraventamentos em V e  $\Lambda$ . Todavia, faz-se necessário determinar os valores médios máximos da resposta dos deslocamentos máximos obtidos, na fase permanente, com um índice de confiabilidade de 95%. Adotando-se a Equação (62), obtêm-se os parâmetros estatísticos da resposta para os oito nós analisados, conforme indicados nas Tabelas 20 à 22. Tais valores são apresentados graficamente através da Figura 91.

Tabela 20 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos para o modelo com contraventamento em V.

Valores característicos dos deslocamentos (cm)								
Eixos	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
Média	11,153	10,952	11,002	11,225	10,901	10,697	10,750	10,978
Desvio	0,448	0,464	0,483	0,529	0,436	0,450	0,469	0,511
$u_z$ 95%	11,892	11,718	11,799	12,097	11,621	11,439	11,523	11,821

Tabela 21 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos para o modelo com contraventamento em  $\Lambda$ .

Valores característicos dos deslocamentos (cm)								
Eixos	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
Média	10,765	10,573	10,621	10,848	10,527	10,333	10,384	10,614
Desvio	0,430	0,446	0,454	0,518	0,418	0,433	0,442	0,503
$u_z$ 95%	11,474	11,309	11,370	11,704	11,217	11,047	11,113	11,443

Tabela 22 – Parâmetros estatísticos das respostas dos deslocamentos para o modelo com contraventamento em XX.

Valores característicos dos deslocamentos (cm)								
Eixos	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
Média	10,644	10,229	10,209	10,500	10,387	9,967	9,948	10,247
Desvio	0,625	0,533	0,402	0,382	0,603	0,517	0,391	0,373
$u_z$ 95%	11,675	11,108	10,873	11,130	11,382	10,819	10,593	10,863

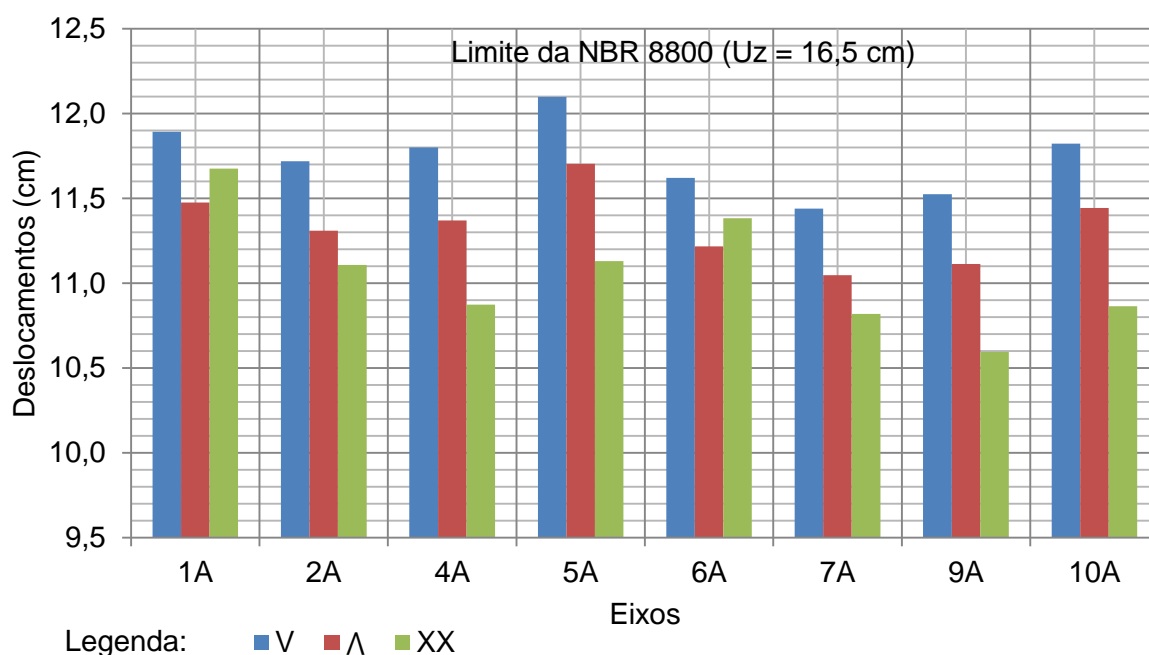


Figura 91 – Deslocamentos característicos para os três tipos de contraventamentos.



De acordo com as recomendações da NBR-8800 [83], no que se refere aos deslocamentos globais da estrutura, o deslocamento horizontal translacional máximo no topo do pilar não deve ultrapassar ao limite de  $h/400$ . Observando-se a Figura 91, percebe-se que o máximo deslocamento obtido na análise em questão, com um índice de confiabilidade de 95%, é de 12,097 cm, referente ao nó localizado no eixo 5A do modelo estrutural com contraventamento em V. O modelo que apresentou o segundo maior deslocamento foi o de núcleo contraventado em  $\Lambda$ , com valor de 11,704 cm, também oriundo do eixo 5A. Diferentemente dos outros, o modelo contraventado em XX apresentou o menor deslocamento horizontal translacional máximo, com valor de 11,675 cm, sendo que, tal deslocamento ocorreu no nó localizado no eixo 1A. O limite de deslocamento horizontal máximo para a estrutura com base na NBR 8800 [83], é de 16,5 cm ( $66/400$ ). Como todos os valores encontrados foram inferiores a 16,5 cm, a princípio não ocorrerá problemas de deslocamentos excessivos na estrutura.

Todavia, não deve-se considerar que a estrutura esteja aprovada, pois resta avaliar a questão referente ao conforto humano, ou seja, verificar se as acelerações obedecem os limites previstos pela norma. Assim, dando prosseguimento aos estudos, são apresentados, nas Tabelas 23 à 25, as amplitudes máximas das acelerações, obtidas no topo do edifício para a fase permanente da resposta e para os oito nós investigados. Através dos valores fornecidos pelas Tabelas 23 à 25, é possível representar, graficamente, as máximas acelerações, no topo do edifício, para os três tipos de contraventamento e para as 20 séries de carregamentos avaliados. Nas Figuras 92, 93 e 94 apresentam-se tais acelerações. Observando-se as referidas figuras, nota-se claramente que, as máximas amplitudes das acelerações para os modelos com contraventamento em V e  $\Lambda$ , ocorreram nos nós localizados nos eixos 1A e 5A na 4ª e 20ª séries de carregamento. Enquanto que, para o modelo com contraventamento em XX, a amplitude máxima das acelerações ocorreu no nó localizado no eixo 1A na 17ª série de carregamento.

Similarmente ao que foi feito na análise dos deslocamentos, os valores obtidos das acelerações para as vinte séries e para os três tipos de contraventamentos investigados, são inseridos em um análise estatística para obtenção dos parâmetros estatísticos de média e desvio padrão. Com base nestes valores, e através da Equação (62), obtêm-se o valor característico da resposta com um índice de confiabilidade de 95%, conforme será visto adiante.

Tabela 23 – Fase permanente: Acelerações máximas no topo do edifício para o modelo com contraventamento em V.

Acelerações (m/s <sup>2</sup> )								
Séries	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
1 <sup>a</sup>	0,07	0,06	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06	0,07
2 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,08	0,10	0,08	0,06	0,07	0,09
3 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,07	0,08	0,08	0,06	0,06	0,08
4 <sup>a</sup>	0,13	0,10	0,10	0,12	0,12	0,09	0,08	0,11
5 <sup>a</sup>	0,11	0,08	0,10	0,13	0,10	0,07	0,09	0,11
6 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,08	0,09	0,08	0,06	0,06	0,08
7 <sup>a</sup>	0,08	0,06	0,07	0,09	0,07	0,06	0,06	0,08
8 <sup>a</sup>	0,08	0,06	0,06	0,08	0,07	0,05	0,06	0,07
9 <sup>a</sup>	0,11	0,09	0,08	0,09	0,09	0,07	0,07	0,08
10 <sup>a</sup>	0,10	0,07	0,09	0,11	0,09	0,06	0,08	0,10
11 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,08	0,11	0,08	0,07	0,07	0,10
12 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,07	0,10	0,07	0,06	0,06	0,09
13 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,07	0,08	0,08	0,06	0,06	0,07
14 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,09	0,11	0,08	0,07	0,08	0,10
15 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,08	0,11	0,07	0,06	0,06	0,10
16 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,08	0,10	0,07	0,06	0,07	0,09
17 <sup>a</sup>	0,10	0,08	0,08	0,10	0,09	0,06	0,07	0,09
18 <sup>a</sup>	0,08	0,06	0,05	0,08	0,07	0,05	0,05	0,07
19 <sup>a</sup>	0,09	0,06	0,07	0,09	0,07	0,05	0,06	0,08
20 <sup>a</sup>	0,11	0,08	0,10	0,13	0,11	0,07	0,09	0,12

Tabela 24 – Fase permanente: Acelerações máximas no topo do edifício para o modelo com contraventamento em  $\Lambda$ .

Acelerações (m/s <sup>2</sup> )								
Séries	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
1 <sup>a</sup>	0,08	0,06	0,07	0,08	0,07	0,06	0,06	0,07
2 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,09	0,11	0,07	0,06	0,07	0,10
3 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,07	0,08	0,08	0,06	0,06	0,08
4 <sup>a</sup>	0,12	0,09	0,09	0,10	0,11	0,08	0,08	0,09
5 <sup>a</sup>	0,10	0,07	0,09	0,12	0,09	0,06	0,08	0,11
6 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,07	0,08	0,08	0,06	0,06	0,07
7 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,08	0,10	0,07	0,06	0,07	0,09
8 <sup>a</sup>	0,09	0,06	0,06	0,09	0,08	0,06	0,06	0,08
9 <sup>a</sup>	0,10	0,08	0,08	0,08	0,08	0,07	0,07	0,07
10 <sup>a</sup>	0,10	0,06	0,08	0,11	0,09	0,06	0,07	0,10
11 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,08	0,12	0,08	0,06	0,07	0,11
12 <sup>a</sup>	0,09	0,06	0,07	0,10	0,08	0,06	0,06	0,09
13 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,07	0,08	0,08	0,06	0,06	0,07
14 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,08	0,10	0,08	0,07	0,08	0,09
15 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,08	0,11	0,07	0,05	0,07	0,10
16 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,08	0,10	0,07	0,05	0,07	0,09
17 <sup>a</sup>	0,10	0,08	0,09	0,10	0,09	0,07	0,07	0,08
18 <sup>a</sup>	0,08	0,06	0,06	0,08	0,08	0,05	0,05	0,08
19 <sup>a</sup>	0,09	0,06	0,06	0,08	0,08	0,06	0,06	0,07
20 <sup>a</sup>	0,11	0,09	0,11	0,13	0,10	0,08	0,09	0,11

Tabela 25 – Fase permanente: Acelerações máximas no topo do edifício para o modelo com contraventamento em XX.

Acelerações (m/s <sup>2</sup> )								
Séries	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
1 <sup>a</sup>	0,09	0,08	0,07	0,07	0,09	0,07	0,06	0,06
2 <sup>a</sup>	0,10	0,08	0,08	0,10	0,09	0,07	0,07	0,09
3 <sup>a</sup>	0,12	0,08	0,07	0,09	0,11	0,07	0,06	0,09
4 <sup>a</sup>	0,13	0,08	0,07	0,09	0,12	0,07	0,06	0,08
5 <sup>a</sup>	0,09	0,06	0,10	0,13	0,08	0,05	0,09	0,12
6 <sup>a</sup>	0,08	0,07	0,07	0,08	0,07	0,06	0,06	0,07
7 <sup>a</sup>	0,10	0,08	0,09	0,13	0,09	0,07	0,08	0,12
8 <sup>a</sup>	0,11	0,07	0,09	0,13	0,10	0,06	0,08	0,12
9 <sup>a</sup>	0,10	0,07	0,07	0,10	0,09	0,06	0,06	0,09
10 <sup>a</sup>	0,12	0,08	0,08	0,10	0,11	0,07	0,07	0,09
11 <sup>a</sup>	0,09	0,06	0,09	0,13	0,09	0,05	0,08	0,12
12 <sup>a</sup>	0,12	0,08	0,07	0,11	0,12	0,07	0,06	0,10
13 <sup>a</sup>	0,12	0,08	0,06	0,11	0,11	0,07	0,05	0,10
14 <sup>a</sup>	0,09	0,07	0,08	0,10	0,08	0,06	0,07	0,09
15 <sup>a</sup>	0,10	0,07	0,05	0,08	0,08	0,06	0,04	0,07
16 <sup>a</sup>	0,08	0,05	0,08	0,11	0,08	0,04	0,07	0,10
17 <sup>a</sup>	0,17	0,12	0,08	0,11	0,15	0,10	0,07	0,10
18 <sup>a</sup>	0,11	0,07	0,06	0,09	0,09	0,06	0,05	0,08
19 <sup>a</sup>	0,10	0,06	0,07	0,10	0,09	0,05	0,06	0,09
20 <sup>a</sup>	0,15	0,12	0,11	0,11	0,13	0,11	0,09	0,09

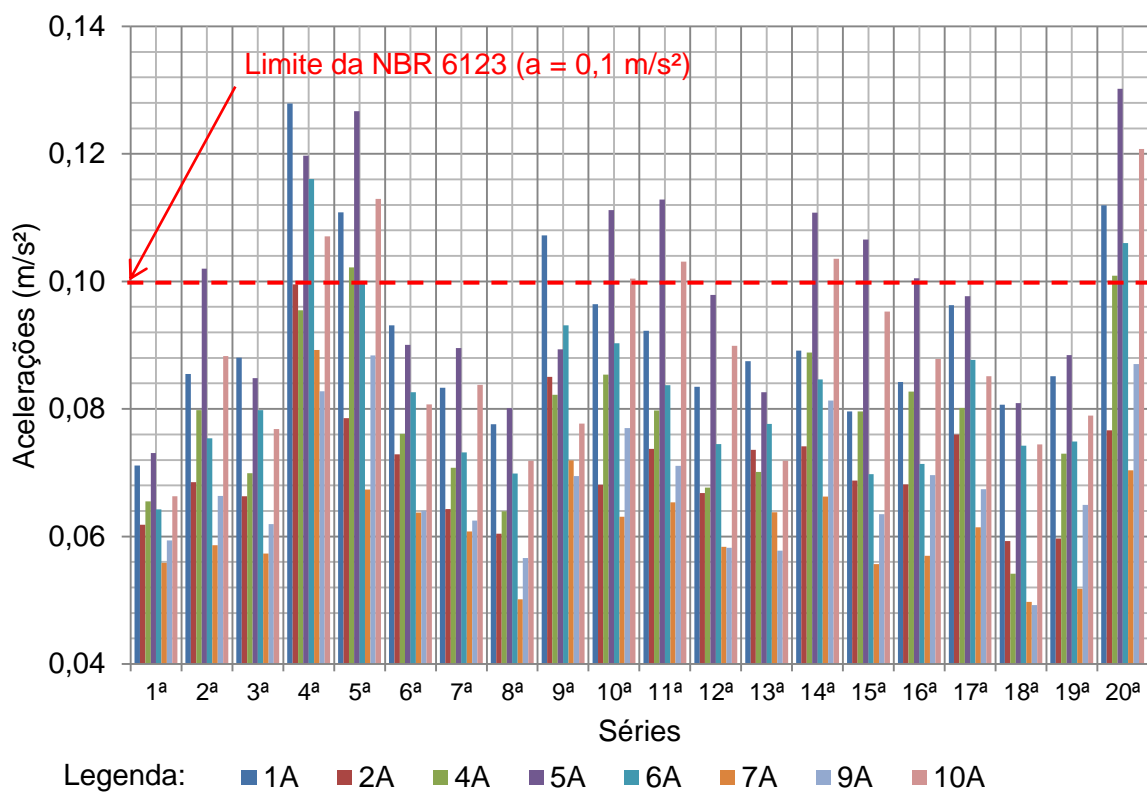


Figura 92 – Acelerações por eixo do modelo com contraventamento em V.

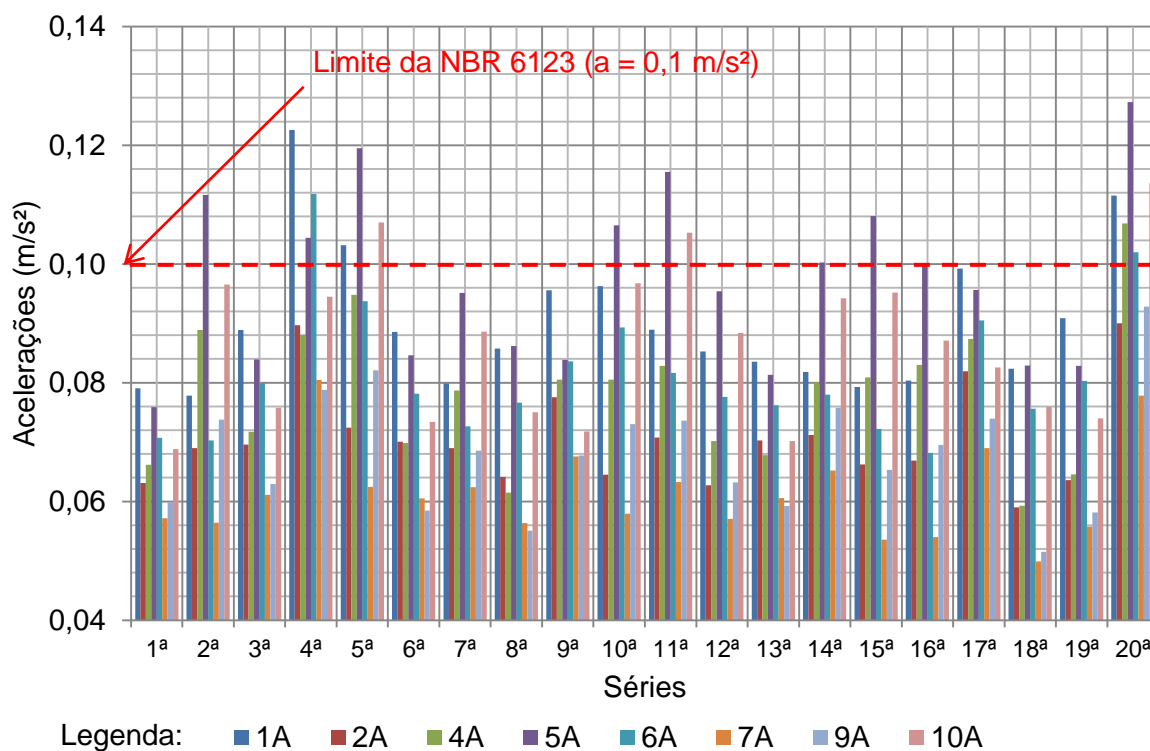


Figura 93 – Acelerações por eixo do modelo com contraventamento em  $\Lambda$ .

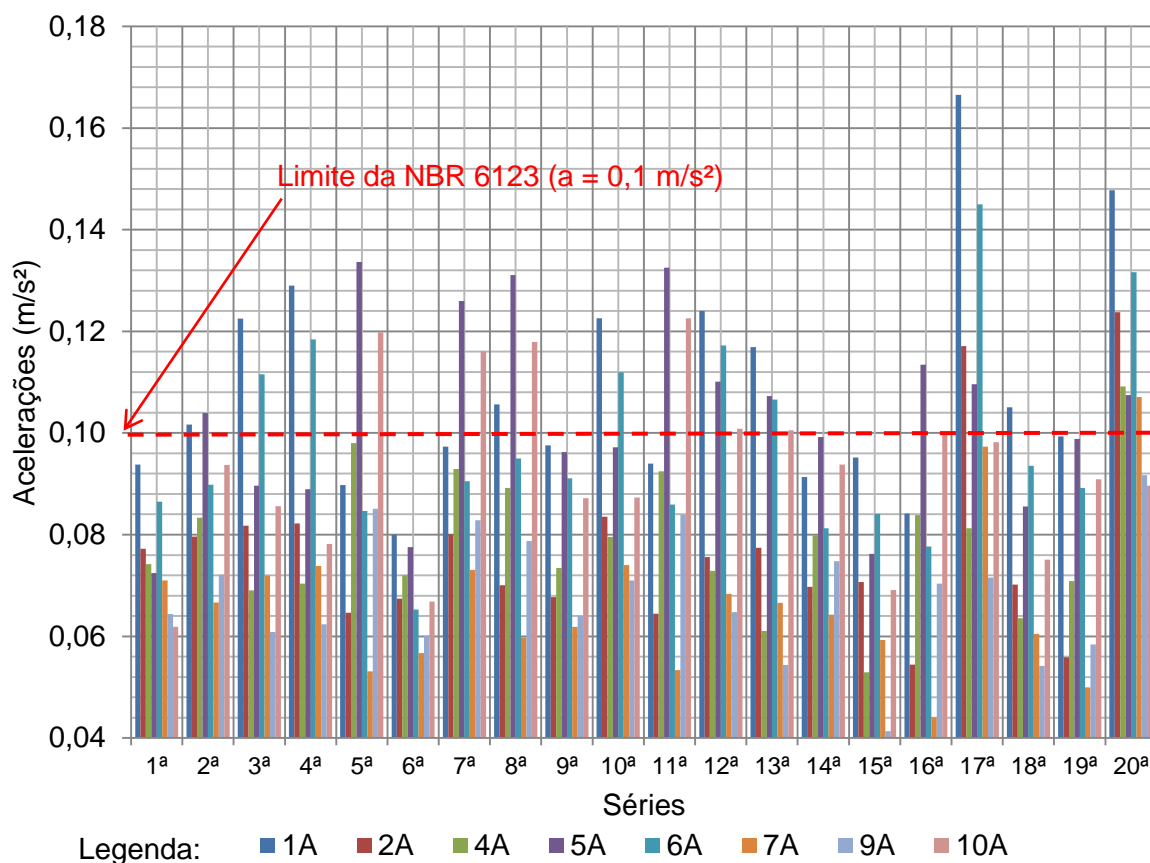


Figura 94 – Acelerações por eixo do modelo com contraventamento em XX.

Faz-se necessário realizar uma análise estatística da resposta das acelerações máximas, na fase permanente da resposta, para um índice de confiabilidade de 95%, conforme apresentado nas Tabelas 26, 27 e 28.

Tabela 26 – Parâmetros estatísticos das respostas das acelerações para o modelo com contraventamento em V.

Valores característicos das acelerações (m/s <sup>2</sup> )								
Eixos	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
Média	0,092	0,071	0,078	0,099	0,082	0,062	0,068	0,089
Desvio	0,014	0,010	0,012	0,016	0,013	0,009	0,011	0,015
a <sub>z</sub> 95%	0,114	0,087	0,099	0,125	0,104	0,077	0,085	0,114

Tabela 27 – Parâmetros estatísticos das respostas das acelerações para o modelo com contraventamento em  $\Lambda$ .

Valores característicos das acelerações (m/s <sup>2</sup> )								
Eixos	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
Média	0,090	0,071	0,078	0,097	0,081	0,061	0,068	0,087
Desvio	0,012	0,008	0,012	0,014	0,011	0,008	0,010	0,013
a <sub>z</sub> 95%	0,110	0,084	0,098	0,121	0,100	0,074	0,085	0,109

Tabela 28– Parâmetros estatísticos das respostas das acelerações para o modelo com contraventamento em XX.

Valores característicos das acelerações (m/s <sup>2</sup> )								
Eixos	1A	2A	4A	5A	6A	7A	9A	10A
Média	0,108	0,077	0,078	0,103	0,098	0,067	0,068	0,093
Desvio	0,022	0,017	0,013	0,018	0,020	0,015	0,012	0,018
a <sub>z</sub> 95%	0,144	0,105	0,101	0,133	0,130	0,091	0,089	0,122

Com base nos resultados fornecidos nas Tabelas 26 à 28, é possível representar, graficamente, os valores médios máximos das acelerações nos nós investigados e para os três tipos de contraventamento analisados, conforme apresentado na Figura 95.

Ao observar a Figura 95, é possível deduzir que, a maior amplitude de aceleração ocorreu no nó localizado no eixo 1A referente ao modelo com contraventamento em XX, cujo valor foi de 0,144 m/s<sup>2</sup>. Em relação aos modelos de contraventamentos V e V invertido, as maiores amplitudes das acelerações ocorreram para os nós localizados no eixo 5A, com valores de de 0,125 m/s<sup>2</sup> e de 0,121 m/s<sup>2</sup>, respectivamente. Tais valores ultrapassam o limite estabelecido pela NBR 6123 [45], que é de 0,1 m/s<sup>2</sup>.

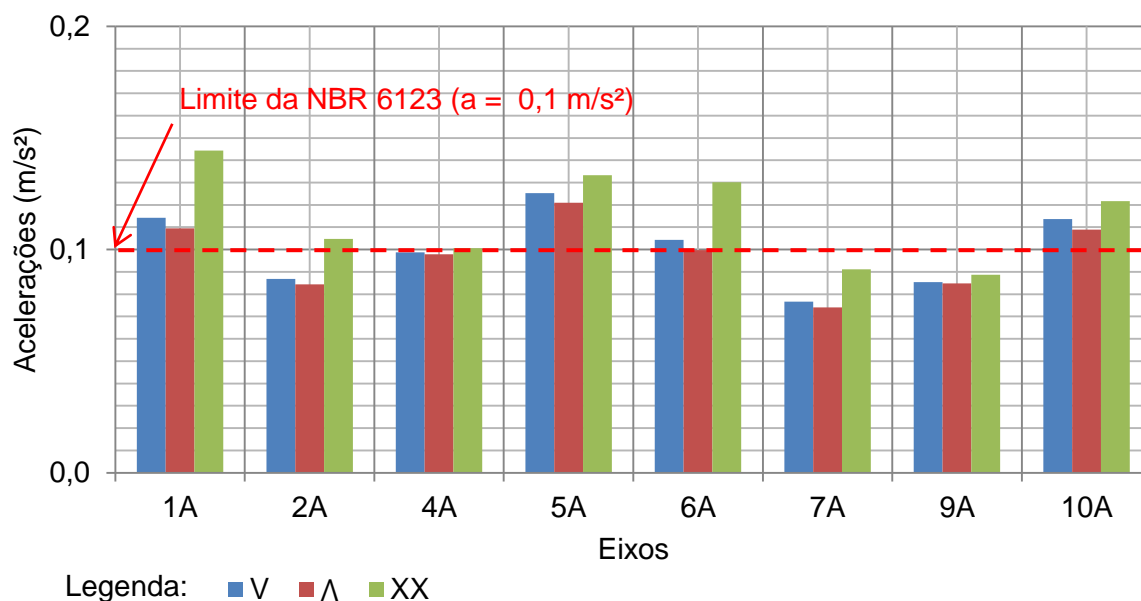


Figura 95 – Acelerações características para os três tipos de contraventamentos.

### 7.3. Avaliação do conforto humano

#### 7.3.1. Avaliação do conforto humano segundo NBR 6123 [45]

De acordo com a NBR-6123 [45], as oscilações induzidas pelas forças flutuantes podem provocar desconforto aos usuários das edificações destinadas à ocupação humana. A referida norma preconiza uma amplitude máxima da aceleração 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”

Como regra geral, a NBR-6123 [45] preconiza que, a amplitude máxima da aceleração não deve exceder  $0,1 \text{ m/s}^2$ .



### 7.3.2. Avaliação do conforto humano segundo Hirsch & Bachmann [95]

Estudos realizados por Hirsch & Bachmann [95], estabelecem níveis de tolerância aos efeitos das vibrações em edifícios submetidos as cargas do vento. Tais limites são dados pelas acelerações apresentadas na Tabela 29 sendo determinados em função da amplitude máxima dos deslocamentos no edifício e das frequências do modelo estrutural, como pode ser visto pela Figura 96.

Tabela 29 – Valores limites de acelerações para percepção humana [95].

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	$a > 0,15 \text{ g}$

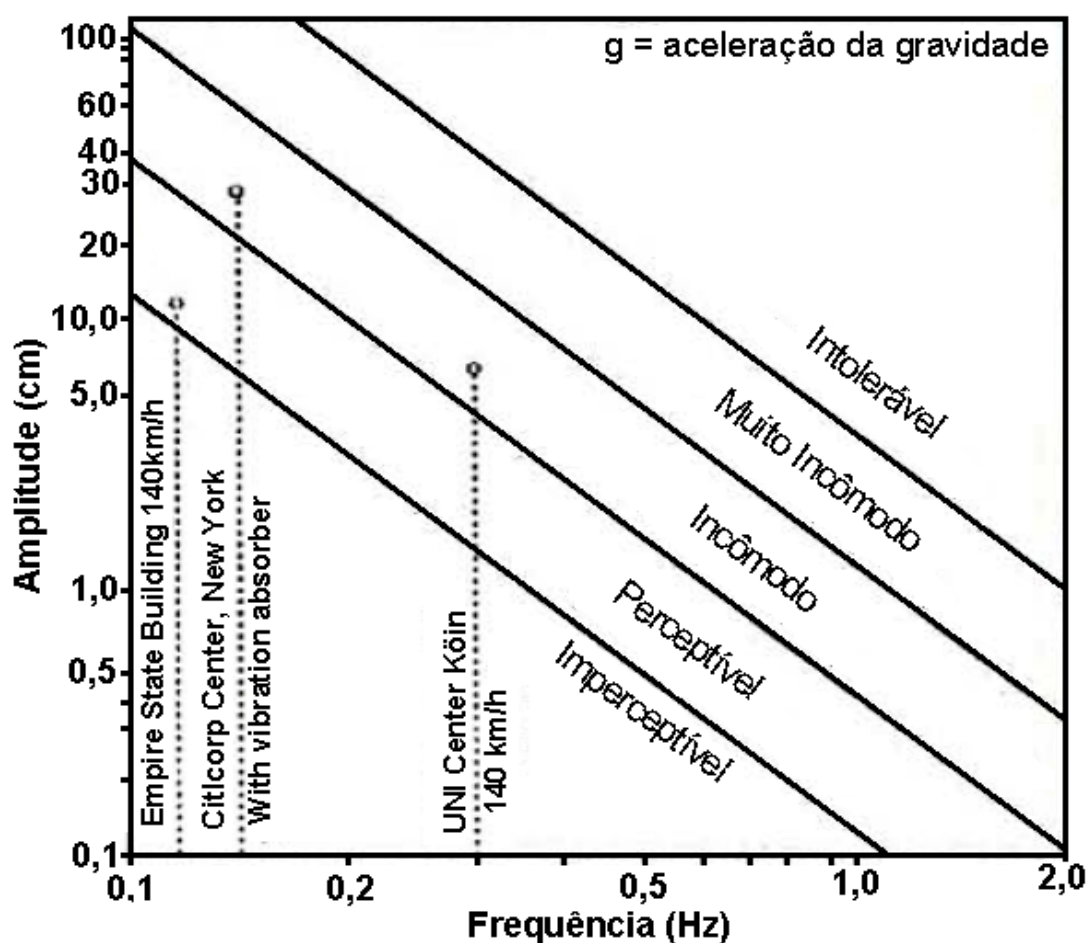


Figura 96 – Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios [15].

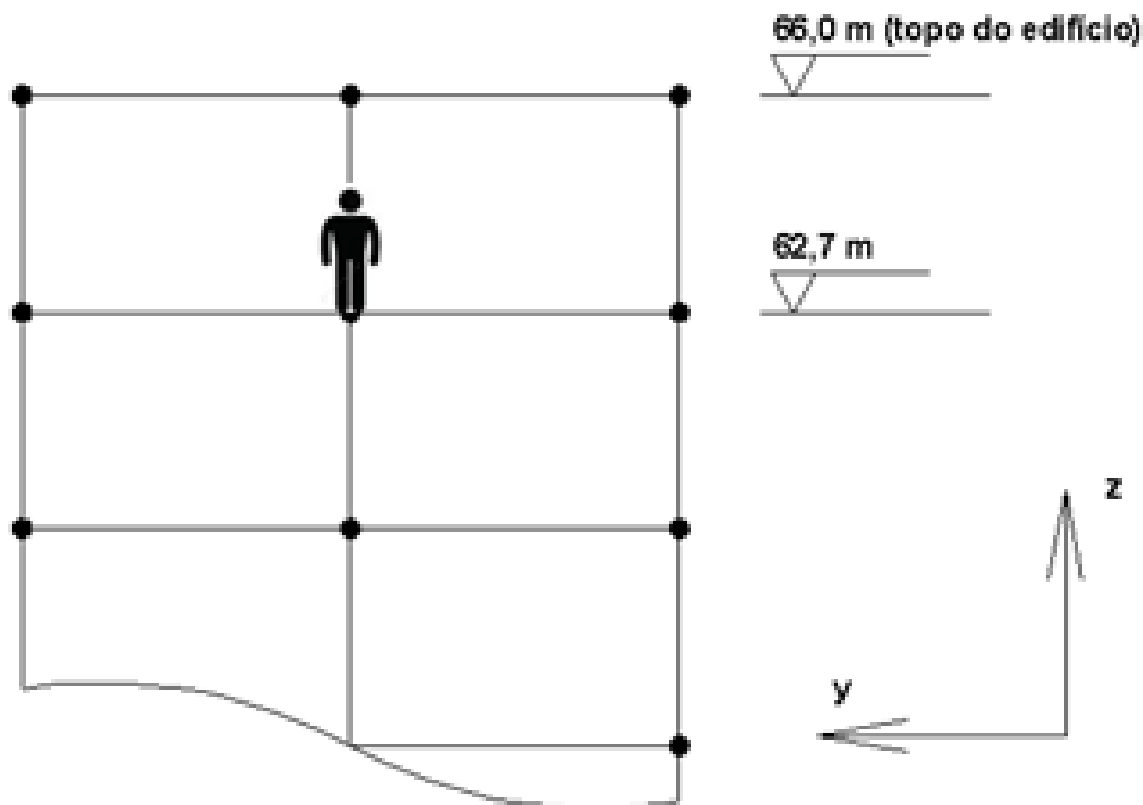


Figura 97 – Cota de avaliação dos níveis de conforto humano em  $z = 62,7\text{ m}$  [15].

Avalia-se os níveis de conforto humano para o pavimento referente a cota de  $z = 62,7\text{ m}$ , conforme ilustrado pela Figura 97. A Tabela 30 apresenta um resumo das máximas acelerações obtidas, na fase permanente da resposta, para os quatro nós localizados no eixo indicado, para a cota de interesse da avaliação ( $z = 62,7\text{ m}$ ).

Tabela 30 – Fase permanente: acelerações máximas.

Acelerações médias máximas ( $\text{m/s}^2$ )				
Eixos avaliados na cota 62,7 m	6A	7A	9A	10A
Modelo com contraventamento em V	0,104	0,077	0,085	0,114
Modelo com contraventamento em $\Lambda$	0,100	0,074	0,085	0,109
Modelo com contraventamento em XX	0,130	0,091	0,089	0,122

Com base nos dados fornecidos pela Tabela 30, representa-se, graficamente, os resultados das acelerações médias máximas nos nós dos eixos investigados, e para os três tipos de contraventamento avaliados, conforme mostra a Figura 98.

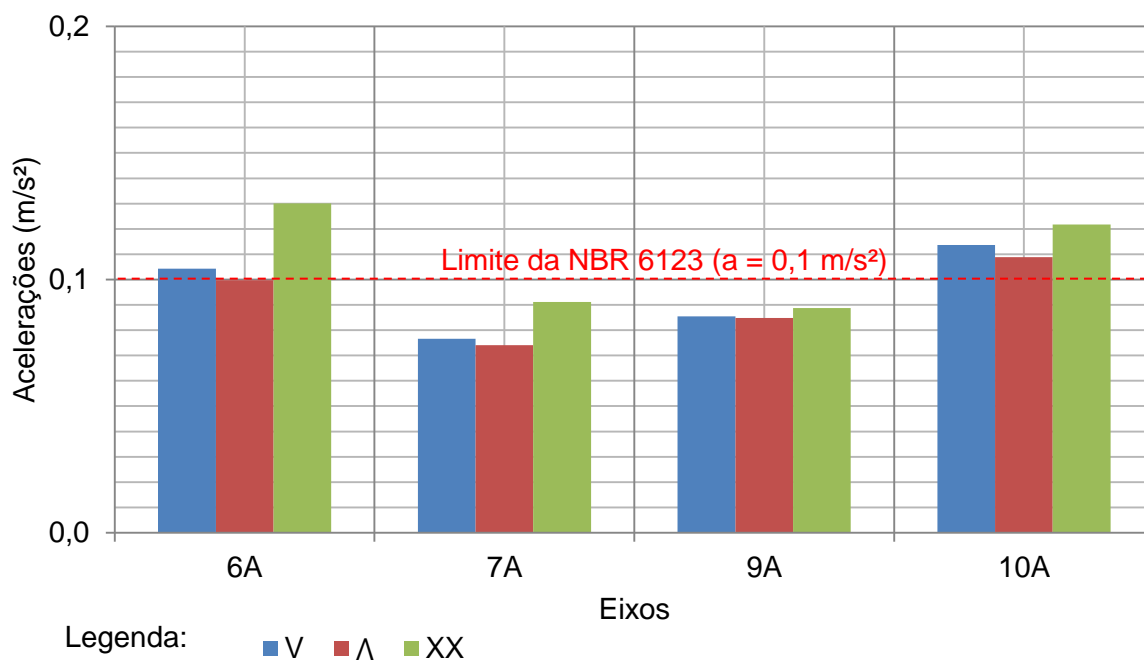


Figura 98 – Acelerações máximas obtidas na fase permanente.

Comparando-se os resultados obtidos na Figura 98, com os limites preconizados pela NBR 6123 [45], percebe-se os nós localizados nos eixos 7A e 9A apresentam valores muito próximos do limite estabelecido que é de  $0,1 \text{ m/s}^2$ . Além disso, percebe-se que excedem a amplitude máxima de  $0,1 \text{ m/s}^2$  os valores obtidos nos nós localizados nos eixos 6A e 10A.

No que tange à NBR 6123 [45], conclui-se que, as acelerações médias máximas obtidas nos três casos de contraventamento apresentaram valores muito próximos ou superiores ao limite estabelecido pela norma. Em virtude disso, problemas de vibrações induzidas pela ação do vento poderão vir a causar desconforto no que tange aos estados limites de utilização deste edifício.

Comparando-se os resultados obtidos com os limites estabelecidos por Hirsch & Bachmann [95], verifica-se que as acelerações médias máximas se enquadram no segundo nível de percepção, classificadas como “perceptível”, conforme indicado na Tabela 29.

## 8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 8.1. Generalidades

O presente trabalho objetivou investigar o comportamento dinâmico não determinístico de edifícios mistos (aço-concreto) quando submetidos à ação de cargas de vento. Buscou-se na literatura metodologias aprimoradas para o desenvolvimento das séries de carregamentos da ação do vento que considerassem 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 [69]. De forma a elevar o grau de rigidez do modelo estrutural investigado, foram considerados três tipos de contraventamentos verticais: V,  $\Lambda$  e XX, localizados na seção U da caixa de elevadores, no núcleo interno da edificação. As análises estáticas linear e não linear geométrica basearam-se no modelo contínuo simplificado de carregamento do vento, conforme apresentado pela norma brasileira NBR-6123 [45]. A análise dinâmica não linear e não determinística foi feita para vinte séries de carregamentos, estabelecidas com base nos espectros de potência do vento, e para cada tipo de modelo estrutural contraventado.

### 8.2. Principais conclusões

#### a) Modelagem das cargas aleatórias do vento

O modelo de carregamento adotado nesta análise, para a avaliação do comportamento dinâmico do edifício, foi o modelo contínuo simplificado. Conclui-se que tal modelo é o que melhor representa o comportamento complexo das ações do vento, pois considera o caráter não determinístico do vento através da determinação da parcela flutuante da velocidade do vento e dos espectros de potência do vento. Os efeitos conjuntos das parcelas médias e flutuantes do vento permitem gerar os históricos de carregamentos da velocidade do vento no tempo, enquanto que as funções de densidade espectral permitem estabelecer os históricos de carregamentos aplicados à estrutura.

## b) Análise Modal

A escolha da faixa de frequência na análise modal é o primeiro passo para se obter as frequências de projeto. Na presente análise, verificou-se que todas as frequências naturais da estrutura apresentaram-se dentro da faixa de frequências escolhida, que foi de 0,01 Hz a 3,01 Hz, conforme o espectro adotado, o de Kaimal. Conclui-se que o espectro de Kaimal é o que melhor se aplica ao modelo investigado, uma vez que faz a consideração da altura “z” em relação ao nível do terreno, que é multiplicada pela frequência, majorando, desta forma, a frequência adimensional. Da análise de vibração livre verificou-se que o modelo estrutural possui frequências muito baixas, com frequência fundamental da ordem de 0,27 Hz para a estrutura sem contraventamentos; e de 0,28 Hz, 0,29 Hz e 0,30 Hz para a estrutura com o núcleo interno contraventado em V,  $\Lambda$  e XX, respectivamente. Tal fato faz-se pertinente, pois trata-se de um edifício relativamente esbelto e que não possui painéis de alvenaria em seu perímetro externo. Desta forma, conclui-se que, a consideração dos contraventamentos verticais na seção U do núcleo interno do edifício pouco influenciaram no enrijecimento da estrutura, fato comprovado pela pequena diferença entre as frequências iniciais dos modelos investigados. Os efeitos preponderantes das análises modais foram os de flexão em relação ao menor e maior lado do edifício, eixos Z e X, respectivamente; e o de torção em relação ao eixo vertical da edificação, eixo Y.

## c) Análise estática

Análises estáticas lineares e não lineares geométricas foram realizadas no modelo estrutural, a fim de se determinar os deslocamentos horizontais translacionais máximos no topo do edifício. Como o edifício possui 66 metros de altura, o limite de deslocamento horizontal máximo permitido pela NBR 8800 [83] é de 16,5 cm (6600/400). Verificou-se que a velocidade básica do vento máxima, para que não ocorra deslocamentos excessivos na estrutura, é de 40 m/s (144 km/h). Como a velocidade básica do vento adotada nas investigações é de 35 m/s (126 km/h), os valores de deslocamentos horizontais translacionais nas presentes análises são menores do que 16,5 cm, e portanto, atendem ao critério da NBR 8800

[83]. Comparando-se ambas as análises em termos percentuais, verificou-se que, à medida que as velocidades básicas do vento aumentam, as diferenças entre os valores das análises linear e não linear também aumentam. Isso significa que, para regiões submetidas a ventos muito fortes, os efeitos de segunda ordem contribuem, de forma considerável, no deslocamento horizontal translacional da estrutura. Assim, é importante sempre considerar a não linearidade em projetos de edificações.

#### d) Análise dinâmica

A análise dinâmica não determinística considerou o carregamento randômico das ações do vento. Os deslocamentos horizontais translacionais máximos foram obtidos a partir de vinte séries de carregamentos do vento e para os três modelos com núcleo contraventado. Os históricos dos deslocamentos foram avaliados no domínio do tempo, e no domínio da frequência através da metodologia das transformadas rápidas de Fourier (FFT). Os resultados obtidos demonstraram que, os principais picos de frequência nos gráficos que correlacionam as densidades espectrais com as frequências, ocorreram em uma faixa de frequência bem próxima da frequência fundamental da estrutura, o que valida o modelo adotado. Verificou-se ainda que os deslocamentos horizontais médios máximos no topo do edifício foram menores do que 16,5 cm para todos os casos analisados. Assim, pode-se afirmar que a estrutura está aprovada no critério de deslocamento horizontal translacional prescrito pela NBR 8800 [83].

#### e) Análise do 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 6A, 7A, 9A e 10A. As acelerações foram obtidas e comparadas com as acelerações limites preconizadas pelas normas de projeto. De acordo com a norma NBR 6123 [45], a amplitude máxima da aceleração não deve ultrapassar o valor de  $0,1 \text{ m/s}^2$ . Todavia, os

resultados demonstraram que, nos eixos 7A e 9A, as acelerações médias máximas ficaram muito próximas do limite estabelecido pela NBR 6123 [45]. Já para os eixos 6A e 10A tais valores foram superiores a  $0,1 \text{ m/s}^2$ . Quando os valores das acelerações médias máximas são comparado com os limites de acelerações estabelecidos por Hirsch & Bachmann, o mesmo se enquadra dentro de um limite que torna os efeitos das vibrações perceptíveis aos usuários. Assim, quanto à análise do conforto humano, pode-se afirmar que a estrutura está reprovada.

### 8.3. Sugestões para trabalhos futuros

- a) Considerar a não linearidade física do sistema misto (aço-concreto);
- b) Investigar o efeito das ligações estruturais (ligações viga-coluna), sobre o comportamento estrutural da edificação;
- c) Dimensionar os elementos estruturais com base em materiais produzidos nacionalmente e disponíveis no mercado, e investigar a resposta dinâmica da estrutura;
- 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;
- e) Investigar a resposta dinâmica da estrutura considerando o vento transversal;
- f) Investigar o comportamento dinâmico de edifícios mais esbeltos do que o modelo apresentado. Realizar o controle de vibração.

## REFERÊNCIAS

- [1] BLESSMANN, J. Acidentes causados pelo vento. 4. ed. rev. e atual. Porto Alegre: Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2001. 144 p.
- [2] BARBOZA, R. R. Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento. 2012. 119f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- [3] BARBOZA, R. R.; SILVA, J. G. S. da; SOEIRO, F. J. C. P.; GOULART, E. S.; LIMA, L. R. O. Análise dinâmica de edifícios em aço e mistos submetidos à ação do vento. In: XXXII IBERIAN LATIN AMERICAN CONGRESS ON COMPUTACIONAL METHODS IN ENGINEERING (CILAMCE), 2011, Ouro Preto.
- [4] COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT (CTBUH). Apresenta informações sobre o critério de altura de edificações esbeltas. Disponível em: <<http://www.ctbuh.org/TallBuildings/HeightStatistics/Criteria/tabid/446/language/en-US/Default.aspx>>. Acesso em: 15 ago. 2013.
- [5] MOON, K. S. Tall building motion control using double skin façades. Journal of architectural engineering, v. 15, n. 3, p. 84-90, set. 2009.
- [6] BANCO de dados de edifícios esbeltos do CTBUH. Apresenta informações sobre o edifício International Commerce Centre. Disponível em: <<http://www.skyscrapercenter.com/hong-kong/international-commerce-centre/>>. Acesso em: 17 mar. 2013.
- [7] AMINMANSOUR, A.; MOON, K. S. Integrated design and construction of tall buildings. Journal of Architectural Engineering, v. 16, n. 2, p. 47-53, jun. 2010.
- [8] BURJ DUBAI SKYSCRAPER KHALIFA. Apresenta informações sobre o edifício Burj Khalifa. Disponível em: <<http://burjdubaiskyscraper.com/2011/Burj-Khalifa/photos.html>>. Acesso em: 04 nov. 2012.
- [9] WIKIPÉDIA A ENCICLOPÉDIA LIVRE. Apresenta informações sobre o edifício Taipei 101. Disponível em: <[http://pt.wikipedia.org/wiki/Taipei\\_101](http://pt.wikipedia.org/wiki/Taipei_101)>. Acesso em: 17 mar. 2013.



- [10] BANCO de dados de edifícios esbeltos do CTBUH. Apresenta informações sobre o Makkah Royal Clock Tower Hotel. Disponível em: <<http://www.skyscrapercenter.com/mecca/makkah-royal-clock-tower-hotel/>>. Acesso em: 17 mar. 2013.
- [11] WIKIPÉDIA A ENCICLOPÉDIA LIVRE. Apresenta informações sobre o edifício norte americano conhecido por Empire State Building. Disponível em: <[http://pt.wikipedia.org/wiki/Empire\\_State\\_Building](http://pt.wikipedia.org/wiki/Empire_State_Building)>. Acesso em: 17 mar. 2013.
- [12] BANCO de dados de edifícios esbeltos do CTBUH. Apresenta informações sobre o Al Hamra. Disponível em: <<http://www.skyscrapercenter.com/kuwait-city/al-hamra-tower/208/>>. Acesso em: 17 mar. 2013.
- [13] AL-KODMANY, K. Tall buildings, design, and technology: visions for the twenty-first century city. *Journal of Urban Technology*, v. 18, n. 3, p. 115-140, 2011.
- [14] LI, Q. S.; et al. Dynamic behavior of Taipei 101 Tower: field measurement and numerical analysis. *Journal of Structural Engineering*, v. 137, n. 1, p. 143-155, jan. 2011.
- [15] FILHO, G. S. Estudo do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação não determinística do vento. 2012. 125f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- [16] ISYUMOV, N. Alan G. Davenport's mark on wind engineering. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Ontario, v. 104-106, p. 12-24, 2012.
- [17] BLESSMANN, J. Buffeting effects on neighbouring tall buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Amsterdam, v. 18, n. 1, p. 105-110, ago. 1985.
- [18] FERRARO, V.; IRWIN, P. A.; STONE, G. K. Wind induced building accelerations. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Amsterdam, v. 36, p. 757-767, 1990.
- [19] SNAEBJORNSSON, J. T.; REED, D. A. Full-scale results of wind-induced motion in multi-story buildings. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, V. 42, n. 1-3, p. 1113-1123, out. 1992.
- [20] FONTE, A. O. C. Análise não linear geométrica de edifícios altos. 1992. 223f

Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.

- [21] DAVENPORT, A. G.; SPARLING, B. F. Dynamic gust response factors for guyed towers. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 43, n. 1-3, p. 2237-2248, Ontario, 1992.
- [22] KASPERSKI, M. Extreme wind load distributions for linear and nonlinear design. *Engineering Structures*, Bochum, v. 14, n. 1, p. 27-34, 1992.
- [23] DAVENPORT, A. G. How can we simplify and generalize wind loads?. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Ontario, v. 54-55, p. 657-669, fev. 1995.
- [24] BLESSMANN, J. Researches on wind effects on domes in Brazil. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, v. 65, n. 1-3, p. 167-177, dez. 1996.
- [25] KAREEM, A.; KIIEWSKI, T.; TAMURA, Y. Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications. *Wind and structures*, v. 2, n. 3, p. 201-251, 1999.
- [26] ZHOU, Y.; KAREEM, A.; GU, M. Equivalent static buffeting loads on structures. *Journal of Structural Engineering*, v. 126, n. 8, p. 989-991, ago. 2000.
- [27] REPETTO, M. P.; SOLARI, G. Dynamic alongwind fatigue of slender vertical structures. *Engineering Structures*, Genoa, v. 23, p. 1622–1633, 2001.
- [28] OLIVEIRA, R. S.; CORRÊA, M. R. S. Análise de pavimentos de concreto armado com a consideração da não-linearidade física: Modelagem e metodologia de aplicação a projetos. *Cadernos de Engenharia de Estruturas*, São Carlos, v. 9, n. 41, p. 77-108, 2007.
- [29] SOLARI, G.; REPETTO, M. P. General tendencies and classification of vertical structures under gust buffeting. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Genoa, v. 90, n.11, p. 1299–1319, 2002.
- [30] ZHOU, Y.; KIJEWSKI, T.; KAREEM, A. Along-wind load effects on tall buildings: comparative study of major international codes and standards. *Journal of Structural Engineering*, v. 128, n. 6, p. 788–796, jun. 2002.
- [31] AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. ASCE 7-89: Minimum design

- loads for buildings and other structures. Reston, 1999. 372 p.
- [32] AUSTRALIAN STANDARDS. AS1170.2-89: SSA Loading code: Part. 2: Wind loads. Australia , 1989. 101 p.
- [33] NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA. User's Guide: NBC 1995 Structural Commentaries: Commentary B: Wind loads. Ottawa, part. 4, p. 9-42., 1996.
- [34] ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN. AIJ: Recommendations for loads on buildings. Tokyo, 1996.
- [35] EUROCODE 1. European Prestandard ENV 1991-2-4: Basis of design and actions on structures: Part 2-4: Actions on structures: Wind actions. 1995.
- [36] PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. 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, 2002.
- [37] MOREIRA, T. V. Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas. 2002. 241f Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- [38] WORDELL, F. Avaliação da instabilidade global de edifícios altos. 2003. 93f. Dissertação (Mestrado-Profissional em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- [39] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221 p.
- [40] SAATCIOGLU, M.; HUMAR, J. Dynamic analysis of buildings for earthquake-resistant design. Canada Journal of Civil Engineering, v. 30, n. 2, p. 338-359, 2003.
- [41] LAZANHA, E. C. Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória de vento. 2003. 142f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- [42] GU, M.; QUAN, Y. Across-wind loads of typical tall buildings. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 92, n. 23, p. 1147–1165, nov.

2004.

- [43] FILHO, M. S.; GUIMARÃES, M. J. R.; SAHLIT, C. L.; BRITO, L. V. Wind pressures in framed structures with semi-rigid connections. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, v. 26, n. 2, p. 180-189, apr/jun 2004.
- [44] CARPEGGIANI, E. A. Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento. 2004. 160f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
- [45] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1990. 66 p.
- [46] TREIN, C. A. Modelagem dinâmica equivalente de edifícios altos submetidos à ação do vento. 2005. 142f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- [47] NATIONAL RESEARCH COUNCIL OF CANADA. Supplement to the National Building Code of Canada. Ottawa, 1985.
- [48] LI, Q. S.; et al. Wind tunnel and full-scale study of wind effects on China's tallest building. *Engineering Structures*, v. 28, n. 12, p. 1745–1758, out. 2006.
- [49] AUTA, S. M. Wind load estimation on tall building part II: comparison of russian and nigerian codes of practice. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, St. Petersburg, v. 7, n. 5, p. 517-524, 2006.
- [50] BURTON, M. D.; KWOK, K. C. S.; HITCHCOCK, P. A.; DENOON, R. O. Frequency dependence of human response to wind-induced building motion. *Journal of Structural Engineering*, v. 132, n. 2, p. 296-303, fev. 2006.
- [51] CARASSALE, L.; SOLARI, G. Monte Carlo simulation of wind velocity fields on complex structures. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Genova, v. 94, n. 5, p. 323–339, fev. 2006.
- [52] CHAVEZ, E. S. Análise estrutural de edifício alto submetido às pressões flutuantes induzidas pela ação do vento, 2006. 123f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

- [53] CHEN, X. Analysis of alongwind tall building response to transient nonstationary winds. *Journal of Structural Engineering*, v. 134, n. 5, p. 782–791, maio 2008.
- [54] SILVA, J. G. S. da; LIMA, L. R. D. de; VELLASCO, P. C. G. da S.; ANDRADE, S. A. L. de; CASTRO, R. A. de. Nonlinear dynamic analysis of steel portal frames with semi-rigid connections. *Engineering Structures*, Rio de Janeiro, v. 30, n. 9, p. 2566–2579, set. 2008.
- [55] OBATA, S. H. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo: uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. *Exacta*, pp. 77-85, jan./mar. 2009.
- [56] HUANG, M. F.; CHAN, C. M.; KWOK, K. C. S.; HITCHCOCK, P. A. Cross correlations of modal responses of tall buildings in wind-induced lateral-torsional motion. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 135, n. 8, p. 802-812, ago. 2009.
- [57] BORGES, A. C. L.; FONTE, A. O. C. ; FONTE, F. L. F.; CAVALCANTI, G. A. A. Análise do comportamento estrutural de um edifícios de esbelto de 42 pavimentos. In: ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO (CBC), 2009, Recife.
- [58] WAHRHAFTIG, A. M.; BRASIL, R. M. L. R. F. Wind action according to the Brazilian Code: a case study. In: 5th EUROPEAN & AFRICAN CONFERENCE ON WIND ENGINEERING (EACWE5), 2009, Florence.
- [59] OLIVEIRA, J. C. A. de. Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado. 2009. 121f. Tese (Doutorado em Estruturas e Construção Civil) - Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- [60] MITRA, D. Mathematical determination of tall square building height under peak wind loads. *International Journal of Engineering & Applied Sciences*, v. 6, n. 6, p. 341, out. 2010.
- [61] ARAUJO, J. M. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, Rio Grande, v. 15, p. 41-53, 2010.
- [62] KUMAR, B. D.; SWAMI, B. L. P. Wind effects on tall building frames-influence of dynamic parameters. *Indian Journal of Science & Technology*, v. 3, n. 5, p. 583-587, maio 2010.
- [63] SMITH, M. A.; CARACOGLIA, L. A Monte Carlo based method for the dynamic “fragility analysis” of tall buildings under turbulent wind loading. *Engineering*

- Structures, Boston, v. 33, n. 2, p. 410–420, fev. 2011.
- [64] GORZA, L. S.; COELHO, L. H. Evolução da modelagem estrutural de edifícios metálicos de andares múltiplos. Portal Metálica: 10 maio 2011. Disponível em: <<http://www.metalica.com.br/evolucao-da-modelagem-estrutural-de-edificios-metalicos-de-andares-multiplos>>. Acesso em: 16 mar. 2013.
- [65] MALEKINEJAD, M.; RAHGOZAR, R. A simple analytic method for computing the natural frequencies and mode shapes of tall buildings. Applied Mathematical Modelling, v. 36, n. 8, p. 3419–3432, ago. 2012.
- [66] COMPUTERS AND STRUCTURES, SAP2000: Static and dynamic finite element analysis of structures. Versão 14, 2009.
- [67] KOKOT, S.; ANTHOINE, A.; NEGRO, P.; SOLOMOS, G. Static and dynamic analysis of a reinforced concrete flat slab frame building for progressive collapse. Engineering Structures, Ispra, v. 40, p. 205–217, jul. 2012.
- [68] JUNIOR, A. C. Desenvolvimento e planejamento de obras rápidas na Odebrecht: o case do edifício The One. In: SEMINÁRIO PLANEJAMENTO E EXECUÇÃO DE OBRAS RÁPIDAS, 2013, Rio de Janeiro.
- [69] ANSYS, Inc. Theory Reference (version 12.1), 2009.
- [70] BLESSMANN, J. Aerodinâmica das construções. 3. ed. fac-similar. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, 2011. 264 p.
- [71] AutoCAD. Versão 2014. Autodesk Inc., 2014.
- [72] MENDES, P.; OLIVEIRA, S. Análise dinâmica de estruturas: utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. Lisboa, 2008. 163p.
- [73] MAGALHÃES, M. N.; LIMA, A. C. P. Noções de probabilidade e estatística. 6. ed. São Paulo: Ed. da Universidade de São Paulo, 2004. 400 p.
- [74] BLESSMANN, J. Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento. 2. ed. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, 2005. 288 p.
- [75] BLESSMANN, J. O vento na engenharia estrutural. 2. ed. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, 2013. 240 p.
- [76] MATLAB. Versão R2012b. MathWorks, 2012.
- [77] ASSIS, V. M. de. Análise de edifícios de andares múltiplos com estrutura

- metálica. 2001. 133f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.
- [78] ASSOCIAÇÃO CATARINENSE DAS EMPRESAS VIDREIRAS. Fachadas de Vidro. Revista Vitrô, 30. ed., p. 28-33, 2012.
- [79] CORBIOLI, N. Vidros para edifícios. Arcoweb:18 jul. 2002. Disponível em: <<http://www.arcoweb.com.br/tecnologia/vidros-para-edificios-escolha-o-18-07-2002.html>>. Acesso em: 04 set. 2013.
- [80] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7199: Projeto, execução e aplicações de vidros na construção civil. Rio de Janeiro, 1989. 18 p.
- [81] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11706: Vidros na construção civil. Rio de Janeiro, 1992. 21 p.
- [82] CEBRACE. Desenvolvido por focusnetworks. Apresenta os tipos de vidros. Disponível em: <<http://www.cebrace.com.br/v2/vidro/tipos-vidros>>. Acesso em: 04 set. 2013.
- [83] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 247 p.
- [84] RAMALHO, M. A.; CORREA, M. R. S. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. 1. ed. São Paulo: Ed. Pini, 2003. 174 p.
- [85] LOPES, F. A. F. Análise tridimensional de um sistema de contraventamento misto aplicado em edifícios altos. 2003. 118f: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.
- [86] OLIVEIRA, M. A. B.; MORAIS, V. C. Edifício Barão de Ladário - Resposta dinâmica: uma avaliação aproximada. Revista Obras Civis, Rio de Janeiro, p. 28-35, 2013.
- [87] SILVA, J. G. S. da. Um curso básico de Ansys. Rio de Janeiro: Faculdade de Engenharia da UERJ, 2013. 36 p. Apostila.
- [88] CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 1993. 634 p.

- [89] CRAIG JR., R. Structural Dynamics. John Wiley & Sons, 1981, 527 p.
- [90] BACHMANN, H. Vibration problems in structures: practical guidelines. Birkhäuser. Berlin, 1995.
- [91] MURRAY, T. M., Design to prevent floor vibrations. Engineering Journal, v. 12, American Institute of Steel Construction, 1975.
- [92] WIKIPÉDIA A ENCICLOPÉDIA LIVRE. Apresenta uma definição de Análise Modal. Disponível em: <[http://pt.wikipedia.org/wiki/An%C3%A1lise\\_modal](http://pt.wikipedia.org/wiki/An%C3%A1lise_modal)>. Acesso em: 30 jun 2013.
- [93] FILHO, A. A. Elementos Finitos: a base da tecnologia CAE / análise dinâmica. São Paulo: Ed. Érica Ltda, 2005. 303 p.
- [94] ROJAS, P. A. M.; FILHO, L. A. D. Análise não-linear geométrica e material de treliças espaciais. Caderno de Engenharia, Porto Alegre, 2001. 129 p.
- [95] COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON (CEB). Vibration problems in structures: