



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

Rafael Rangel Barboza


Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento

Rio de Janeiro

2012

Rafael Rangel Barboza

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



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

Orientador: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Coorientadores: Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro

Prof. Dr. Evandro da Silveira Goulart

Rio de Janeiro

2012

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

B239 Barboza, Rafael Rangel.
Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento / Rafael Rangel Barboza. - 2012.
119f.

Orientador: José Guilherme Santos da Silva.
Coorientadores: Francisco José da Cunha Pires Soeiro,
Evandro da Silveira Goulart.
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


Rafael Rangel Barboza

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

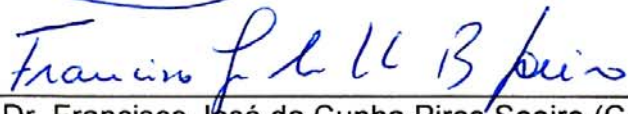
Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em: 04 de maio de 2012.

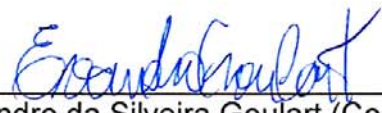
Banca Examinadora:



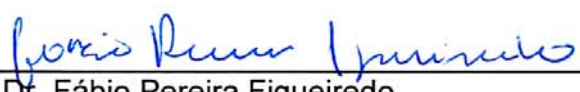
Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



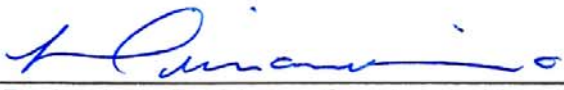
Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro (Coorientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Evandro da Silveira Goulart (Coorientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ



Prof. Dr. Fábio Pereira Figueiredo
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio
Laboratório de Tecnologia em Computação Gráfica TECGRAF



Prof. Dr. Luciano Rodrigues Ornelas de Lima
Faculdade de Engenharia - UERJ

Rio de Janeiro

2012

DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais uma conquista. À minha família, pelo apoio, incentivo e carinho.

AGRADECIMENTOS

A minha família pela dedicação e apoio que sempre deram durante a minha vida. Aos meus padrinhos, pelas palavras de incentivo e amizade que contribuíram na minha vida pessoal e profissional.

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

Aos meus coorientadores, Francisco José da Cunha Pires Soeiro e Evandro da Silveira Goulart pela disponibilidade e amizade que não faltaram durante o curso de mestrado.

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

Aos amigos da pós-graduação pelo companheirismo e momentos de descontração durante todo o curso.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão desta dissertação.

À FAPERJ e CAPES pelo apoio financeiro.

A imaginação é mais importante que a ciência, porque a ciência é limitada, ao passo que a imaginação abrange o mundo inteiro.

Albert Einstein

RESUMO

Barboza, Rafael Rangel. *Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos submetidos à ação do vento*. 2012. 119f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

Com base em um cenário econômico favorável combinado aos avanços tecnológicos das ciências dos materiais e processos de construção, nas últimas três décadas, as cidades brasileiras têm apresentado um crescimento substancial, no que diz respeito à construção de edifícios residenciais e comerciais de múltiplos andares. Atualmente, estes edifícios apresentam níveis de esbeltez elevados e têm sido construídos com estruturas cada vez mais ousadas e que englobam a experiência e o conhecimento dos engenheiros de estruturas. Como o principal objetivo dos projetistas está associado à concepção de estruturas mais leves, o projeto estrutural requer um conhecimento teórico substancial a fim de tornar compatíveis os requisitos arquitetônicos com as condições necessárias para a estabilidade. Assim sendo, o objetivo desta dissertação de mestrado é o de investigar o comportamento estrutural estático e dinâmico (linear e não linear) de um edifício misto (aço-concreto) de 20 pavimentos. Para tal, o estudo apresenta os resultados de análises estáticas e dinâmicas lineares e não lineares para ações de serviço. O comportamento estrutural do edifício, quando submetido às ações dinâmicas induzidas pelo vento, também foi investigado. Os resultados revelam que edifícios esbeltos merecem atenção especial, no que diz respeito à concepção do projeto estrutural, sendo que seu comportamento deve ser verificado através de metodologias completas que incluam análises do tipo estática e dinâmica (lineares e não lineares).

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

ABSTRACT

Based on a favorable economic scenario and technological advances of material sciences and construction processes, in the last three decades, the Brazilian cities have presented a substantial growth, with respect to construction of residential and commercial multi-storey buildings. Nowadays, these buildings present greater slenderness and have been constructed with increasingly daring structures that encompass the experience and knowledge of structural designers by using newly developed materials and technologies boosted by the ever-growing investigations on this field. As the structural designer main objective is related to produce increasingly lighter structures its conception requires a substantial amount of theoretical knowledge associated to structural design and construction processes, in order to make compatible the requirements of architecture with the necessary conditions to the stability. Considering all aspects mentioned before, the objective of this master dissertation is to investigate the structural behavior of a 20 floors steel-concrete composite building, based on static and dynamic analyses (linear and nonlinear). The present study has considered the results of a linear-elastic and non-linear geometric analysis for serviceability actions. The structural behavior of a 20 floors steel-concrete composite building under dynamic actions induced by the wind was also investigated. As a result, it must be emphasized that these buildings deserve special attention from the architectural and structural design and its behavior should be verified by methods including a full static and dynamic analysis (linear and non-linear).

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

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fator de redução da rigidez da alvenaria em relação à porcentagem de aberturas nas alvenarias [14].	26
Figura 2 - Isopletas de velocidade básica [3].	30
Figura 3 - Esquema para modelo dinâmico discreto [3].	35
Figura 4 - Modelo de pulso triangular [19].	38
Figura 5 - Modelo de carregamento do vento (pulso triangular).	39
Figura 6 - Modelo de carregamento do vento (carga harmônica senoidal).	40
Figura 7 - Planta baixa do modelo estrutural [17].	43
Figura 8 - Painéis treliçados do edifício [17].	44
Figura 9 - Carregamento do vento no topo do edifício (pulsos triangulares consecutivos, período teórico $T_0 = 1,956$ s).	47
Figura 10 - Carregamento do vento no topo do edifício (pulsos triangulares consecutivos, período numérico $T = 1,6$ s).	48
Figura 11 - Modelo de carregamento do vento por cargas harmônicas senoidais.	49
Figura 12 - Carregamento do vento no topo do edifício (carga harmônica senoidal, $0,5 \omega_{01}$).	50
Figura 13 - Carregamento do vento no topo do edifício (carga harmônica senoidal, $1,0 \omega_{01}$).	51
Figura 14 - Carregamento do vento no topo do edifício (carga harmônica senoidal, $2,0 \omega_{01}$).	51
Figura 15 - Modelo em elementos finitos do edifício.	54
Figura 16 - Elemento finito de viga tridimensional BEAM44 [16].	55
Figura 17 - Elemento finito de casca SHELL63 [16].	55
Figura 18 - Elemento finito de treliça espacial LINK8 [16].	56
Figura 19 - Excentricidade entre os elementos de laje e viga.	56
Figura 20 - Painel elementar com uma diagonal [20].	57
Figura 21 - Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem abertura, sujeitos ao cisalhamento [20].	58
Figura 22 - Curvas de Módulos de Elasticidade Transversal (G) [20].	58
Figura 23 - Modos de vibração da estrutura sem alvenaria.	68
Figura 24 - Modos de vibração da estrutura sem alvenaria.	69

Figura 25 - Modos de vibração da estrutura com alvenaria.	70
Figura 26 - Modos de vibração da estrutura com alvenaria.	71
Figura 27 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 3 (modelo apoiado e vento perpendicular à direção z)	73
Figura 28 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 12 (modelo apoiado e vento perpendicular à direção z)	73
Figura 29 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 15 (modelo apoiado e vento perpendicular à direção z)	74
Figura 30 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 3 (modelo engastado e vento perpendicular à direção z).....	74
Figura 31 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 12 (modelo engastado e vento perpendicular à direção z).....	75
Figura 32 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 15 (modelo engastado e vento perpendicular à direção z).....	75
Figura 33 - Diagramas de esforço normal (em N).	78
Figura 34 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo y (em N.m).....	79
Figura 35 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo z (em N.m).....	80
Figura 36 - Posição dos pontos da análise dinâmica.	81
Figura 37 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	82
Figura 38 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	82
Figura 39 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	83
Figura 40 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	83
Figura 41 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	84
Figura 42 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	84
Figura 43 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	85
Figura 44 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	85

Figura 45 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	86
Figura 46 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	86
Figura 47 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.	87
Figura 48 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.	87
Figura 49 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	88
Figura 50 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	88
Figura 51 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	88
Figura 52 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	89
Figura 53 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	90
Figura 54 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	90
Figura 55 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	90
Figura 56 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	91
Figura 57 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	92
Figura 58 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	92
Figura 59 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	92
Figura 60 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	93
Figura 61 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	94

Figura 62 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.	94
Figura 63 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	94
Figura 64 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.	95
Figura 65 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	96
Figura 66 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	96
Figura 67 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.	96
Figura 68 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.	97
Figura 69 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	98
Figura 70 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	98
Figura 71 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	98
Figura 72 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	99
Figura 73 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	100
Figura 74 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.	100
Figura 75 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	100
Figura 76 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Comparação entre modelo teórico e numérico das propriedades ortotrópicas da parede de alvenaria [13]	25
Tabela 2 - Parâmetros p e b da NBR 6123 [3]	33
Tabela 3 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos [3]	34
Tabela 4 - Perfis laminados padrão europeu do edifício [17]	43
Tabela 5 - Carga estática equivalente por pavimento	45
Tabela 6 - Carga estática equivalente por pavimento	46
Tabela 7 - Áreas das diagonais equivalentes.....	60
Tabela 8 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada	62
Tabela 9 - Tempo médio de análise	62
Tabela 10 - Frequências naturais da estrutura.....	65
Tabela 11 - Frequências naturais da estrutura.....	65
Tabela 12 - Frequências naturais da estrutura.....	66
Tabela 13 - Deslocamentos máximos da estrutura	72
Tabela 14 - Esforços máximos da estrutura.....	77
Tabela 15 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos	102
Tabela 16 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos	102
Tabela 17 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos	102
Tabela 18 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos	102
Tabela A1 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 [3].....	115
Tabela A2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 [3].....	115
Tabela B1 - Características físicas e geométricas dos perfis metálicos	119

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
ASCE	American Society of Civil Engineering
NBR	Norma Brasileira
SAP2000	Computers and Structures, Inc.

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área efetiva da estrutura sujeita à ação do vento
A_0	área de referência
A_a	área da seção transversal da diagonal equivalente
A_i	área de influência correspondente à coordenada i
a	largura do painel de alvenaria
a_p	área do perfil
b	parâmetro da norma
C_a	coeficiente de arrasto
C_{ai}	coeficiente de arrasto do modo i
e	espessura do painel de alvenaria
E_c	módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_s	módulo de elasticidade longitudinal do aço
E_x	módulo de elasticidade da alvenaria na direção x
E_y	módulo de elasticidade da alvenaria na direção y
F	força do vento
F_0	amplitude máxima da força do vento
f	frequência da estrutura
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_y	resistência característica do aço
FAD	fator de amplificação dinâmico
F_H	componente da força flutuante e definida pela Equação (13)
$F(t)$	força do vento em função do tempo
g	aceleração da gravidade
G	módulo de elasticidade transversal
GPa	gigapascal

G_{xy}	módulo de elasticidade transversal da alvenaria
h	altura do edifício
h_a	altura do painel de alvenaria
I_t	momento de inércia torsional
I_x	momento de inércia em relação a x
I_y	momento de inércia em relação a y
K	matriz de rigidez do sistema
K_{diag}	rigidez da diagonal equivalente
kN	kilonewton
L_1	largura perpendicular a ação do vento
M	matriz de massa do sistema
m	metros
m_0	massa discreta de referência
m_i	massa discreta correspondente à coordenada i
min	minutos
MPa	megapascal
m/s	metro por segundo
N	Newton
n	número de graus de liberdade
p	parâmetro da norma
\hat{Q}	variável estática
\hat{Q}_j	j-ésima variável estática
q	pressão dinâmica do vento
$\overline{q_0}$	pressão dinâmica do vento
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento
rad/s	radianos por segundo

S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
t	tempo
T	período da estrutura
T_0	período teórico
T_1	período fundamental
t_d	tempo de duração do pulso
t_f	largura da mesa
t_w	largura da alma
V_0	velocidade básica do vento
V_E	deslocamento horizontal estático
V_D	deslocamento horizontal dinâmico
V_k	velocidade característica do vento
$\overline{V_p}$	velocidade de projeto
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
z	altura do edifício
Z_i	altura do elemento i da estrutura sobre o nível do terreno
Z_{ref}	altura de referência
Z_r	altura de referência
α	taxa de contribuição da matriz de massa
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
β_i	componente dada pela Equação (14)
γ	parâmetro da norma

γ_c	densidade do concreto
γ_s	densidade do aço
Δt	Intervalo de tempo
ν	coeficiente de Poisson
ξ	taxa de amortecimento
ξ_i	taxa de amortecimento referente ao modo i
λ	coeficiente de amplificação dinâmica em função do terreno
ψ	$\psi = m_i/m_o$
ω	frequência da excitação
ω_{01}	frequência fundamental circular
ω_{0i}	frequência natural circular referente ao modo i
ζ	razão do amortecimento

SUMÁRIO

	INTRODUÇÃO	22
1	NORMAS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO	29
1.1	Generalidades	29
1.2	Recomendações da norma NBR 6123 [3]	29
1.3	Ação do vento em estruturas	31
1.4	Modelo contínuo simplificado de acordo com a NBR 6123 [3]	32
1.5	Modelo discreto conforme a NBR 6123 [3]	34
2	MODELOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO	38
2.1	Introdução	38
2.2	Pulsos triangulares	38
2.3	Cargas harmônicas senoidais	40
3	DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO	42
3.1	Generalidades	42
3.2	Modelo estrutural do edifício	42
3.3	Descrição do carregamento	44
3.3.1	Cargas estáticas	45
3.3.2	Cargas dinâmicas	46
3.3.2.1	Pulsos triangulares	46
3.3.2.2	Carga harmônica senoidal	48
4	MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS	53
4.1	Considerações iniciais	53
4.2	Modelagem numérico-computacional	53
4.3	Modelagem das alvenarias	57
4.4	Modelagem do amortecimento estrutural	60
4.5	Desempenho computacional	62
5	ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES	64
5.1	Generalidades	64
5.2	Análises das frequências naturais (autovalores)	64
5.3	Análise dos modos de vibração (autovetores)	67
6	ANÁLISE ESTÁTICA E ANÁLISE DINÂMICA	72
6.1	Introdução	72

6.2	Análise estática linear e não linear	72
6.3	Análise dinâmica	81
6.3.1	Análise dinâmica linear	82
6.3.1.1	Pulsos triangulares	82
6.3.1.2	Carga harmônica senoidal	86
6.3.2	Análise dinâmica não linear	91
6.3.2.1	Pulsos triangulares	91
6.3.2.2	Carga harmônica senoidal	95
6.4	Comparação de resultados	101
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	104
7.1	Introdução	104
7.2	Conclusões	104
7.3	Sugestões para trabalhos futuros	107
	REFERÊNCIAS	109
	ANEXO A - Parâmetros da norma NBR 6123 [3]	112
	ANEXO B - Características dos perfis metálicos	119

INTRODUÇÃO

Atualmente, a construção civil nas grandes cidades do Brasil tem apresentado edifícios residenciais e comerciais cada vez mais altos e esbeltos, fruto de uma condição econômica favorável e do avanço tecnológico dos materiais e processos construtivos. Esta tendência arquitetônica tem levado as edificações a apresentarem sistemas estruturais muito leves e flexíveis, levando-os a frequências naturais muito baixas e, por consequência, mais suscetíveis a problemas de vibrações excessivas, abertura de fissuras indesejáveis e, em casos mais graves, fadiga estrutural e o colapso da estrutura [1].

Considerando-se os níveis de esbeltez apresentados mais recentemente, estes edifícios necessitam ter o seu comportamento dinâmico linear e não linear investigado, de forma que sejam garantidos o conforto e a segurança dos usuários. Por outro lado, a ação do vento passa a ter uma importância bastante relevante na medida em que as edificações deixam de ser mais baixas e pesadas, por tanto rígidas, e passam a ser muito esbeltas [2].

De acordo com a norma brasileira de vento NBR 6123 [3], o vento é produzido por diferenças de pressão e de deslocamento de massas de ar na atmosfera. As diferenças de pressão podem causar movimentos que variam de brisas a intensos tornados. A ação do vento é composta por uma parcela constante (velocidade média) e por uma parcela flutuante (rajadas), cuja velocidade varia em torno da velocidade média. Por sua vez, as rajadas de vento ocorrem numa sequência aleatória de frequências e intensidades. Pequenos turbilhões, cuja ação é localizada e desordenada, dão origem a rajadas mais violentas, que podem gerar forças de dois tipos: forças com componentes de altas frequências e baixa intensidade; e forças contendo componentes de baixas frequências e alta intensidade [2].

Deve-se ressaltar que estruturas de edifícios podem vir a ter frequências naturais muito baixas. Desta maneira, ventos com rajadas compostas por harmônicos com altas frequências terão pouca influência sobre a resposta dinâmica da edificação. De outra forma, ventos com rajadas formadas por harmônicos compostos por baixas frequências podem estar em fase com toda a estrutura, caracterizando um estado ressonante. Nesta situação, a resposta dinâmica do edifício torna-se muito amplificada, por exemplo, com valores de deslocamentos

excessivos, podendo vir a causar, em casos extremos, inclusive, a ruína do sistema estrutural [1] e [3].

Na prática corrente de projeto, a ação do vento sobre um edifício é representada por meio de um carregamento estático equivalente. Contudo, tal hipótese é, no mínimo, questionável, pois desconsidera o caráter dinâmico da excitação além de superdimensionar o modelo estrutural. Como a ação do vento possui um caráter aleatório ou randômico, a modelagem deve considerar um tratamento probabilístico adequado [2].

Deste modo, a norma NBR 6123 [3] baseia-se no modelo espectral proposto por Davenport apud Blessmann [4]. Por outro lado, na literatura técnica são encontrados diversos estudos que descrevem modelos matemáticos que representam as rajadas de vento, como o Método do Vento Sintético proposto por Franco (apud Obata [5]) por meio da geração de séries históricas de carregamento e que tem sido adotado em inúmeros trabalhos de pesquisa [5] e [6]. Pode-se empregar, ainda, a modelagem via simulação de Monte Carlo para representar a ação do vento em estruturas.

No que se refere à modelagem dos painéis de alvenaria são citadas várias referências sobre pesquisas nesta área do conhecimento. A consideração das alvenarias da edificação na simulação do sistema estrutural através do método dos elementos finitos pode ser importante devida à sua contribuição no enrijecimento lateral da estrutura.

Em 1991, Muller [7] desenvolveu um estudo experimental das correlações entre resistências à compressão de paredes e prismas de alvenaria cerâmica estrutural não armada submetidos a esforços verticais e a verificação da validade do uso de prismas como meio de determinação de tensões de cálculo e de controle de qualidade da alvenaria. Muller [7] analisou os resultados obtidos em ensaios de compressão de corpos de prova de alvenaria, utilizando um traço padrão para a argamassa, encontrando para paredes de alvenaria um módulo de elasticidade (E) médio de 3,326 GPa.

Em 1995, Saneinejad e Hobbs [8] elaboraram um método baseado em diagonais equivalentes para analisar pórticos de aço ou de concreto armado com painéis de alvenaria submetidos a um estado plano de tensões. Neste método, o material empregado na alvenaria trabalha no regime elastoplástico. Saneinejad e Hobbs [8] apresentam alguns resultados variando a relação largura/altura do painel

de alvenaria, a resistência e rigidez de vigas e colunas. Apresenta também um estudo com este modelo de diagonal equivalente submetido a combinações de cargas de serviço, incluindo carregamento lateral induzido pelo vento, além da contribuição diferencial destes painéis de alvenaria quando as estruturas são dimensionadas para abalos sísmicos.

Em 1997, Lee [9] estuda diferentes técnicas de homogeneização, utilizando o método dos elementos finitos para discretizar cada bloco de alvenaria e a argamassa individualmente, com o objetivo de representar o comportamento dos painéis de alvenaria sujeitos a cargas laterais.

Em 1997, Gambarotta [10] avaliou o comportamento de painéis de alvenaria submetidos ao estado de tensões cisalhantes gerado por abalos sísmicos, elaborando modelos em elementos finitos tridimensionais representativos, considerando cada componente da alvenaria, bloco cerâmico, argamassa e suas interfaces.

Em 1997, Mehrabi [11] elaborou estudos experimentais e analíticos para investigar o desempenho de painéis de alvenaria submetidos a carregamentos laterais. Mehrabi [11] mostrou que os modelos de elementos finitos são capazes de simular os mecanismos de falha exibidos pelos pórticos, incluindo o esmagamento dos blocos de concreto e o deslizamento e a separação da argamassa. Mehrabi [11] observou que a força lateral obtida através dos modelos numéricos foi compatível com os resultados obtidos em testes experimentais.

Em 1999, Chaker [12] realizou um estudo que comprova e quantifica os efeitos de enrijecimento de pórticos com painéis de vedação em alvenaria de tijolos cerâmicos e destaca um sensível acréscimo nas características de rigidez e vibração para pequenas deformações sob cargas de serviço. Chaker [12] utilizou dois modelos experimentais de edifícios de três pavimentos constituídos de pórticos típicos de concreto armado, sendo apenas um deles composto com painéis de alvenaria de tijolos cerâmicos. Por meio das medições experimentais em vibração livre comprova que a edificação aporticada com painéis de vedação em alvenaria de tijolos cerâmicos apresenta acentuada diminuição no período fundamental em relação ao modelo aporticado sem painéis de alvenaria. Esses modelos físicos testados em laboratório demonstraram que a rigidez lateral pode aumentar em sete vezes na edificação com paredes em relação àquela com pórticos vazios (Chaker apud Moreira [20], 2002).

Em 2002, Peleteiro [13], em sua tese de doutorado, apresenta ferramentas computacionais para a análise de alvenaria estrutural submetida à compressão, elaborando um estudo comparativo sobre recursos de modelagem numérica, linear e não linear, disponíveis em programas computacionais baseados no método dos elementos finitos. Em uma de suas análises, Peleteiro [13] investiga uma parede de alvenaria de 1,97 m de comprimento por 1,106 m submetida a uma força horizontal uniformemente distribuída ao longo do topo da parede e compara os resultados numéricos aos teóricos, através das equações de Pande *et al.* apud Peleteiro [13] (2002), conforme Tabela 1.

Tabela 1 - Comparação entre modelo teórico e numérico das propriedades ortotrópicas da parede de alvenaria [13]

Propriedades	Pande <i>et al.</i>	Numérico
E_x	12,32 GPa	12,69 GPa
E_y	8,16 GPa	7,89 GPa
ν_{xy}	0,113	0,128
G_{xy}	3,16 GPa	3,36 GPa

Em 2003, Asteris [14] realizou um estudo paramétrico para investigar a influência de aberturas em painéis de alvenaria submetidos à cargas laterais na redução de suas rigidezes, utilizando técnicas de elementos finitos. A Figura 1 mostra o fator de redução da rigidez em relação à porcentagem de abertura em painéis de alvenaria. Em suas análises, Asteris [14] utilizou para o concreto módulo de elasticidade (E) de 29 GPa e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,20 e para a alvenaria, módulo de elasticidade (E) de 4,5 GPa e coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,19. A Figura 1 mostra, graficamente, a redução da rigidez em função da posição de aberturas nas alvenarias obtida por Asteris [14].

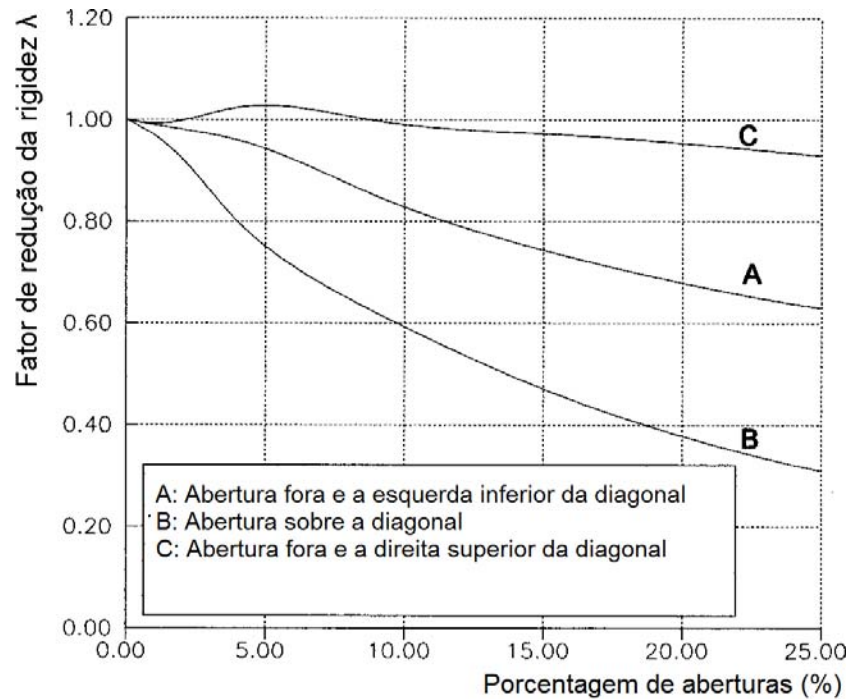


Figura 1 - Fator de redução da rigidez da alvenaria em relação à porcentagem de aberturas nas alvenarias [14].

Em 2010, Bastos *et al.* [15] realizaram ensaios estáticos de flexão e de emissão de ondas ultrassônicas em corpos de prova em forma de placas, simulando modelos de alvenaria. Em um de seus modelos experimentais, utilizando argamassa industrial e bloco cerâmico poroso, encontrou um valor médio aproximado para o módulo de elasticidade (E) igual a 1,95 GPa.

Motivação e objetivos

Atualmente, a construção civil nas grandes cidades do Brasil tem apresentado edifícios residenciais e comerciais cada vez mais altos e esbeltos, fruto de uma condição econômica favorável e do avanço tecnológico dos materiais e processos construtivos. Esta tendência arquitetônica tem conduzido o projeto dessas edificações a soluções compostas por sistemas estruturais flexíveis, resultando em edifícios esbeltos e com valores de frequências naturais muito baixas e, conseqüentemente, mais suscetíveis a problemas de vibrações excessivas, abertura de fissuras indesejáveis e, em casos mais graves, fadiga e colapso da estrutura.

Considerando-se os níveis de esbeltez apresentados mais recentemente, estes edifícios necessitam ter o seu comportamento dinâmico linear e não linear investigado, de forma que sejam garantidos o conforto e a segurança dos usuários. Por outro lado, a ação do vento passa a ter uma importância bastante relevante na medida em que as edificações deixam de ser mais baixas e pesadas, por tanto rígidas, e passam a ser muito esbeltas.

Assim sendo, o objetivo deste trabalho de pesquisa é o de investigar o comportamento estático e dinâmico (linear e não linear geométrico) de edifícios esbeltos em aço e mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento. Este estudo aborda o desenvolvimento de modelos numéricos tridimensionais apropriados, com base na utilização do programa Ansys [16], para analisar a resposta dinâmica de um edifício de vinte pavimentos [17], composto por vigas e colunas de aço e lajes de concreto armado, formando um sistema estrutural misto com interação total. A modelagem das rajadas de vento é realizada de forma simplificada por meio de pulsos triangulares consecutivos e através de funções harmônicas senoidais.

Estrutura da dissertação

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

No primeiro capítulo são apresentadas as normas e recomendações de projeto propostas por normas brasileiras no que tange a edifícios em estrutura mista submetidos a ação do vento.

No capítulo dois são apresentados os modelos matemáticos do carregamento devido ao vento por meio de pulsos triangulares consecutivos e função harmônica senoidal.

No capítulo três é apresentado o modelo estrutural investigado no presente estudo, apresentando suas características físicas e geométricas. Este capítulo também apresenta a descrição do carregamento, o qual está submetido o sistema estrutural.

No capítulo quatro é abordada a modelagem em elementos finitos do sistema estrutural investigado neste estudo, apresentando as propriedades dos elementos

utilizados. Também são apresentadas as modelagens das alvenarias e do amortecimento estrutural.

O capítulo cinco aborda as análises de vibração livre da edificação investigada. São apresentadas as frequências naturais e os modos de vibração da estrutura.

No capítulo seis são apresentadas as análises numéricas lineares e não lineares para se avaliar o comportamento estático e dinâmico da estrutura descrita no capítulo três.

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

1 NORMAS E RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

1.1 Generalidades

O presente capítulo apresenta as normas e recomendações de projeto para edificações submetidas às ações do vento. São apresentados o modelo contínuo simplificado e o discreto, de acordo com as prescrições da norma brasileira NBR 6123 [3].

1.2 Recomendações da norma NBR 6123 [3]

A norma brasileira de vento NBR 6123 [3] estabelece a velocidade básica do vento em função da localização da construção da edificação dentro do território brasileiro. A velocidade básica do vento (V_0) é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média em 50 anos, acima do terreno, em campo aberto e plano. A Figura 2 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica do vento no Brasil.

Para o cálculo da velocidade característica do vento (V_k) é necessária a determinação dos seguintes fatores: fator topográfico S_1 , fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno S_2 e fator estatístico S_3 . Os valores destes fatores são encontrados no Anexo A. Então, a velocidade característica do vento é dada pela expressão.

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (1)$$

A velocidade característica do vento (V_k) permite determinar a pressão dinâmica pela seguinte equação, onde q é dada em N/m^2 e V_k em m/s .

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

A componente da força global na direção do vento é obtida pela equação a seguir, onde C_a representa o coeficiente de arrasto, q é a pressão dinâmica e A é a área frontal efetiva da estrutura sujeita à ação do vento.

$$F = C_a q A \quad (3)$$

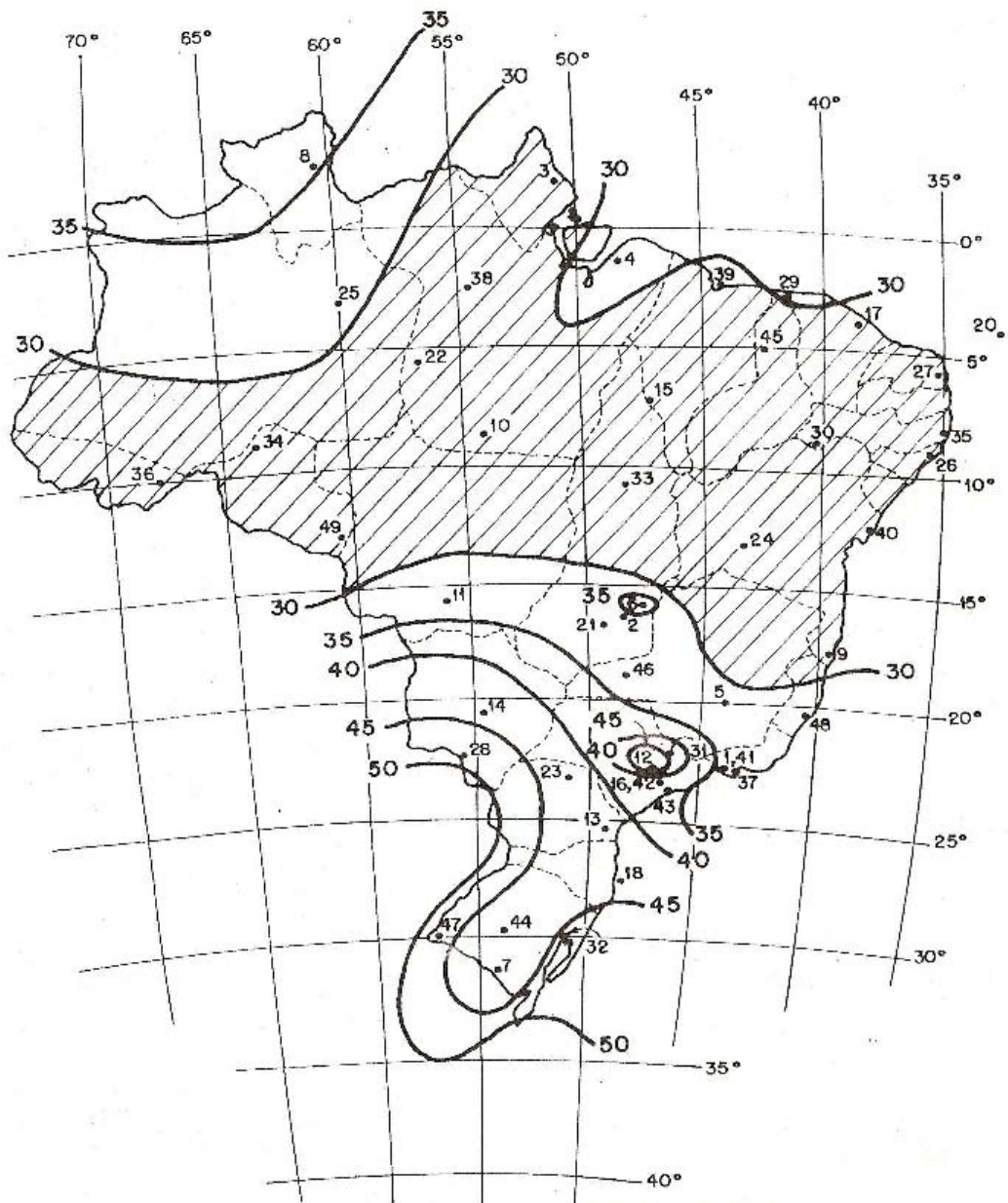


Figura 2 - Isopletas de velocidade básica [3].

1.3 Ação do vento em estruturas

A norma NBR 8800 [18] recomenda que para as estruturas onde a ação do vento possa produzir efeitos estáticos e dinâmicos significativos, se faz necessária a realização de um estudo para avaliar tais efeitos em estruturas com nós deslocáveis cuja altura seja maior que quatro vezes a largura ou numa determinada direção onde o número de filas de pilares seja inferior a quatro.

O vento é produzido por diferenças de pressão e do deslocamento de massas de ar na atmosfera. As diferenças de pressão podem causar movimentos que variam de brisas a intensos tornados. A ação do vento é composta por uma parcela constante (velocidade média) e por uma parcela flutuante (rajadas), cuja velocidade varia em torno da velocidade média [3]. Por sua vez, as rajadas de vento ocorrem numa sequência aleatória de frequências e intensidades. Pequenos turbilhões, cuja ação é localizada e desordenada, dão origem a rajadas mais violentas, que podem gerar forças de dois tipos: forças com componentes de altas frequências e baixa intensidade; e forças contendo componentes de baixas frequências e alta intensidade [2].

No que diz respeito ao vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 min ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados a seguir como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, aqui designadas como resposta flutuante [3].

Nas edificações cujo período fundamental (T_1) é igual ou inferior a 1s, a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator relacionado com a rugosidade do terreno. Entretanto, edificações cujo período fundamental é superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio. A resposta dinâmica total, de uma estrutura submetida às cargas de vento, é igual à superposição das respostas média e flutuante da estrutura [3].

Para a avaliação do comportamento estrutural de uma edificação submetida à ação do vento, a norma brasileira de vento NBR 6123 [3] recomenda dois modelos para calcular os picos de rajadas: modelo contínuo simplificado e o modelo discreto. Este trabalho de pesquisa utiliza o modelo contínuo simplificado para se determinar a ação do vento (picos de rajada), ao longo da altura da edificação.

1.4 Modelo contínuo simplificado de acordo com a NBR 6123 [3]

Segundo a norma NBR 6123 [3], o modelo contínuo simplificado pode ser adotado para edifícios cuja seção seja constante e que a distribuição de massa da estrutura seja aproximadamente uniforme. Estas edificações também devem ser apoiadas exclusivamente na base e tenham altura inferior a 150 m. Apenas o modo fundamental contribui para a resposta dinâmica da estrutura, o que conduz, em geral, a erros inferiores a 10% no que diz respeito à resposta dinâmica do modelo investigado.

A NBR 6123 [3] estabelece para cada tipo de estrutura parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos: período fundamental, T_1 , razão de amortecimento crítico, ζ , e o parâmetro γ , contidos na Tabela 3. A estrutura investigada neste trabalho diz respeito a um edifício misto (aço-concreto), com estrutura de aço soldada.

O período fundamental teórico do edifício é dado pela expressão a seguir, onde h corresponde à altura da edificação em metros.

$$T_1 = 0,29 \sqrt{h} - 0,4 \quad (4)$$

A variação da pressão dinâmica em função da altura é dada pela equação a seguir, onde o primeiro termo entre colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante.

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_{ref}} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{(1+2\gamma)}{(1+\gamma+p)} \xi \right] \quad (5)$$

Onde o valor do termo z_{ref} é igual a 10 m, já o expoente p e o coeficiente b dependem da categoria de rugosidade do terreno. O coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , é apresentado no documento da NBR 6123 [3] na forma de gráficos como sendo função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico, ζ , e da frequência, f , a qual é obtida através da relação adimensional entre a velocidade de projeto e o produto entre a frequência e a variável L ($L = 1800$): $\bar{V}_p / f L$. A Tabela 2 apresenta os valores do expoente p e do coeficiente b em função da categoria de rugosidade do terreno.

Tabela 2 - Parâmetros p e b da NBR 6123 [3]

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

A pressão dinâmica do vento \bar{q}_0 , expressa em N/m^2 , é dada por:

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (6)$$

A velocidade de projeto, \bar{V}_p , em m/s, que corresponde à velocidade média em 10 min a 10 m de altura do solo, é expressa pela equação:

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (7)$$

Onde V_0 representa a velocidade básica do vento, que depende do local onde a estrutura foi construída, S_1 corresponde ao fator topográfico e S_3 relaciona-se ao fator estatístico. A força estática equivalente do vento, dada por unidade de altura da edificação, é calculada pela Equação (8).

$$F(z) = q(z) C_a L_1 \quad (8)$$

Onde C_a corresponde à média dos coeficientes de arrasto para ventos de alta e baixa turbulência, obtidos através dos gráficos da norma NBR 6123 [3] e L_1 corresponde à largura da edificação perpendicular à ação do vento. 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 [3] é que se faça uma média entre os dois valores.

Tabela 3 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos [3]

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
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	-

1.5 Modelo discreto conforme a NBR 6123 [3]

Para os casos em que as edificações apresentam variações em sua geometria em relação a sua altura, a norma NBR 6123 [3] determina que a estrutura seja representada por meio de um modelo discreto, conforme esquema da Figura 3

Na Figura 3, as incógnitas x_i , A_i , m_i , C_{ai} e z_i correspondem, respectivamente, ao deslocamento, à área de influência, à massa discreta, o coeficiente de arrasto e à altura da coordenada i . A altura de referência Z_{ref} é igual a 10 m e n corresponde ao número de graus de liberdade ($i = 1, 2, 3, \dots, n$) e no caso de estruturas verticais com um plano de simetria, é igual ao número de divisões da estrutura.

Na maioria dos casos, adotando-se um valor de $n = 10$ para o modelo discreto é o suficiente para se obter um nível de precisão adequado. Faz-se necessário um valor maior para n quando a edificação apresenta variações importantes em suas características.

Uma vez definido o modelo da estrutura, devem ser determinada a frequência natural f_j e o modo de vibração X_j , para $j = 1, 2, \dots, r$ e $r < n$. Adota-se, usualmente, $r = 1$, obtendo-se resultados satisfatórios. Porém para os casos de estruturas muito esbeltas ou com grande variação de rigidez, deve-se avaliar a contribuição de mais modos de vibração até que as forças equivalentes associadas ao último modo ($j = r$) sejam desprezíveis.

Os parâmetros da norma para a determinação dos efeitos dinâmicos da estrutura podem ser obtidos na Tabela 3.

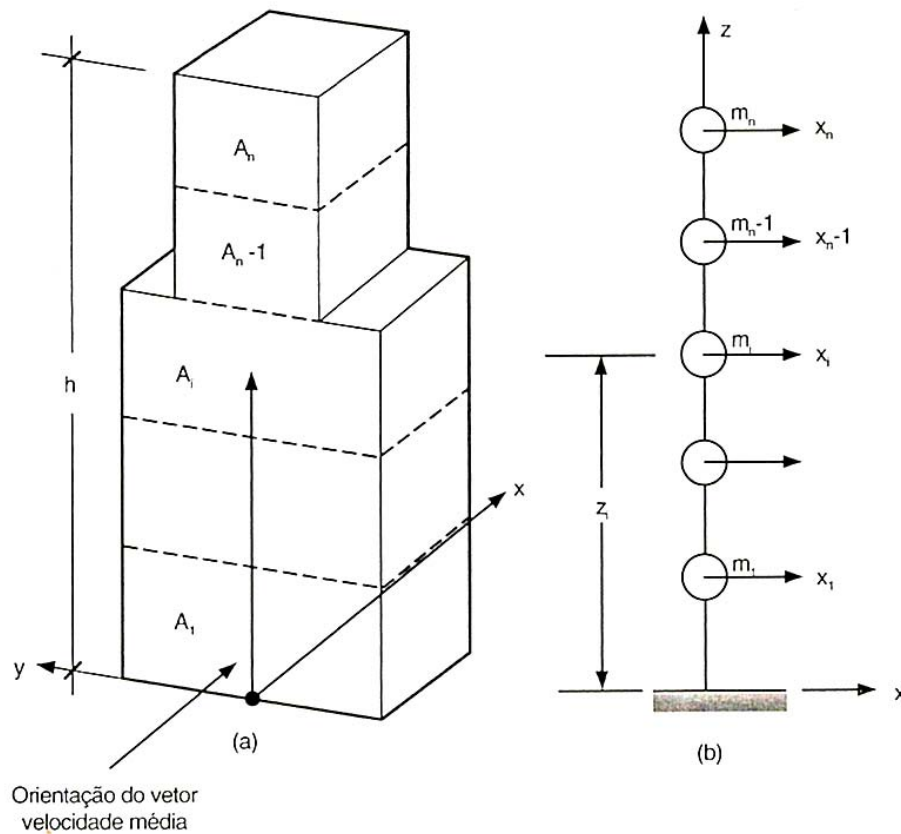


Figura 3 - Esquema para modelo dinâmico discreto [3]

A força total X_i devida ao vento na direção da coordenada i associada a cada modo de vibração é dada pela Equação (9), onde a força média \bar{X}_i é dada pela Equação (10) e as constantes encontram-se na Tabela 2.

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (9)$$

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{Z_i}{Z_r} \right)^{2p} \quad (10)$$

A componente flutuante \hat{X}_i é dada pela Equação (11), onde a componente ψ_i é dado pela Equação (12).

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i X_i \quad (11)$$

$$\psi_i = \frac{m_i}{m_0} \quad (12)$$

A variável F_H da componente flutuante \hat{X}_i é dada pela Equação (13) e a componente β_i é dada pela Equação (14).

$$F_H = \bar{q}_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \lambda \quad (13)$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left(\frac{Z_i}{Z_r} \right)^p \quad (14)$$

Nas Equações (12), (13) e (14), m_0 e A_0 representam uma massa e uma área arbitrárias de referência, respectivamente e λ é o coeficiente de amplificação dinâmica em função da categoria do terreno.

Para se obter o efeito combinado das contribuições modais deve-se utilizar o critério da raiz quadrada da soma dos quadrados, conforme a Equação (15). Pode-se atribuir a Q_j qualquer variável estática (força, momento fletor, tensão etc.), ou variável geométrica (deformação, deslocamento, rotação), correspondente ao modo j para obter a superposição dos efeitos. A Equação (15) é aplicável quando as frequências naturais f_j estão razoavelmente espaçadas, ou seja, quando não há frequências muito próximas.

$$\hat{Q} = \left[\sum_{j=1}^r \hat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (15)$$

Neste capítulo foram apresentadas as recomendações da NBR 6123 [3] para a determinação dos efeitos estáticos e dinâmicos devida à ação do vento em edificações.

No capítulo dois, serão apresentados os modelos de carregamento dinâmico adotados no presente estudo, considerando as características apresentadas neste capítulo.

2 MODELOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

2.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados os modelos de carregamento dinâmico que descrevem simplificada e as rajadas de vento utilizados para avaliar a resposta dinâmica de um edifício em estrutura mista (aço-concreto).

Nesta investigação, as rajadas de vento são idealizadas de duas formas: a primeira considerando pulsos triangulares consecutivos e a segunda, por uma função harmônica senoidal. De acordo com as características da estrutura investigada, a norma NBR 6123 [3] recomenda o modelo contínuo simplificado para a determinação dos efeitos dinâmicos do vento.

2.2 Pulsos triangulares

Uma forma simplificada de modelar as rajadas de vento é utilizando pulsos triangulares consecutivos, onde cada pulso possui um pico de força F_0 que cessa com um determinado instante de tempo, ou seja, possui inicialmente um valor máximo que decresce até zero ao final do pulso, como ilustrado na Figura 4 [19]. Ngo e Mendis [19] utilizaram a função triangular para representar a força devido a explosões e a fortes correntes de ar atuando sobre modelos estruturais de edifícios.

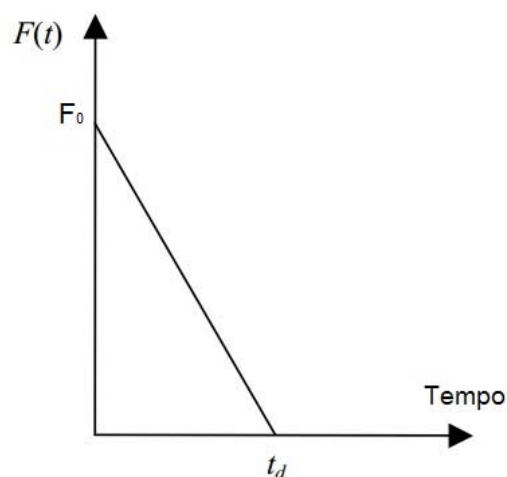


Figura 4 - Modelo de pulso triangular [19]

Segundo Rausch apud Blessmann [4], o período de tempo de duração do pulso (t_d) é igual a 1s e o intervalo de tempo entre pulsos Δt é considerado igual a três vezes o período fundamental da estrutura. Deste modo, a força dinâmica proposta possui um comportamento linear, cujo valor máximo ocorre no início do pulso e decresce linearmente até o valor nulo no final do pulso. Então, a função que descreve o pulso triangular para a simulação da rajada de vento é dada pela expressão:

$$F(t) = F_0 \left(1 - \frac{t}{t_d} \right) \quad (16)$$

Nesta investigação, é adotado para período de tempo de duração do pulso (t_d) como sendo igual a 1 s (Rausch apud Blessmann [4]). Para o intervalo entre pulsos (Δt), são adotados dois valores: 5,868 s e 4,8 s, que correspondem, respectivamente, a três vezes o valor do período teórico da estrutura obtido pela norma NBR 6123 [3] e a três vezes o valor do período numérico. Assim sendo, é proposto um modelo simplificado utilizando pulsos triangulares consecutivos para descrever a ação de vento, conforme ilustrado na Figura 5.

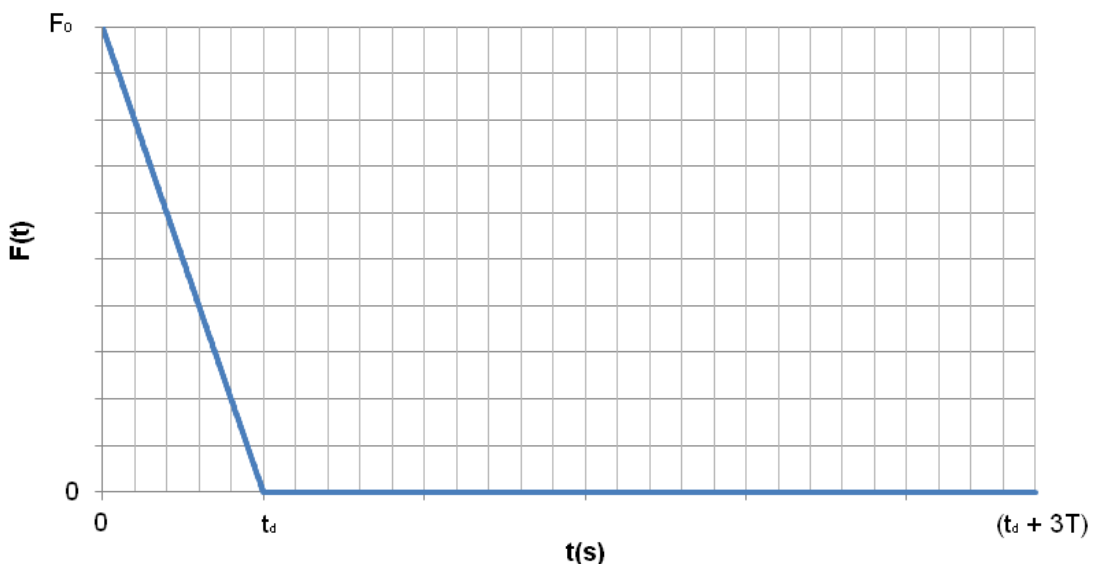


Figura 5 - Modelo de carregamento do vento (pulso triangular).

2.3 Cargas harmônicas senoidais

Outra forma simplificada de simular as rajadas de vento é utilizando uma função harmônica senoidal. A força devida à ação do vento é composta pela componente F_0 , que corresponde à amplitude máxima da força estática em relação a altura e dada pela Equação (8), multiplicada pelo seno da frequência da estrutura investigada. Assim, a força do vento em relação ao tempo é dada pela Equação (17).

$$F(t) = F_0 \text{sen}(\omega t) \quad (17)$$

Para descrever a ação do vento por meio de carga harmônica senoidal, foi considerada neste estudo a frequência estrutural ω como sendo a frequência fundamental da estrutura obtida em análise de vibração livre. Assim sendo, o modelo matemático que simula o carregamento do vento através da função harmônica senoidal é descrito pela Figura 6, onde T representa o período da função.

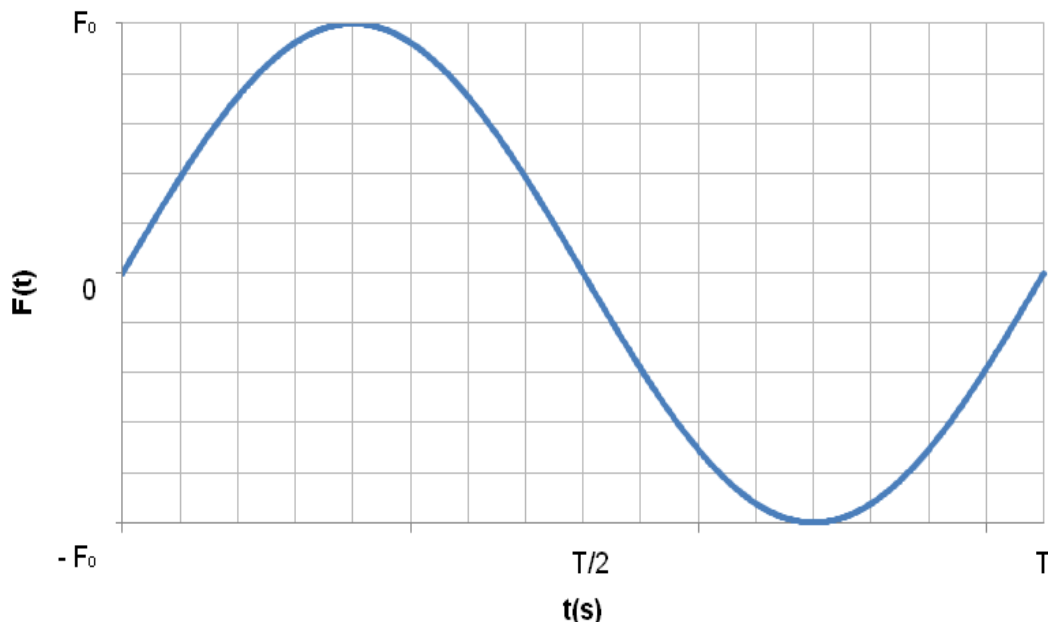


Figura 6 - Modelo de carregamento do vento (carga harmônica senoidal).

Neste capítulo foram abordados os modelo de carregamento dinâmico que descrevem de forma simplificada as rajadas de vento que atuam sobre as estrutura.

No capítulo três, serão apresentadas todas as características referentes ao projeto estrutural de um edifício de 20 pavimentos em estrutura mista (aço-concreto), o qual terá seu comportamento estrutural investigado neste estudo.

3 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

3.1 Generalidades

O presente capítulo aborda as características referentes ao projeto estrutural de um edifício em estrutura mista (aço-concreto) composta por perfis em aço e lajes em concreto armado. São apresentadas as informações relativas à geometria da estrutura, propriedades dos perfis metálicos e as características físicas dos materiais empregados. Por ser uma estrutura leve e esbelta, a estrutura em questão está suscetível a ação de forças externas, como o vento.

3.2 Modelo estrutural do edifício

O modelo estrutural do edifício investigado corresponde a uma adaptação de uma das estruturas idealizadas por Assis [17]. A estrutura mista é composta por 20 pavimentos, cada um com pé-direito de 3,30 m, altura total de 66 m ($h = 66$ m) e dimensões em planta de 30 m x 20 m, conforme mostrado na Figura 7. A Figura 8 apresenta os painéis treliçados que compõem o núcleo central do edifício, contribuindo para o enrijecimento da estrutura.

A estrutura apresenta lajes em concreto armado com espessura de 15 cm, vigas, colunas e diagonais compostas por perfis laminados padrão europeu. A estrutura também apresenta um núcleo central que assegura a estabilidade lateral do edifício, composto por barras inclinadas entre dois níveis de andares. A Tabela 4 apresenta os perfis metálicos que compõem o edifício por tipo de elemento estrutural. As características físicas e geométricas dos perfis metálicos utilizados na modelagem do sistema estrutural são apresentadas no Anexo B.

Em 2001, Assis [17] em sua dissertação de mestrado, desenvolveu um programa computacional para análise elástica em teoria de 1ª ordem de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com estrutura metálica. Assis [17] propôs alguns modelos estruturais para avaliar os resultados obtidos em análises realizadas com seu programa computacional e compará-los aos obtidos em outro programa largamente utilizado por engenheiros calculistas.

Tabela 4 - Perfis laminados padrão europeu do edifício [17]

Elementos estruturais	Perfil de aço
Colunas (1º ao 10º andar)	HE450B
Colunas (11º ao 20º andar)	HE450A
Vigas	IPE550V
Diagonais	HE260M

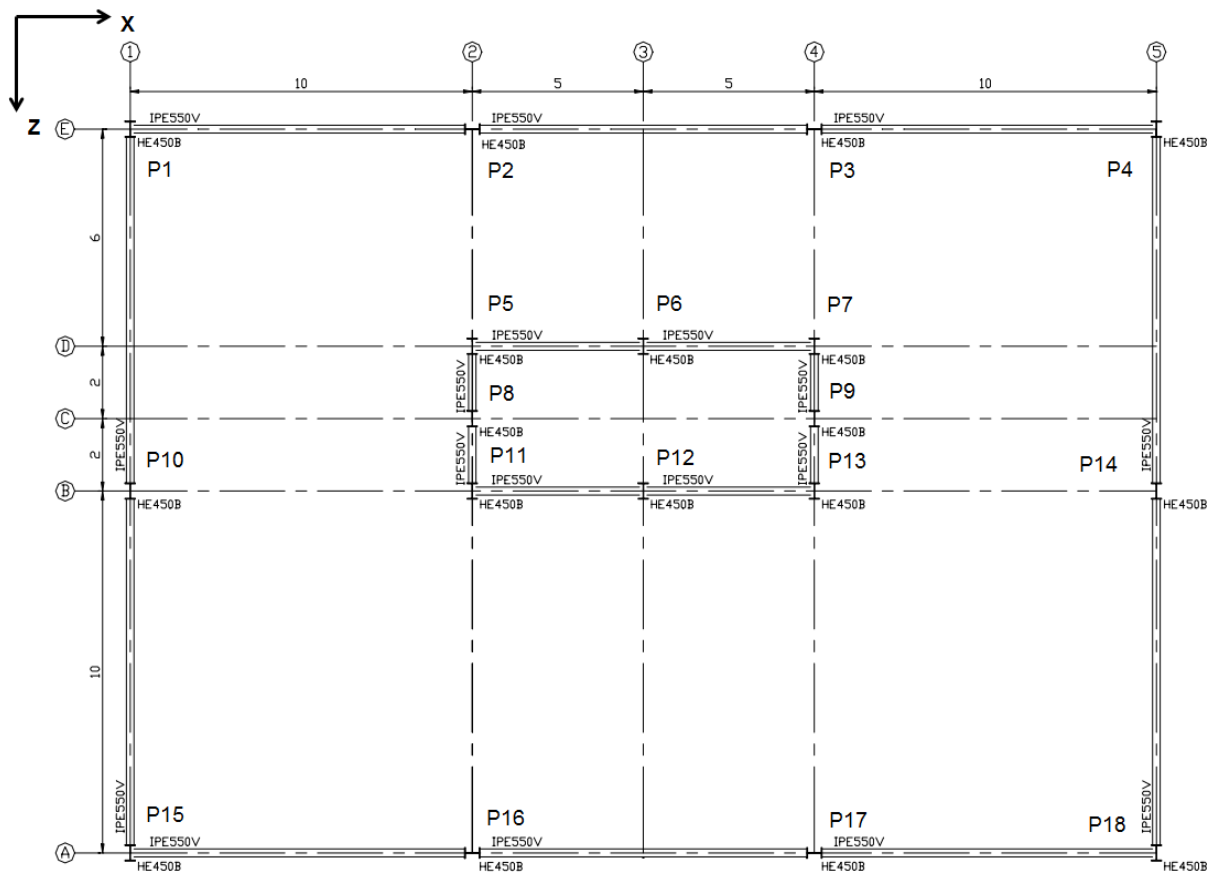


Figura 7 - Planta baixa do modelo estrutural [17].

Quanto às características físicas dos materiais: o concreto possui resistência característica à compressão (f_{ck}) igual a 30 MPa, módulo de elasticidade longitudinal secante (E_c) de 30 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e densidade (γ_c) de 25 kN/m³, o aço tem resistência característica de escoamento (f_y) de 250 MPa, módulo de elasticidade (E_s) de 205 GPa, coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,3 e densidade (γ_s) de 78,5 kN/m³.

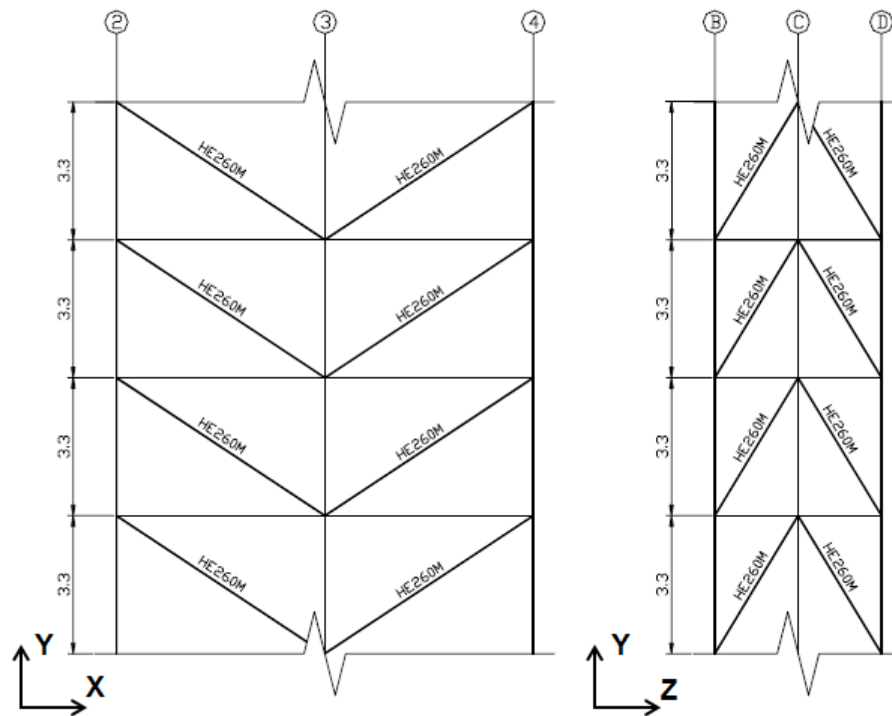


Figura 8 - Painéis treliçados do edifício [17].

3.3 Descrição do carregamento

Para a modelagem da ação do vento sobre a estrutura foram adotados os seguintes parâmetros de projeto, seguindo as recomendações da norma brasileira NBR 6123 [3]. As cargas devido ao vento são aplicadas na estrutura utilizando-se o conceito básico de carregamento equivalente.

Velocidade básica do vento: $V_0 = 35$ m/s.

Fator topográfico: $S_1 = 1,0$.

Categoria do terreno: $S_2 =$ Categoria II, Classe B ($b = 1,0$ e $p = 0,15$).

Fator estatístico: $S_3 = 1,0$.

Altura do edifício: $h = 66$ m.

Razão de amortecimento crítico: $\zeta = 0,01$.

Parâmetro da norma: $\gamma = 1,2$.

Coefficiente de amplificação dinâmica: $\xi = 1,30$.

Coefficiente de arrasto: $C_a = 1,20$.

Deste modo, a pressão dinâmica do vento pode ser determinada em qualquer ponto da face do edifício ao longo de sua altura de acordo com a expressão:

$$q(z) = 357,52 \left[\left(\frac{z}{10} \right)^{0,30} + 2,496 \left(\frac{z}{66} \right)^{1,2} \right] \quad (18)$$

Considerando a Equação (18) e os dados de projetos adotados, pode se determinar a força estática devida à ação do vento em função da altura do edifício, conforme a Equação (19). Esta força estática corresponde a amplitude máxima (F_0) para o carregamento dinâmico ao longo da altura da estrutura.

$$F(z) = 12870,7 \left[\left(\frac{z}{10} \right)^{0,30} + 2,496 \left(\frac{z}{66} \right)^{1,2} \right] \quad (19)$$

3.3.1 Cargas estáticas

Para o carregamento estático, foram adotados o peso próprio da estrutura, o peso do revestimento, a sobrecarga acidental e a carga devida ao vento. Considerando o conceito básico de carregamento nodal equivalente e aplicando-se a Equação (19), são obtidas as resultantes da carga de vento sobre a estrutura. As Tabelas 5 e 6 apresentam os dados referentes às resultantes do vento por pavimento, de acordo com as recomendações da norma NBR 6123 [3].

Tabela 5 - Carga estática equivalente por pavimento

Pavimento	Pórticos 1, 5, A e E (kN)	Pórticos 2, 4 e B (kN)
1	5,561	11,122
2	7,364	14,728
3	8,871	17,742
4	10,255	20,510
5	11,574	23,148
6	12,855	25,711
7	14,113	28,227
8	15,357	30,713
9	16,591	33,181
10	17,819	35,639

Tabela 6 - Carga estática equivalente por pavimento

Pavimento	Pórticos 1, 5, A e E (kN)	Pórticos 2, 4 e B (kN)
11	19,045	38,090
12	20,27	40,539
13	21,495	42,989
14	22,721	45,442
15	23,95	47,899
16	25,181	50,361
17	26,415	52,830
18	27,653	55,305
19	28,894	57,788
20	15,07	30,139

3.3.2 Cargas dinâmicas

Neste item, são apresentadas as cargas dinâmicas devido à ação do vento, descritas no capítulo dois. A força dinâmica do vento é aplicada nas faces do edifício na forma de rajadas, simuladas por modelos matemáticos, através de pulsos triangulares consecutivos e carga harmônica senoidal, conforme as Equações (16) e (17), respectivamente.

Para as análises numéricas considera-se que o tempo de amostragem da carga de vento é de aproximadamente 35 s e que o incremento de tempo de 2×10^{-3} s (0,002 s).

3.3.2.1 Pulsos triangulares

A primeira modelagem da carga dinâmica do vento é através de pulsos triangulares. A função que descreve o pulso triangular apresenta um valor máximo (F_0) que representa a amplitude máxima da carga estática devida ao vento, apresentada nas Tabelas 5 e 6, decrescendo linearmente até o valor nulo durante o tempo do pulso (t_d) igual a 1 s e permanecendo nulo pelo tempo correspondente a três vezes o período da estrutura adotado até o próximo pulso. A Equação (16) apresenta a função que descreve um pulso triangular da rajada de vento.

Para o período teórico da estrutura de 1,956 s ($T_0 = 1,956$ s) são considerados cinco pulsos triangulares consecutivos com duração total de 34,34 s. Considerando o período numérico da estrutura de 1,6 s ($T_0 = 1,6$ s), são adotados seis pulsos triangulares consecutivos e tempo total de 34,8 s.

A Figura 9 apresenta o gráfico da função que representa o carregamento do vento por meio de pulsos triangulares consecutivos aplicado no topo do edifício ($h = 66$ m), considerando o período teórico da estrutura de 1,956 s ($T_0 = 1,956$ s).

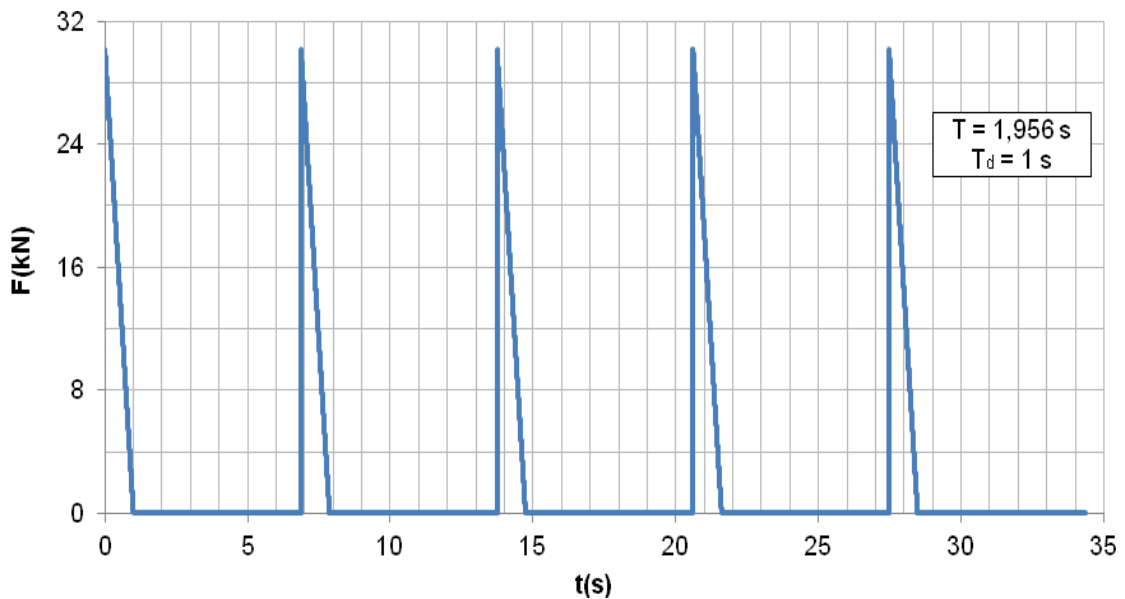


Figura 9 - Carregamento do vento no topo do edifício (pulsos triangulares consecutivos, período teórico $T_0 = 1,956$ s).

Em seguida, é apresentado mais um exemplo da carga dinâmica do vento modelada através de pulsos triangulares consecutivos. A Figura 10 mostra o gráfico do carregamento dinâmico do vento considerando o período numérico da estrutura $T_0 = 1,6$ s e aplicado no topo do edifício ($h = 66$ m).

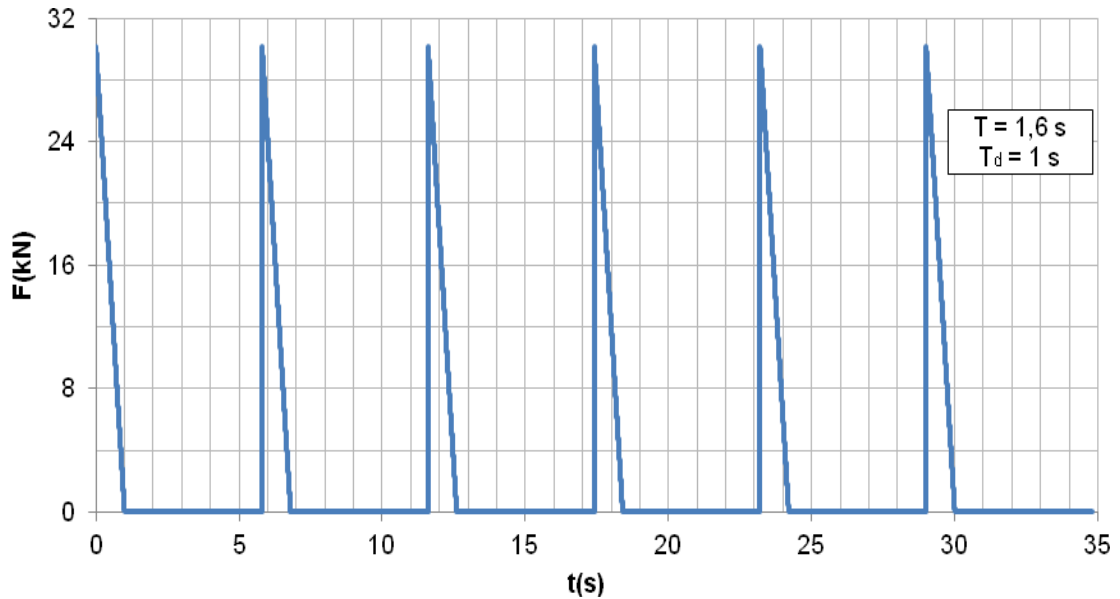


Figura 10 - Carregamento do vento no topo do edifício (pulsos triangulares consecutivos, período numérico $T = 1,6 \text{ s}$).

3.3.2.2 Carga harmônica senoidal

A segunda modelagem da carga dinâmica devida ao vento abordada neste estudo é através da utilização de uma função harmônica senoidal. A função que descreve este carregamento apresenta amplitude máxima (F_0) que corresponde ao valor da carga estática em função da altura da estrutura, apresentada nas Tabelas 5 e 6, e varia em relação ao seno no domínio do tempo. Para este modelo de carregamento foi adotado um tempo total de amostragem de 35 s.

Nas análises numéricas realizadas neste estudo, foram considerados para a frequência circular ω , referente à Equação (17), os valores de $0,5 \omega_{01}$, $1,0 \omega_{01}$ e $2,0 \omega_{01}$, onde ω_{01} representa a frequência circular da estrutura, dada em rad/s. O valor de $0,5 \omega_{01}$ referente à frequência circular da Equação (17) representa as cargas dinâmicas de baixas frequências que atuam sobre a estrutura. O valor de $1,0 \omega_{01}$ corresponde a uma situação crítica de projeto, onde a frequência da excitação é igual à frequência da estrutura, em outras palavras, ocorre o fenômeno de ressonância da estrutura. Finalmente, o valor de $2,0 \omega_{01}$ representa as cargas dinâmicas de frequência mais elevadas que a da própria estrutura.

Para as análises numéricas considerando o modelo matemático de carga harmônica senoidal, foi adotado o período numérico da estrutura de 1,6 s ($T = 1,6$ s), que corresponde à frequência circular de 3,925 rad/s ($\omega_{01} = 3,925$ rad/s).

Sendo assim, as funções que descrevem a carga harmônica senoidal oriunda da ação do vento são dadas pelas Equações (20), (21) e (22), considerando, respectivamente, $0,5 \omega_{01}$, $1,0 \omega_{01}$ e $2,0 \omega_{01}$. A Figura 11 apresenta um período das funções harmônicas senoidais descritas nas Equações (20), (21) e (22) e F_0 representa a amplitude máxima da carga estática devida ao vento e descrita nas Tabelas 5 e 6.

$$F(t) = F_0 \text{sen}(1,9625 t) \quad (20)$$

$$F(t) = F_0 \text{sen}(3,925 t) \quad (21)$$

$$F(t) = F_0 \text{sen}(7,85 t) \quad (22)$$

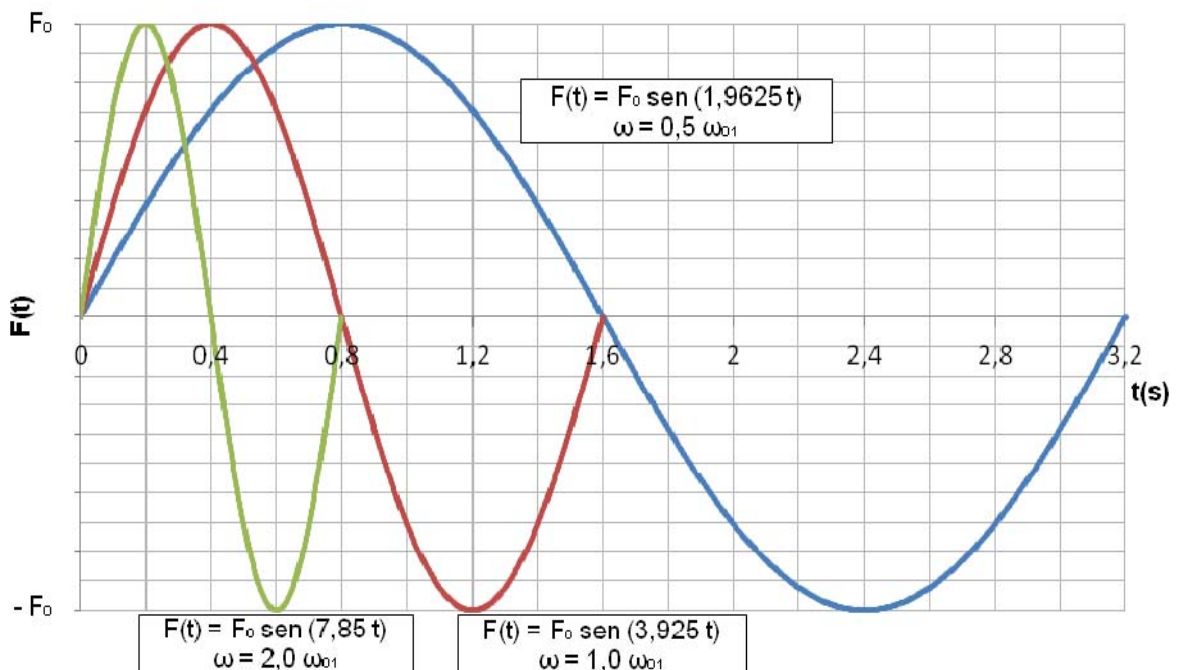


Figura 11 - Modelo de carregamento do vento por cargas harmônicas senoidais.

Considerando a Equação (20) e a Tabela 6, é obtido um exemplo da aplicação da carga dinâmica devida ao vento. A Figura 12 mostra o gráfico do carregamento dinâmico referente à carga harmônica senoidal aplicada no topo do edifício ($h = 66$ m) e a frequência da excitação ω igual a $0,5 \omega_{01}$.

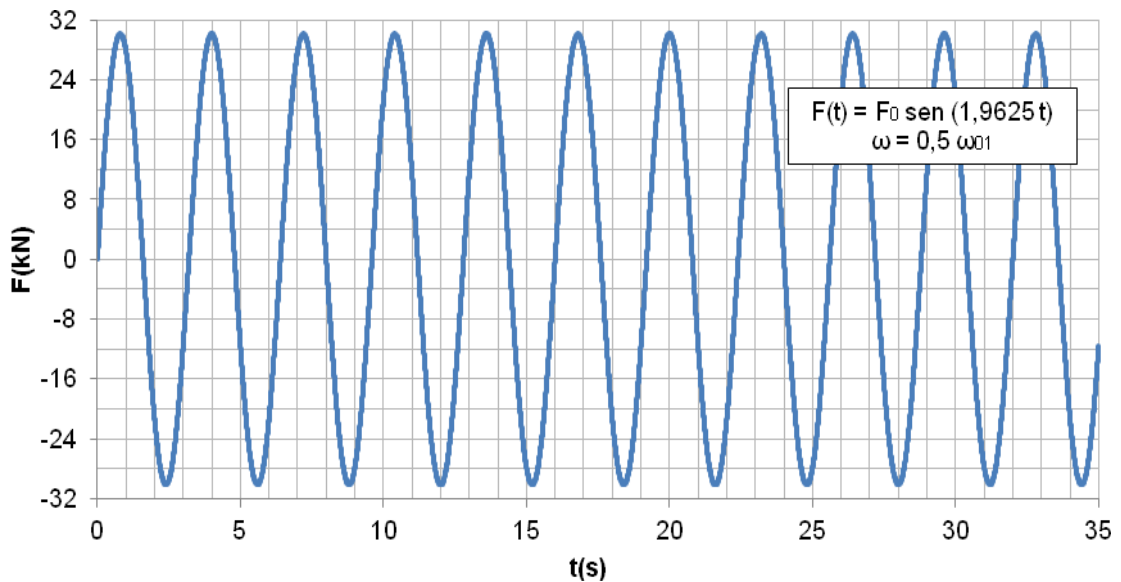


Figura 12 - Carregamento do vento no topo do edifício (carga harmônica senoidal, $0,5 \omega_{01}$).

A Figura 13 mostra o gráfico referente ao modelo de carregamento associado à Equação (21) e considerando a Tabela 6, aplicada no topo do edifício ($h = 66$ m) e considerando a frequência da excitação ω igual a $1,0 \omega_{01}$. Neste caso, considera que a frequência de excitação é igual à frequência fundamental da estrutura e como resultado, a mesma entrará em ressonância.

A Figura 14 ilustra o gráfico correspondente ao exemplo do carregamento devido ao vento associado à Equação (22) e considerando a Tabela 6, o qual é aplicado no topo da edificação ($h = 66$ m). Para este modelo matemático foi adotado a frequência de excitação ω igual a $2,0 \omega_{01}$.

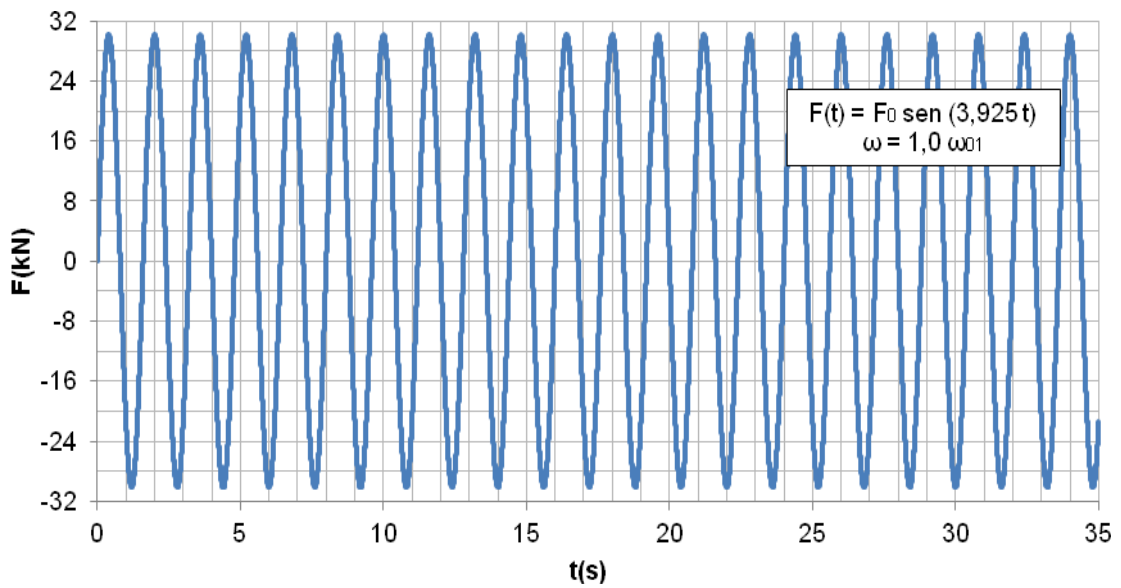


Figura 13 - Carregamento do vento no topo do edifício (carga harmônica senoidal, $1,0 \omega_{01}$).

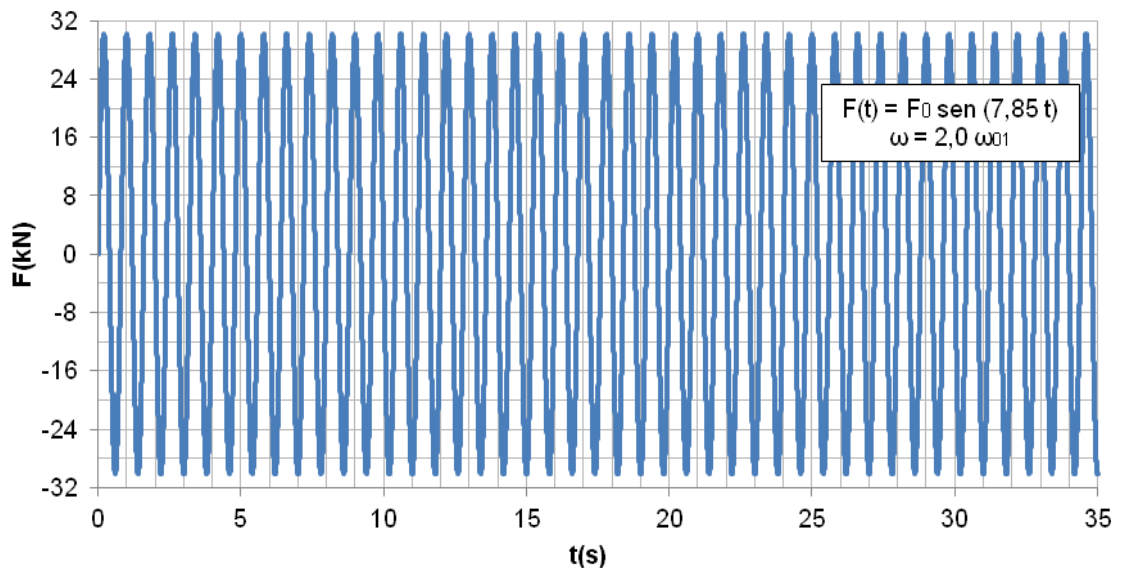


Figura 14 - Carregamento do vento no topo do edifício (carga harmônica senoidal, $2,0 \omega_{01}$).

As cargas dinâmicas geradas pela ação do vento, seja por pulsos triangulares consecutivos ou por carga harmônica senoidal, são aplicadas simultaneamente para cada um dos pavimentos obedecendo à Equação (19), que descreve a força em função da altura da estrutura, em duas faces ortogonais da edificação, separadamente.

Neste capítulo, foi descrito o modelo estrutural investigado no presente estudo, apresentando suas principais características e dos materiais empregados. Também foram descritos os carregamentos estático e dinâmico, os quais o sistema estrutural está submetido.

No capítulo quatro será apresentada a modelagem numérico-computacional do sistema estrutural investigado neste estudo, utilizando o método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional Ansys [16]. Os modelos numéricos são necessários para a avaliação das respostas estática e dinâmica do edifício.

4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo, será apresentado o processo de modelagem numérico-computacional do sistema estrutural abordado no capítulo três. Os modelos computacionais são necessários para a avaliação do comportamento estático e dinâmico do edifício de 20 pavimentos em estrutura mista (aço-concreto). São abordados: a discretização em elementos finitos do modelo estrutural, as simplificações, condições de contorno e a modelagem dos painéis de alvenaria.

4.2 Modelagem numérico-computacional

Os modelos numéricos são desenvolvidos empregando-se técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio da utilização do programa computacional Ansys [16]. Nos modelos computacionais elaborados, as colunas e as vigas de aço são simuladas por elementos tridimensionais BEAM44 [16], os quais consideram os efeitos de flexão e torção. A laje de concreto armado é simulada através de elementos finitos de casca SHELL63 [16]. As diagonais de contraventamento e as diagonais que representam os painéis de alvenaria são simuladas por elementos finitos de treliça espacial LINK8 [16]. A Figura 15 apresenta o modelo estrutural em elementos finitos do edifício investigado neste estudo.

As diagonais equivalentes que simulam a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez global da estrutura são modeladas ao longo da periferia do edifício por meio de barras inclinadas entre dois níveis de andares, considerando o aço como material destas barras. Este modelo de simplificação de adotar diagonais que simulam a alvenaria apenas na periferia de cada pavimento deve-se a fato de não haver a disponibilidade de um projeto arquitetônico para informar sobre as paredes e divisórias internas aos pavimentos, as quais poderiam contribuir significativamente para a resposta dinâmica da estrutura.

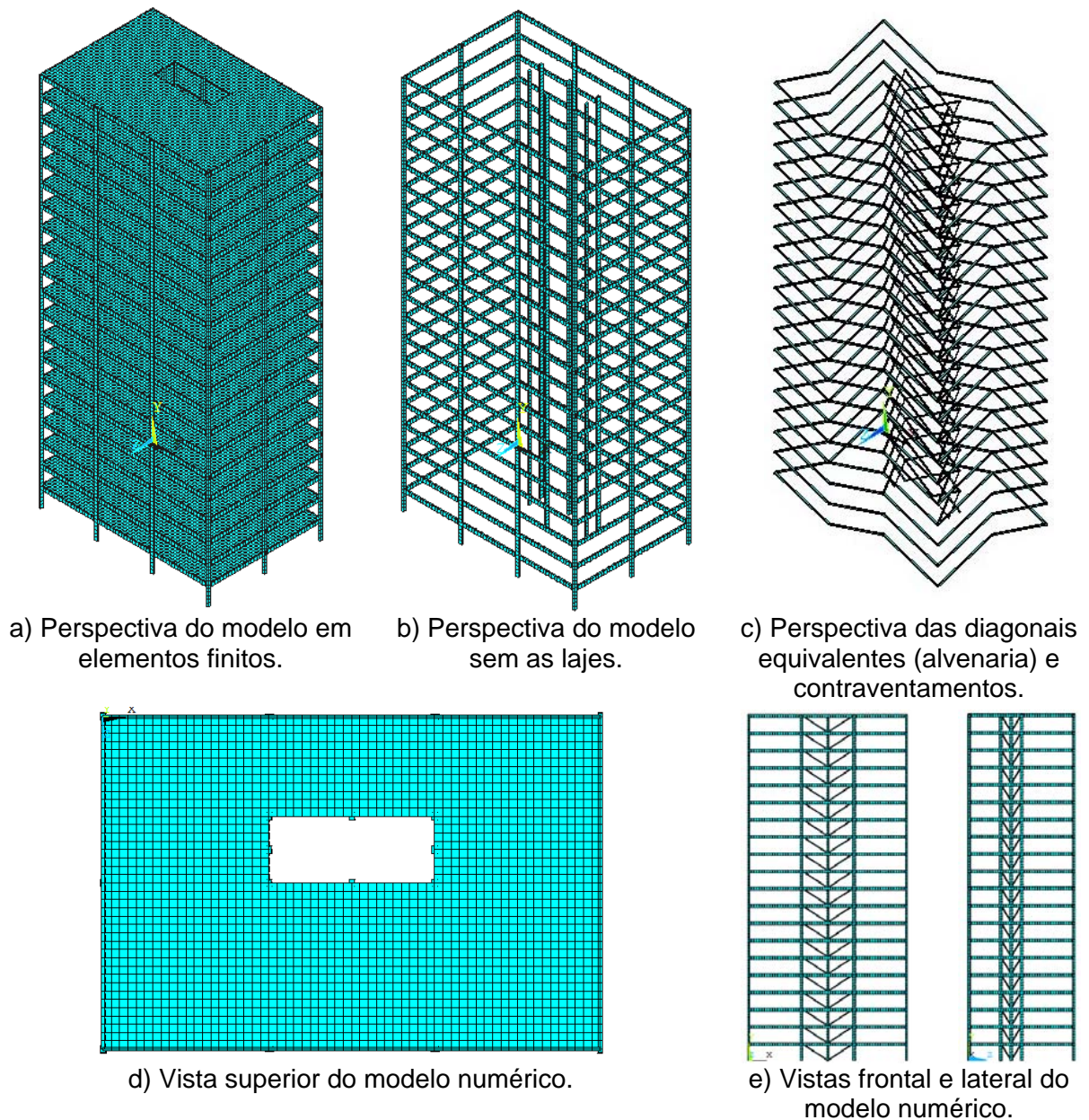


Figura 15 - Modelo em elementos finitos do edifício.

O elemento finito de viga BEAM44 [16] é um elemento uniaxial composto por dois nós e cada nó possui seis graus de liberdade: translação nas direções x , y , e z e rotação nos eixos x , y , e z , como mostrado na Figura 16. O elemento finito de casca SHELL63 [16] é definido por quatro nós apresentando seis graus de liberdade em cada nó: três translações e três rotações associadas às direções x , y , e z , como ilustrado na Figura 17. O elemento finito de treliça LINK8 [16] é definido como um elemento de deformação uniaxial com dois nós e três graus de liberdade por cada nó, translação nas direções x e y , conforme Figura 18.

O modelo numérico possui um grau de refinamento adequado, permitindo uma boa representação do comportamento estrutural do edifício investigado, no que diz respeito à malha de elementos finitos, apresentando 49178 nós, 44800 elementos finitos de casca SHELL63 [16], 11600 elementos finitos de viga BEAM44 [16], 440 elementos finitos de treliça LINK8 [16] e possui 295014 graus de liberdade.

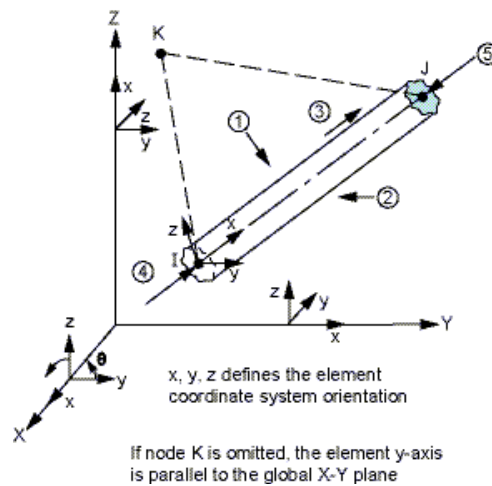
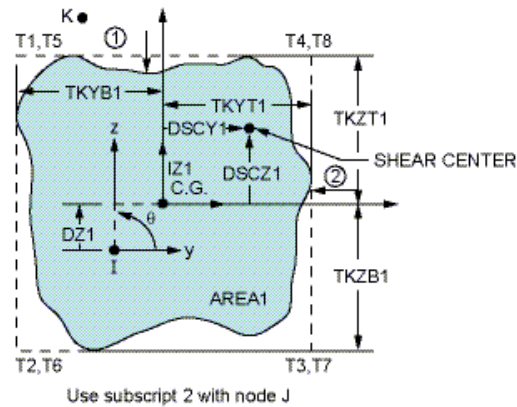


Figura 16 - Elemento finito de viga tridimensional BEAM44 [16].

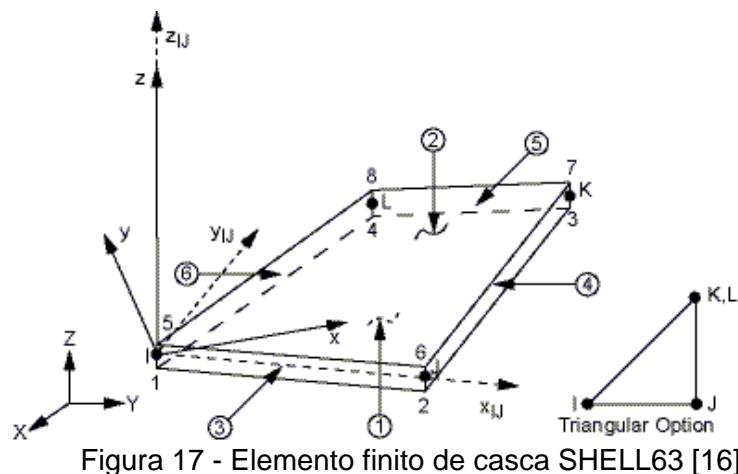


Figura 17 - Elemento finito de casca SHELL63 [16]

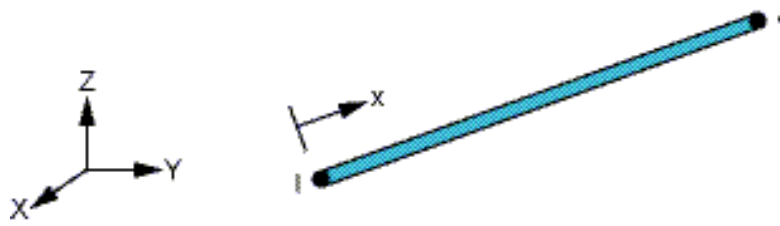


Figura 18 - Elemento finito de treliça espacial LINK8 [16].

As condições de contorno foram aplicadas sobre o modelo numérico na base da edificação, de modo a restringir os deslocamentos translacionais (horizontais e verticais) e liberando as rotações, simulando apoios de segundo gênero. Posteriormente, as condições de contorno foram aplicadas de modo a restringir todos os deslocamentos e rotações, simulando, desta forma, um engaste.

Na modelagem computacional do sistema estrutural, foi considerado que os materiais trabalham no regime linear-elástico, inclusive a alvenaria e que as seções permanecem planas no estado deformado. Para garantir a compatibilidade de deformações entre os nós dos elementos de viga tridimensionais e os elementos de placa são empregadas conexões do tipo “off-set” na ligação entre a laje de concreto armado e as vigas de aço. Este procedimento garante que os modelos funcionem como um sistema misto e que exista a interação total entre o aço e o concreto armado. Para o correto funcionamento da conexão do tipo “off-set” é necessária a consideração da excentricidade (e), conforme ilustrada na Figura 19.

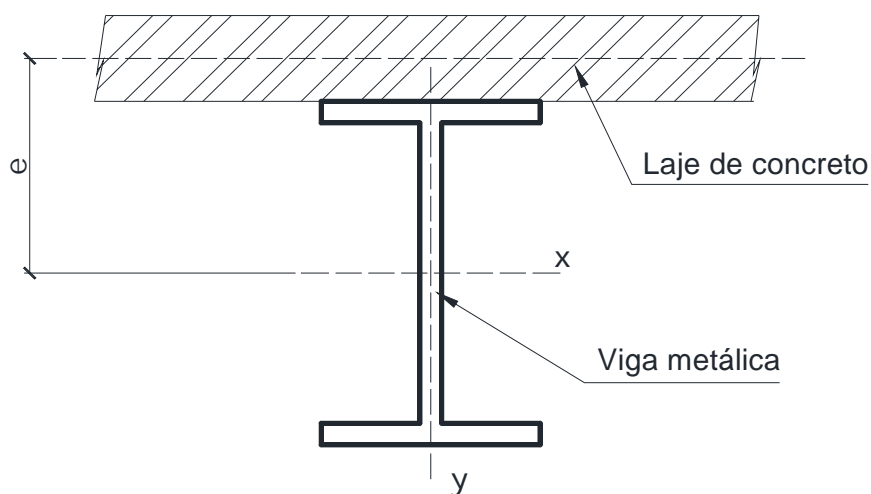


Figura 19 - Excentricidade entre os elementos de laje e viga.

4.3 Modelagem das alvenarias

Os modelos numéricos desenvolvidos neste estudo consideram os painéis de alvenaria como componentes estruturais, visto que os mesmos contribuem para o enrijecimento global do edifício, o que pode vir a influenciar diretamente no comportamento estrutural da estrutura.

Diferentemente de materiais como aço e concreto, a parede de alvenaria constitui-se de material não homogêneo, tornando complexa a análise do seu comportamento quando submetida aos esforços, principalmente, no seu próprio plano. Visando facilitar a compreensão desse comportamento, pesquisadores buscam determinar, através de técnicas de homogeneização, modelos numéricos com propriedades ortotrópicas equivalentes. Tais técnicas se resumem em desenvolver procedimentos que buscam determinar o módulo de elasticidade equivalente da alvenaria e utilizá-los em modelos contínuos de elementos planos [20].

Em 2002, Moreira [20] estudou a contribuição das alvenarias no que diz respeito ao enrijecimento global da estrutura, utilizando modelo simplificado para representar as características estáticas e dinâmicas das alvenarias por meio de diagonais equivalentes. Moreira [20] deduziu um modelo analítico em que a rigidez imposta por diagonais produza efeito de travejamento àquele que seria imposto pelo painel de alvenaria, conforme ilustrado na Figura 20.

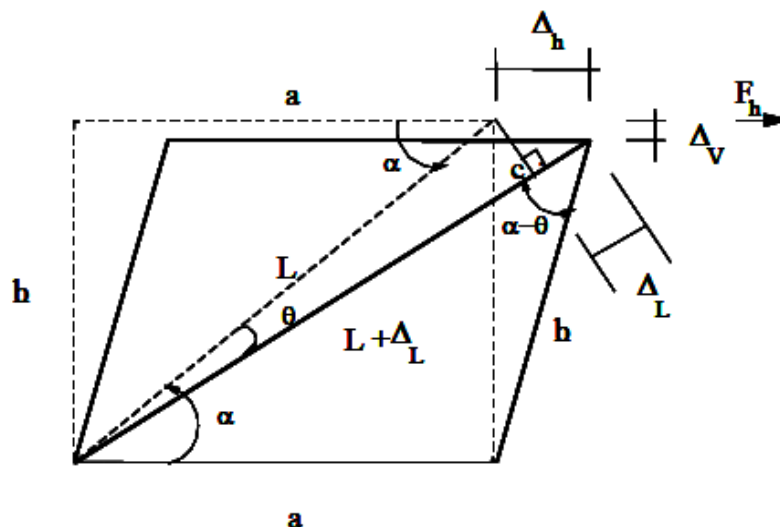


Figura 20 - Painel elementar com uma diagonal [20].

Moreira [20] desenvolveu dois modelos numéricos de painéis de alvenaria constituídos por lajotas cerâmicas: um painel sem abertura (porta) e outro com abertura, sujeitos às condições de vinculação e carregamento, conforme Figura 21. Adotando para a altura 3,0 m ($h = 3,0$ m), espessura da alvenaria de 0,15 m ($e = 0,15$ m) e comprimento do painel (a) variável, Moreira [20] construiu, a partir de dez modelos em elementos finitos de casca, as curvas de módulo de elasticidade transversal (G) para os painéis com e sem abertura, conforme ilustrado na Figura 22.

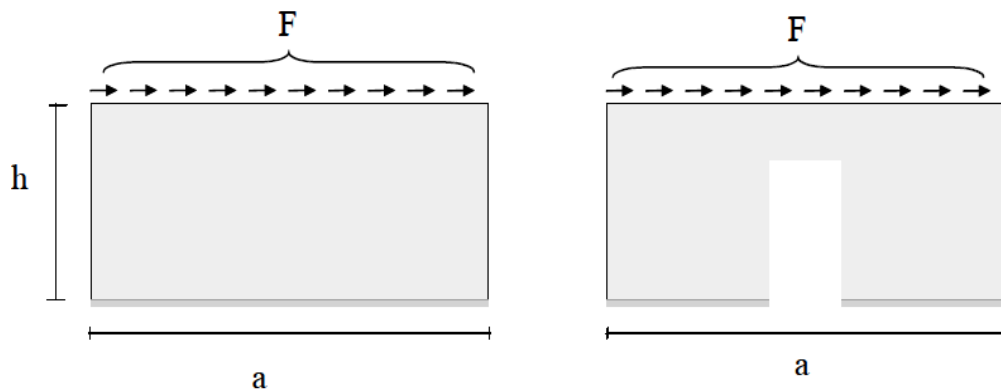


Figura 21 - Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem abertura, sujeitos ao cisalhamento [20].

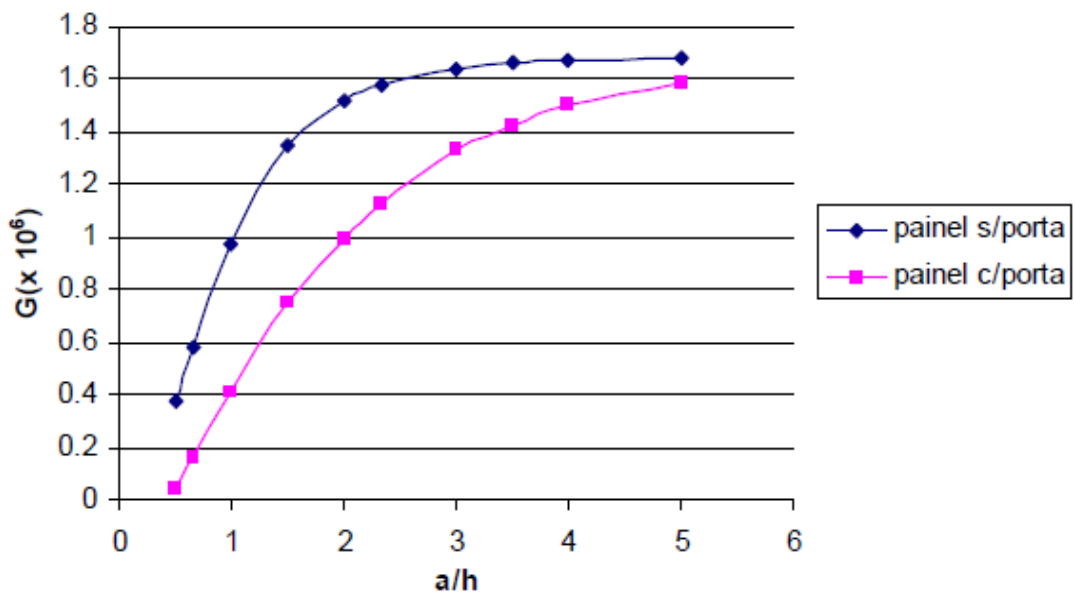


Figura 22 - Curvas de Módulos de Elasticidade Transversal (G) [20].

Um modelo simplificado é utilizado para a determinação das propriedades da diagonal equivalente, no que diz respeito às diagonais representativas dos painéis de alvenaria, em função da geometria dos mesmos. Assim sendo, a área da seção transversal das diagonais equivalentes, representativa dos painéis de alvenaria do edifício, é expressa pela equação:

$$A_a = \frac{k_{diag}}{E_{aço}} \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen} \alpha}{L + \cos \alpha} \right)} \quad (23)$$

A rigidez das diagonais equivalentes (k_{diag}) é definida por:

$$k_{diag} = G \frac{a e}{h_a} \quad (24)$$

Onde E_s representa o módulo de elasticidade longitudinal do aço, as grandezas a , e , h representam, respectivamente, a largura, espessura e a altura do painel de alvenaria, G é o módulo de elasticidade transversal. Os valores do módulo de elasticidade transversal (G) são obtidos de acordo com a Figura 22.

Através da Teoria da Elasticidade, pode se obter o módulo de elasticidade transversal (G) em função do módulo de elasticidade longitudinal (E) e do coeficiente de Poisson (ν), conforme a equação:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (25)$$

Considerando as pesquisas sobre alvenaria citados anteriormente e, de forma simplificada, que a alvenaria é um material isotrópico, são obtidas as áreas das diagonais equivalentes para os painéis de alvenaria referentes ao modelo estrutural proposto neste estudo. A Tabela 7 mostra os valores das áreas das diagonais equivalentes calculadas seguindo os dados de diferentes autores.

Foram adotados, por conveniência, para as áreas das diagonais equivalentes, que simulam os painéis de alvenaria nos modelos numérico-computacionais deste estudo, os valores obtidos a partir da pesquisa de Moreira [20].

Tabela 7 - Áreas das diagonais equivalentes

Modelo	G (kN/m ²)	Área (m ²)		
		Largura do painel de alvenaria		
		a = 2 m	a = 5 m	a = 10 m
Muller [7]	1,4x10 ⁶	0,005	0,012	0,036
Peleteiro [13]	3,4x10 ⁶	0,013	0,029	0,086
Asteris [14]	1,9x10 ⁶	0,007	0,016	0,048
Moreira [20]	4,0x10 ⁵	0,002	0,012	0,041
	1,4x10 ⁶			
	1,6x10 ⁶			
Bastos <i>et al.</i> [15]	8,2x10 ⁵	0,003	0,007	0,021

4.4 Modelagem do amortecimento estrutural

Amortecimento é definido como o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é dissipada. Porém, a avaliação do amortecimento estrutural é uma tarefa complexa, pois sua determinação não está ligada a geometria da estrutura e dimensões dos componentes estruturais ou do amortecimento dos materiais empregados, segundo Clough e Penzien [22].

É impossível determinar os coeficientes da matriz de amortecimento diretamente a partir das dimensões estruturais, pelo tamanho dos elementos estruturais e as propriedades de amortecimento dos materiais estruturais utilizados. Portanto, o amortecimento é geralmente especificado por valores numéricos para as taxas de amortecimento modais e estes são suficientes para análise de sistemas lineares com amortecimento clássicos. A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios muitas das vezes demanda tempo e custo que na maioria dos casos é muito elevado, segundo Chopra [23].

Usualmente, utiliza-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de massa (α) e outra da matriz de rigidez (β), de acordo com a Equação (26). Define-se M a matriz de massa e K a matriz de rigidez do sistema, Clough e Penzien [22] e Chopra [23].

$$C = \alpha M + \beta K \quad (26)$$

A taxa de amortecimento para o i -ésimo modo pode ser dada pela equação:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2 \omega_{0i}} + \frac{\beta \omega_{0i}}{2} \quad (27)$$

Onde ω_{0i} representa a frequência natural circular em rad/s.

Isolando os parâmetros α e β da Equação (27), para as duas frequências mais importantes adotadas como referência (ω_{01} e ω_{02}), obtêm-se as Equações (28) e (29). As deduções matemáticas para o amortecimento de Rayleigh são encontradas em Clough e Penzien [22].

$$\alpha = 2 \xi_1 \omega_{01} - \beta \omega_{01} \omega_{01} \quad (28)$$

$$\beta = \frac{2 (\xi_2 \omega_{02} - \xi_1 \omega_{01})}{\omega_{02} \omega_{02} - \omega_{01} \omega_{01}} \quad (29)$$

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

Na literatura, existem diversos valores para o amortecimento estrutural. Porém, estes valores apresentam uma grande variação, dificultando sua utilização em projetos estruturais.

Chopra [23] recomenda de 5 a 7% para a taxa de amortecimento (ξ) de estruturas de aço soldadas e concreto protendido (sem perda de protensão). Bachmann [24] sugere para edifícios em aço com altura de aproximadamente 50 m taxa de amortecimento (ξ) entre 1,5 e 2,5% e de 2 a 3% para edifícios em concreto armado. Murray [25] recomenda para pisos livres de divisórias que taxas de amortecimento (ξ) inferiores a 3,5% seriam satisfatórias para os sistemas estruturais.

Com base nestes dados, foi adotado neste estudo um coeficiente de amortecimento estrutural de 2,0% ($\xi = 2,0\%$ ou 0,02). Este valor indica que a estrutura e os elementos contidos nela, pouco contribuem para o amortecimento

estrutural. A Tabela 8 apresenta os parâmetros utilizados na análise de vibração forçada na modelagem do amortecimento do edifício de 20 pavimentos investigado neste estudo.

Tabela 8 - Parâmetros α e β utilizados na análise de vibração forçada

f_{01} (Hz)	f_{02} (Hz)	ω_{01} (rad/s)	ω_{02} (rad/s)	α	β
0,6253	0,8596	3,928876	5,401026	0,090976136	0,004287291

4.5 Desempenho computacional

Para o desenvolvimento deste estudo, foram elaboradas diversas análises numéricas (análise estática, análise de autovalores e autovetores e análise dinâmica de vibração forçada) e como o objetivo de apresentar a experiência adquirida, são informados os tempos médios de processamento computacional necessário para a obtenção dos resultados numéricos. A Tabela 9 apresenta o tempo aproximado necessário à obtenção dos resultados de acordo com o tipo de análise.

Tabela 9 - Tempo médio de análise

Tipo de análise	Tempo médio	
	Computador I	Computador II
Modal	3 h	1 h
Estática	< 1 min	< 1 min
Dinâmica	16 h	9 h

As análises numéricas foram executadas utilizando um notebook com sistema operacional Microsoft® Windows® 7 Professional, processador Intel® Core™ i5 e 4 GB de memória RAM (Computador I) e um desktop do laboratório de informática do PGEIV com sistema operacional Microsoft® Windows® 7 Professional, processador Intel® Core™ i7 e 16 GB de memória RAM (Computador II).

Neste capítulo, foram apresentadas as características dos modelos numérico-computacionais desenvolvidos no presente estudo, indicando suas principais propriedades físicas e geométricas, de forma a representá-los o mais preciso possível com a realidade.

No capítulo cinco, serão apresentadas as análises de vibração livre referente aos modelos numéricos informados neste capítulo, com o objetivo de avaliar o comportamento dinâmico da estrutura investigada através das frequências naturais (autovalores) e modos de vibração (autovetores).

5 ANÁLISE DOS AUTOVALORES E AUTOVETORES

5.1 Generalidades

Neste capítulo são apresentados as frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) referentes à estrutura investigada no presente estudo. O problema de autovalor, associado a uma análise de vibração livre, é resolvido empregando-se o programa computacional Ansys [16], com o objetivo de identificar as frequências naturais e os respectivos modos de vibração.

5.2 Análises das frequências naturais (autovalores)

Através de análises de vibração livre realizadas com o auxílio do programa computacional Ansys [16] foram obtidos os valores das frequências naturais até o décimo modo de vibração para cada um dos modelos numéricos desenvolvidos. Para tal, foi considerada a contribuição ou não dos painéis de alvenaria e diversos valores para o módulo de elasticidade transversal (G), segundo as referências sobre alvenaria. Também foi considerado duas formas de vinculação da estrutura, apoiada ou engastada na base.

A análise das frequências é de grande importância neste estudo, pois é possível verificar a contribuição dos painéis de alvenaria na resposta dinâmica da estrutura, como observado e comprovado por Chaker [12] através de modelos numéricos e ensaios experimentais. Neste estudo foram adotadas as dez primeiras frequências naturais da estrutura por questão de edição e por serem suficientes na análise do problema de autovalores e autovetores.

A Tabela 10 mostra os valores das frequências naturais da estrutura obtidas em análises de vibração livre, onde foram adotados diferentes valores para as áreas da seção transversal das diagonais equivalentes que simulam os painéis de alvenaria. Para cada um dos modelos numéricos, foi considerado um valor diferente para o módulo de elasticidade transversal (G) da alvenaria, correspondente a cada um dos estudos anteriores sobre o assunto e citados no presente estudo. A Tabela

10 mostra os resultados obtidos para as frequências do edifício, comparando-as em relação a cada autor.

Tabela 10 - Frequências naturais da estrutura.

Frequências	Frequências naturais da estrutura				
	Muller [7]	Peleteiro [13]	Asteris [14]	Moreira [20]	Bastos <i>et al.</i> [15]
f_{01}	0,62 Hz	0,62 Hz	0,63 Hz	0,63 Hz	0,60 Hz
f_{02}	0,86 Hz	0,87 Hz	0,87 Hz	0,86 Hz	0,82 Hz
f_{03}	1,55 Hz	1,67 Hz	1,62 Hz	1,58 Hz	1,39 Hz
f_{04}	2,20 Hz	2,26 Hz	2,24 Hz	2,21 Hz	2,07 Hz
f_{05}	2,76 Hz	2,72 Hz	2,76 Hz	2,75 Hz	2,62 Hz
f_{06}	2,77 Hz	2,89 Hz	2,83 Hz	2,78 Hz	2,76 Hz
f_{07}	3,31 Hz	3,31 Hz	3,31 Hz	3,31 Hz	3,31 Hz
f_{08}	3,36 Hz	3,36 Hz	3,36 Hz	3,36 Hz	3,36 Hz
f_{09}	3,37 Hz	3,37 Hz	3,37 Hz	3,37 Hz	3,37 Hz
f_{10}	3,38 Hz	3,38 Hz	3,38 Hz	3,38 Hz	3,38 Hz

Observando os valores contidos na Tabela 10, verifica-se que a diferença média entre as frequências naturais da estrutura é inferior a 3%, considerando vários trabalhos de pesquisa sobre alvenaria.

Em seguida, foram desenvolvidos modelos numéricos empregando os programas computacionais baseados em elementos finitos Ansys [16] e SAP2000 [26] e realizando uma comparação para observar a influência dos painéis de alvenaria no enrijecimento global da estrutura. A Tabela 11 mostra as informações relativas às frequências naturais da estrutura investigada, considerando ou não a contribuição das alvenarias.

Tabela 11 - Frequências naturais da estrutura

Frequências	Ansys [16]		SAP2000 [26]	
	Sem alvenaria	Com alvenaria	Sem alvenaria	Com alvenaria
f_{01}	0,33 Hz	0,63 Hz	0,30 Hz	0,62 Hz
f_{02}	0,36 Hz	0,86 Hz	0,32 Hz	0,85 Hz
f_{03}	0,52 Hz	1,58 Hz	0,48 Hz	1,58 Hz
f_{04}	1,13 Hz	2,21 Hz	1,01 Hz	2,17 Hz
f_{05}	1,18 Hz	2,75 Hz	1,09 Hz	2,62 Hz
f_{06}	1,75 Hz	2,78 Hz	1,66 Hz	2,71 Hz
f_{07}	2,01 Hz	3,31 Hz	1,81 Hz	3,12 Hz
f_{08}	2,42 Hz	3,36 Hz	2,27 Hz	3,16 Hz
f_{09}	2,69 Hz	3,37 Hz	2,54 Hz	3,18 Hz
f_{10}	2,87 Hz	3,38 Hz	2,59 Hz	3,19 Hz

Analisando os resultados contidos na Tabela 11, verifica-se que a diferença média é da ordem de 10% entre os valores obtidos pelos dois programas computacionais para as frequências naturais da estrutura considerando a contribuição ou não dos painéis de alvenaria no enrijecimento da estrutura. Como os resultados obtidos nas análises numéricas utilizando os programas computacionais Ansys [16] e SAP2000 [26] foram iguais, pode-se afirmar que os modelos numéricos apresentam resultados coerentes e confiáveis.

Mais resultados foram obtidos para as frequências naturais do edifício, desta vez, considerando diferentes condições de contorno. A Tabela 12 mostra os valores das dez primeiras frequências naturais da estrutura, para base apoiada e para a base engastada, obtidos em análise de vibração livre utilizando os programas computacionais Ansys [16] e SAP2000 [26]. As análises numéricas utilizando os programas computacionais Ansys [16] e SAP2000 [26] têm como objetivo a calibração dos modelos numéricos e tornar os resultados mais confiáveis.

Tabela 12 - Frequências naturais da estrutura

Frequências	Ansys [16]		SAP2000 [26]	
	Base Apoiada	Base Engastada	Base Apoiada	Base Engastada
f_{01}	0,63 Hz	0,63 Hz	0,62 Hz	0,62 Hz
f_{02}	0,86 Hz	0,86 Hz	0,85 Hz	0,85 Hz
f_{03}	1,58 Hz	1,59 Hz	1,58 Hz	1,58 Hz
f_{04}	2,21 Hz	2,22 Hz	2,17 Hz	2,18 Hz
f_{05}	2,75 Hz	2,75 Hz	2,62 Hz	2,62 Hz
f_{06}	2,78 Hz	2,78 Hz	2,71 Hz	2,71 Hz
f_{07}	3,31 Hz	3,31 Hz	3,12 Hz	3,12 Hz
f_{08}	3,36 Hz	3,36 Hz	3,16 Hz	3,16 Hz
f_{09}	3,37 Hz	3,37 Hz	3,18 Hz	3,18 Hz
f_{10}	3,38 Hz	3,38 Hz	3,19 Hz	3,19 Hz

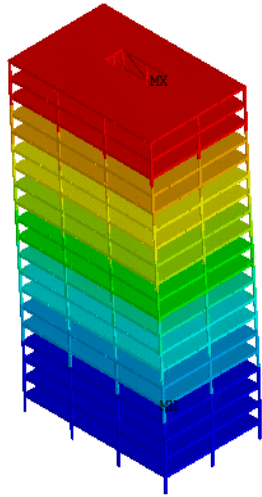
Observando os valores contidos na Tabela 12, verifica-se que a diferença para as frequências naturais, considerando as condições de contorno é inferior a 1%. Entre os modelos numéricos com base apoiada e engastada, verifica-se a pouca influência das condições de contorno, no que se refere aos valores das frequências naturais.

5.3 Análise dos modos de vibração (autovetores)

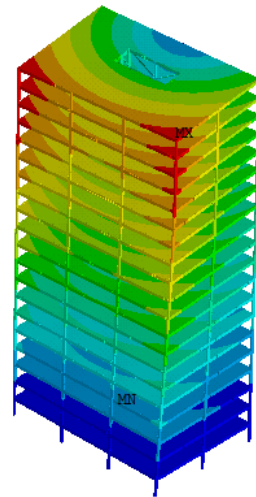
Na sequência deste estudo, são apresentadas as dez primeiras formas modais referentes aos modelos estruturais, correspondentes às dez primeiras frequências naturais da estrutura investigada.

As Figuras 23 e 24 apresentam os dez primeiros modos de vibração da estrutura sem a consideração da influência dos painéis de alvenaria. Verifica-se para o primeiro modo de vibração a preponderância dos efeitos de flexão em relação ao eixo x (eixo paralelo a maior dimensão da edificação em planta). Para os segundo, terceiro e quarto modos de vibração, observa-se a predominância dos efeitos de torção em relação ao eixo vertical y. No quinto modo de vibração, verificam-se os efeitos da flexão em torno do eixo x. Para o sexto modo de vibração, observa-se a predominância dos efeitos de flexão em relação ao eixo z. O sétimo modo de vibração apresenta os efeitos de torção em torno do eixo y. Observa-se no oitavo modo de vibração a predominância dos efeitos de flexão em torno do eixo x. O nono modo de vibração apresenta a predominância dos efeitos de flexão nas lajes. Finalmente, o décimo modo de vibração observa-se os efeitos de torção em relação ao eixo vertical y.

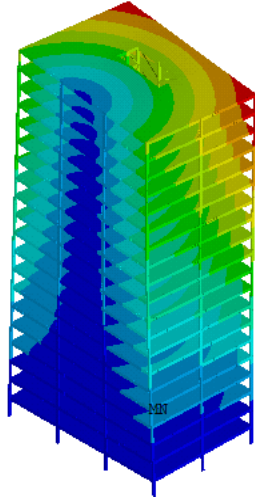
As Figuras 25 e 26 apresentam os dez primeiros modos de vibração da estrutura investigada considerando a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez do sistema estrutural. Observa-se o predomínio dos efeitos de flexão em torno do eixo x para o primeiro modo de vibração. Para o segundo modo de vibração verifica-se, novamente, os efeitos de flexão em relação ao eixo z (eixo perpendicular a maior dimensão em planta da estrutura). O terceiro modo de vibração observa-se a predominância dos efeitos de torção em torno do núcleo central da edificação (paralelo ao eixo y). Novamente, verificam-se os efeitos de flexão em torno do eixo x para o quarto modo de vibração. Para o quinto modo de vibração, verifica-se os efeitos de flexão das lajes. O sexto modo de vibração observa-se a preponderância dos efeitos flexão das lajes e também se verifica os efeitos da flexão em torno do eixo z. Por fim, o sétimo, oitavo, nono e décimo modos de vibração apresentam a predominância dos efeitos de flexão das lajes.



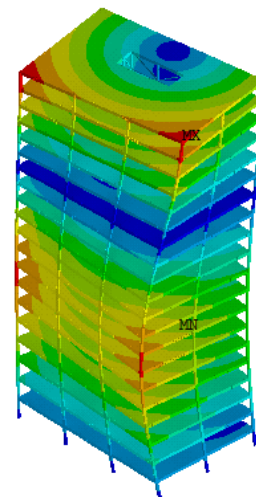
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,33$ Hz).



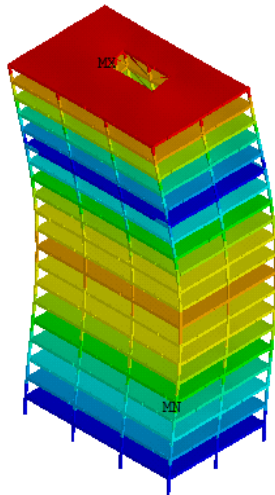
b) Segundo modo de vibração ($f_{02} = 0,36$ Hz).



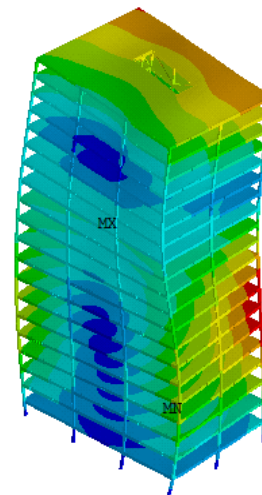
c) Terceiro modo de vibração ($f_{03} = 0,52$ Hz).



d) Quarto modo de vibração ($f_{04} = 1,13$ Hz).



e) Quinto modo de vibração ($f_{05} = 1,18$ Hz).



f) Sexto modo de vibração ($f_{06} = 1,75$ Hz).

Figura 23 - Modos de vibração da estrutura sem alvenaria.

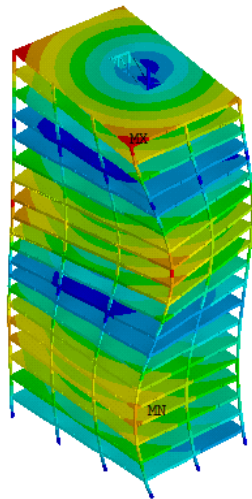
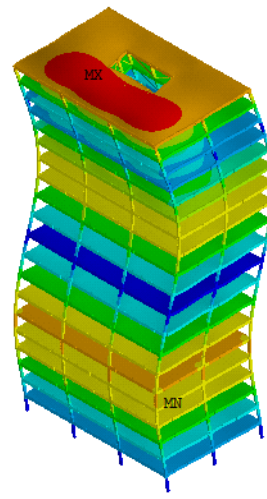
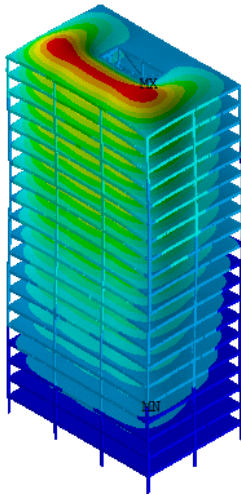
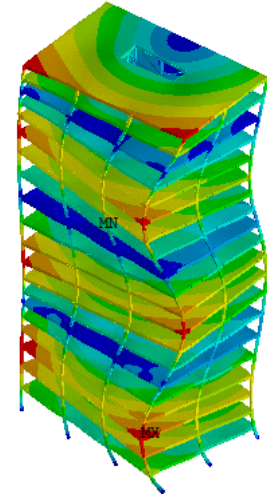
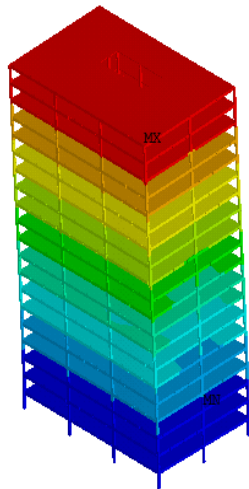
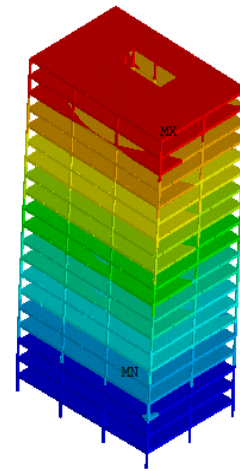
g) Sétimo modo de vibração ($f_{07} = 2,01$ Hz).h) Oitavo modo de vibração ($f_{08} = 2,42$ Hz).h) Nono modo de vibração ($f_{09} = 2,69$ Hz).h) Décimo modo de vibração ($f_{10} = 2,87$ Hz).

Figura 24 - Modos de vibração da estrutura sem alvenaria.

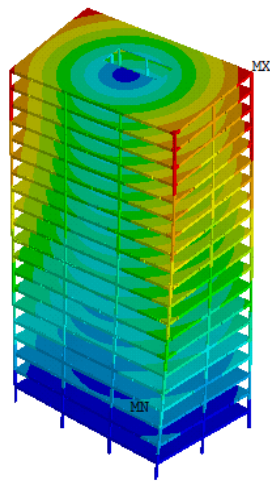
Observando as Figuras 23 a 26 e os dados contidos nas Tabelas 10 e 11, verifica-se que a contribuição dos painéis de alvenaria aumenta expressivamente os valores das frequências naturais da edificação, em cerca de duas vezes, indicando um significativo acréscimo na rigidez estrutural. Percebe-se nas Figuras 23 a 26 e nas informações contidas na Tabela 12 que as condições de contorno dos modelos numéricos pouco influenciam nas frequências naturais e modos de vibração da estrutura investigada no presente estudo.



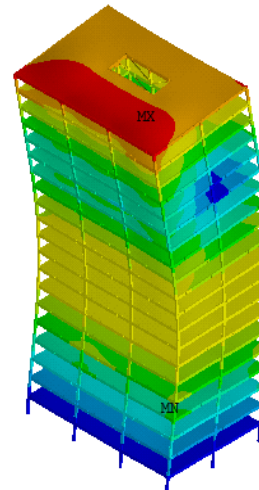
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01} = 0,63$ Hz).



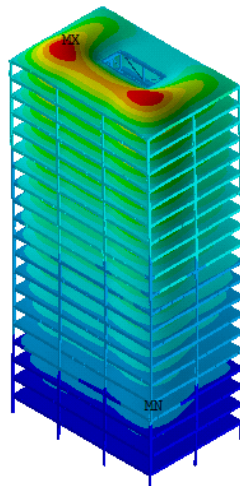
b) Segundo modo de vibração ($f_{02} = 0,86$ Hz).



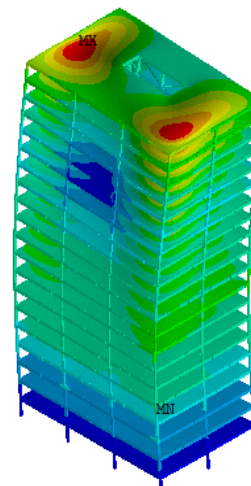
c) Terceiro modo de vibração ($f_{03} = 1,58$ Hz).



d) Quarto modo de vibração ($f_{04} = 2,21$ Hz).



e) Quinto modo de vibração ($f_{05} = 2,75$ Hz).



f) Sexto modo de vibração ($f_{06} = 2,78$ Hz).

Figura 25 - Modos de vibração da estrutura com alvenaria.

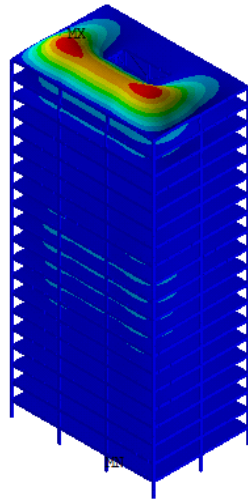
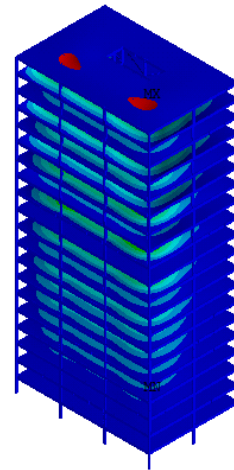
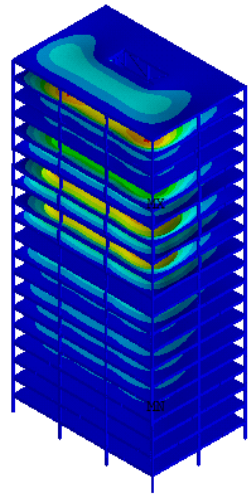
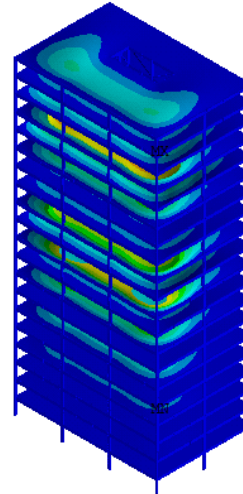
g) Sétimo modo de vibração ($f_{07} = 3,31$ Hz).h) Oitavo modo de vibração ($f_{08} = 3,36$ Hz).h) Nono modo de vibração ($f_{09} = 3,37$ Hz).h) Décimo modo de vibração ($f_{10} = 3,38$ Hz).

Figura 26 - Modos de vibração da estrutura com alvenaria.

Neste capítulo, foram apresentados os resultados das análises de vibração livre dos modelos computacionais desenvolvidos. Foram obtidas as frequências naturais da estrutura (autovalores) e os modos de vibração (autovetores), permitindo uma avaliação da resposta dinâmica do edifício investigado.

No próximo capítulo, serão apresentados os resultados obtidos nas análises numéricas desenvolvidas ao longo deste estudo, com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural do edifício quando submetido à carga de vento.

6 ANÁLISE ESTÁTICA E ANÁLISE DINÂMICA

6.1 Introdução

Este capítulo apresenta os resultados obtidos a partir das diversas análises lineares e não lineares geométricas realizadas no presente estudo. Essas análises têm por objetivo avaliar a resposta estática e dinâmica do edifício de 20 andares em estrutura mista (aço-concreto) quando submetido à ação do vento. Os modelos numéricos consideram a ação das cargas de vento aplicadas em duas faces ortogonais do edifício e a contribuição da alvenaria na rigidez da estrutura. Apesar de o problema ser tipicamente linear, também são realizadas análises não lineares geométricas para avaliar a diferença entre as mesmas.

6.2 Análise estática linear e não linear

As Figuras 27 a 32 apresentam os resultados associados aos valores máximos da resposta, obtidos mediante realização da análise estática (linear e não linear geométrica). Estas figuras são apresentadas em termos dos valores dos deslocamentos translacionais horizontais, para três pilares, de acordo com a Figura 7, obtidos ao longo da altura do modelo estrutural investigado, considerando-se as cargas permanentes e acidentais. A Tabela 13 apresenta os valores máximos para os deslocamentos horizontais no topo destes pilares.

Tabela 13 - Deslocamentos máximos da estrutura

Modelo	Pavimento	Ansys [16]		SAP2000 [26]	
		Linear (cm)	Não linear (cm)	Linear (cm)	Não linear (cm)
Apoiado	Pilar 3	7,13	7,23	7,37	7,53
	Pilar 12	7,12	7,23	7,34	7,50
	Pilar 15	7,09	7,16	7,37	7,53
Engastado	Pilar 3	7,12	7,22	7,37	7,52
	Pilar 12	7,12	7,23	7,34	7,49
	Pilar 15	7,08	7,16	7,37	7,52

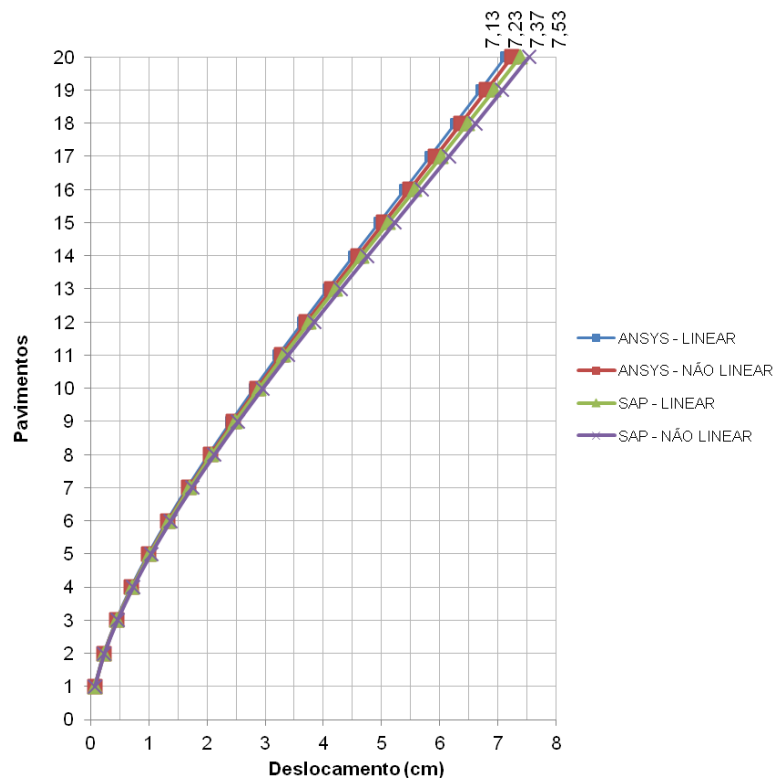


Figura 27 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 3 (modelo apoiado e vento perpendicular à direção z)

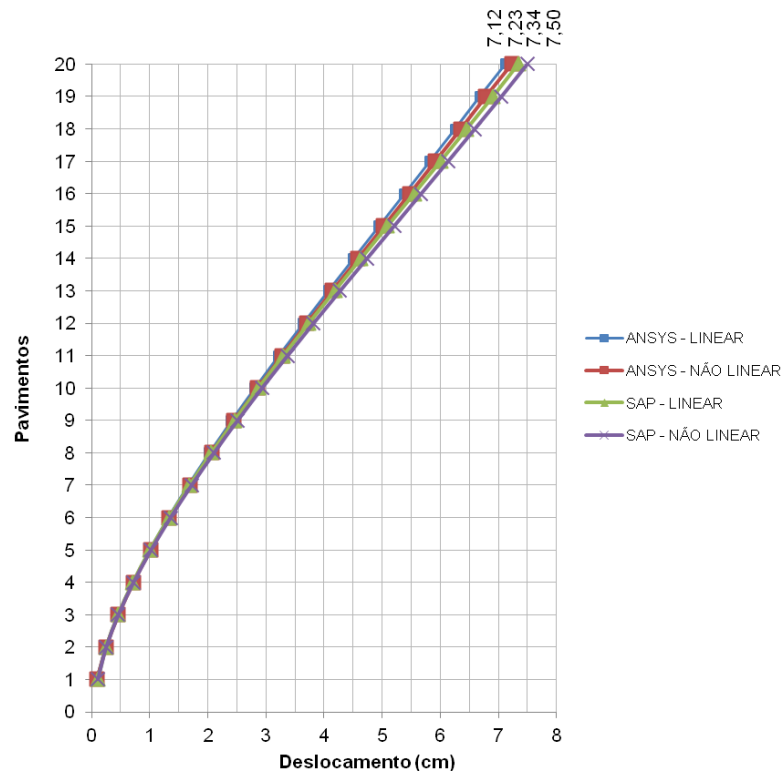


Figura 28 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 12 (modelo apoiado e vento perpendicular à direção z)

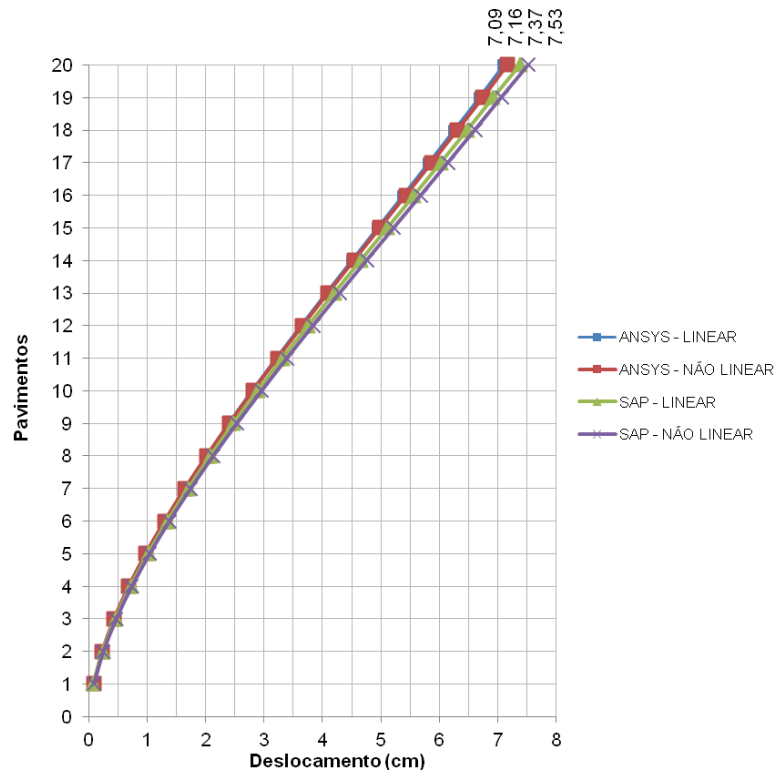


Figura 29 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 15 (modelo apoiado e vento perpendicular à direção z)

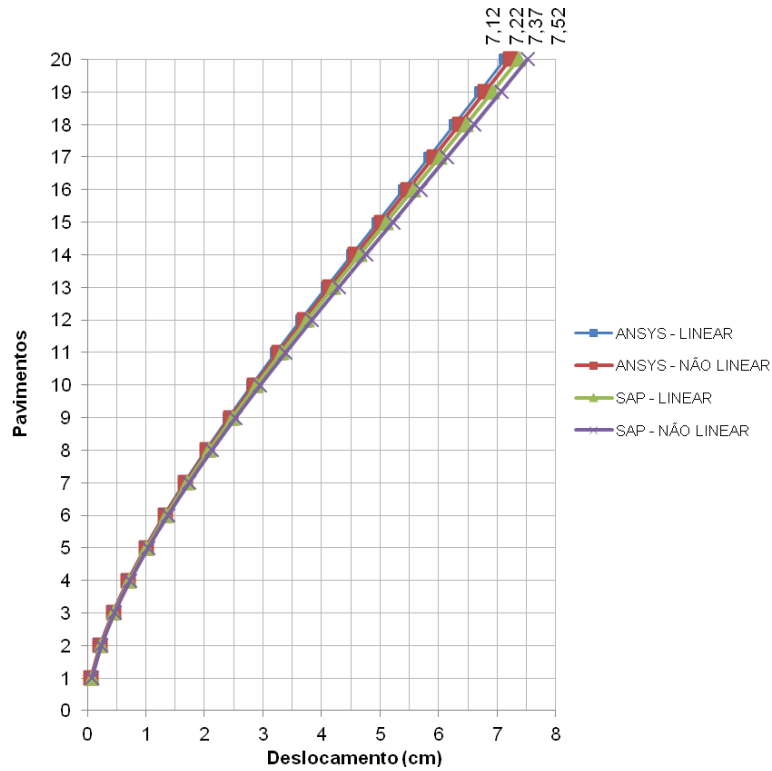


Figura 30 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 3 (modelo engastado e vento perpendicular à direção z)

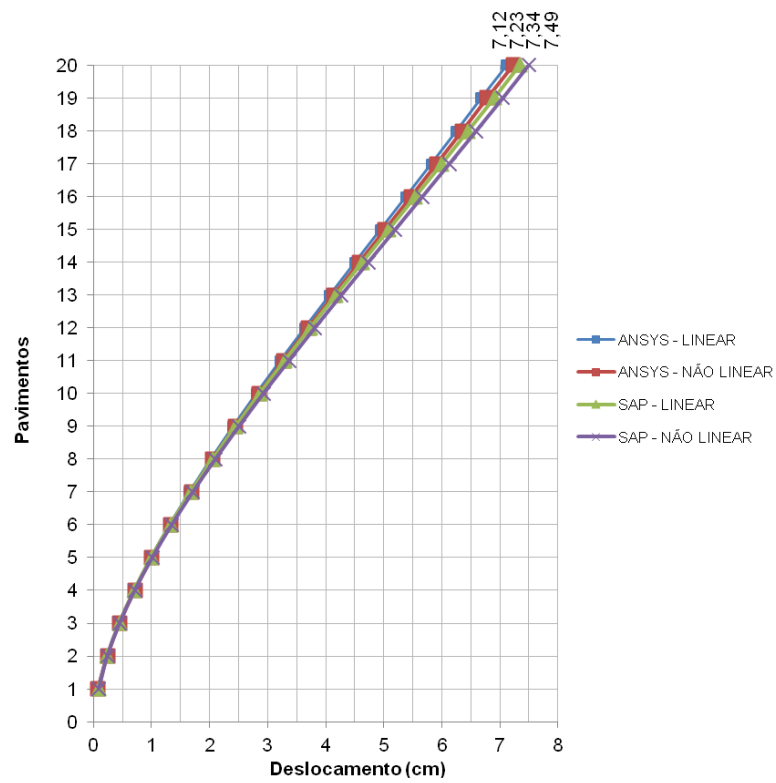


Figura 31 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 12 (modelo engastado e vento perpendicular à direção z)

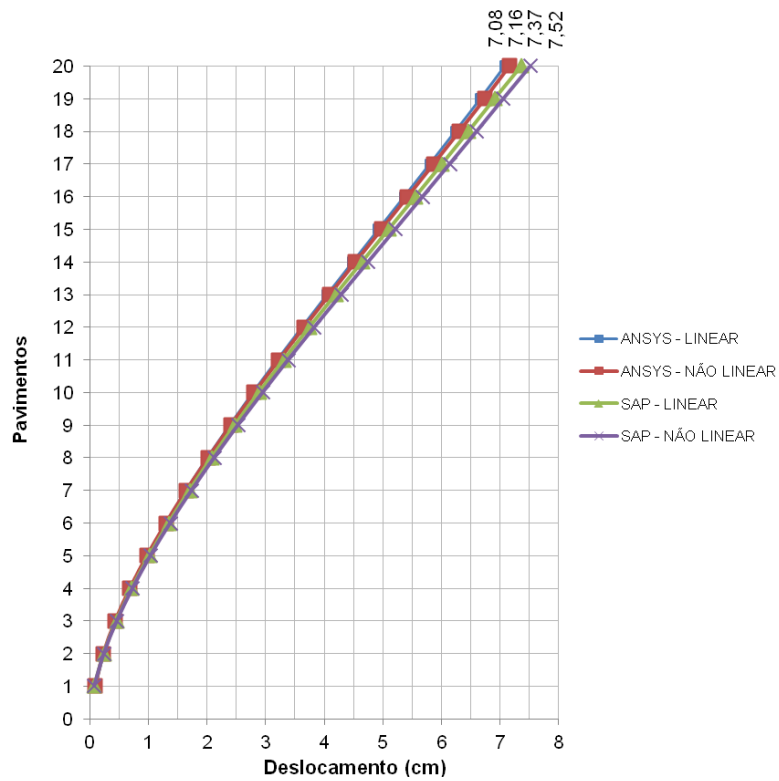


Figura 32 - Deslocamentos translacionais horizontais estáticos do pilar 15 (modelo engastado e vento perpendicular à direção z)

Baseado nas informações dos gráficos das Figuras 27 a 32, verifica-se que os deslocamentos translacionais horizontais aumentam a medida que cresce o número de pavimentos, considerando a incidência das cargas de vento perpendicular ao plano xy (direção z) nos modelos com base apoiada e engastada. Este resultado era esperado e demonstra a coerência dos modelos numérico-computacionais desenvolvidos. Observando a Tabela 13, verifica-se que o deslocamento translacional horizontal máximo obtido nas análises numéricas lineares é da ordem de 7,1 cm. No que diz respeito às análises numéricas não lineares geométricas, o deslocamento translacional horizontal máximo é da ordem de 7,2 cm. Sendo assim, a diferença entre as análises lineares e não lineares é da ordem de 1%, considerando os modelos apoiados e engastados.

A norma NBR 8800 [18] recomenda que para edifícios de dois ou mais pavimentos, o deslocamento no topo do pilar em relação à base não deve exceder a razão $h/400$, onde h corresponde à altura da estrutura. Observando os gráficos das Figuras 27 a 32, verifica-se que o deslocamento horizontal máximo é da ordem de 7,2 cm correspondentes as análises estáticas (lineares e não lineares geométricas) com a aplicação da carga de vento perpendicular ao plano xy (direção z). Com isso, a estrutura atende ao requisito da norma NBR 8800 [18], pois os deslocamentos obtidos nas análises são inferiores ao deslocamento máximo permitido pela referida norma que é de 16,5 cm.

Em prosseguimento a análise, são apresentados os resultados referentes aos esforços obtidos mediante análises estáticas (lineares e não lineares geométricas) do edifício investigado, considerando a aplicação do vento perpendicular ao plano xy (direção z).

A Tabela 14 apresenta os esforços máximos da estrutura obtidos em análises estáticas lineares e não lineares geométricas obtidas utilizando o programa computacional Ansys [16], considerando a contribuição dos painéis de alvenaria na rigidez lateral do edifício nos modelos numéricos apoiados e engastados.

A Figura 33 apresenta os diagramas representativos dos esforços normais dos pórticos 1 ($x = 0$ m) e 5 ($x = 30$ m), paralelos a direção de aplicação da carga de vento.

A Figura 34 apresenta os diagramas representativos de momentos fletores em relação ao eixo local y, em N.m, para os pórticos 1 ($x = 0$ m) e 5 ($x = 30$ m),

considerando a incidência das resultantes das cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z).

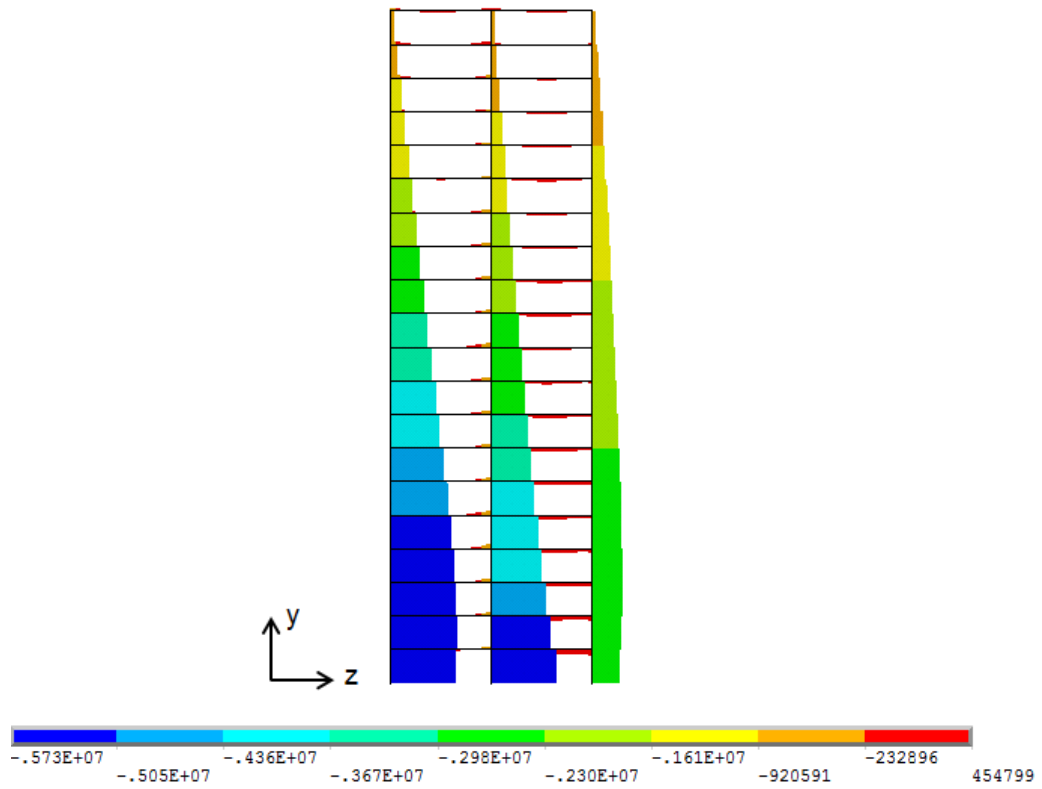
A Figura 35 apresenta os diagramas representativos de momentos fletores em relação ao eixo local z, dados em N.m, dos pórticos 1 ($x = 0$ m) e 5 ($x = 30$ m), considerando as cargas devido ao vento atuando no plano xy (direção z).

A posição dos pórticos apresentados nos diagramas de esforços das Figuras 33 a 36 (pórticos 1 e 5) paralelos a direção de incidência da ação da carga de vento é mostrada na Figura 7.

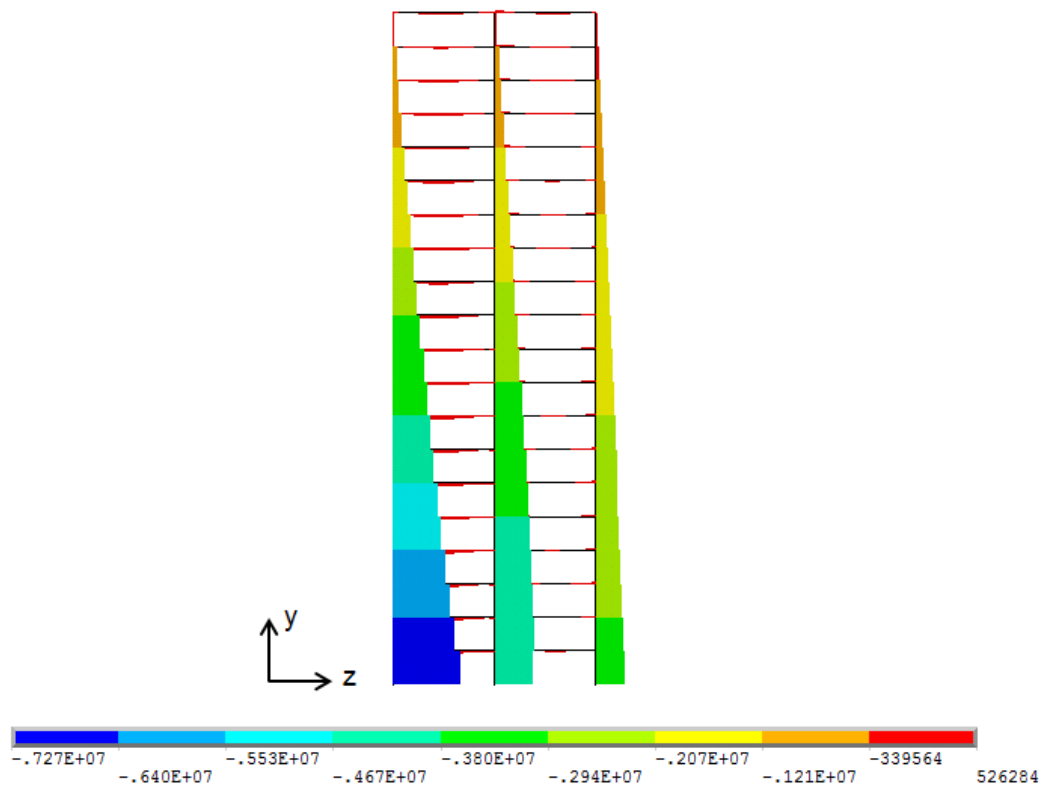
Tabela 14 - Esforços máximos da estrutura

Análise	Modelo	Esforço normal (kN)	Esforço cortante y (kN)	Esforço cortante z (kN)	Momento fletor M_y (kN.m)	Momento fletor M_z (kN.m)
Linear	Apoiado	7394,20	726,22	314,43	100,00	341,54
	Engastado	7394,50	725,27	314,10	100,00	341,01
Não linear	Apoiado	7457,60	763,76	353,28	99,98	340,46
	Engastado	7457,80	763,37	352,98	99,98	339,96

Observando os diagramas das Figuras 30 a 32 e as informações contidas na Tabela 14, verifica-se que a diferença nos valores dos esforços encontrados nas análises estáticas lineares e não lineares geométricas são da ordem de 1% e a diferença é praticamente nula considerando as condições de contorno dos modelos numérico-computacionais. Assim sendo, conclui-se que as análises estáticas lineares e não lineares não apresentam diferença significativa e que as condições de contorno não influenciam na resposta estática do edifício investigado.

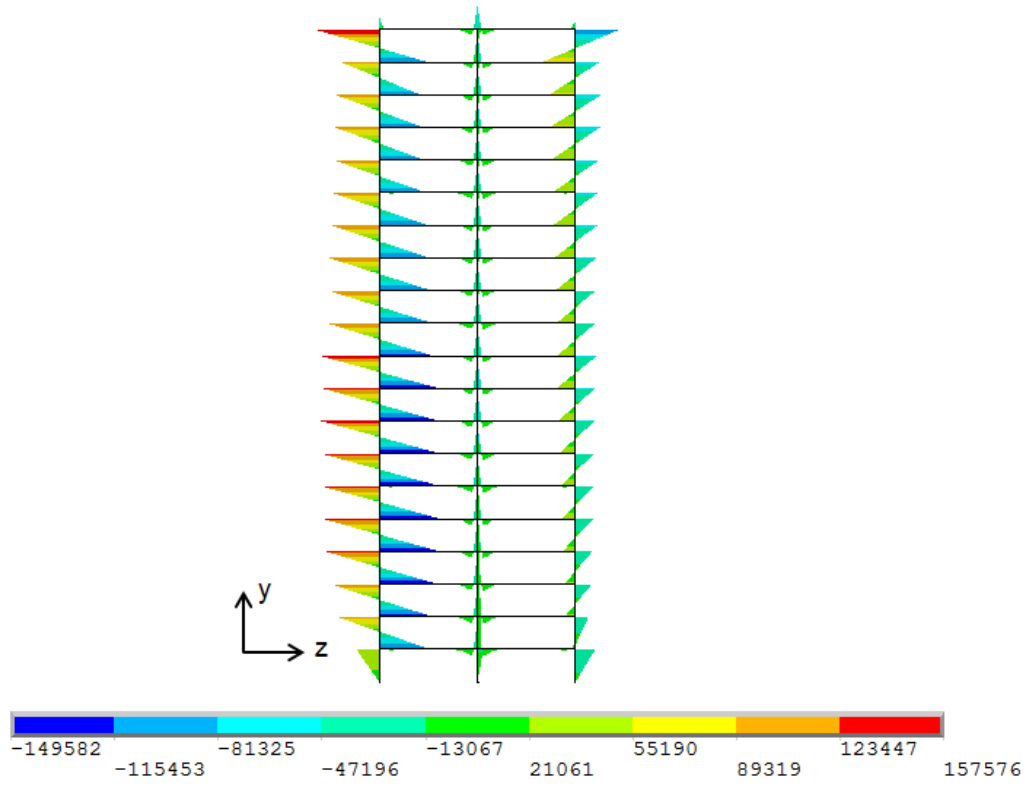


a) Pórtico 1 (x = 0 m)

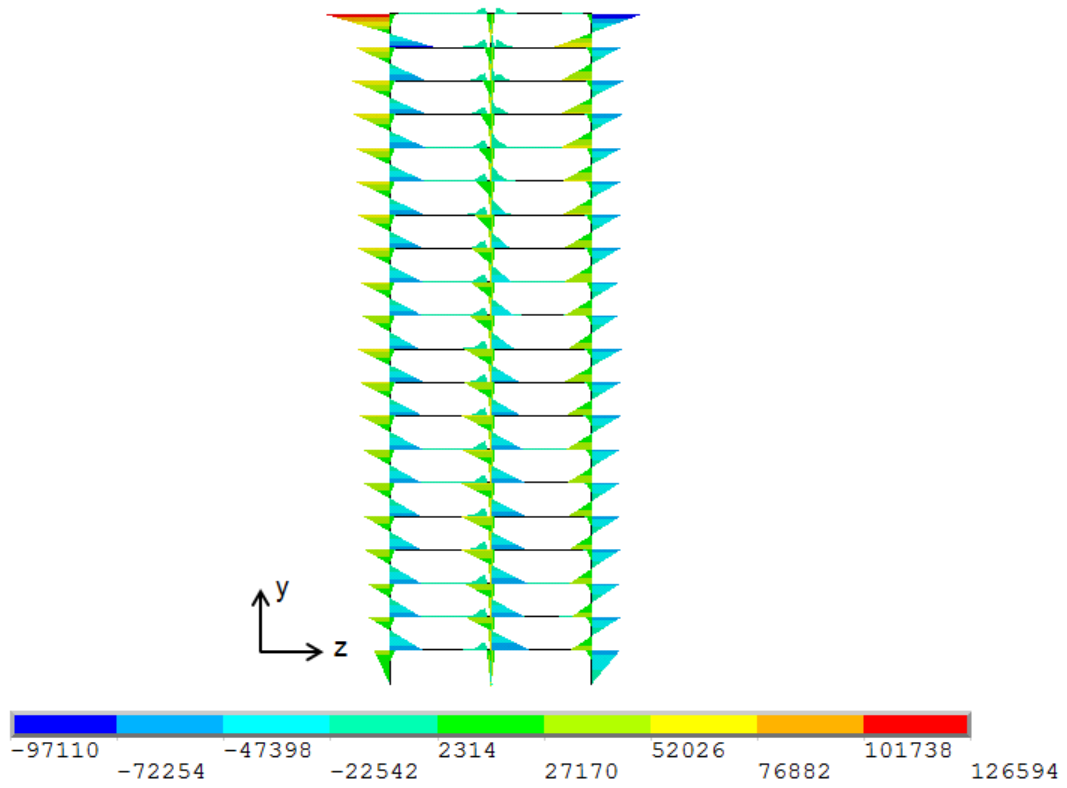


b) Pórtico 5 (x = 30 m)

Figura 33 - Diagramas de esforço normal (em N).

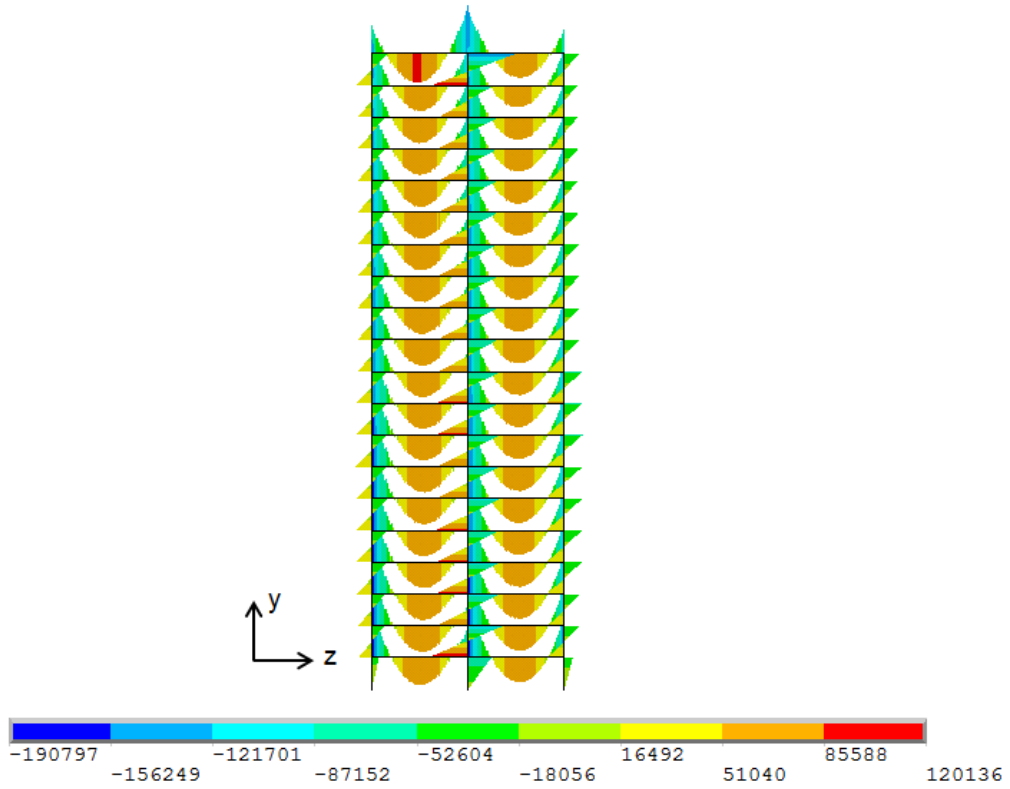


a) Pórtico 1 (x = 0 m)

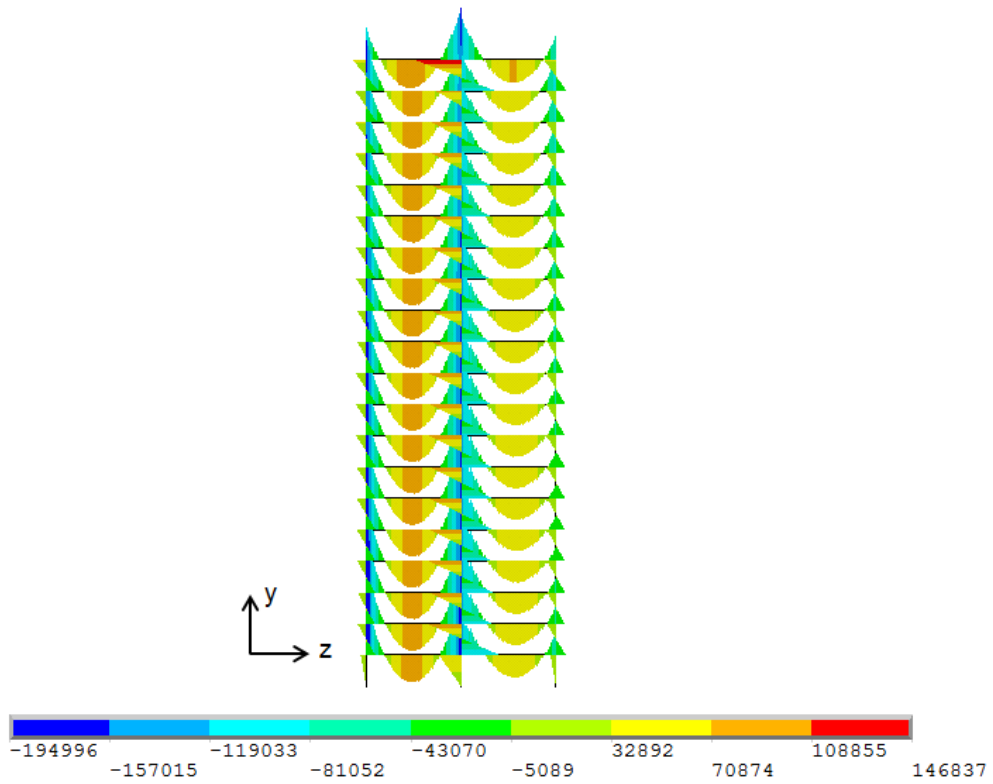


b) Pórtico 5 (x = 30 m)

Figura 34 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo y (em N.m).



a) Pórtico 1 (x = 0 m)



b) Pórtico 5 (x = 30 m)

Figura 35 - Diagramas de momentos fletores em relação ao eixo z (em N.m).

6.3 Análise dinâmica

Os resultados obtidos nas análises dinâmicas lineares e não lineares geométricas são apresentados em termos de fator de amplificação dinâmico (FAD), ou seja, a razão entre o deslocamento horizontal dinâmico e o deslocamento horizontal estático, considerando a modelagem do carregamento do vento por pulsos triangulares (períodos teórico e numérico) e por cargas harmônicas senoidais (período numérico) aplicado nas faces ortogonais adjacentes da estrutura.

A Figura 36 mostra a posição dos pontos onde são analisados os deslocamentos dinâmicos a partir de análises numéricas lineares e não lineares geométricas.

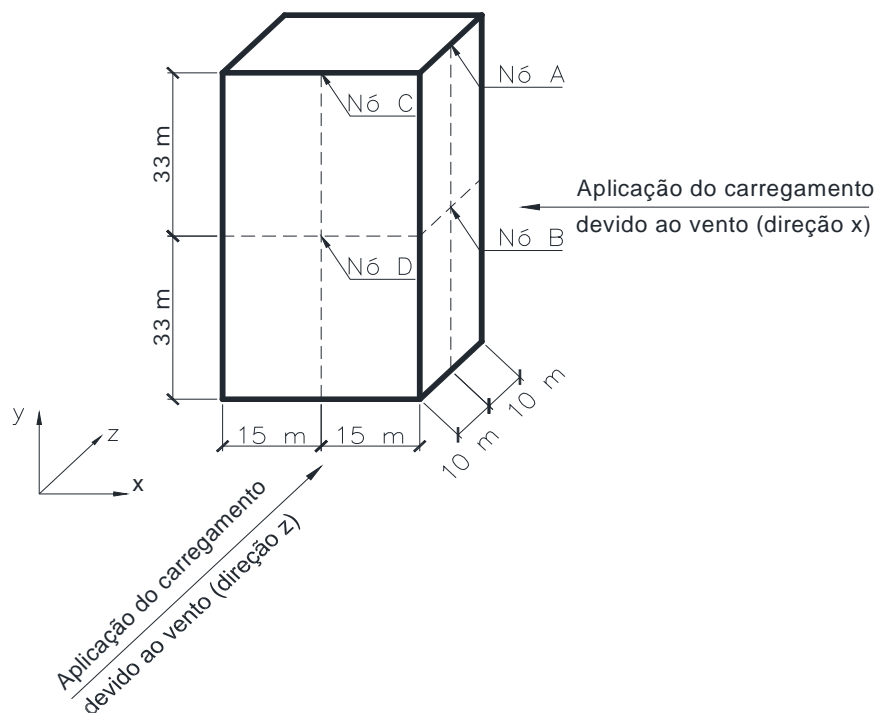


Figura 36 - Posição dos pontos da análise dinâmica.

6.3.1 Análise dinâmica linear

6.3.1.1 Pulsos triangulares

Na sequência são apresentados os resultados referentes às análises dinâmicas lineares considerando a modelagem da carga do vento por meio de pulsos triangulares consecutivos, com os períodos teórico e numérico da estrutura. Esses resultados são obtidos nos pontos indicados na Figura 36, localizados no topo ($h = 66$ m) e na metade da altura do edifício ($h = 33$ m).

As Figuras 37 a 40 apresentam os fatores de amplificação dinâmicos (FAD) referentes aos deslocamentos horizontais, devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z), considerando pulsos triangulares consecutivos, período teórico da estrutura $T_0 = 1,956$.

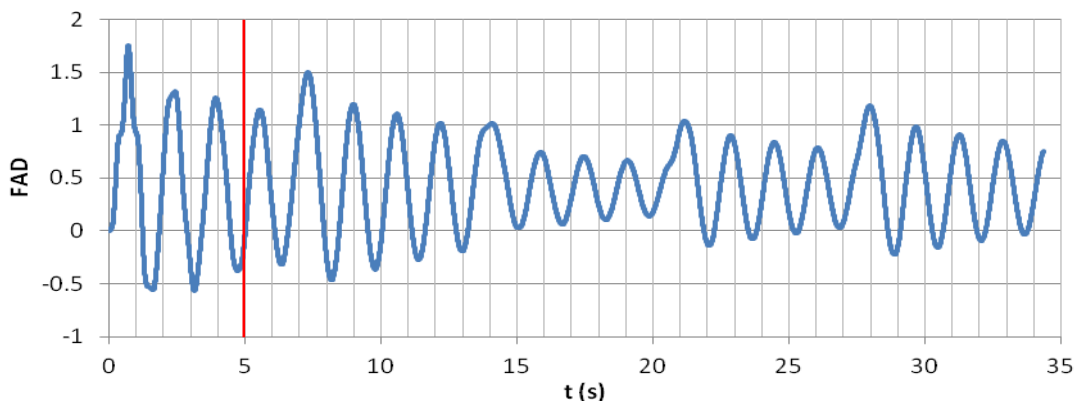


Figura 37 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy . Modelo apoiado.

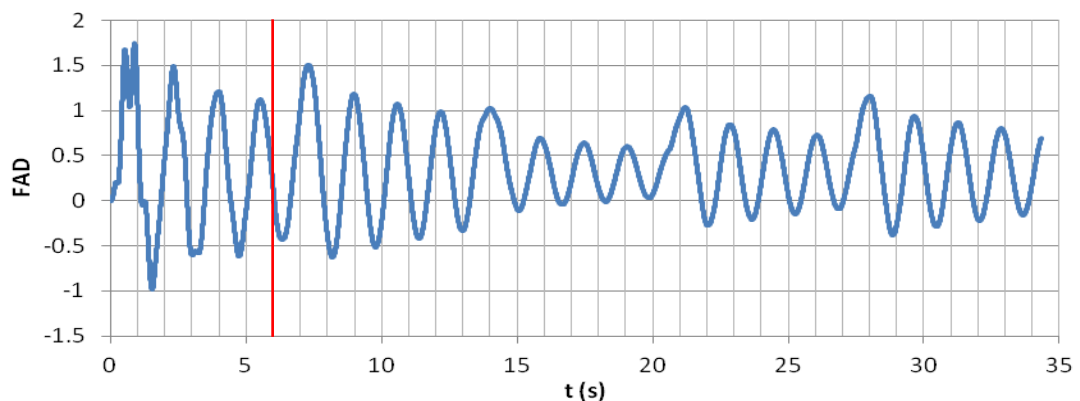


Figura 38 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - $h = 33$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy . Modelo apoiado.

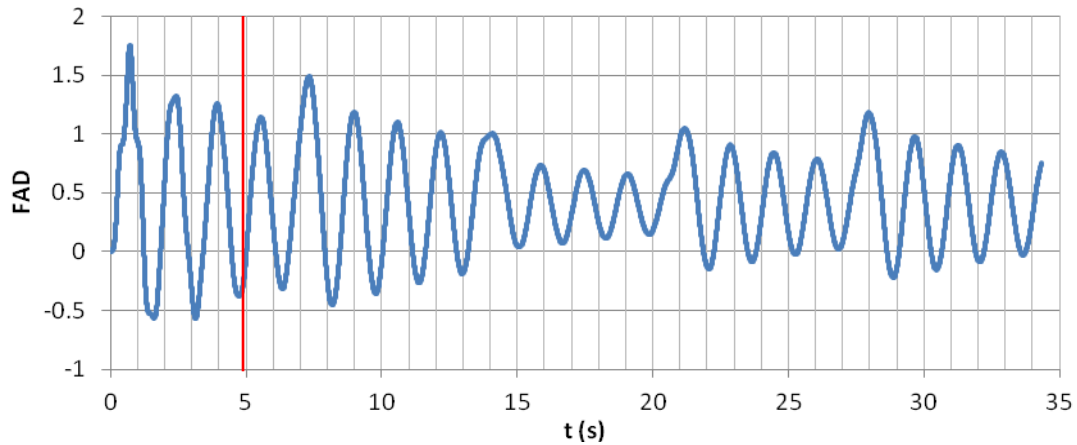


Figura 39 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

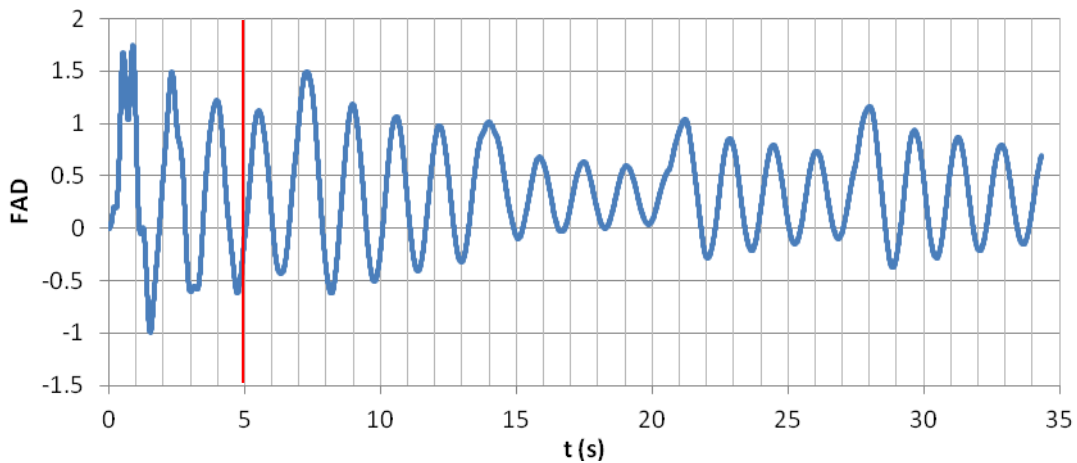


Figura 40 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 37 a 40, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmicos (análise dinâmica linear) com aplicação da carga de vento na direção z por meio de pulsos triangulares consecutivos (período teórico) são aproximadamente iguais a 1,7 ($FAD = 1,7$) na fase transiente e 1,5 ($FAD = 1,5$) na fase permanente. Isto significa que os deslocamentos horizontais dinâmicos são 70% maiores que os estáticos na fase transiente e 50% maiores na fase permanente, considerando os modelos apoiados e engastados. Percebe-se nas Figuras 34 a 37 que os valores máximos para o fator de amplificação dinâmico ocorrem no primeiro pulso e que a partir do segundo pulso (aproximadamente 7 s), os valores do FAD são superiores a unidade e tendem a diminuir ao longo do tempo, devido à presença do amortecimento estrutural.

As Figuras 41 a 44 apresentam os fatores de amplificação dinâmicos (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devidos às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando a modelagem da carga de vento por meio de pulsos triangulares consecutivos e período numérico da estrutura $T = 1,6$ s. O período numérico foi adotado a partir da análise de autovalores e autovetores, de acordo com os valores da Tabela 11.

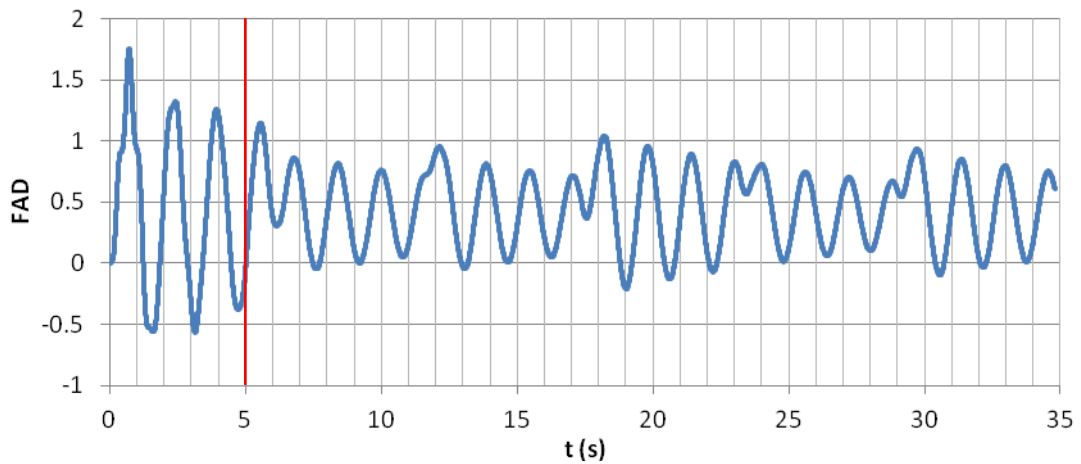


Figura 41 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.

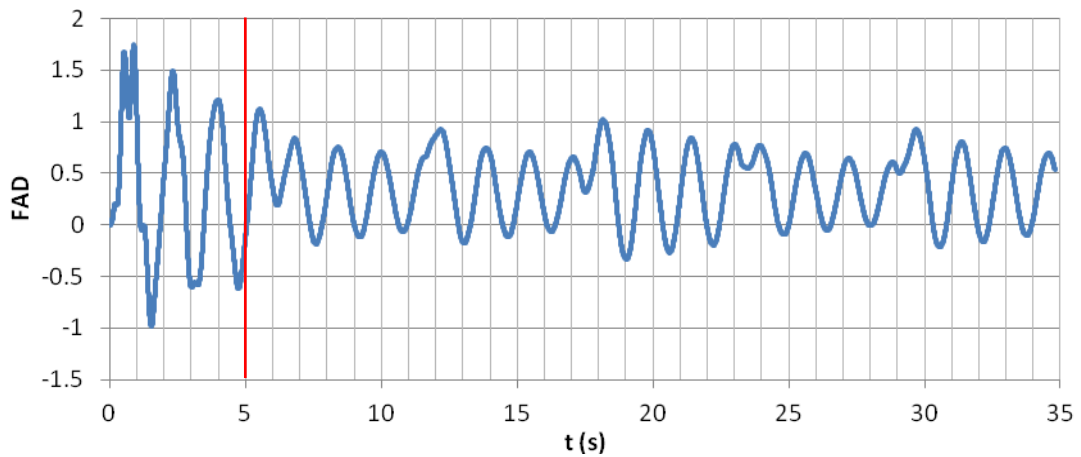


Figura 42 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - $h = 33$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.

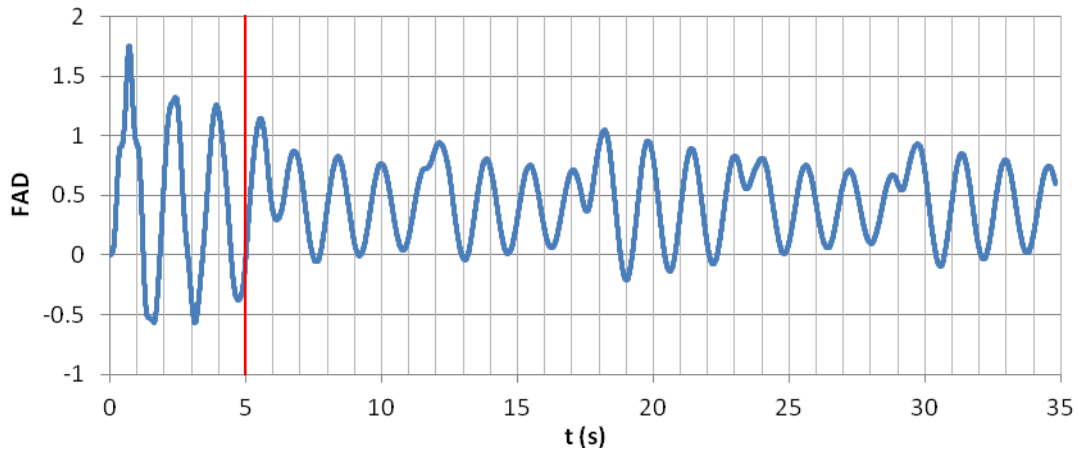


Figura 43 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

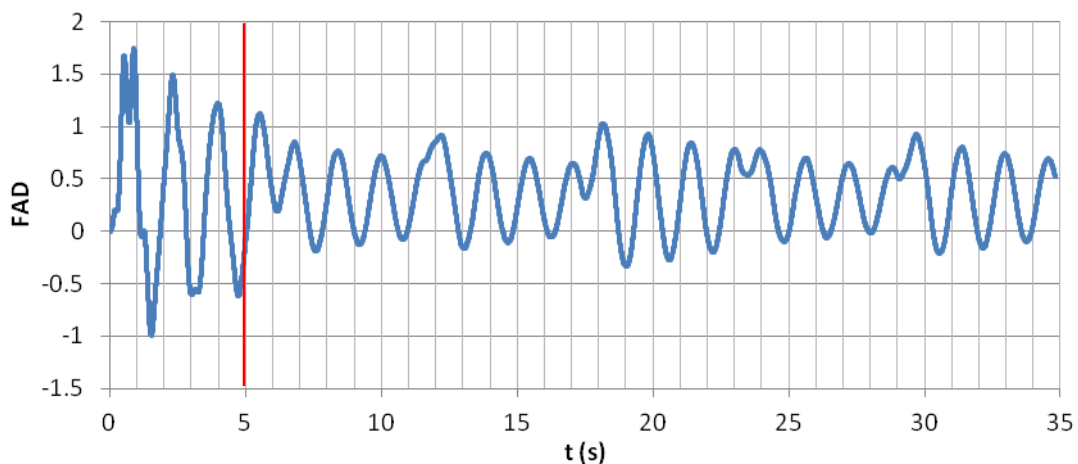


Figura 44 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 41 a 44, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmicos (análise dinâmica linear) com aplicação da carga de vento na direção z por meio de pulsos triangulares consecutivos (período numérico) são aproximadamente iguais a 1,7 ($FAD = 1,7$) na fase transiente e 1,1 ($FAD = 1,1$) na fase permanente, ou seja, os deslocamentos horizontais dinâmicos são 70% e 10% maiores que os estáticos nas fases transiente e permanente, respectivamente. Percebe-se nas Figuras 41 a 44, a influência do amortecimento estrutural na resposta dinâmica do edifício, visto que, à medida que o pulso é cessado, os deslocamentos dinâmicos apresentam uma redução significativa ao longo do tempo até que outro pulso atue sobre a estrutura.

6.3.1.2 Carga harmônica senoidal

Em continuidade ao trabalho de pesquisa, são apresentados os resultados das análises dinâmicas lineares considerando a modelagem da carga do vento por meio de cargas harmônicas senoidais e a frequência da estrutura (ω_{01}) igual 3,925 rad/s, obtida a partir da análise numérica de autovalores e autovetores. Os modelos matemáticos que descrevem a ação do vento estão associados às Equações (20), (21) e (22).

As Figuras 45 a 48 apresentam os fatores de amplificação dinâmicos (FAD) referentes aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando a modelagem da carga harmônica senoidal definida pela Equação (20) e frequência da excitação $\omega = 0,5 \omega_{01}$.

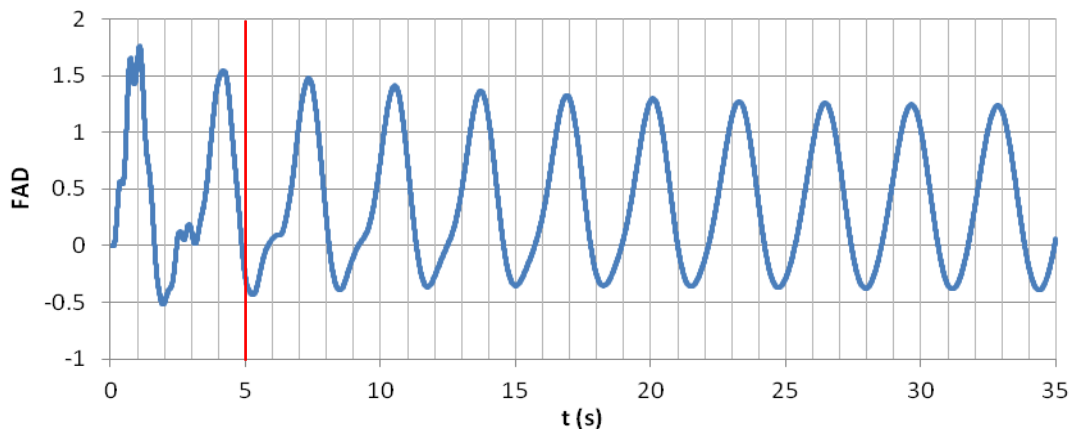


Figura 45 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

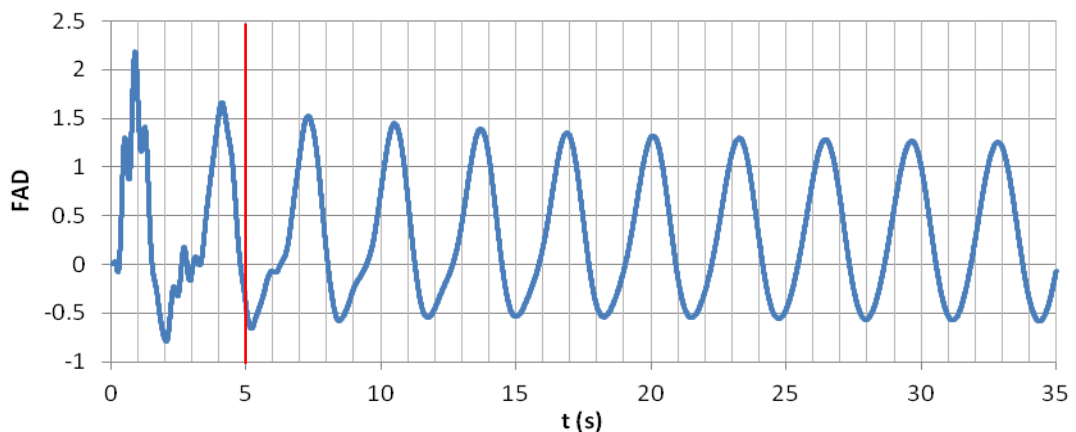


Figura 46 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

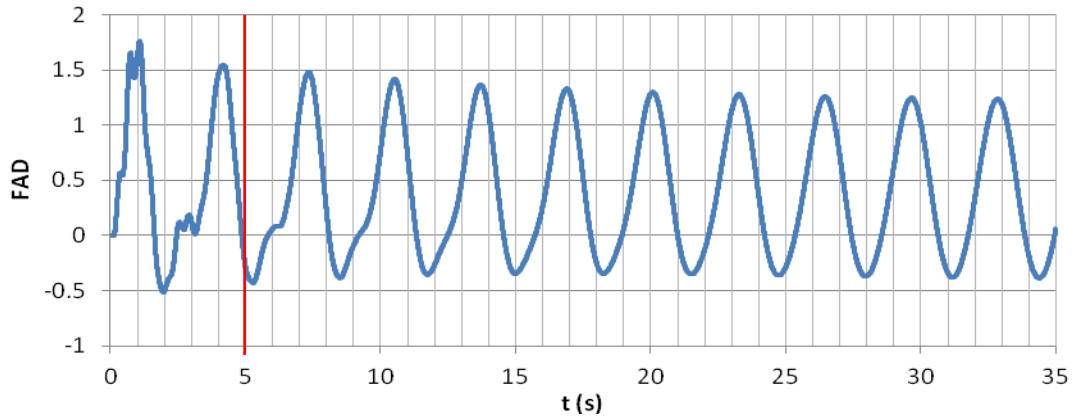


Figura 47 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.

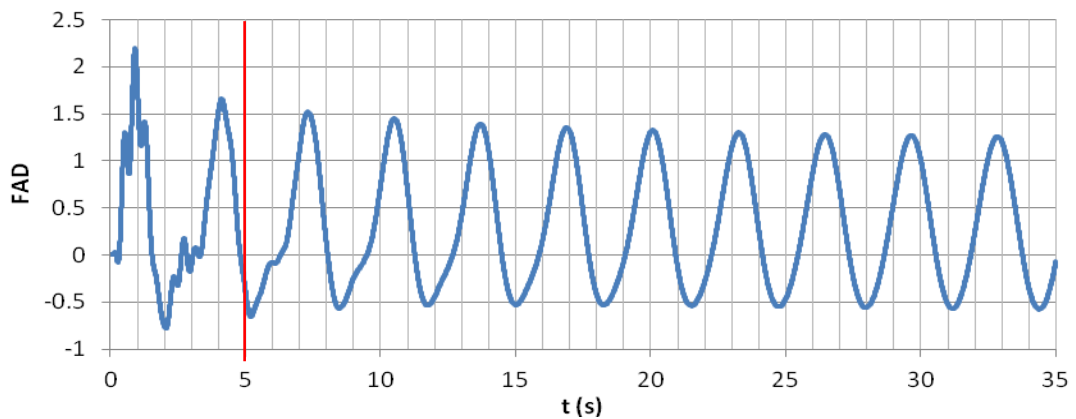


Figura 48 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 45 a 48, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmicos (análise dinâmica linear) são aproximadamente iguais a 1,8 (FAD = 1,8) e a 2,2 (FAD = 2,2) para os deslocamentos no topo e na metade do edifício na fase transitória, respectivamente, considerando a carga devido ao vento aplicada na direção z e descrita pela Equação (20). Isto significa dizer que os deslocamentos horizontais dinâmicos são 80% e 120% maiores que os estáticos, respectivamente. Percebe-se também, que na fase permanente os valores máximos do FAD são da ordem de 1,5 e que decrescem ao longo do tempo devido a influência do amortecimento estrutural.

As Figuras 49 a 52 apresentam os fatores de amplificação dinâmicos (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando a modelagem da carga harmônica senoidal definida pela Equação (21) e frequência da excitação $\omega = 1,0 \omega_{01}$.

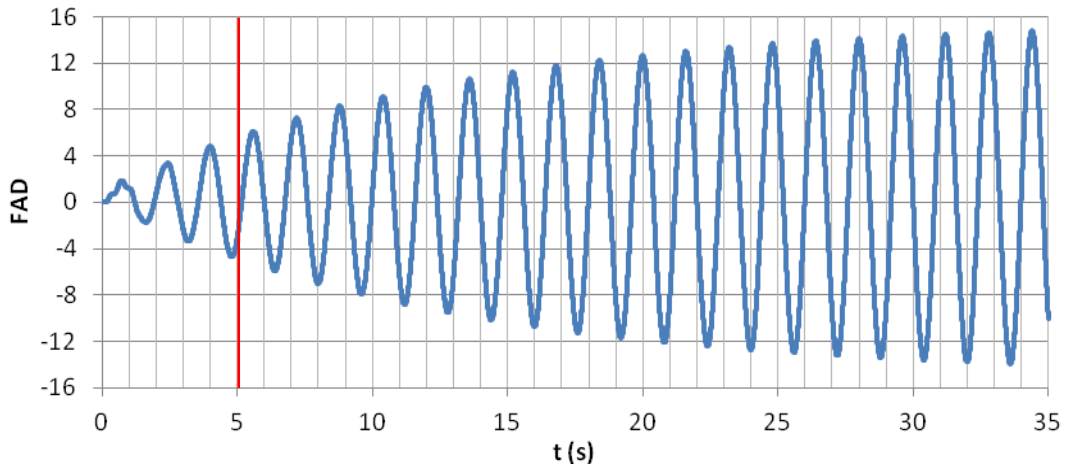


Figura 49 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

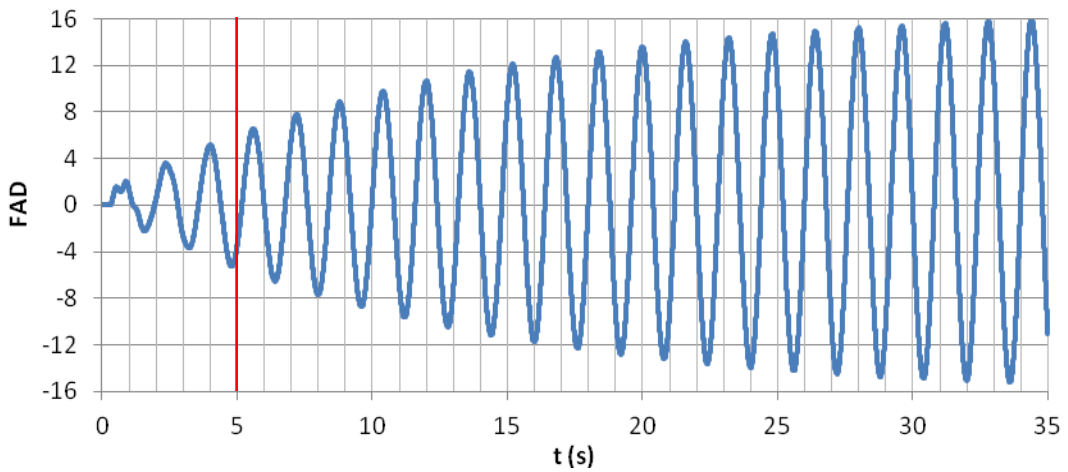


Figura 50 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

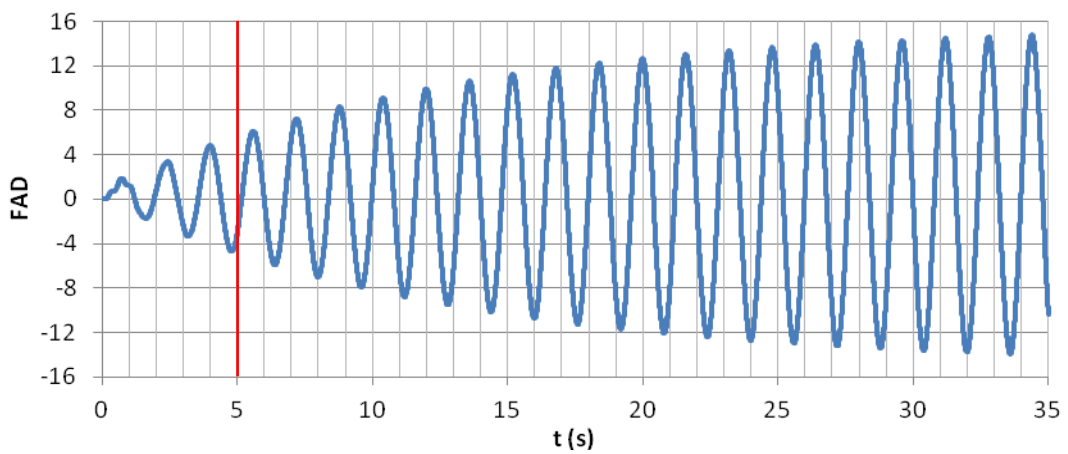


Figura 51 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

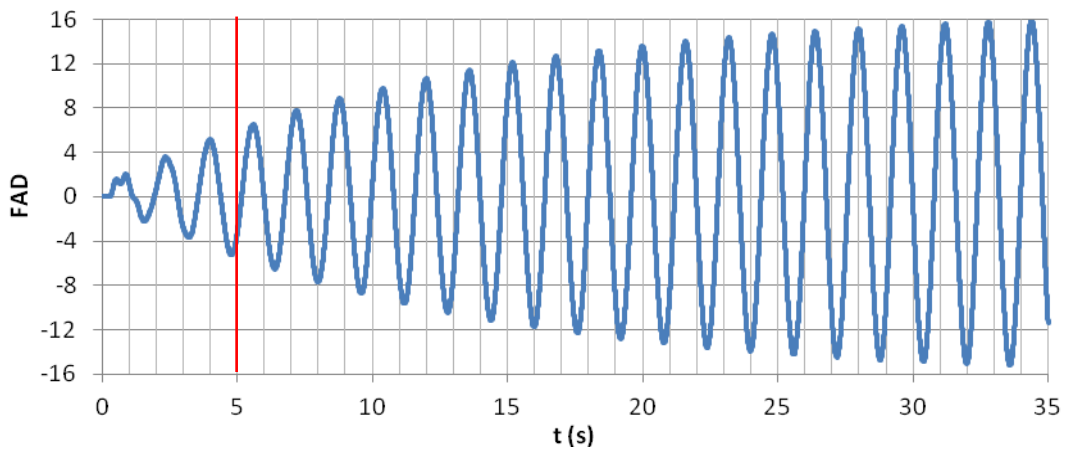


Figura 52 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 49 a 52, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmico (análise dinâmica linear) na fase permanente são aproximadamente iguais a 16 ($FAD = 16$) referentes aos deslocamentos horizontais da estrutura, considerando a carga do vento aplicada na direção z, de acordo com a Equação (21), ou seja, os deslocamentos horizontais dinâmicos são 1500% maiores que os estáticos. Percebe-se que os valores máximos do FAD tendem ao infinito e que existe pouca influência do amortecimento estrutural, isto ocorre porque a estrutura está submetida a ressonância, ou seja, uma situação extrema de projeto. Na fase transiente, os valores máximos do FAD são da ordem de 5 ($FAD = 5$), o que significa que os deslocamentos dinâmicos são 400% maiores que os estáticos.

As Figuras 53 a 56 apresentam os fatores de amplificação dinâmico (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando a modelagem da carga harmônica senoidal definida pela Equação (22) e frequência da excitação $\omega = 2,0 \omega_{01}$.

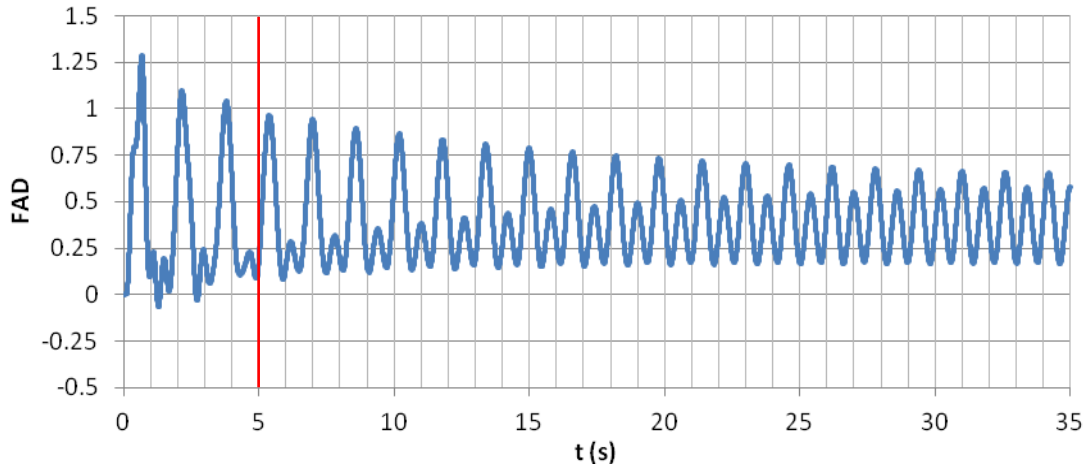


Figura 53 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

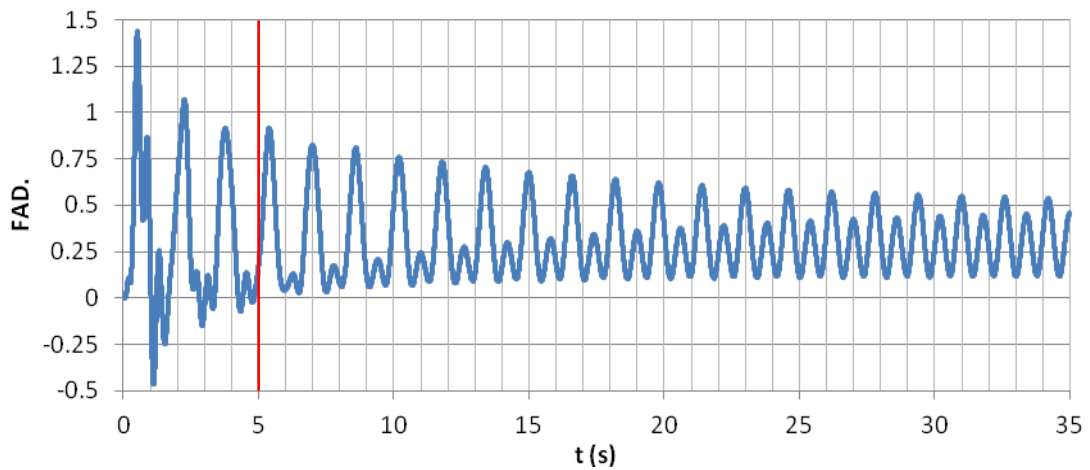


Figura 54 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

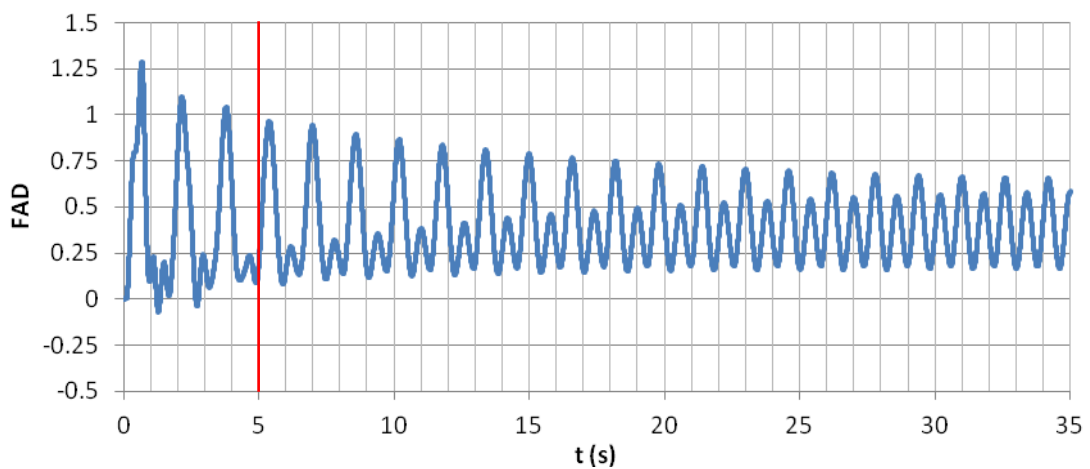


Figura 55 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

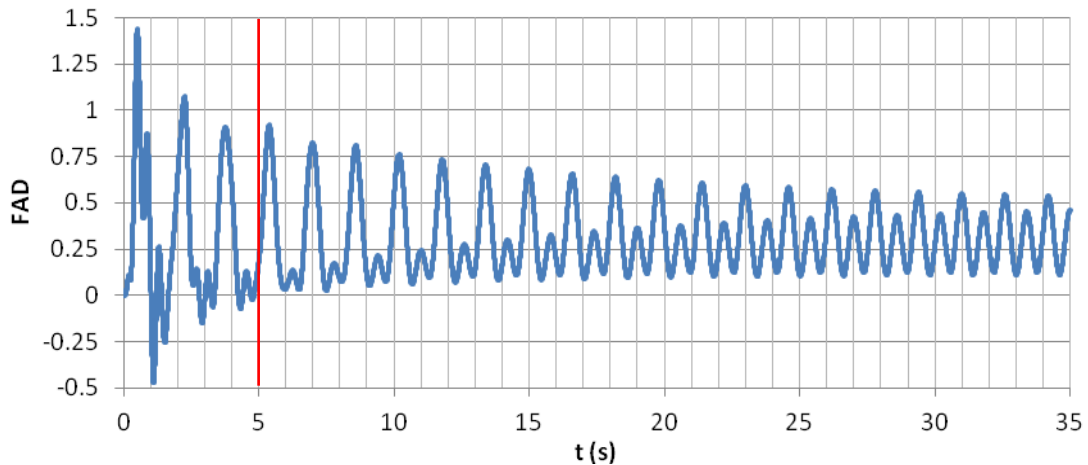


Figura 56 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 50 a 53, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmico (análise dinâmica linear) são aproximadamente iguais a 1,3 (FAD = 1,3) e 1,4 (FAD = 1,4) referentes aos deslocamentos horizontais no topo e na metade da estrutura na fase transiente, respectivamente, considerando a carga do vento aplicada na direção z, conforme a Equação (22). Isto significa que os deslocamentos horizontais dinâmicos são 30% e 40% maiores que os estáticos, respectivamente. Percebe-se ainda, que, na fase permanente, os valores máximos do FAD são menores que a unidade (deslocamentos dinâmicos são menores que os estáticos) e diminuem ao longo do tempo devido ao amortecimento estrutural.

6.3.2 Análise dinâmica não linear

6.3.2.1 Pulsos triangulares

Prosseguindo com o estudo, são apresentados os resultados, obtidos nos pontos indicados na Figura 36, das análises dinâmicas não lineares considerando a modelagem da carga de vento por meio de pulsos triangulares consecutivos.

As Figuras 57 a 60 apresentam os fatores de amplificação dinâmico (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando pulsos triangulares consecutivos e período teórico da estrutura $T_0 = 1,956$ s.

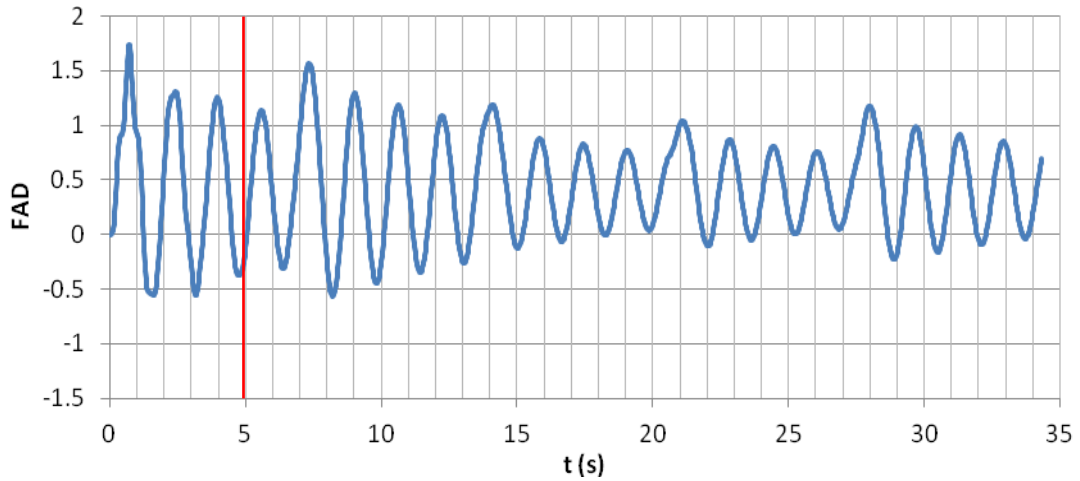


Figura 57 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.

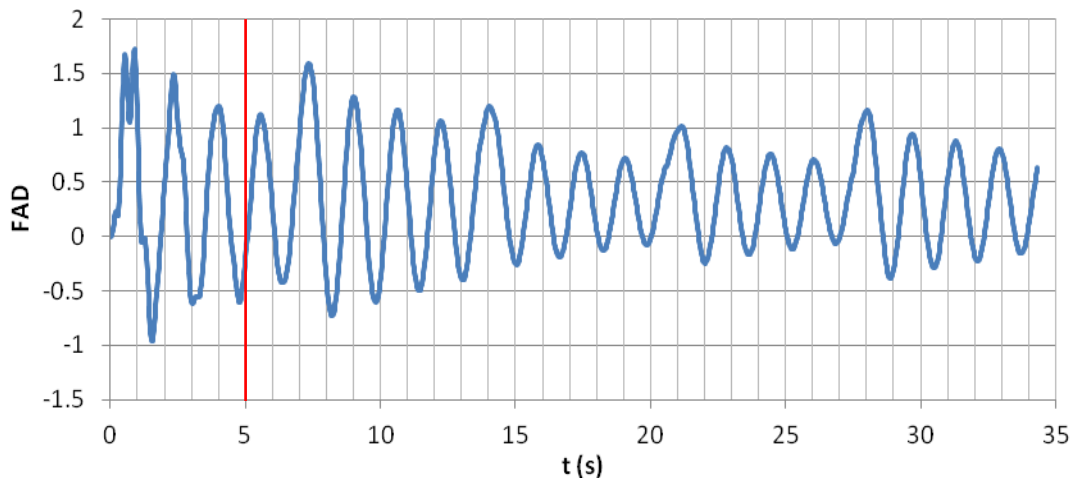


Figura 58 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - $h = 33$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.

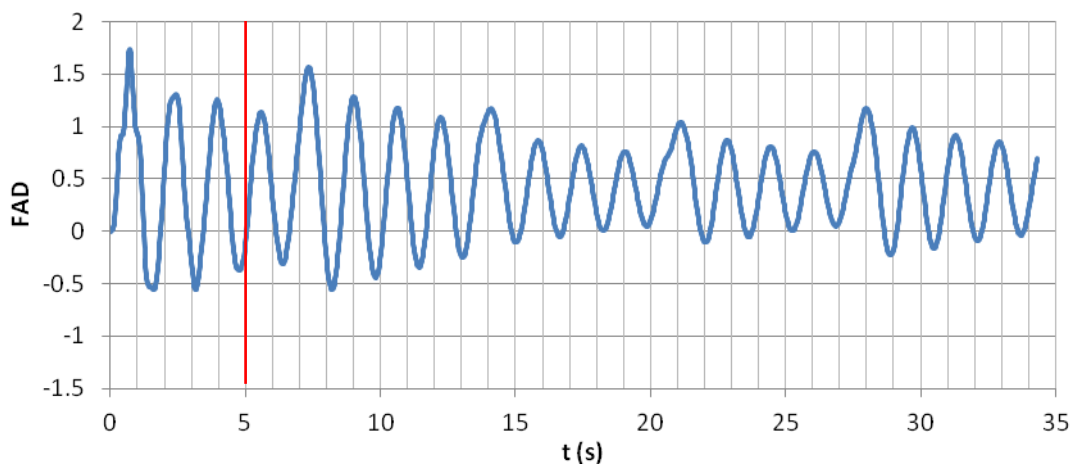


Figura 59 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

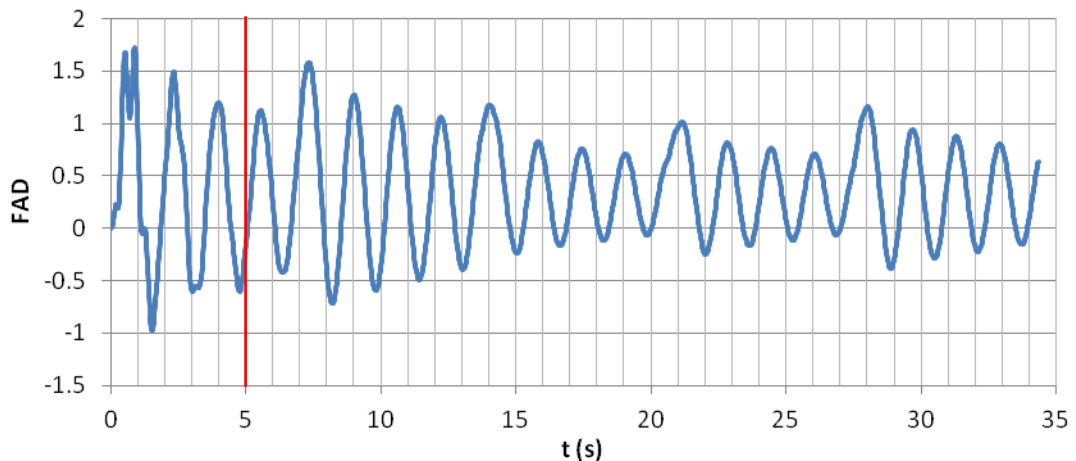


Figura 60 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 57 a 60, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmico (análise dinâmico não linear) com aplicação da carga de vento na direção z por meio de pulsos triangulares consecutivos (período teórico) são aproximadamente iguais a 1,7 ($FAD = 1,7$) na fase transiente. Isto significa que os deslocamentos horizontais dinâmicos são 70% maiores que os estáticos. Percebe-se nas Figuras 57 a 60, que na fase permanente os valores máximos do FAD são da ordem de 1,6 ($FAD = 1,6$) e diminuem ao longo do tempo devido à presença amortecimento estrutural.

As Figuras 61 a 64 apresentam os fatores de amplificação dinâmico (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando pulsos triangulares consecutivos e período numérico da estrutura $T = 1,6$ s. O período numérico foi obtido mediante análise de autovalores e autovetores, conforme Tabela 11.

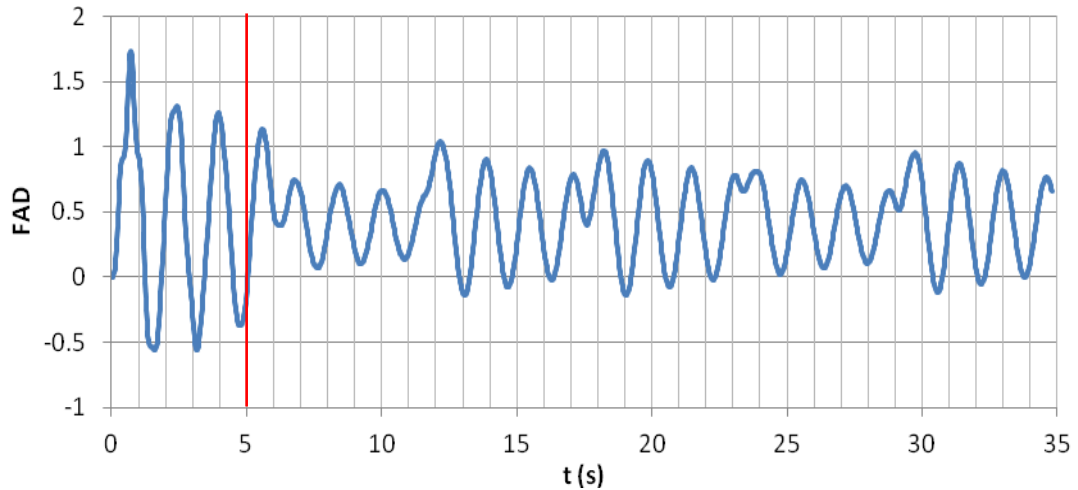


Figura 61 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.

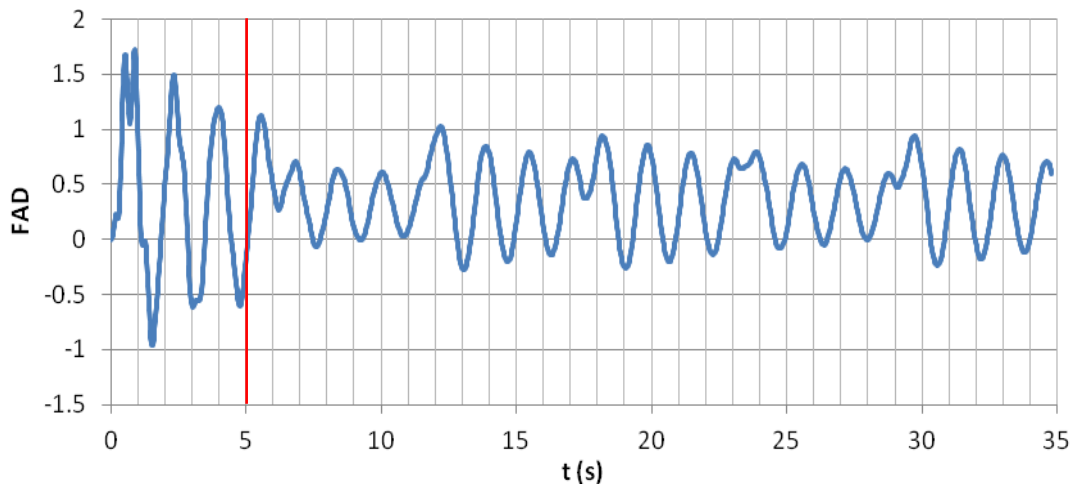


Figura 62 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - $h = 33$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo apoiado.

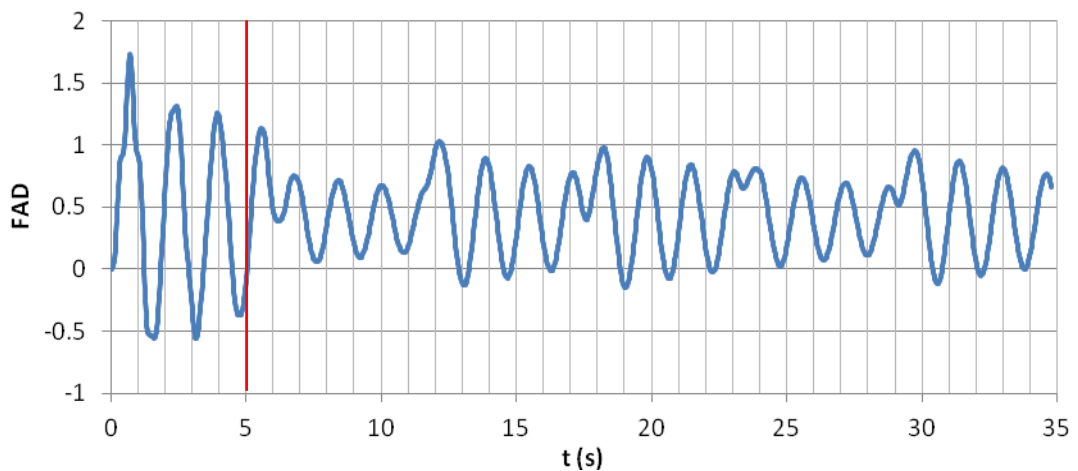


Figura 63 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

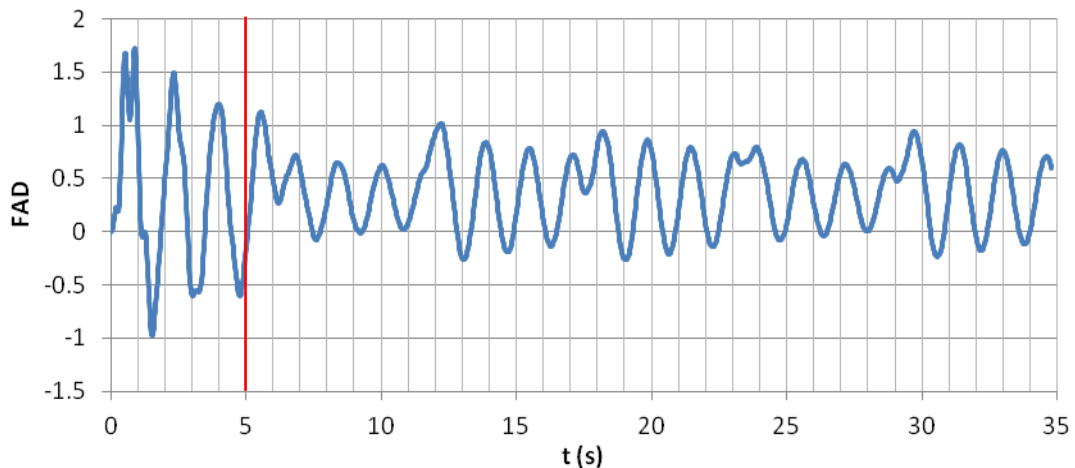


Figura 64 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 61 a 64, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmico (análise dinâmica não linear) com aplicação da carga de vento na direção z por meio de pulsos triangulares consecutivos (período numérico) são aproximadamente iguais a 1,7 ($FAD = 1,7$) na fase transiente, ou seja, os deslocamentos horizontais dinâmicos são 70% maiores que os estáticos. Percebe-se também, que os valores máximos do FAD são aproximadamente de 1,2 ($FAD = 1,2$) na fase permanente e que seus valores diminuem ao longo do tempo devido ao amortecimento estrutural.

6.3.2.2 Carga harmônica senoidal

Prosseguindo as análises, são apresentados os resultados das análises dinâmicas não lineares considerando a modelagem da carga de vento por meio de cargas harmônicas senoidais, considerando a frequência da estrutura (ω) igual a 3,925 rad/s. Os modelos matemáticos que descrevem a ação do vento sobre a estrutura estão associados as Equações (20), (21) e (22).

As Figuras 65 a 68 apresentam os fatores de amplificação dinâmico (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando a modelagem da carga harmônica senoidal definida pela Equação (20) e frequência da excitação $\omega = 0,5 \omega_{01}$.

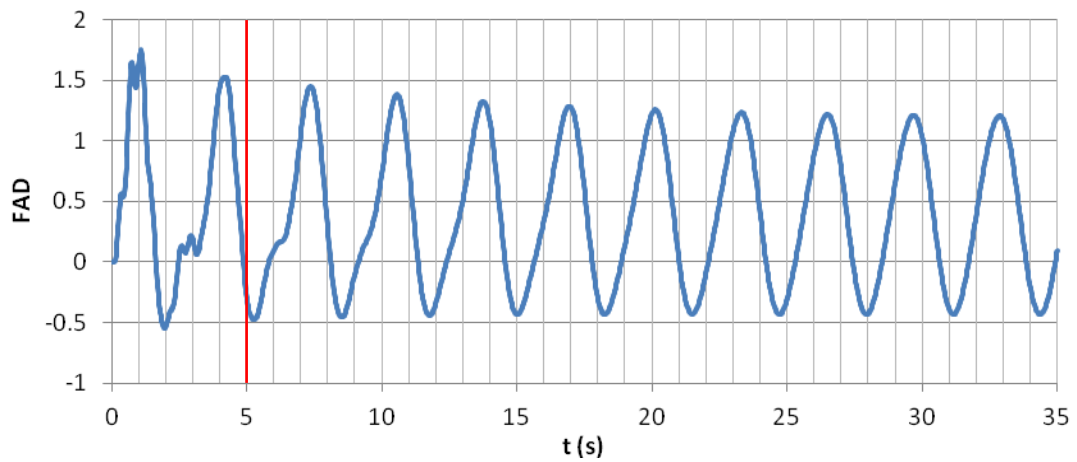


Figura 65 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy , $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

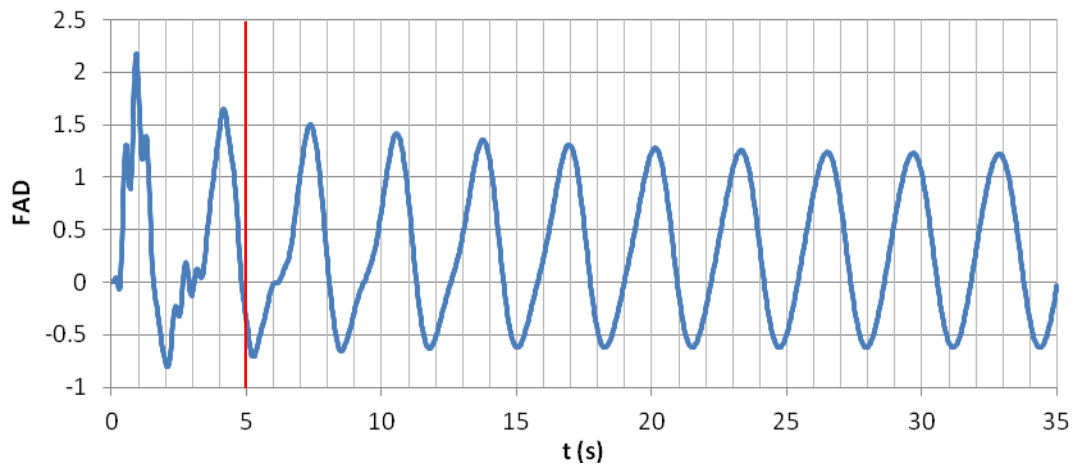


Figura 66 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - $h = 33$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy , $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

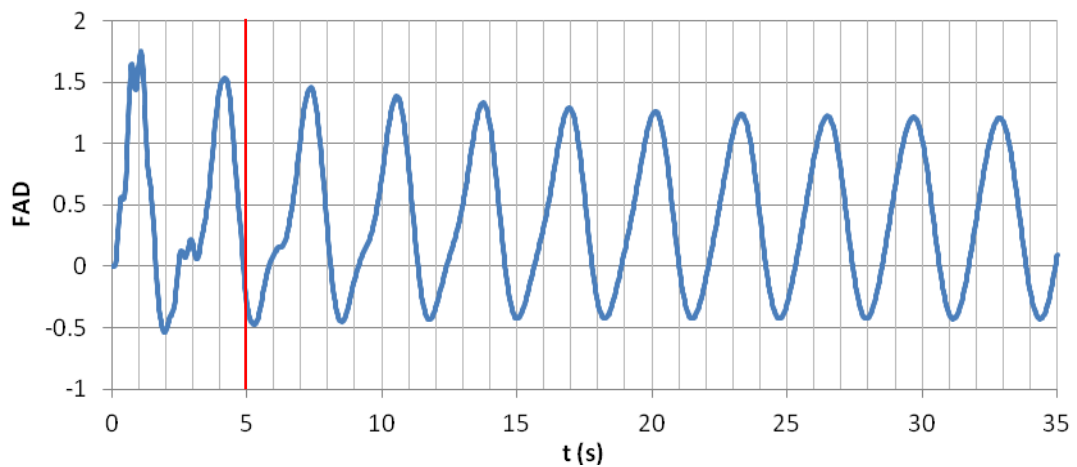


Figura 67 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - $h = 66$ m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy , $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.

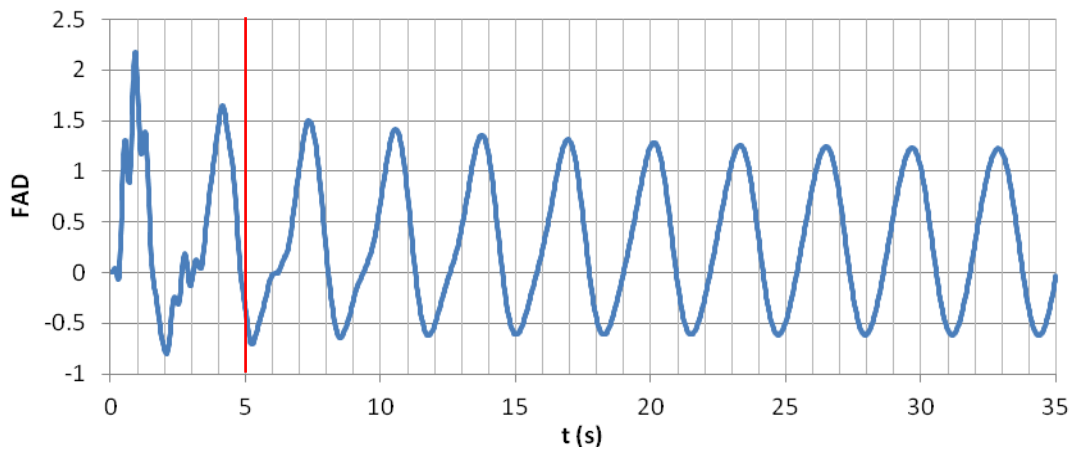


Figura 68 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano xy, $\omega = 0,5 \omega_{01}$. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 65 a 68, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmico (análise dinâmica não linear) durante a fase transiente são aproximadamente iguais a 1,7 (FAD = 1,7) e 2,2 (FAD = 2,2) referentes aos deslocamentos horizontais no topo e na metade da estrutura, respectivamente, considerando a carga do vento aplicada na direção z, conforme a Equação (20). Isto significa que os deslocamentos horizontais dinâmicos são 70% e 120% maiores que os estáticos, respectivamente. Percebe-se também, que na fase permanente os valores máximos do FAD são da ordem de 1,5 e diminuem ao longo do tempo devido ao amortecimento estrutural.

As Figuras 69 a 72 apresentam os fatores de amplificação dinâmico (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando a modelagem da carga harmônica senoidal definida pela Equação (21) e frequência da excitação $\omega = 1,0 \omega_{01}$.

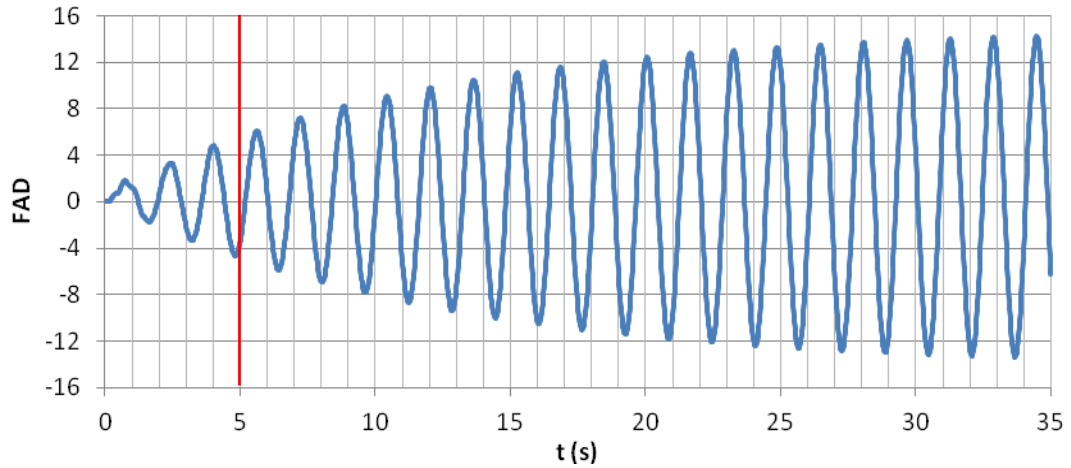


Figura 69 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

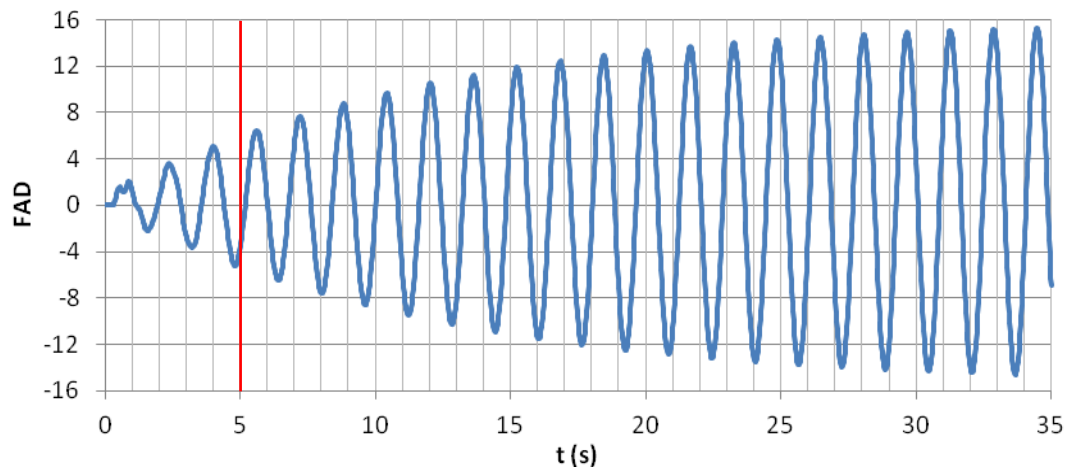


Figura 70 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

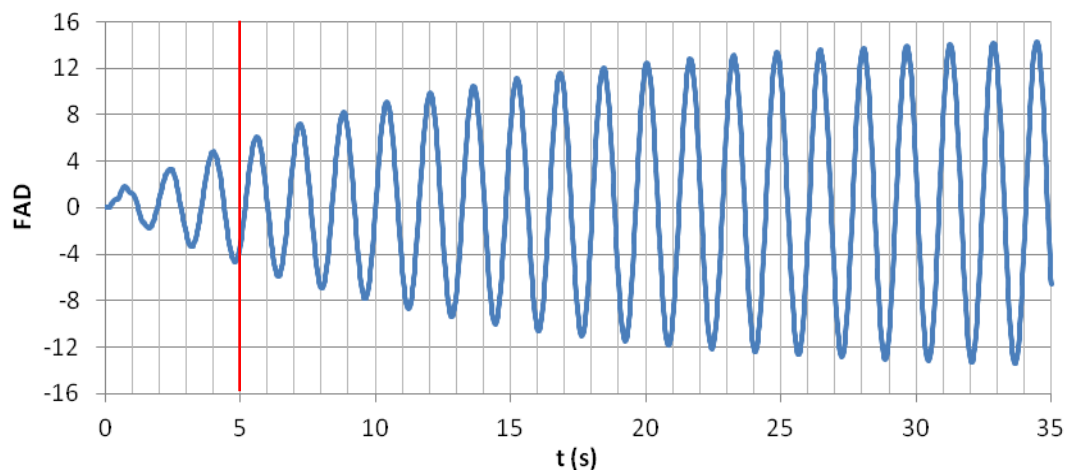


Figura 71 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

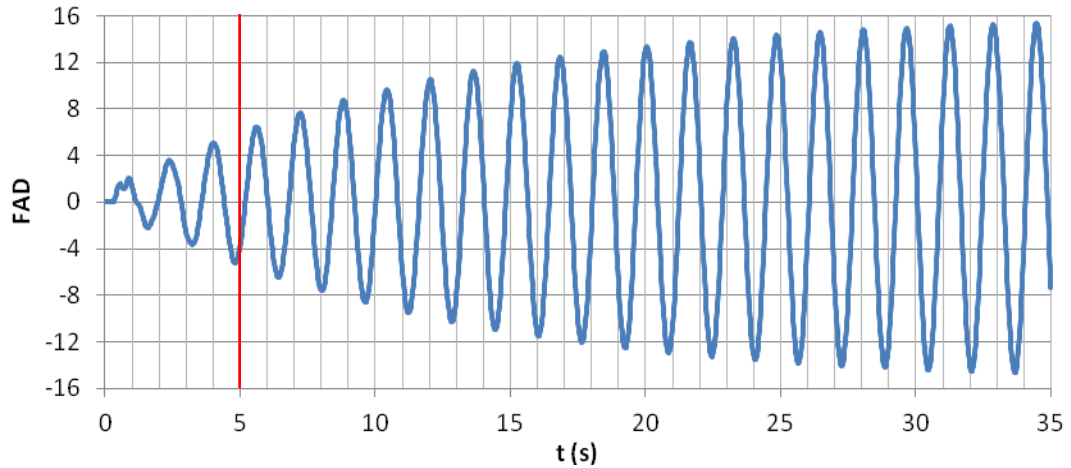


Figura 72 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 1,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 69 a 72, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmico (análise dinâmico não linear) na fase permanente são aproximadamente iguais a 15 (FAD = 15) e 16 (FAD = 16) referentes aos deslocamentos horizontais no topo e na metade da estrutura, respectivamente, considerando a carga do vento aplicada na direção z, conforme a Equação (21). Ou seja, os deslocamentos horizontais dinâmicos são 1400% e 1500% maiores que os estáticos, respectivamente. Este fenômeno ocorre devido a ressonância, onde a frequência da excitação é igual a da estrutura, levando a uma situação extrema de projeto. Percebe-se também, que o amortecimento estrutural exerce pouca influência na resposta dinâmico da estrutura.

As Figuras 73 a 76 apresentam o fator de amplificação dinâmico (FAD) referente aos deslocamentos horizontais devido às cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z) considerando a modelagem da carga harmônica senoidal definida pela Equação (22) e frequência da excitação $\omega = 2,0 \omega_{01}$.

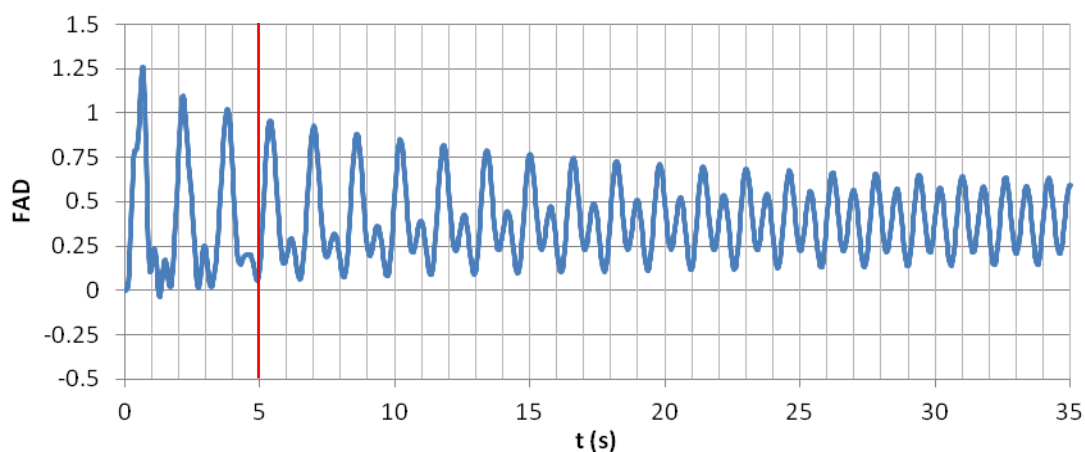


Figura 73 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

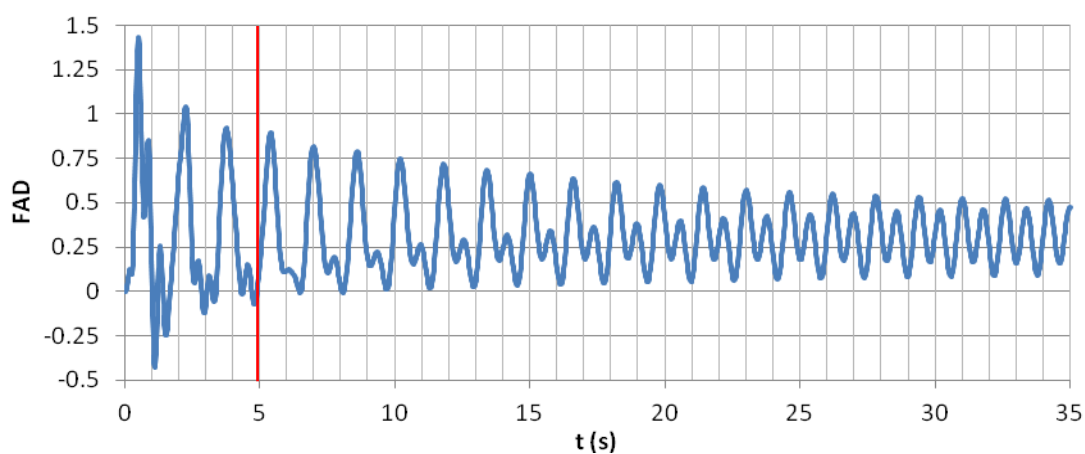


Figura 74 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo apoiado.

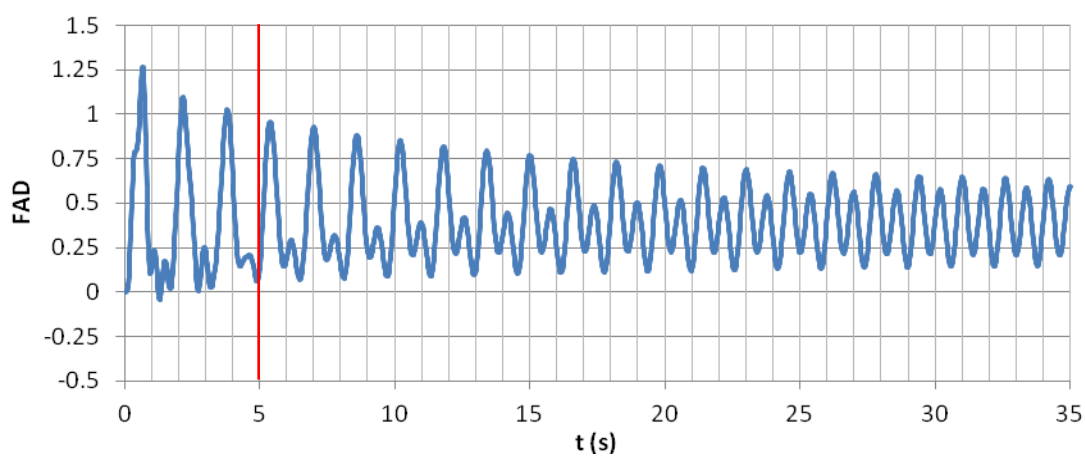


Figura 75 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó C - h = 66 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

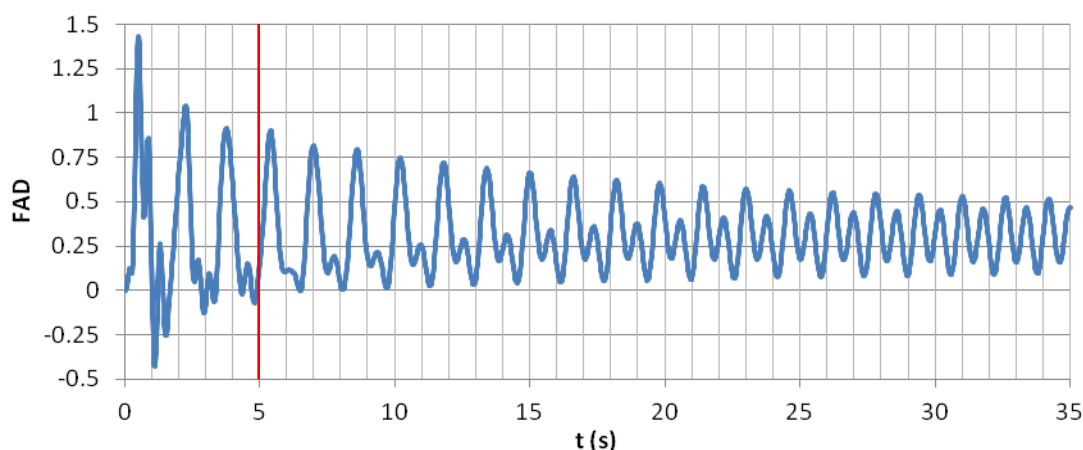


Figura 76 - FAD: deslocamentos translacionais horizontais (Nó D - h = 33 m). Cargas de vento perpendiculares ao plano yz, $\omega = 2,0 \omega_{01}$. Modelo engastado.

Observando os gráficos das Figuras 73 a 76, verifica-se que os fatores de amplificação dinâmico (análise dinâmica não linear) são aproximadamente iguais a 1,3 (FAD = 1,3) e 1,4 (FAD = 1,4) referentes aos deslocamentos horizontais no topo e na metade do edifício, respectivamente, considerando a carga do vento aplicada na direção z, conforme a Equação (22). Ou seja, os deslocamentos horizontais dinâmicos são 30% e 40% maiores que os estáticos, respectivamente na fase transiente. Percebe-se também, que os valores máximos do FAD durante a fase permanente são menores que a unidade e que seus valores diminuem em relação ao tempo devido ao amortecimento estrutural.

6.4 Comparação de resultados

Com base nos resultados obtidos nas diversas análises numéricas desenvolvidas ao longo deste estudo é realizado um estudo comparativo acerca dos fatores de amplificação dinâmico (FAD) referentes aos deslocamentos da estrutura investigada.

As Tabelas 15 e 16 apresentam os valores dos deslocamentos horizontais para os modelos com a base apoiada e as cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z), considerando as cargas harmônicas senoidais e pulsos triangulares consecutivos (períodos teórico e numérico), respectivamente.

Tabela 15 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos

ω	Altura	Linear			Não Linear		
		V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$	V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$
0,5 ω_{01}	h	7,12	12,54	1,76	7,23	12,65	1,75
	h/2	2,82	6,18	2,19	2,87	6,21	2,17
1,0 ω_{01}	h	7,12	105,31	14,79	7,23	102,97	14,24
	h/2	2,82	44,95	15,94	2,87	43,91	15,30
2,0 ω_{01}	h	7,12	9,19	1,29	7,23	9,11	1,26
	h/2	2,82	4,05	1,44	2,87	4,10	1,43

Tabela 16 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos

Período	Altura	Linear			Não Linear		
		V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$	V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$
Teórico	h	7,12	12,53	1,76	7,23	12,58	1,74
	h/2	2,82	4,91	1,74	2,87	4,94	1,72
Numérico	h	7,12	12,53	1,76	7,23	12,58	1,74
	h/2	2,82	4,91	1,74	2,87	4,94	1,72

As Tabelas 17 e 18 apresentam os valores dos deslocamentos horizontais para os modelos com a base engastada e as cargas de vento perpendiculares ao plano xy (direção z), considerando as cargas harmônicas senoidais e pulsos triangulares consecutivos (períodos teórico e numérico), respectivamente.

Tabela 17 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos

ω	Altura	Linear			Não Linear		
		V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$	V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$
0,5 ω_{01}	h	7,12	12,6	1,77	7,23	12,65	1,75
	h/2	2,81	6,18	2,20	2,86	6,24	2,18
1,0 ω_{01}	h	7,12	105,23	14,78	7,23	103,53	14,32
	h/2	2,81	44,76	15,93	2,86	43,99	15,38
2,0 ω_{01}	h	7,12	9,19	1,29	7,23	9,11	1,26
	h/2	2,81	4,05	1,44	2,86	4,09	1,43

Tabela 18 - Deslocamentos translacionais horizontais máximos

Período	Altura	Linear			Não Linear		
		V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$	V_E (cm)	V_D (cm)	$FAD_{m\acute{a}x}$
Teórico	h	7,12	12,53	1,76	7,23	12,58	1,74
	h/2	2,81	4,92	1,75	2,86	4,95	1,73
Numérico	h	7,12	12,53	1,76	7,23	12,58	1,74
	h/2	2,81	4,92	1,75	2,86	4,95	1,73

Observando as informações das Tabelas 15 e 17, percebe-se para a frequência de excitação $\omega = 0,5 \omega_{01}$, que representa as baixas frequências de carregamento dinâmico, os valores máximos de FAD são da ordem de 1,8 (FAD = 1,8) para as análises dinâmicas lineares e não lineares geométricas, considerando que os valores dos deslocamentos dinâmicos diminuem ao longo do tempo devido ao amortecimento estrutural. Para a frequência de excitação $\omega = 1,0 \omega_{01}$, que provoca na estrutura o fenômeno da ressonância, verifica-se que os valores máximos do FAD são da ordem de 16 e a influência do amortecimento estrutural é mínima, o que leva a estrutura a uma situação extrema de projeto. Considerando a frequência de excitação $\omega = 2,0 \omega_{01}$, que representa as frequências mais elevadas de carregamento dinâmico, os valores máximos do FAD são da ordem de 1,4 na fase transiente e o amortecimento estrutural tem importante atuação na resposta dinâmica. Na fase permanente da resposta dinâmica, os deslocamentos dinâmicos equivalem aos estáticos, ou seja, as frequências mais elevadas de excitação provocam na estrutura investigada um efeito menor comparando-se com as outras frequências utilizadas na modelagem da carga de vento por meio das cargas harmônicas senoidais.

Observando os dados contidos nas Tabelas 16 e 18, verifica-se que os valores máximos do FAD são da ordem de 1,7 (FAD = 1,7), considerando-se as análises dinâmicas lineares e não lineares geométricas e a modelagem da carga de vento através de pulsos triangulares consecutivos (períodos teórico e numérico), ou seja, os deslocamentos dinâmicos são 70% maiores que os estáticos. Vale destacar a influência do amortecimento estrutural, pois os deslocamentos dinâmicos apresentam uma diminuição significativa ao longo do tempo.

Comparando os resultados obtidos para os deslocamentos dinâmicos com o limite de 16,5 cm, de acordo com as recomendações da norma NBR 8800 [18], verifica-se que a estrutura investigada atende aos critérios da referida norma considerando os modelos matemáticos de carregamento que descrevem a ação do vento por meio de pulsos triangulares consecutivos e cargas harmônicas senoidais. Entretanto, quando a estrutura é submetida ao fenômeno de ressonância, a mesma apresenta deslocamentos superiores a 1 m, desobedecendo aos critérios da norma NBR 8800 [18]. A ressonância da estrutura corresponde a uma situação extrema no que diz respeito ao projeto estrutural e deve ser evitada pelo projetista.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 Introdução

O objetivo deste trabalho de pesquisa é o de investigar o comportamento estático e dinâmico (linear e não linear geométrico) de edifícios esbeltos em aço e mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento. Para tal, este estudo aborda o desenvolvimento de modelos numéricos tridimensionais, via método dos elementos finitos, com base na utilização do programa Ansys [16]. A estratégia de modelagem leva em conta a influência da rigidez dos painéis de alvenarias, para analisar resposta dinâmica de um edifício de vinte pavimentos [17], composto por vigas e colunas de aço e lajes de concreto armado, formando um sistema estrutural misto com interação total. Nesta investigação, a modelagem das rajadas de vento atuantes sobre o modelo estrutural é feita com base em uma modelagem simplificada, por meio do emprego de funções harmônicas senoidais.

7.2 Conclusões

A seguir, são apresentadas as conclusões obtidas ao longo deste estudo. Ao longo do trabalho foram apresentadas diversas conclusões e estas são novamente citadas, de forma itemizada:

a) Modelagem numérico-computacional

O modelo numérico-computacional do edifício misto (aço-concreto) foi desenvolvido com base no emprego do programa Ansys [16] e os resultados obtidos foram comparados com o programa computacional SAP2000 [26]. A diferença numérica entre os resultados das análises fornecidas pelos dois programas foi muito pequena para deslocamentos horizontais (diferenças da ordem de 3%), e, deste modo, pode-se afirmar que os modelos numéricos desenvolvidos apresentam resultados são coerentes e confiáveis.

b) Não linearidade geométrica

Com base nos resultados obtidos nas análises numéricas desenvolvidas ao longo deste estudo, foi observado que a consideração do efeito da não linearidade geométrica nas análises numéricas para o modelo estrutural investigado apresentou diferenças muito pequenas, comparando-se os resultados obtidos (deslocamentos e esforços) entre as análises lineares e não lineares, no que diz respeito ao modelo estrutural investigado neste trabalho (diferenças da ordem de 1%).

c) Condições de contorno

No desenvolvimento dos modelos numéricos, utilizando-se o método dos elementos finitos com base no emprego do programa computacional Ansys [16], foram adotados modelos com a base apoiada e engastada na modelagem do sistema estrutural. Os resultados numéricos (deslocamentos, frequências naturais e esforços) obtidos nas análises demonstraram que as condições de contorno do modelo estrutural analisado no presente estudo não apresentaram diferença significativa entre os modelos apoiados e engastados (diferenças da ordem de 1%).

d) Rigidez transversal da laje de concreto armado dos pavimentos

Durante o desenvolvimento das análises apresentadas neste trabalho de pesquisa, foi realizado um estudo numérico comparativo utilizando o programa computacional SAP2000 [26] para se avaliar o comportamento estrutural do edifício considerando a contribuição da rigidez transversal da laje de concreto armado nos pavimentos. Os resultados mostraram que os modelos numéricos que utilizaram diafragmas rígidos para simular as lajes apresentaram deslocamentos horizontais 30% maiores que os modelos que consideraram a rigidez da laje de concreto armado. A consideração de diafragmas rígidos na modelagem de sistemas estruturais deve ser avaliada com cuidado pelo projetista, pois certamente torna o projeto estrutural antieconômico.

e) Modelagem das ações dinâmicas

Os modelos de carregamento representativos das ações do vento foram estudados e implementados, de forma simplificada, com o objetivo de simular as forças horizontais devidas à ação do vento sobre a estrutura.

A modelagem destas ações dinâmicas (cargas triangulares e senoidais) permite concluir que a natureza dos modelos de carregamento dinâmico desenvolvidos neste estudo é de grande importância na simulação numérica das cargas de vento, especialmente no que tange aos deslocamentos horizontais do edifício.

f) Frequências naturais e modos de vibração

Os resultados das análises de vibração livre do edifício revelam que o mesmo apresenta as dez primeiras frequências muito baixas, pois se trata de um edifício esbelto. Todavia, é importante destacar a contribuição favorável dos painéis de alvenaria para o enrijecimento da estrutura, visto que, na análise modal a presença da alvenaria nos modelos numéricos praticamente dobrou o valor das quatro primeiras frequências em relação aos modelos os quais não houve esta consideração (sem alvenaria: $f_{01} = 0,33$ Hz; com alvenaria: $f_{01} = 0,63$ Hz).

Foi observado, também, para os modelos numéricos que incluem o efeito dos painéis de alvenaria, que o primeiro e o segundo modos de vibração do edifício apresentam predominância dos efeitos de flexão em torno dos eixos globais horizontais x e z , respectivamente. O terceiro modo de vibração apresenta característica predominante de torção em relação ao núcleo central do edifício, em torno do eixo global vertical y . O quarto modo de vibração apresenta, novamente, predominância dos efeitos de flexão.

g) Deslocamentos horizontais da estrutura

Comparando-se os resultados obtidos a partir dos modelos numéricos, que consideram a contribuição da alvenaria no enrijecimento da estrutura, com as recomendações da norma NBR 8800 [18], verifica-se que o valor para o

deslocamento estático horizontal ($V_E = 7,1$ cm) atende ao critério da referida norma, sendo o deslocamento máximo permitido de 16,5 cm.

No que diz respeito aos modelos de carregamento dinâmico, constata-se que os deslocamentos dinâmicos máximos também atendem a norma NBR 8800 [18] considerando-se a modelagem da carga devida ao vento, de forma simplificada, por meio de pulsos triangulares consecutivos ($V_D = 13$ cm) e por cargas harmônicas senoidais (altas e baixas frequências) ($V_D = 9$ cm). Todavia, quando a frequência de excitação é igual à frequência da estrutura, caracterizando o fenômeno físico da ressonância, estes valores de deslocamento dinâmico não obedecem ao critério da norma ($V_D = 105$ cm).

Os resultados das análises dinâmicas lineares e não lineares da estrutura indicam os fatores de amplificação dinâmico máximos $FAD_{máx}$ do edifício analisado variam de acordo com a frequência de excitação. Quando a excitação dinâmica é composta por frequências com valores inferiores às frequências da estrutura, o $FAD_{máx}$ é da ordem de 1,5 (fase permanente da resposta). Considerando-se uma situação de ressonância este valor pode atingir até 16 vezes superior aos efeitos estáticos. Finalmente, quando a carga dinâmica é composta por frequências superiores as frequências da edificação, estes valores se equivalem à resposta estática do edifício (fase permanente da resposta). Estas avaliações de ordem quantitativa devem ser consideradas, no que diz respeito a uma avaliação do projeto estrutural do edifício investigado, pois demonstram a importância da influência das ações dinâmicas sobre a resposta estrutural.

7.3 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Realizar um estudo paramétrico para avaliar a contribuição dos painéis de alvenaria com referência ao enrijecimento da estrutura;
- b) Considerar modelos de carregamento dinâmico para as ações do vento capazes de representar a natureza não determinística do problema;
- c) Investigar o efeito das ligações estruturais (ligações viga coluna), sobre o comportamento estrutural da edificação;
- d) Considerar a não linearidade física (não linearidade do material), no que diz respeito à análise do modelo estrutural;

- e) Estudar outros sistemas estruturais com geometria e materiais distintos, em relação ao presente edifício.

REFERÊNCIAS

- [1] BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S., 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. XXXII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, 1-16, Ouro Preto, 2011.
- [2] VIANA, A.C.P., ARAÚJO, T.D. Análise dinâmica bidimensional de edifício submetido a rajadas de vento. XXX Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, CD-ROM, 15 páginas, Armação de Búzios, Rio de Janeiro/RJ, Brasil, 2009.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1990. 66p
- [4] BLESSMANN, J. Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2ª Edição, Porto Alegre, 2005.
- [5] OBATA, S.H. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. *Exacta*, 7 (1): 77-85, São Paulo, 2009.
- [6] LAZANHA, E.C. "Análise dinâmica elastoplástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória do vento". Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. 2003.
- [7] MULLER, M. S. K. Estudo das correlações entre resistência à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não armada submetidos a esforços de compressão axial. Boletim técnico da Escola Politécnica da USP. Universidade de São Paulo, 1991.
- [8] SANEINEJAD, A., HOBBS, B., Inelastic Design of Infilled Frames, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 121 (4), pp 634-650, 1995.

- [9] LEE, J.S., PANDE, G.N., KRALJ, B., A Comparative Study on Approximate Analysis of Masonry Structures, Materials and Structures, Vol.31, pp 473-479, 1998.
- [10] GAMBAROTTA, G., LAGOMARSINO, S., Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Parts I and II, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1997.
- [11] MEHRABI, A. B., SHING, P. B., Finite element modeling of masonry infilled RC frames, American Society of Civil Engineering, 1997.
- [12] CHAKER, A.A., Cherifati, A. Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings, Earthquake Engineering Structural Dynamics, 28: 1061-1065, 1999.
- [13] PELETEIRO, S. C. Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural. Tese de Doutorado. 143p Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002
- [14] ASTERIS, P. G. Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, 2003.
- [15] BASTOS, Pedro K. X., LEMONGE, A. C. de C., SIGILIANO, V. S., RESENDE, S. C. Estudo do módulo de elasticidade de argamassas de revestimento. 3º Congresso Português de Argamassas de Construção, 10p, Lisboa, 2010.
- [16] ANSYS, Inc. *Theory Reference* (version 12.1), 2009.
- [17] ASSIS, V.M. Análise de edifícios de andares múltiplos com estrutura metálica. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

- [18] 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. 247p
- [19] NGO, T, MENDIS, P.A. Blast loading and blast effects on structures - an overview. The University of Melbourne, Australia, 2007.
- [20] MOREIRA, T.V. Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas. Tese de Doutorado. Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.
- [21] REISMANN, H., PAWLIK, P. S. Elasticity: Theory and applications. Krieger Pub Co. New York, 1980.
- [22] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 634p, 1993.
- [23] CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.
- [24] BACHMANN, H., Vibration problems in structures: practical guidelines. Birkhäuser. Berlim, 1995.
- [25] MURRAY, T. M., Design to prevent floor vibrations. Engineering Journal, Vol. 12, , American Institute of Steel Construction, , 1975
- [26] COMPUTERS AND STRUCTURES, SAP2000: Static and dynamic finite element analysis of structures. Versão 14, 2009.

ANEXO A - PARÂMETROS DA NORMA NBR 6123 [3]

São apresentados os parâmetros da norma NBR 6123 [3] para o cálculo da ação do vento em edificações.

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

a) terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;

b) taludes e morros:

taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura A1;

- no ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes): $S_1 = 1,0$;

- no ponto B: [S_1 é uma função $S_1(z)$]:

$$\theta \leq 3^\circ : S_1(z) = 1,0$$

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

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

[interpolar linearmente para $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$]

Onde:

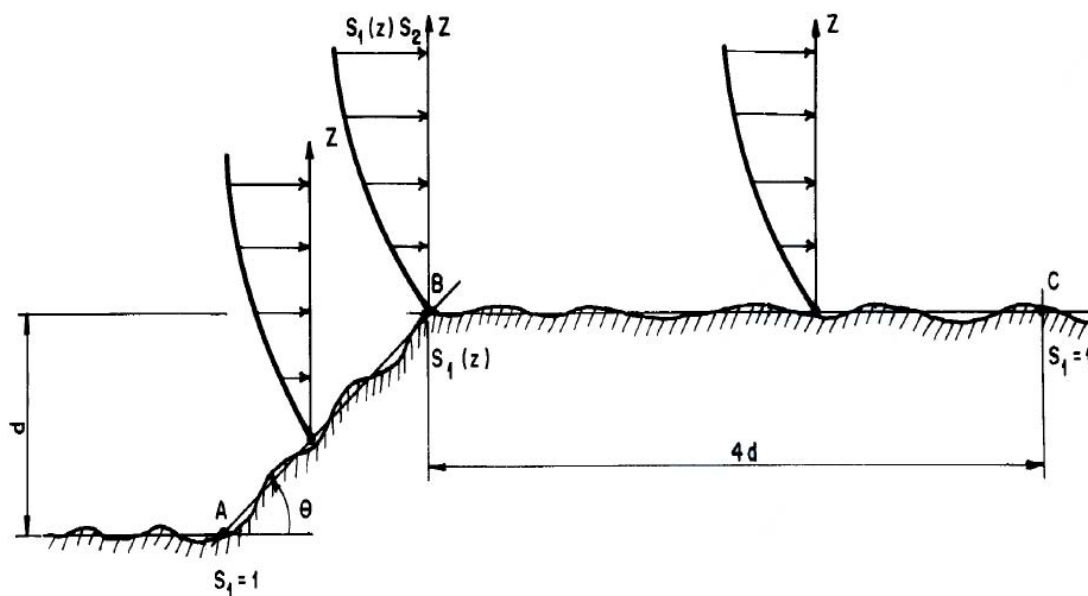
z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado.

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro.

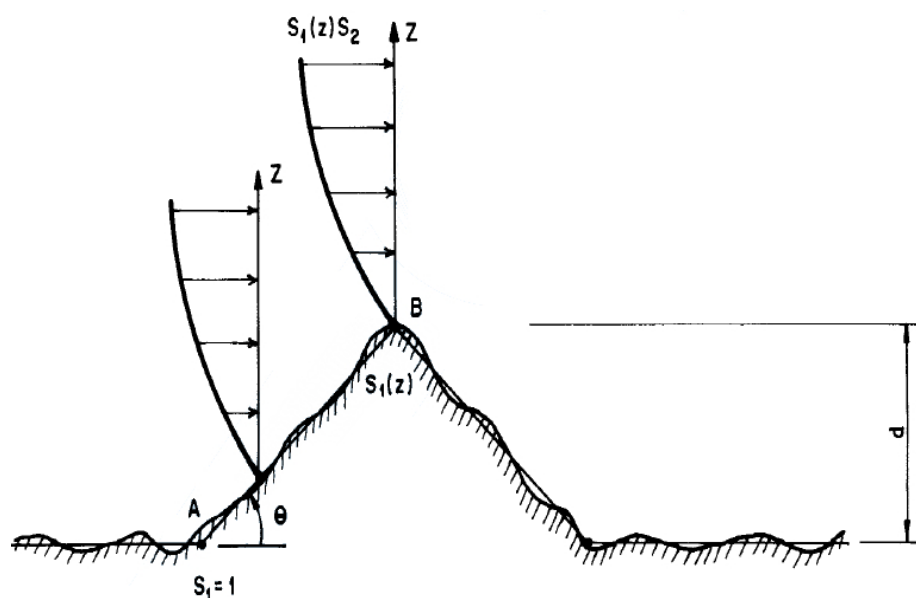
θ = inclinação média do talude ou encosta do morro

Nota: Entre A e B e entre B e C, o fator S_1 é obtido por interpolação linear.

c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.



a) Talude



b) Morro

Figura A1 - Fator topográfico $S_1(z)$ [3].

Para os fins da norma NBR 6123 [3], a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias:

Categoria I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos:

- mar calmo;
- lagos e rios;

- pântanos sem vegetação.

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. Exemplos:

- zonas costeiras planas;
- pântanos com vegetação rala;
- campos de aviação;
- pradarias e charnecas;
- fazendas sem sebes ou muros.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos:

- granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos;
- fazendas com sebes e/ou muros;
- subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Exemplos:

- zonas de parques e bosques com muitas árvores;
- cidades pequenas e seus arredores;
- subúrbios densamente construídos de grandes cidades;
- áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.

Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Exemplos:

- florestas com árvores altas, de copas isoladas;
- centros de grandes cidades;
- complexos industriais bem desenvolvidos.

A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

A Tabela A1 mostra os valores recomendados pela norma NBR 6123 [3] para o fator estatístico S_3 .

Tabela A1 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 [3]

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

A Tabela A2 apresenta a classificação da edificação quanto suas dimensões:

Tabela A2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 [3]

Classe A	Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
Classe B	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.
Classe C	Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 m, o intervalo de tempo correspondente poderá ser determinado de acordo com as indicações do anexo da norma.

As Figuras A2 a A6 apresentam os coeficientes de amplificação dinâmica para diferentes categorias de terreno.

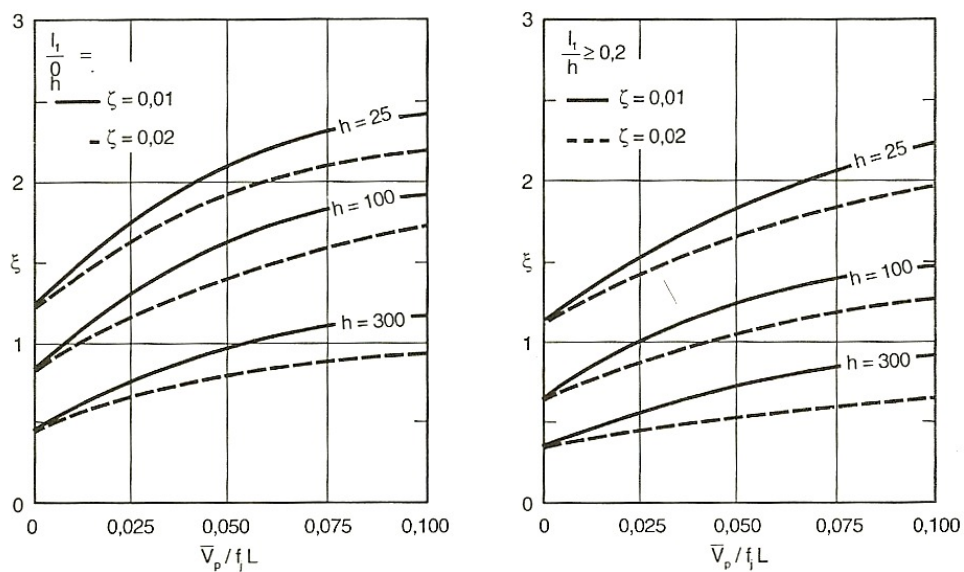


Figura A2 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria I ($L = 1800$ m- h em metros) [3].

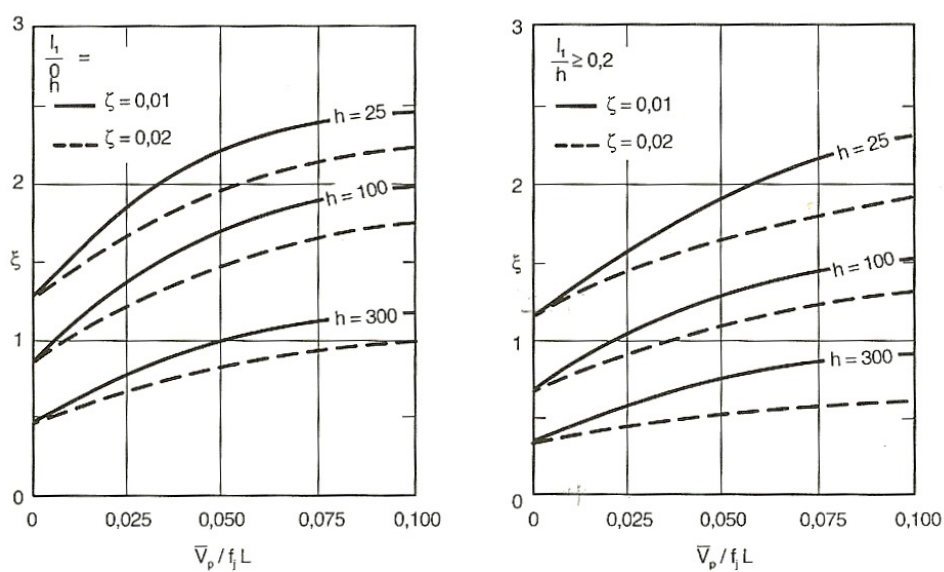


Figura A3 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria II ($L = 1800$ m- h em metros) [3].

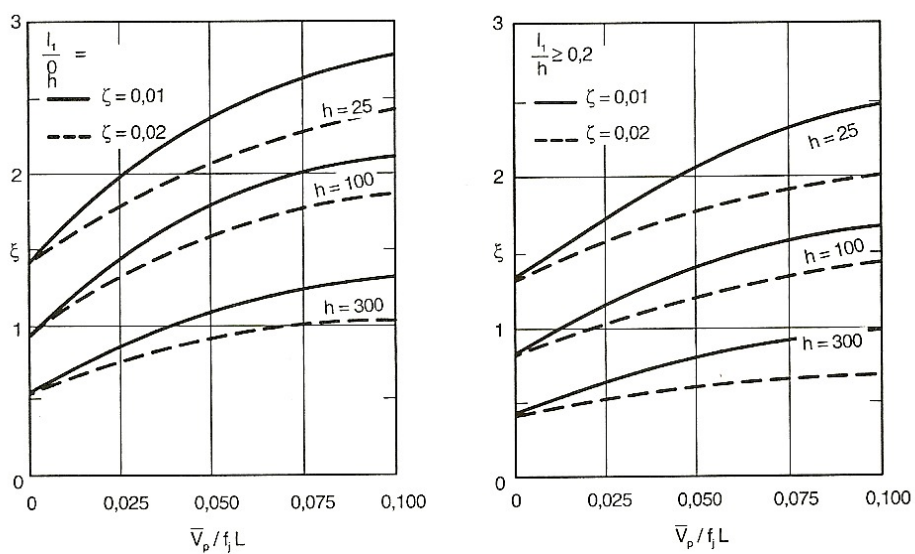


Figura A4 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria III
($L = 1800$ m- h em metros) [3].

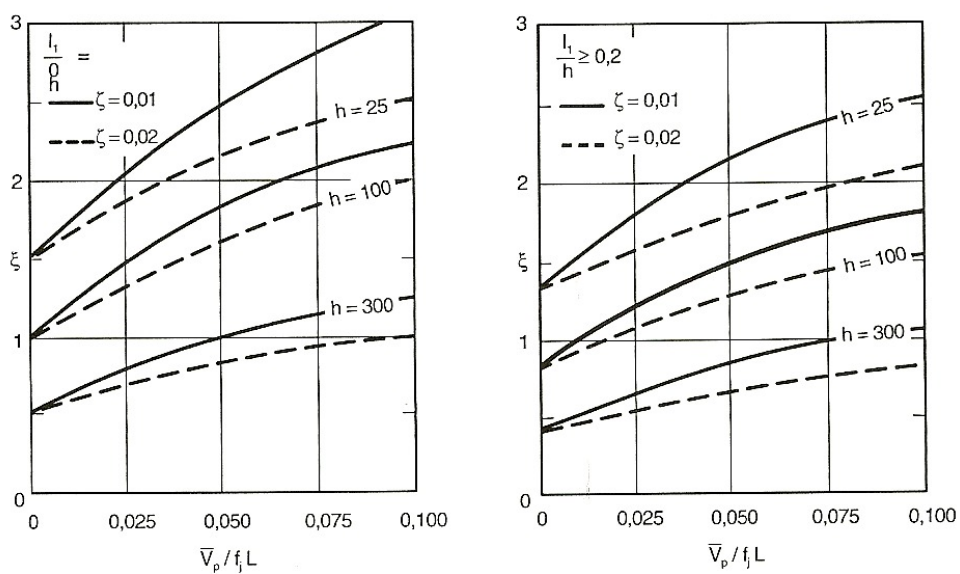


Figura A5 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV
($L = 1800$ m- h em metros) [3].

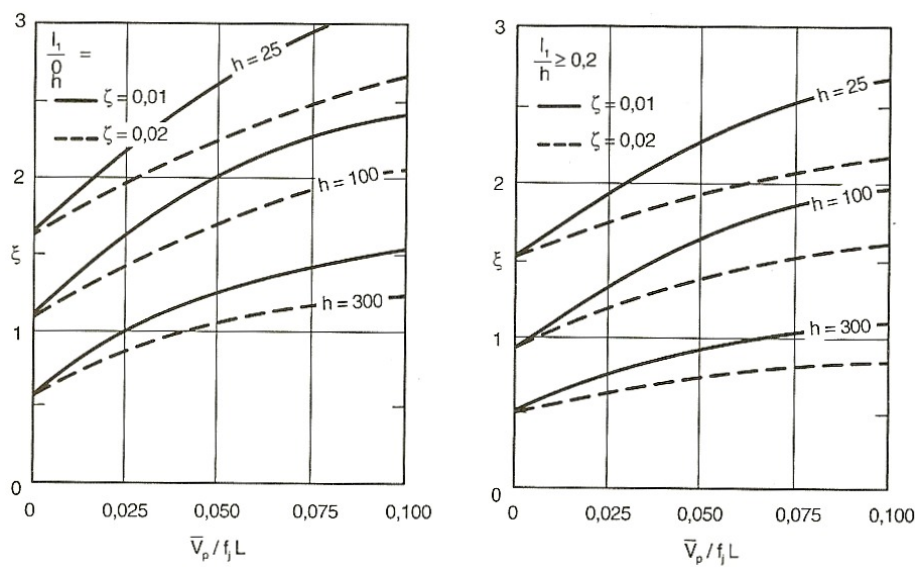


Figura A6 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria V
($L = 1800$ m- h em metros) [3].

ANEXO B - CARACTERÍSTICAS DOS PERFIS METÁLICOS

Este anexo apresenta as características físicas e geométricas dos perfis laminados padrão europeu utilizados na modelagem do sistema estrutural.

Tabela B1 - Características físicas e geométricas dos perfis metálicos

Pilares:	
Perfil HE450B (andar 1-10) $d = 0,45 \text{ m}$ $b_f = 0,30 \text{ m}$ $t_f = 0,026 \text{ m}$ $t_w = 0,014 \text{ m}$ $I_x = 0,0007989 \text{ m}^4$ $I_y = 0,0001172 \text{ m}^4$ $I_t = 0,0000045 \text{ m}^4$ $a_p = 0,0218 \text{ m}^2$ Massa = 171 kg/m	Perfil HE450A (andar 11-20) $d = 0,45 \text{ m}$ $b_f = 0,30 \text{ m}$ $t_f = 0,021 \text{ m}$ $t_w = 0,011 \text{ m}$ $I_x = 0,0006372 \text{ m}^4$ $I_y = 0,0000946 \text{ m}^4$ $I_t = 0,0000025 \text{ m}^4$ $a_p = 0,0178 \text{ m}^2$ Massa = 140 kg/m
Vigas	Diagonais
Perfil IPE550V (andar 1-20) $d = 0,56 \text{ m}$ $b_f = 0,22 \text{ m}$ $t_f = 0,025 \text{ m}$ $t_w = 0,017 \text{ m}$ $I_x = 0,001023 \text{ m}^4$ $I_t = 0,00000372 \text{ m}^4$ Massa = 159 kg/m	Perfil HE260M (andar 1-20) $d = 0,20 \text{ m}$ $b_f = 0,20 \text{ m}$ $t_f = 0,015 \text{ m}$ $t_w = 0,009 \text{ m}$ $a_p = 0,011 \text{ m}^2$ Massa = 172 kg/m