



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

Luiz Daniel Silva de Sá

**Estudo do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e Análise
de Conforto Humano de Edifícios Considerando-se o Efeito dos
Painéis das Alvenarias de Vedação**

Rio de Janeiro
2018

Luiz Daniel Silva de Sá

**Estudo do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e Análise de
Conforto Humano de Edifícios Considerando-se o Efeito dos Painéis das
Alvenarias de Vedação**

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

Rio de Janeiro

2018

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

B327 Sá, Luiz Daniel Silva de.

Estudo do comportamento estrutural e análise de conforto humano de edifícios de concreto armado / Luiz Daniel Silva de Sá. – 2018.
116f.

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

1. Engenharia civil. 2. Concreto armado - Dissertações. 3. Engenharia de estruturas - Dissertações. 4. Conforto humano - Dissertações. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.012.45

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

Assinatura

Data

Luiz Daniel Silva de Sá

Estudo do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e Análise de Conforto Humano de Edifícios Considerando-se o Efeito dos Painéis das Alvenarias de Vedação

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:

Banca Examinadora:

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

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

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

Rio de Janeiro

2018

DEDICATÓRIA

A Deus e a minha família.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pois pude sentir a presença dele em todos os momentos em que me dediquei a este trabalho.

A minha mãe Heronete, que sempre deu o seu melhor para a nossa família e esteve constantemente ao meu lado me amando de forma incondicional.

A minha esposa Isabelle, por sua prontidão em me ajudar a perseverar nos momentos mais difíceis.

Ao meu amigo Leonardo Bastos, que tive a oportunidade de conhecer nesta fase de estudos, por demonstrar total prontidão e dedicar o máximo do seu tempo para me ajudar a concluir este trabalho.

Ao meu orientador, Professor José Guilherme, por sua confiança no meu potencial e na minha capacidade, pelo incentivo constante, por não medir esforços para me auxiliar a concluir este projeto.

RESUMO

Sá, Luiz Daniel Silva de. *Estudo do Comportamento Estrutural Estático e Dinâmico e Análise de Conforto Humano de Edifícios Considerando-se o Efeito dos Painéis das Alvenarias de Vedação*. 2018. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

Este trabalho de pesquisa apresenta uma investigação cujo o objetivo principal é o de avaliar o comportamento estrutural estático e dinâmico; e, bem como, proceder a análise de conforto humano de edifícios, considerando-se para tal a influência dos painéis das alvenarias de vedação, para verificações de projeto nos estados limites de serviço (ELS). Assim sendo, neste estudo foi investigado um modelo estrutural de um edifício de concreto armado com 16 pavimentos, altura total de 48m e dimensões em planta de 14,20m x 15m. A modelagem numérica do edifício em estudo foi realizada através do emprego do programa ANSYS, com base no emprego de técnicas básicas de discretização, por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF). Deste modo, modelos numéricos tridimensionais em elementos finitos foram desenvolvidos para analisar o modelo estrutural com base em três estratégias distintas: sem alvenarias; alvenarias modeladas via emprego de diagonais equivalentes e alvenarias modeladas por meio de elementos de casca. As conclusões alcançadas ao longo desta investigação demonstram a relevância de uma modelagem numérica mais realista para a representação dos painéis das alvenarias de vedação, de forma a avaliar com mais precisão a contribuição destas alvenarias sobre a resposta estrutural estática e dinâmica dos edifícios, especialmente tratando-se de análises visando a verificação dos estados limites de serviço (ELS).

Palavras-chave: Análise Dinâmica. Edifícios de Concreto Armado. Painéis de Alvenarias de Vedação. Conforto Humano. Modelagem Computacional.

ABSTRACT

This research work presents an investigation that aims to evaluate the static and dynamic structural behaviour and also to develop a human comfort analysis of buildings, based on the consideration of the effect of masonry infills focusing serviceability limit states. Thus, in this study a sixteen-storey reinforced concrete building with 48m high and dimensions of 14.20m x 15m was analysed. The numerical modeling of the investigated building adopted the usual mesh refinement techniques present in the Finite Element Method (FEM) simulations implemented in the ANSYS program. This way, the three-dimensional numerical models were developed to simulate the structural model based on three different strategies: no masonry infills; masonry infills represented by equivalent diagonals and masonry infills simulated by shell finite elements. The conclusions reached in this investigation demonstrate the relevance of a more realistic numerical modelling of the masonry infills, aiming a more precise evaluation on the static and dynamic structural behaviour of buildings, specially when analysis focusing the serviceability limit states are considered.

Keywords: Dynamic Analysis. Reinforced Concrete Buildings. Masonry Infills. Human Comfort. Computational Modeling.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Edifício Empire State, Nova York / Estados Unidos.....	25
Figura 2 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988).....	33
Figura 3 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988).....	34
Figura 4 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes [NBR 6123 (1988)]......	35
Figura 5 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV (L=1800 m; h em metros).	41
Figura 6 - Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios- Hirsch&Bachmann(1995).	44
Figura 7 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997).....	46
Figura 8 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção z, ISO 2631(1985).....	46
Figura 9 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção x e y, ISO 2631 (1985).	47
Figura 10 – Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007).	49
Figura 11 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007).	50
Figura 12 - Planta de fôrma - Unidades em metro.	53
Figura 13 - Planta de arquitetura - Unidades em metros.....	53
Figura 14 – Corte A - Unidades em metro.....	54
Figura 15 – Perspectiva - Modelos 1 - Unidades em metro.....	55
Figura 16 – Perspectiva - Modelos 2 - Unidades em metro.....	56
Figura 17 – Perspectiva - Modelos 3 - Unidades em metro.....	57
Figura 18 - Elementos finitos adotados.	60
Figura 19 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 1.	61
Figura 20 – Modelagem computacional - Vista frontal – Modelo 1.....	62
Figura 21 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 2.	63
Figura 22 – Modelagem computacional - Vista frontal – Modelo 2.....	64

Figura 23 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 3.	65
Figura 24 – Modelagem computacional - Vista frontal – Modelo 3.....	66
Figura 25 – Modelagem computacional – perspectiva pavimento tipo – Modelo 1.....	67
Figura 26 – Modelagem computacional – detalhe da diagonal equivalente – Modelo 2.	67
Figura 27 - Painel elementar com uma diagonal – (Moreira, 2002).....	68
Figura 28 – Elemento plano sujeito a cisalhamento.	71
Figura 29 – Variação da distorção lateral em relação a variação nas dimensões do painel.....	72
Figura 30 – Variação da deflexão lateral em relação as variações nas dimensões do painel.....	73
Figura 31 – Variação do módulo de elasticidade transversal em relação a variação nas dimensões do painel.....	73
Figura 32 - Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem abertura, sujeitos ao cisalhamento – (Moreira, 2002).	74
Figura 33 - Curvas de Módulos de Elasticidade Transversal (G) – (Moreira, 2002)..	75
Figura 34 – Planta de indicação do posicionamento das diagonais equivalentes.	77
Figura 35 - Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva global - (Borges, 2009).....	78
Figura 36 – Comparativo das rigidezes nas direções x e z dos 3 modelos.....	79
Figura 37 – Deslocamentos translacionais horizontais devidos a aplicação do vento na direção X – (Modelo 1). Unidade: metro.....	85
Figura 38 - Deslocamentos translacionais horizontais devidos a aplicação do vento na direção X – (Modelo 3). Unidade: metro.....	85
Figura 39 - Deslocamentos translacionais horizontais devidos a aplicação do vento na direção X – (Modelo 3). Unidade: metro.....	86
Figura 40 – Verificação dos deslocamentos no topo da edificação na direção x dos 3 modelos de acordo com a NBR 6118 (2014).	86
Figura 41 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 1 (1 ^o ao 4 ^o modo).	91
Figura 42 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 1 (5 ^o ao 10 ^o modo).	92
Figura 43 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (1 ^o ao 6 ^o modo).	93
Figura 44 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (7 ^o ao 10 ^o modo).	94
Figura 45 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 3 (1 ^o ao 6 ^o modo).	95
Figura 46 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 3 (7 ^o ao 10 ^o modo).	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988).	36
Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).....	37
Tabela 3 - Fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).	38
Tabela 4 - Expoente p e parâmetro b - NBR 6123 (1988).....	40
Tabela 5 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (1988).	40
Tabela 6 - Valores limites de aceleração - Hirsch & Bachmann (1995).	44
Tabela 7 - Critérios de avaliação do conforto segundo a ISO 2631 (1997).....	48
Tabela 8 - Características de cada modelo.....	52
Tabela 9 – Áreas das diagonais equivalentes.	76
Tabela 10 - Valores das rigidezes efetiva global dos 3 modelos nas duas direções - Unidades kN/m.....	79
Tabela 11 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura.	81
Tabela 12 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura.	82
Tabela 13 - Coeficientes de arrasto adotados para os modelos em estudo.....	82
Tabela 14 - Cargas horizontais devido ao vento na direção X aplicadas nos Modelos.	83
Tabela 15 – Deslocamentos translacionais horizontais na direção X.....	84
Tabela 16 - Verificação dos deslocamentos no topo da edificação (ELS).....	87
Tabela 17 - Frequências naturais dos modelos estruturais.....	89
Tabela 18 - Períodos fundamentais (T) dos modelos estruturais.	90
Tabela 19 – Comportamento dinâmico das estruturas.....	97
Tabela 20 - Frequências naturais para o 1º modo de vibração.	98
Tabela 21 - Valores limites para as acelerações de acordo com a ISO 10137 (2007).	101
Tabela 22 - Pressões provocadas pelo vento nos 3 modelos.	102
Tabela 23 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo 1.....	103
Tabela 24 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo 3.....	104
Tabela 25 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach. (1995). Modelo 1...	105
Tabela 26 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach. (1995). Modelo 3...	106
Tabela 27 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo 1.	107

Tabela 28 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo 3.	108
Tabela 29 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo 1.	109
Tabela 30 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo 3.	110
Tabela 31 – Comparativo das acelerações devido à resposta flutuante entre os Modelos 1 e 3.....	111

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

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

LISTA DE SÍMBOLOS

A_e	área frontal efetiva sobre a qual o vento vai atuar
a_j	aceleração num determinado nível da edificação
A_p	soma das áreas das seções transversais de todos os pilares situados entre os andares considerados
A_a	área da seção transversal da diagonal equivalente
a	largura do painel de alvenaria
b	parâmetro meteorológico
C_a	coeficiente de arrasto
d	diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro
e	espessura do painel de alvenaria
E_{conc}	módulo de elasticidade longitudinal do concreto
E_p	módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria segundo
F_a	força de arrasto
F_h	força horizontal aplicada no topo do painel
F_L	força aplicada na direção da diagonal no topo do painel
F_r	fator de rajada
$F(z)$	força estática equivalente do vento
f	frequência da estrutura
f_{01}	frequência fundamental
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_y	resistência característica de escoamento do aço
g	aceleração da gravidade
G	módulo de elasticidade transversal
GPa	gigapascal
h	altura total da edificação

h_a	altura do painel de alvenaria
k_{diag}	rigidez da diagonal equivalente
K	rigidez efetiva global
kN	kilonewton
L	comprimento da diagonal equivalente
m	período em anos
m	metros
MPa	megapascal
m/s	metro por segundo
m/s^2	metro por segundo ao quadrado
N	Newton
p	expoente da lei potencial de variação de S_2
P_m	probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período m de anos
q_e	pressão dinâmica do vento
\bar{q}_0	pressão dinâmica do vento
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento
$q(z)_{fl}$	variação da pressão dinâmica do vento devido a parcela flutuante
$q(z)_{tot}$	variação da pressão dinâmica do vento devido a parcela total
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
T	período da estrutura
T_1	período fundamental
u_j	deslocamento na cota z devido à ação dinâmica do vento
V_0	velocidade básica do vento
V_k	velocidade característica do vento

\bar{V}_p	velocidade de projeto
z	altura medida a partir da superfície do terreno
z_r	altura de referência : $z_r = 10$ m
α	ângulo que a diagonal forma com a horizontal
δ	deflexão lateral
Δ_l	deslocamento no topo da edificação
Δ_h	deslocamento horizontal
Δ_L	deslocamento longitudinal da diagonal
Δ_v	deslocamento vertical
γ	deformação cisalhante
γ_c	densidade do concreto
ξ	taxa de amortecimento
λ	coeficiente de amplificação dinâmica em função do terreno
τ	tensão cisalhante
θ	inclinação média do talude ou encosta do morro
θ	ângulo entre a diagonal deformada e sua posição original
ξ	coeficiente de amplificação dinâmica
ζ	razão do amortecimento crítico

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	23
1 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (1988)	32
1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento	32
1.2 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica	38
2 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO	42
2.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)	42
2.2 Critério de Avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995).....	44
2.3 Critérios de Avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997)	45
2.4 Critérios de Avaliação segundo a ISO 10137 (2007)	48
3 MODELOS ESTRUTURAIS	51
4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS	59
4.1 Modelagem das alvenarias	68
5 ANÁLISE ESTÁTICA	78
5.1 Rigidez efetiva global.....	78
5.1 Descrição dos carregamentos - análise estática.....	80
5.1.1 Cargas verticais utilizadas nos modelos estruturais em estudo	80
5.1.2 Cargas horizontais devido ao vento aplicada nos modelos em estudo	81
5.2 Deslocamentos translacionais	83
6 ANÁLISE MODAL	88
6.1 Frequências naturais (autovalores).....	89
6.2 Modos de vibração (autovetores)	90
6.3 Frequências naturais através de fórmulas simplificadas	98
7 ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO	100
7.1 Determinação das forças dinâmicas devido ao vento	101
7.2 Avaliação de conforto humano: frequências obtidas via NBR 6123 (1988).....	103
7.3 Avaliação utilizando as frequências via Hirsch & Bachmann (1995).....	105
7.4 Avaliação utilizando as frequências via Eurocódigo 1 (Parte 1 - 4; 2010)..	106
7.5 Avaliação utilizando as frequências obtidas via ANSYS (2007).....	109
7.6 Análise qualitativa e quantitativa dos resultados	111
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	112
8.1 Introdução.....	112

8.2 Conclusões	112
8.3 Sugestões para trabalhos futuros	115
REFERÊNCIA	116

INTRODUÇÃO

Já a algum tempo têm-se visto no cenário da construção civil um modelo novo de construção, onde a busca pela otimização do espaço físico tem levado os escritórios de projetos estruturais a conceberem formas e arranjos estruturais bem mais flexíveis e esbeltos do que os praticados no passado. Menores áreas das seções transversais dos elementos estruturais, vãos maiores, maior número de pavimentos são as principais mudanças que fazem com que os projetistas busquem novas técnicas e recursos para tornar possível a execução de tais exigências, como exemplifica Sabbatini (1998).

As alvenarias que compõem as edificações e demais construções preenchem a maior parte das áreas vazias no interior dos pórticos e no interior do esqueleto estrutural. Apesar dessas alvenarias possuírem uma rigidez considerável, a prática comum dos engenheiros é a adoção das mesmas como cargas estáticas, desprezando-se assim a influência que as configurações utilizadas para as mesmas trazem para a rigidez local e global da estrutura.

O modo como as alvenarias são dispostas na estrutura também deve ser analisado, pois podem ocorrer situações estruturais não regulares nesta distribuição que, uma vez que a distribuição assimétrica das paredes pode levar a regiões com maior rigidez ocasionando torções do corpo principal da estrutura. Nesse caso, desprezar o painel de alvenaria pode ser contra a segurança. Conclui-se com isso que a opção de desprezar a alvenaria pode ser contra a segurança do projeto.

Diversos pesquisadores já concluíram através de ensaios experimentais e métodos analíticos que a presença das alvenarias faz com que haja um incremento considerável na rigidez das estruturas, pode-se citar, como exemplo, Araújo (2009) que concluiu que “as alvenarias de vedação dão uma contribuição muito importante para a rigidez da estrutura. Essa contribuição pode trazer como consequência uma concepção estrutural que dependa menos da rigidez gerada pelos pórticos e contraventamentos proporcionando uma estrutura mais leve e com custo menor. Outra citação importante que pode-se registrar aqui é a de Moliterno (1995): “todos temos consciência de que essas alvenarias prestam uma grande colaboração no combate à deslocabilidade lateral de um edifício alto”.

O modelo analítico mais aceito para a determinação da contribuição das alvenarias de vedação é o método das diagonais equivalentes. Os métodos teóricos de cálculo pelo modelo da diagonal equivalente buscam a simplificação da análise através da substituição do pano de alvenaria por uma diagonal com uma determinada largura, considerando a interação entre a largura desta diagonal e o pórtico. Muitos pesquisadores desenvolveram relações matemáticas para estimar a influência das paredes de alvenaria no comportamento das estruturas, entretanto, não há um consenso quanto ao método de análise, com isso, existem diferentes técnicas para a avaliação da rigidez e resistência de pórticos preenchidos.

Já a algum tempo países como Perú, Nova Zelândia, Canadá e Estados Unidos, que sofrem com efeitos de terremotos, elaboraram códigos que possuem normativas para consideração do preenchimento de pórticos como opção de projeto. Entretanto, apesar de caminharmos para um avanço nesses estudos ainda não se chegou numa normativa amplamente aceita e que unifique os entendimentos a respeito do assunto, haja vista que há muita divergência entre os códigos existentes.

Observa-se então que há uma necessidade maior em se compreender de forma mais detalhada o comportamento dos pórticos preenchidos para que o conhecimento do funcionamento das estruturas se aproxime cada vez mais da realidade, gerando um menor custo, maior facilidade na execução, entre outros benefícios ao projeto.

Portanto, esta pesquisa busca a realização das análises estática, modal, dinâmica e avaliação do conforto humano em três modelos estruturais: o primeiro sem nenhum preenchimento nos pórticos (somente vigas, pilares e lajes), o segundo com o preenchimento das diagonais equivalentes e o terceiro com o preenchimento de elementos de casca com as mesmas características físicas das alvenarias comumente empregadas nas construções através do método dos elementos finitos.

Revisão bibliográfica

Já a alguns anos diversos pesquisadores vem estudando as influências causadas pela pelos pórticos preenchidos no incremento da resistência mecânica, aumento da rigidez global e conseqüentemente diminuição das deformações.

Ao longo do tempo, diversos ensaios e análises foram desenvolvidas pelos pesquisadores gerando assim uma gama de métodos e técnicas de avaliação da rigidez e resistência das estruturas preenchidas.

Alvarenga (2002) relata que um fato ocorrido no edifício Empire State, como mostrado na Figura 1, um arranha-céu de 102 andares localizado em Manhattan, Nova York foi o principal propulsor dos estudos relacionados a influência dos painéis de vedação em pórticos. Logo após a conclusão deste edifício, uma grande tempestade atingiu a localidade trazendo ventos de até 145 Km/h que fez com que surgissem fissuras na interface pórtico-painel, entretanto, extensômetros instalados nos pilares não registraram deformações nestes antes do início da fissuração nas paredes. Concluiu-se então que a alta rigidez das alvenarias evitou eventuais distorções da estrutura. Os painéis resistiram até o seu limite, quando os extensômetros começaram a registrar deformações nos pórticos.



Figura 1 - Edifício Empire State, Nova York / Estados Unidos.

O primeiro a publicar pesquisas sobre pórticos preenchidos foi Polyakov (1956) que utilizou-se de modelos reduzidos para avaliação de esforços de tração e cisalhamento em painéis de alvenaria de preenchimento dos pórticos. Este realizou 65 ensaios em pórticos quadrados de 1.200 mm de lado e retangulares de 3.000 mm de comprimento e 2.000 mm de altura. Com os ensaios Polyakov pode observar três estágios do comportamento dos pórticos preenchidos submetidos a esforços laterais. Estes estágios podem ser descritos da seguinte forma:

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

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

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

O primeiro trabalho publicado no Brasil foi feito por Braguim (1989) . Este realizou ensaios nas ligações semi-rígidas de pórticos de aço e confirmou a influência das ligações no comportamento do conjunto pórtico-painel. Algum tempo depois, Braguim (1993) realizou uma análises numéricas em pórticos de 4 pavimentos utilizando o método da diagonal equivalente e constatou um aumento na rigidez do conjunto devido a introdução das diagonais.

Logo após isto, Fonseca (1999) fez uma macromodelagem do conjunto formado por pórtico de aço preenchido com alvenaria em escala real de um vão e um pavimento. O conjunto passou por uma análise numérica não linear que constatou a importante contribuição da alvenaria na rigidez do conjunto.

Seguindo a mesma linha, Alvarenga (2002) realiza ensaios em modelos em escala real, entretanto, utilizou blocos de concreto celular autoclavados para o

preenchimento da estrutura. Buscando verificar outros fatores que possam alterar os resultados extraídos do preenchimento dos pórticos, o pesquisador executou diversas macromodelagens numéricas alterando em cada uma delas a relação entre a altura e o comprimento para com isso chegar em relações que pudessem oferecer uma recomendação prática na concepção da estrutura.

Recentemente, Santos (2007), verificou a influência das alvenarias em edifícios altos de concreto armado. Em sua análise utilizou-se do método dos elementos finitos para a estrutura sem o preenchimento e em seguida do método das diagonais equivalentes para simulação das alvenarias. Seu estudo tinha como objetivo avaliar as diferenças dos deslocamentos no topo do edifício e as reações de apoio dos dois métodos.

Os estudos de Santos concluíram que a inserção das alvenaria na estrutura trazem um decréscimo nas deformações e que as reações de apoio sofrem influência considerável por conta da presença do painel de alvenaria. O estudo também demonstrou que os esforços nas vigas dos pórticos também são alterados.

Em todos os estudos realizados, sem exceção, constatou-se que o preenchimento dos pórticos com a alvenaria aumentam de forma significativa a rigidez da estrutura. Entretanto, nos estudos realizados observou-se a influencia de outros aspectos como:

- Encunhamento entre o painel e o fundo da viga;
- Alterações dos esforços nos pórticos devido a inserção do painel;
- Distribuição dos esforços considerando as aberturas no painel;
- Relações entre altura e comprimento do painel;
- Variação da rigidez devido a mudanças nas características do painel;

Outro detalhe importante observado por Riddington (1984) foi com relação ao encunhamento entre o painel e o fundo da viga, que é um método executivo muito comum onde procura-se deixar um espaço entre a viga e a alvenaria para ser preenchido com um material mais flexível visando permitir eventuais deformações das vigas. Ele concluiu através de ensaios que o aumento do espaço entre a viga e o painel diminui consideravelmente a rigidez da estrutura.

Com relação as alterações nos esforços dos pórticos, Alvarenga (2009) concluiu que para a análise das reações de apoio deve-se executar uma envoltória de casos de carregamentos incluindo o caso de consideração do efeito das alvenarias.

Outro fator de bastante relevância são as aberturas nas paredes. Essas aberturas em muitos casos diferem em tamanho e localização na estrutura e isto faz com que os métodos analíticos sejam de difícil aplicação. Este é um dos fatores que mais induzem os projetistas a não considerar a influência das alvenarias no cálculo estrutural. Para Drysdale; Hamid; Baker (1999) os efeitos gerados por aberturas de pequenas dimensões feitas fora da direção das diagonais são desprezíveis.

Os pesquisadores Dawe; Seah (1989) pesquisaram sobre os efeitos trazidos pelas aberturas nos painéis que preenchem os pórticos metálicos. Seus estudos mostraram a diminuição da rigidez do conjunto em painéis com aberturas no centro destes. Outro teste realizado por eles foi colocar um reforço de aço contornando a abertura do painel o que levou a um aumento da rigidez. Outra conclusão que chegaram através dos ensaios foi que as resistências eram maiores em painéis com aberturas afastadas da diagonal equivalente.

Fiorato; Sozen; Gamble (1970) observaram que a diminuição da resistência do conjunto pórtico-painel não é diretamente proporcional à diminuição da área transversal de um enchimento, devido às aberturas. Eles realizaram ensaios onde a diminuição de 50% da área da seção transversal converteu-se numa perda de 20 a 28% na resistência do conjunto.

As relações entre altura e comprimento (H/L) também alteram consideravelmente na resistência a deformação da estrutura formada pelo pórtico e o painel. O principal pesquisador que analisou mais a fundo este assunto foi Alvarenga (2002). Este fez um estudo paramétrico utilizando os valores de 0,51; 0,60; 0,70; 0,83 e 1,00 para H/L. No seu estudo as alturas se mantiveram com o mesmo valor enquanto que os comprimentos eram variáveis. No final da análise, o pesquisador percebeu que em relação ao modo de ruptura, quanto menor é o comprimento do pórtico e, de modo consequente, maior a relação H/L, menor será a força de fissuração da diagonal. Na maioria dos casos avaliados excluindo-se aquele em que a relação entre H/L é igual a 0,51 o modo de ruptura foi à fissuração lateral.

Os materiais empregados na execução dos painéis e na ligação dos pórticos com os mesmos também causam mudanças no comportamento dos pórticos

preenchidos. Devido ao fato de que as paredes de alvenaria serem mais heterogêneas que materiais como concreto e aço, essa característica torna a análise do seu comportamento um tarefa muito árdua. A solução mais utilizada pelos pesquisadores tem sido a homogeneização do conjunto. Moreira (2002) descreve tais técnicas como a busca em desenvolver métodos que definam o módulo de elasticidade equivalente da alvenaria.

Outro estudo realizado pelos pesquisadores Mehrahi; Shing; Noland (1996) utilizou um pórtico de concreto altamente armado preenchido de duas formas diferentes. Primeiramente, utilizou-se um painel com alvenaria de bloco de concreto ocos (bloco de enchimento “fraco”) o outro painel foi feito de blocos de concreto preenchidos com graute (bloco de enchimento “forte”). A contribuição do enchimento aumentou a rigidez do pórtico preenchido com blocos de concreto oco em 50% e 160% para o painel com blocos grauteados. É curioso notar que o enchimento “forte”, equanto aumentou significativamente a rigidez e resistência inicial, reduziu a ductilidade, uma vez que houve a fissuração em diagonal no centro do painel, seguido por uma fissura por cisalhamento nos pilares com menor taxa de armação. Assim sendo, a alvenaria de preenchimento forte não é recomendada, visto que necessita de grande armação nos pilares.

Outro fator importante é o tipo de argamassa utilizada para o assentamento das alvenarias. Alvarenga (2000), realizou alguns ensaios onde observou que utilizando argamassa do tipo colante a carga de ruptura aumentava consideravelmente, bem como a resistência a deformações do conjunto pórtico-painel, praticamente não surgindo fissura nas juntas de argamassa até a carga última, com exceção do descolamento na interface. A parede funcionou durante todo o tempo como um painel monolítico, configurando-se a ruptura por tração na diagonal.

Moghaddam (2002), comprovou através de testes que o fato de que a rigidez de pórticos preenchidos é substancialmente maior do que nos pórticos vazios. Estruturas tiveram acréscimos na sua rigidez em cerca de 10,28 vezes devido a inserção de preenchimento. Outro dado interessante que se concluiu é que apesar de sua baixa resistência à compressão, as unidades de tijolos perfurados apresentam maior resistência ao cisalhamento, que os tijolos maciços.

Com isso observa-se que vários pesquisadores ao redor do mundo realizaram e estão realizando diversos testes experimentais com o intuito de avaliar todas as

variáveis que influenciam o comportamento dos conjuntos formados por pórticos e painéis de preenchimento. Entretanto, um dos grandes problemas é que o bom desempenho dos painéis de alvenaria está intrinsecamente ligado aos métodos executivos de construção destas, desde a fabricação até o assentamento no edifício, fora isto, há o fato de que as alvenarias possuem vida útil, assim como elas estão sujeitas as ações externas e internas ligadas as intempéries e isto faz com que o cuidado e a manutenção se tornem imprescindível.

Motivação e objetivos

Este trabalho tem como motivação principal a verificação da influência dos panos de alvenaria no comportamento estrutural de um edifício quando este é submetido ao carregamento horizontal proveniente da ação do vento. Tal verificação visa aprofundar de forma mais consistente o conhecimento deste comportamento, haja vista, que os projetos que são desenvolvidos atualmente desconsideram por completo fatores, como: alterações nos esforços solicitantes que podem surgir de acordo com o posicionamento escolhido para as paredes, possíveis diminuições nas deformações, na rigidez global da edificação, entre outros.

O objetivo central deste trabalho é entrever tais mudanças no comportamento estrutural, focando unicamente na avaliação de como essas mudanças colaboram para a rigidez global do edifício estudado e como esse incremento de rigidez atua na percepção do conforto humano.

Estrutura da dissertação

São apresentados no primeiro capítulo os métodos para determinar as cargas horizontais devido ao vento, tanto os métodos empregados na análise dinâmica quanto na análise estática, de acordo com a NBR 6123 (1988).

No capítulo dois, são apresentados os critérios de avaliação do conforto humano, considerando o critério proposto pela NBR 6123 (1988) e os critérios formulados por Hirsch & Bachmann (1995).

O capítulo três apresenta os modelos estruturais adotados, mostrando as propriedades físicas e geométricas de cada um deles e comparando as diferenças entre cada um.

No quarto capítulo, apresentam-se os modelos estruturais investigados, via método dos elementos finitos, através do programa computacional ANSYS (2007), em que são descritos os elementos finitos discretizados.

No quinto capítulo cada modelo estrutural é analisado estaticamente, considerando a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos na estrutura. Os deslocamentos translacionais horizontais são comparados com os deslocamentos limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014).

No capítulo seguinte, são apresentadas as análises de autovalores (frequências naturais) e de autovetores (modos de vibração) dos modelos estruturais em questão. Tais análises são realizadas de modo a se conhecer as frequências naturais mais importantes do modelos estruturais investigados.

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

1 AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS SEGUNDO A NORMA NBR 6123 (1988)

No presente capítulo demonstra-se, de acordo com a NBR 6123 (1988), como determinar o carregamento horizontal devido ao vento. Primeiramente é apresentado como obter as cargas de vento utilizadas para a análise estática e em seguida as cargas de vento utilizadas para a análise dinâmica. Para análise dinâmica será apresentado o modelo contínuo simplificado.

1.1 Determinação das forças estáticas devido ao vento

De acordo com a NBR 6123 (1988), a força de arrasto aplicada sobre a edificação ou parte dela é obtida pela Equação (1) :

$$F_a = C_a q_e A_e \quad (1)$$

Onde :

C_a – Coeficiente de arrasto

A_e – Área frontal efetiva sobre a qual o vento vai atuar

q_e – Pressão dinâmica do vento

O coeficiente de arrasto C_a , utilizado na Equação (1), é aplicável a corpos de seção constante ou fracamente variável. Para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno, o coeficiente de arrasto deve ser obtido utilizando o gráfico da Figura 2. Nesta Figura, vento é considerado vento de baixa turbulência. Para o caso excepcional de vento de alta turbulência, satisfazendo as exigências apresentadas na NBR 6123 (1988), os coeficientes de arrasto apresentam valores menores e podem ser obtidos por um outro gráfico apresentado pela mesma norma. Como sugestão, é sempre aconselhável adotar o vento de baixa turbulência, por apresentar coeficientes de arrasto a favor da segurança. Os coeficientes devem ser

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

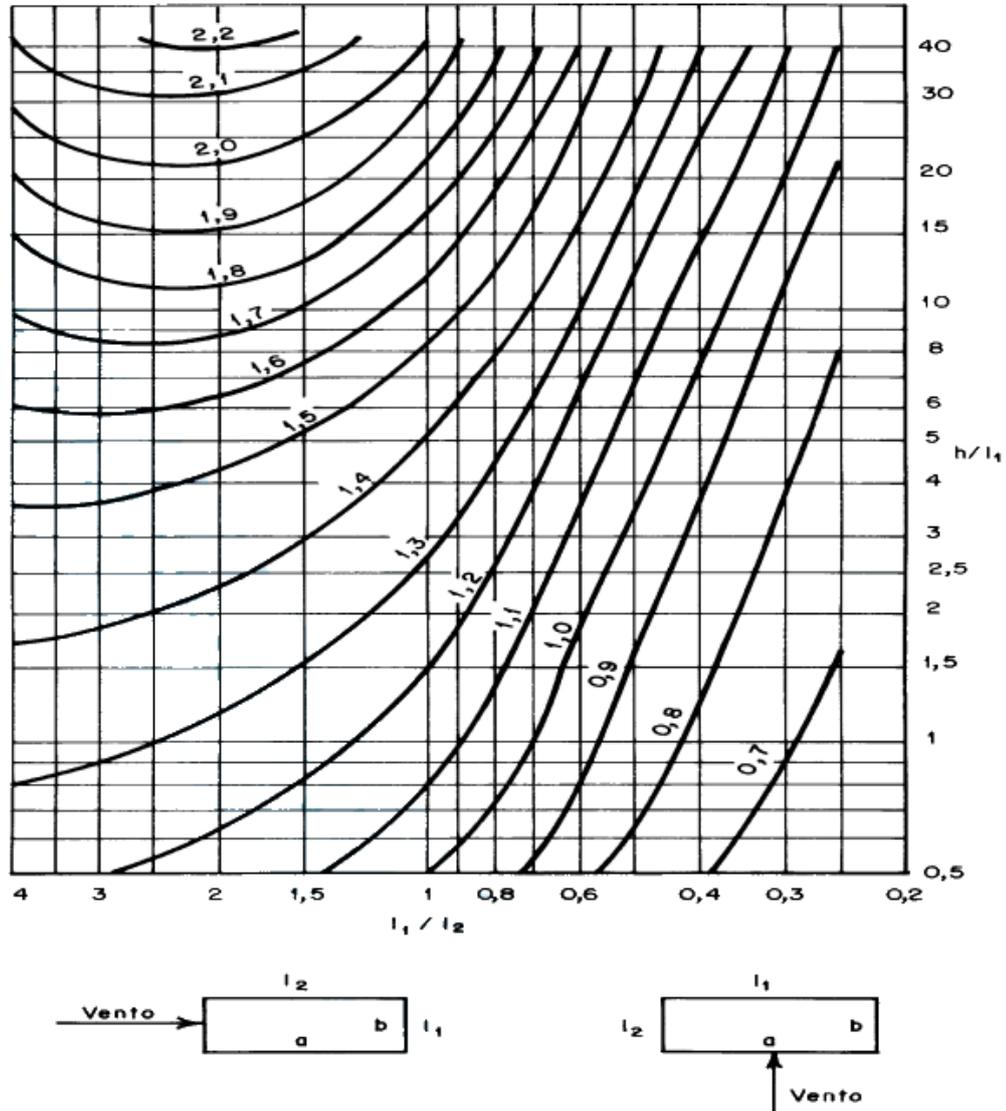


Figura 2 - Coeficiente de arrasto, C_a , em vento de baixa turbulência. NBR 6123 (1988).

A pressão dinâmica do vento q_e é calculada através da Equação (2) :

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

Sendo (unidades SI) : q_e em N / m^2 e V_k em m / s

Onde V_k é a velocidade característica do vento, para a parte da edificação considerada. Essa velocidade é variável, em função da altura em relação a superfície do terreno, aumentando de valor conforme se aproxima do topo da edificação. A expressão que define V_k é :

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3)$$

Onde:

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

S_1 : Fator topográfico

S_2 : Rugosidade do terreno , dimensões da edificação e altura sobre o terreno

S_3 : Fator estatístico

V_0 representa a velocidade básica do vento, adequada ao local onde a estrutura será construída. Essa velocidade equivale a uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. A NBR 6123 (1988) apresenta um gráfico de isopletras da velocidade básica no Brasil.

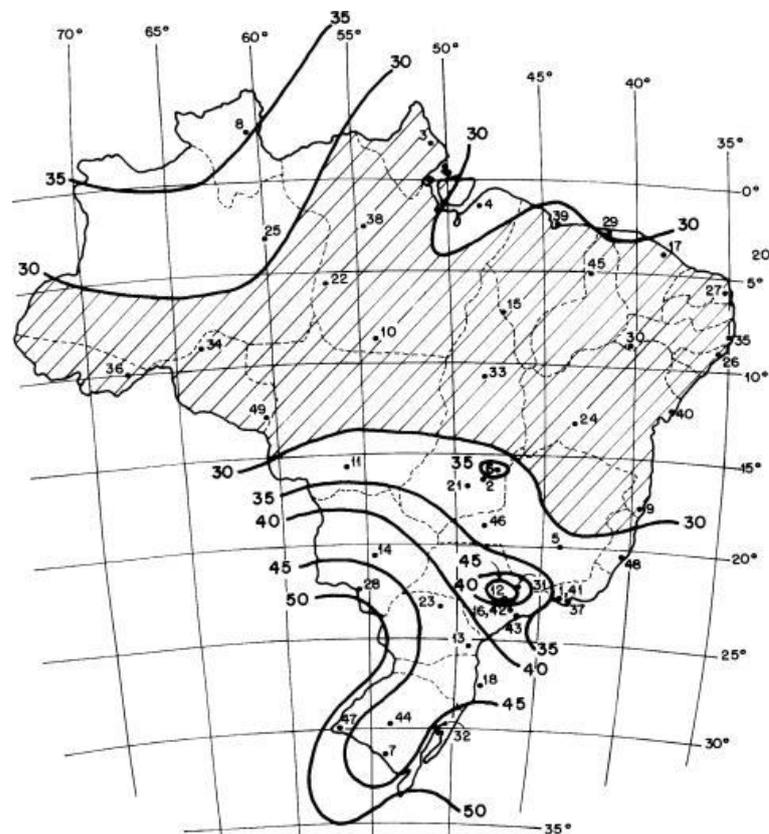


Figura 3 - Isopletras da velocidade básica V_0 (m/s). NBR 6123 (1988).

O fator topográfico S_1 é determinado em função do tipo de relevo onde a edificação se encontra. Três situações são contempladas: terreno plano ou pouco ondulado ($S_1=1$), vales protegidos de ventos em qualquer direção ($S_1=0,9$) e taludes ou morros (S_1 é uma função de z).

Quando a edificação estiver em terrenos em talude ou morros S_1 deve ser determinado com o auxílio da Figura 4, retirada da NBR 6123 (1988).

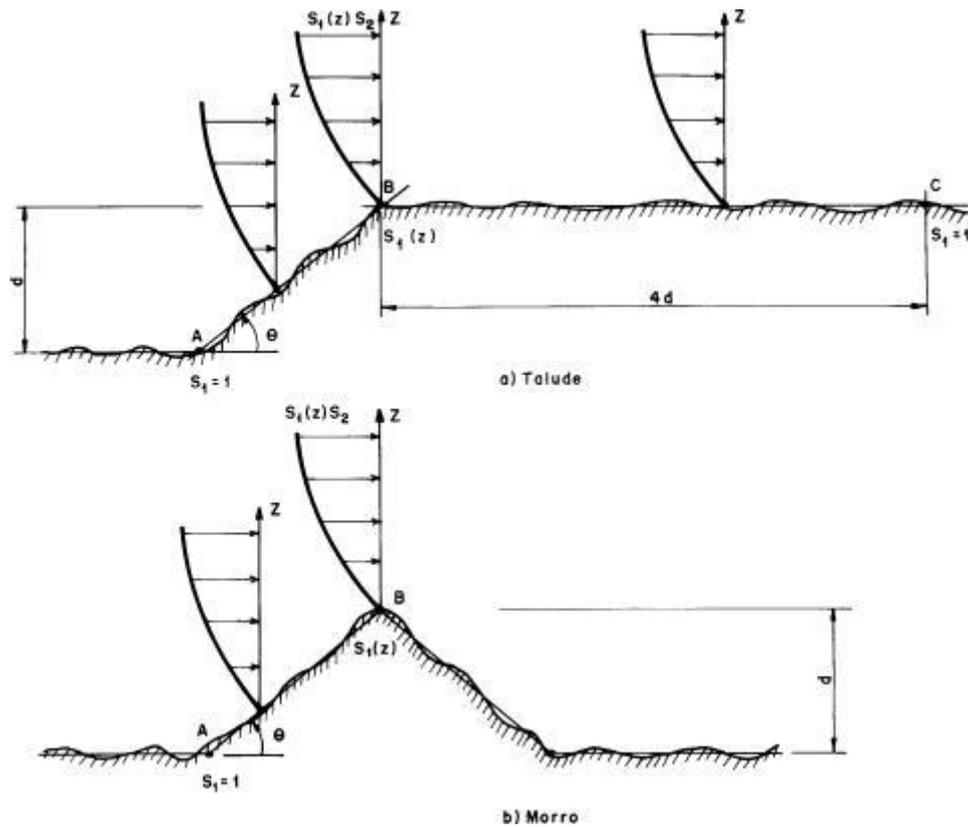


Figura 4 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes [NBR 6123 (1988)].

Se a edificação estiver localizada nos pontos A ou C, da Figura 4, $S_1=1$.

Se a edificação estiver localizada nos pontos B, da Figura 4, S_1 será determinado através das seguintes equações:

$$S_1 = 1,0 \quad \text{para } \theta < 3^\circ \quad (4)$$

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

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d} \right) 0,31 \geq 1 \quad \text{para } \theta \geq 45^\circ \quad (6)$$

onde:

z é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

d é a diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro;

θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

Para taludes ou morros com a declividade θ diferente das faixas de ângulos apresentados para as Equações (4), (5) e (6), deverá ser feito uma interpolação linear. Para edificações posicionadas entre os pontos A e B ou entre os pontos B e C, o fator S_1 deve ser igualmente obtido através de interpolação linear.

O fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação considerada. O fator S_2 , é uma função de z , calculado através da Equação (7):

$$S_2 = b F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (7)$$

onde:

b : parâmetro meteorológico

F_r : fator de rajada

p : expoente da lei potencial de variação de S_2

Tabela 1 - Parâmetros meteorológicos - NBR 6123 (1988).

Categoria	Z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,1	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	B	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Parâmetros considerando uma rajada de 3 s.

Os três parâmetros usados na Equação (7) são obtidos após classificação do terreno quanto a rugosidade (Categorias de I a V) e de acordo com as dimensões da edificação (Classes A, B ou C). Após a classificação do terreno deve ser utilizada a Tabela 1 para determinar esses parâmetros. O parâmetro F_r é igual para todas as categorias de terreno, alterando de valor somente entre as classes de edificações e pode ser obtido na Tabela 1, na linha destinada a categoria II.

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. De acordo com a NBR 6123 (1988), a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63 %. O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. A NBR 6123 (1988) apresenta a Tabela 2, com valores mínimos do fator estatístico S_3 . Para determinação deste fator, a NBR 6123 (1988) classifica as edificações em 5 grupos diferentes.

Tabela 2 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

De acordo com a Tabela 2, em edificações utilizadas para residências (objeto em estudo nesse trabalho) o valor para o fator S_3 , para um período de recorrência médio de 50 anos com probabilidade 63 %, é constante e igual a 1,00.

Para outros períodos de recorrência ou outros valores de probabilidade, a Tabela 3 apresenta valores típicos do fator S_3 , cuja expressão matemática é :

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (8)$$

Tabela 3 - Fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).

m (anos)	Valores de S_3 para P_m (probabilidades)					
	0,10	0,20	0,50	0,63	0,75	0,90
2	0,86	0,76	0,64	0,60	0,57	0,53
10	1,10	0,98	0,82	0,78	0,74	0,68
25	1,27	1,13	0,95	0,90	0,85	0,79
50	1,42	1,26	1,06	1,00	0,95	0,88
100	1,58	1,41	1,18	1,11	1,06	0,98
200	1,77	1,57	1,31	1,24	1,18	1,09

Em nenhum caso pode ser adotado um fator S_3 menor que o indicado na Tabela 2

1.2 Determinação dos efeitos dinâmicos devido à turbulência atmosférica

O vento é uma ação que varia de intensidade no decorrer do tempo de aplicação. Essa variação de velocidade provoca oscilações que podem gerar um desconforto nas pessoas que estão utilizando essas edificações. A NBR 6123 (1988) fornece equações que permitem o cálculo dos deslocamentos horizontais flutuantes, devido a turbulência atmosférica e posterior verificação do conforto humano.

De acordo com a NBR 6123 (1988), no vento natural, a velocidade do vento apresenta 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 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, aqui designadas como

resposta flutuante. A resposta dinâmica total é igual à superposição das respostas média e flutuante.

A velocidade de projeto, correspondente à velocidade média que atua durante 10 min a 10 metros de altura sobre o solo, é obtida pela Equação (9):

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (9)$$

onde:

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

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

A NBR 6123 (1988) apresenta dois métodos para o cálculo da resposta dinâmica: método simplificado e método discreto. No presente trabalho, será utilizado apenas o método simplificado, em que a variação da pressão dinâmica com a altura é expressa pela Equação (10) :

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (10)$$

onde:

- \bar{q}_0 pressão dinâmica , em N/m²
- z altura do elemento sobre o nível do terreno
- z_r altura de referência: $z_r = 10$ m
- h altura total da edificação, em metros
- ξ coeficiente de amplificação dinâmica

Na Equação (10) o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo, representa a amplitude máxima da resposta flutuante. A pressão $q(z)$ é uma função contínua da altura z . A força estática equivalente, que engloba as forças estáticas e dinâmicas do vento, é igual a $q(z)$ A C_a .

O expoente p e o coeficiente b utilizados na Equação (10) dependem da categoria de rugosidade do terreno e são determinados para um intervalo de tempo de 10 minutos. Esses parâmetros estão indicados na Tabela 4, retirada da NBR 6123 (1988).

Tabela 4 - Expoente p e parâmetro b - NBR 6123 (1988).

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

Parâmetros para rajadas de 10 minutos.

Os valores dos parâmetros p e b utilizados na Equação (9) são diferentes dos mesmos parâmetros p e b utilizados na determinação do Fator S_2 na Equação (7), utilizada para determinação da força estática do vento, estabelecida para uma rajada de 3 segundos.

A Tabela 5, retirada da NBR 6123 (1988), apresenta valores aproximados do parâmetro γ , determinado através do tipo de edificação. Na Tabela 5 também é possível determinar a razão de amortecimento crítico ζ para diversos tipos de estruturas usuais e são apresentadas equações, também aproximadas, que permitem o cálculo da frequência fundamental f_1 (Hz).

Tabela 5 - Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (1988).

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1 / f_1$
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas.	1,2	0,020	$0,05 + 0,015h$
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais.	1,6	0,015	$0,05 + 0,012h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável.	2,7	0,015	$0,02h$
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,010	$0,015h$
Edifícios com estrutura de aço soldada	1,2	0,010	$0,29\sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	-	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,030	-

Alternativamente, as frequências naturais podem ser obtidas empregando métodos da teoria de vibrações de estruturas.

A pressão dinâmica \bar{q}_0 é obtida pela Equação (11):

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (11)$$

onde:

\bar{q}_0 : pressão dinâmica em N/m²

\bar{V}_p : velocidade de projeto em m/s

Para determinação do coeficiente de amplificação dinâmica ξ , utilizado na Equação (10), a NBR 6123 (1988) permite a utilização de gráficos que relacionam as dimensões das edificações com a razão adimensional $\bar{V}_p / f_j L$, sendo $L = 1800\text{m}$. Esses gráficos são apresentados nas Figuras 14 a 18 da NBR 6123 (1988). Na Figura 5, é apresentado o gráfico para determinação de ξ , para terrenos de categoria IV (objeto em estudo deste trabalho), com a relação $l_1 / h \geq 0,2$. A taxa de amortecimento adotada é determinada através da Tabela 5 e h é a altura total da edificação.

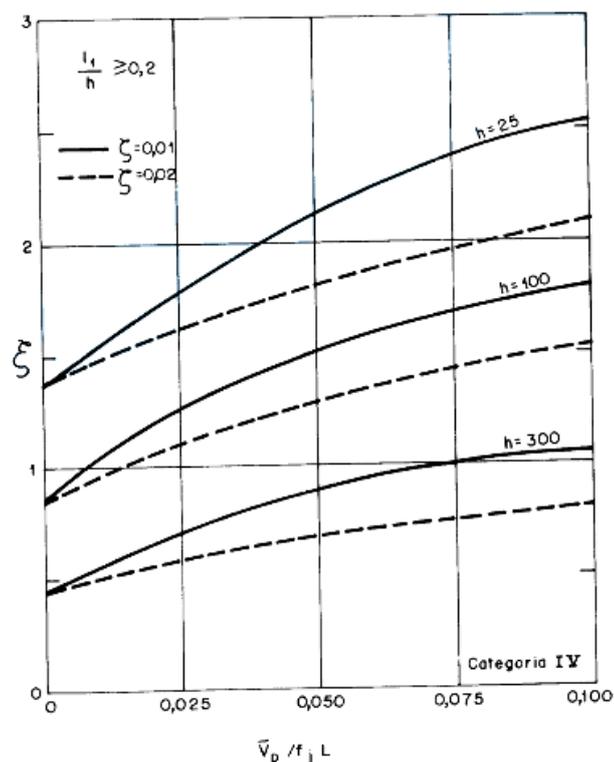


Figura 5 - Coeficiente de amplificação dinâmica ξ para terreno de categoria IV ($L=1800$ m; h em metros).

2 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DO CONFORTO HUMANO

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

O grau de percepção das vibrações depende da aceleração, da frequência da oscilação, do tipo de atividade que a pessoa estiver realizando, da direção que a aceleração atinge o corpo humano, da quantidade de vezes que o evento acontece por dia, do tempo de exposição à vibração e da expectativa de conforto de cada pessoa. O ideal seria que todos esses fatores fossem utilizados na avaliação do conforto humano, porém, a maioria dos critérios de avaliação utilizam meios simplificados, impondo limites a aceleração provocada pelas oscilações. São apresentados a seguir os critérios segundo a NBR 6123 (1988), segundo Hirsch & Bachmann (1995) e os critérios da norma ISO 2631 (1997) e ISO 10137 (2007).

2.1 Critério de avaliação segundo a NBR 6123 (1988)

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

Segundo a NBR 6123 (1988), no caso de edificações destinadas à ocupação humana, as oscilações induzidas pelas forças flutuantes podem provocar

desconforto nos ocupantes. É estabelecido que a amplitude máxima da aceleração num determinado nível da edificação pode ser calculada através da Equação (12) :

$$a_j = 4 \pi^2 f_j^2 u_j \quad (12)$$

onde:

f_j frequência correspondente ao modo j

u_j deslocamento na cota z devido à ação da parcela flutuante do vento

Os deslocamentos u_j flutuantes devem ser calculados através de uma pressão de vento flutuante $q(z)_{fl}$, que é obtido eliminando-se o primeiro termo entre colchetes da Equação (10). A equação que determina $q(z)_{fl}$ fica definida pela Equação (13) :

$$q(z)_{fl} = \bar{q}_0 \cdot b^2 \left[\left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (13)$$

Portanto, deve ser calculada uma força de arrasto F_{fl} , a partir da pressão flutuante $q(z)_{fl}$, através da Equação (14):

$$F_{fl} = C_a q(z)_{fl} A_e \quad (14)$$

onde :

C_a – coeficiente de arrasto

A_e – área frontal efetiva sobre o qual o vento atua

$q(z)_{fl}$ – pressão flutuante provocada pelo vento

Os coeficientes de arrasto, para cada direção de aplicação do vento, são os mesmos já mencionados no item 1.2. Essas forças de arrastos são aplicadas na estrutura e assim determinado os deslocamentos flutuantes u_j , de forma análoga ao cálculo dos deslocamentos estáticos. De posse dos valores desses deslocamentos é determinada a amplitude da aceleração. De acordo com a NBR 6123 (1988), como indicação geral, a aceleração máxima encontrada pela Equação (12) não deve

superar 0,1 m/s². Considera-se admissível que amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

2.2 Critério de Avaliação segundo Hirsch & Bachmann (1995)

Hirsch & Bachmann (1995), mostraram, através de estudos e pesquisas, que o nível de tolerância das pessoas aos efeitos das vibrações, induzidas pela ação do vento em edifícios, é dado em função de valores limites expostos pela aceleração, conforme a Tabela 6, e pela frequência e amplitude máxima, conforme Figura 6.

Tabela 6 - Valores limites de aceleração - Hirsch & Bachmann (1995).

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

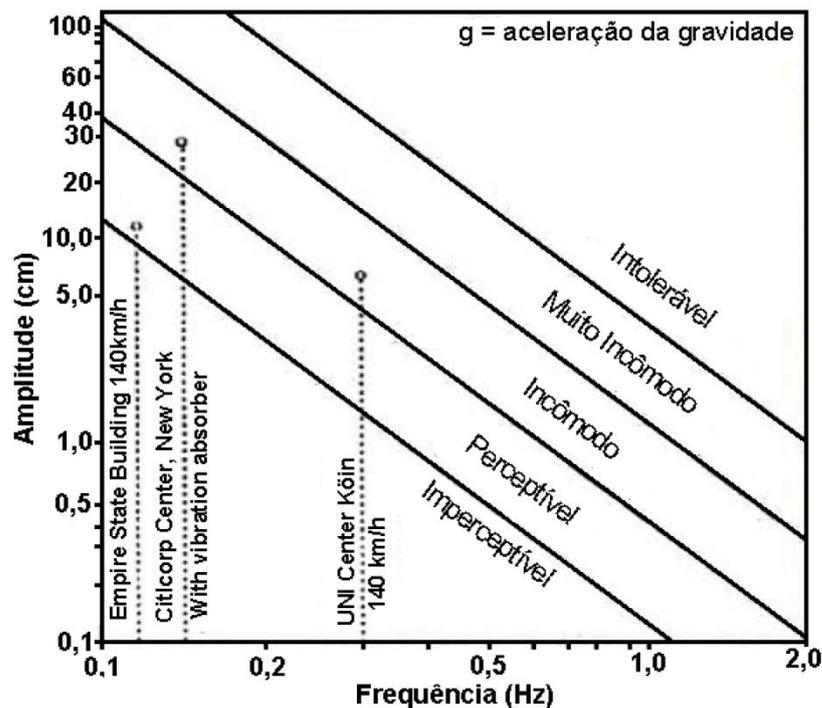


Figura 6 - Percepção humana aos efeitos da vibração em edifícios-Hirsch&Bachmann(1995).

2.3 Critérios de Avaliação segundo a ISO 2631 (1985) e a ISO 2631 (1997)

A antiga ISO 2631 (1985) orientava que, para que não houvesse desconforto nem problemas de saúde, frequências na faixa de 0,5 a 80 Hz deveriam ser evitadas por se enquadrarem no limite de percepção e frequências na faixa de 0,1 a 0,5 Hz de enjoo. Eram propostos três níveis diferentes de desconforto humano, assim distinguidos:

- O “limite do conforto reduzido” se aplicava quando atividades tais como comer, ler ou escrever eram perturbadas por vibrações relacionadas ao nível de aceleração.
- O “limite de queda de eficiência” se aplicava ao nível em que as vibrações recorrentes causavam uma significativa ameaça de queda de eficiência nas atividades relacionadas ao trabalho, em especial a fadiga com exposição demasiadamente prolongada. Este “limite de queda de eficiência” era três vezes superior que o limite de conforto reduzido.
- O “limite de tolerância” definia o valor máximo de aceleração tolerável em relação à saúde e à segurança, para qualquer faixa de frequência, duração e direção da vibração e era estimado em seis vezes superior ao limite do conforto reduzido.

Critérios básicos eram dados em curvas tanto para a aceleração longitudinal z (com a pessoa em posição vertical) quanto para a aceleração transversal x e y (com a pessoa em posição horizontal), de acordo com as direções definidas na Figura 7.

A Figura 8, ilustrava um critério gráfico para o caso de aceleração longitudinal, indicando diferentes tempos de exposição. Já a Figura 9, mostrava o correspondente critério para acelerações transversais. Estas Figuras estavam relacionadas ao limite de queda de eficiência para acelerações a_z e forneciam o tempo limite de exposição em função da frequência e da aceleração, considerando vários níveis de desconforto.

O limite de tolerância era obtido multiplicando a aceleração por 2, já o limite de conforto reduzido, dividindo a aceleração por 3,15, obtendo-se assim aceleração pico para cada limite.

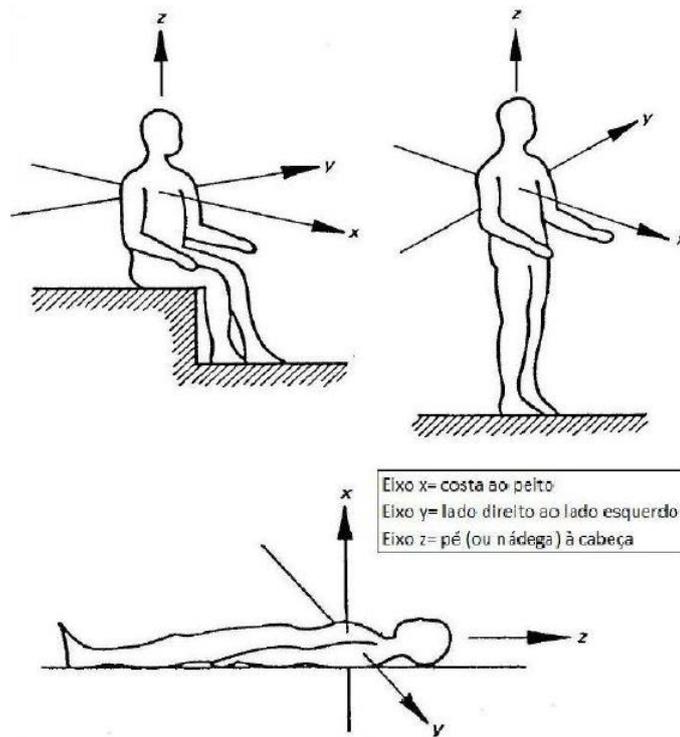


Figura 7 - Sistema de coordenadas para vibrações em seres humanos ISO 2631 (1997)

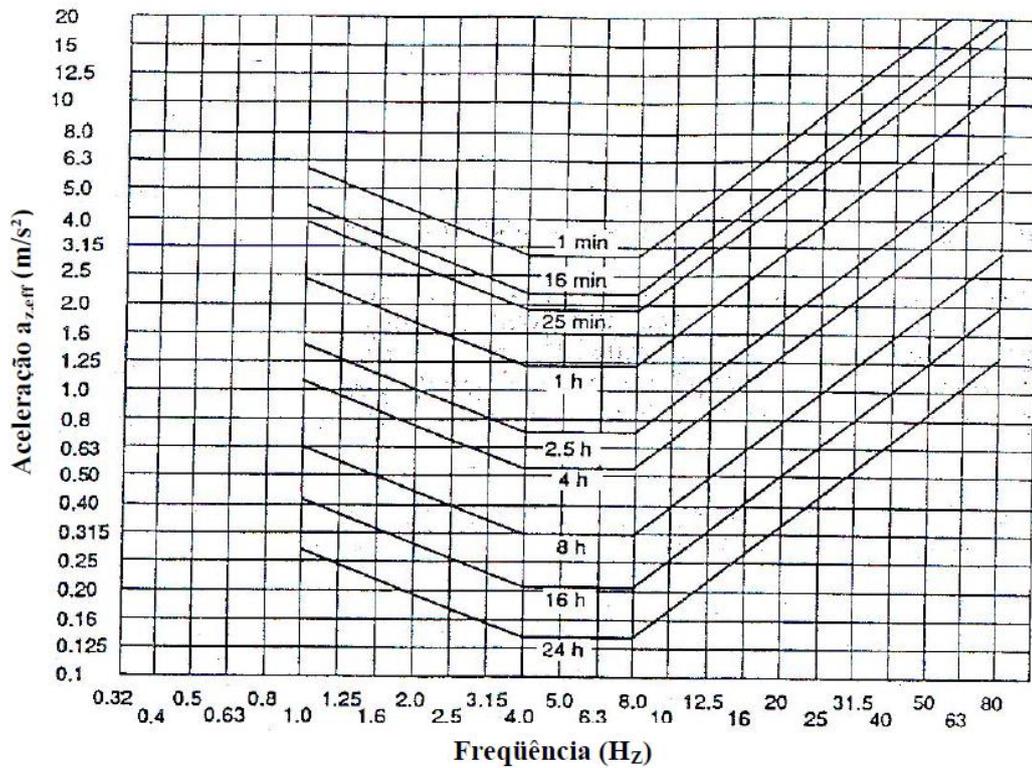


Figura 8 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção z, ISO 2631(1985).

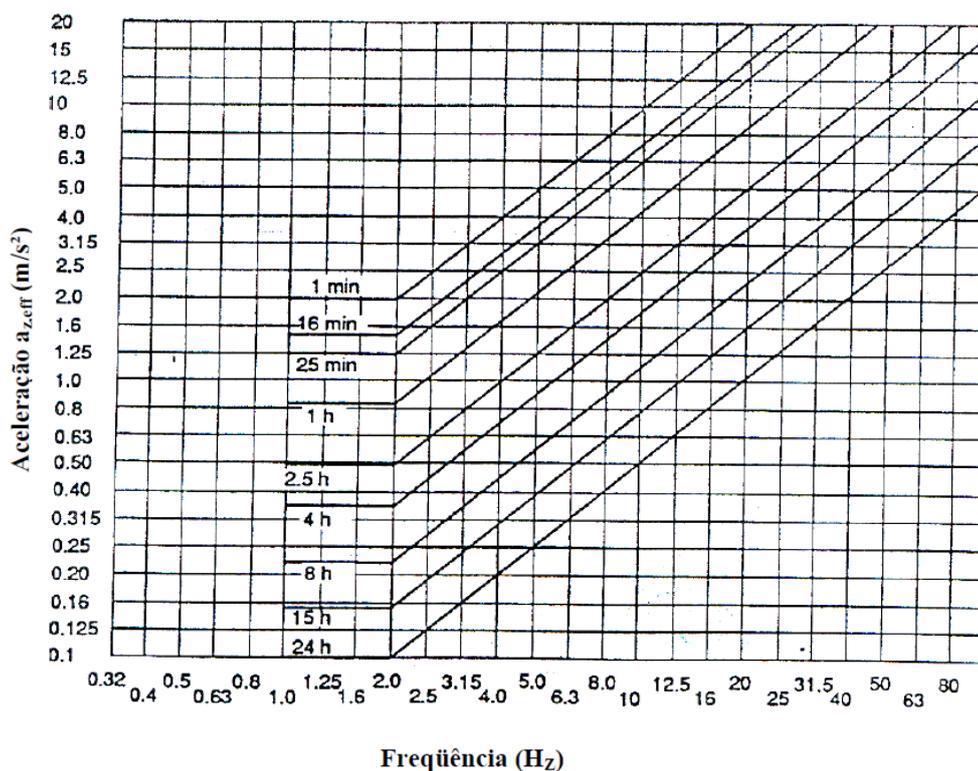


Figura 9 - Limite de exposição (queda de eficiência) para aceleração na direção x e y, ISO 2631 (1985).

Atualmente, a ISO 2631 (1997), que substituiu a norma anterior, ISO 2631 (1985), não apresenta os critérios expostos anteriormente (item 2.3), além de não apresentar limites de exposição à vibração, definindo apenas um método para avaliação de exposição à vibração de corpo inteiro.

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

No anexo C da norma ISO 2631 (1997) explica-se que o conforto devido a vibrações depende de muitos fatores, tal como a expectativa dos ocupantes e as atividades que estes estarão fazendo no momento (por exemplo, ler, dormir, comer, escrever), além de vários outros fatores, tais como barulho acústico e temperatura. Portanto, não é definido um limite, e sim, apresentadas indicações aproximadas de valores que podem provocar algum tipo de reação, de acordo com a Tabela 7.

Tabela 7 - Critérios de avaliação do conforto segundo a ISO 2631 (1997)

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

A norma ISO 2631 (1997) informa, além do já exposto, que a experiência em muitos países tem demonstrado que os ocupantes de edifícios residenciais podem vir a reclamar se as magnitudes das vibrações forem ligeiramente superiores do nível de percepção. Informa também que 50 % das pessoas podem detectar uma vibração com um pico de aceleração de 0,015 m/s².

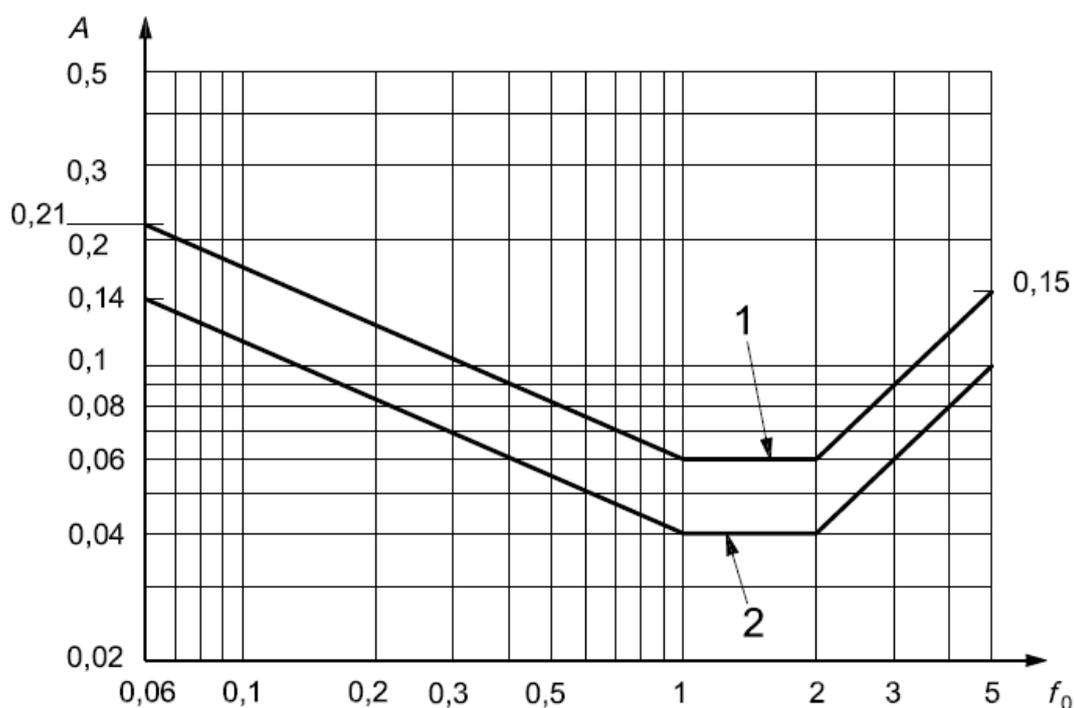
2.4 Critérios de Avaliação segundo a ISO 10137 (2007)

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

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

Basicamente, o critério apresentado se dá por avaliação do pico de aceleração para a primeira frequência natural. São apresentados ábacos em que aparecem as curvas de aceitabilidade para escritórios e residências. O nível de aceitabilidade para residências é dois terços do nível de aceitação para escritórios. A

curva resultante para residência é próximo do nível de 90% de probabilidade de percepção. As curvas foram obtidas através de dados para muitos edifícios reais. As acelerações de pico, para um período de retorno de 1 ano, não devem exceder às curvas de avaliação apresentada na Figura 10.



Onde

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

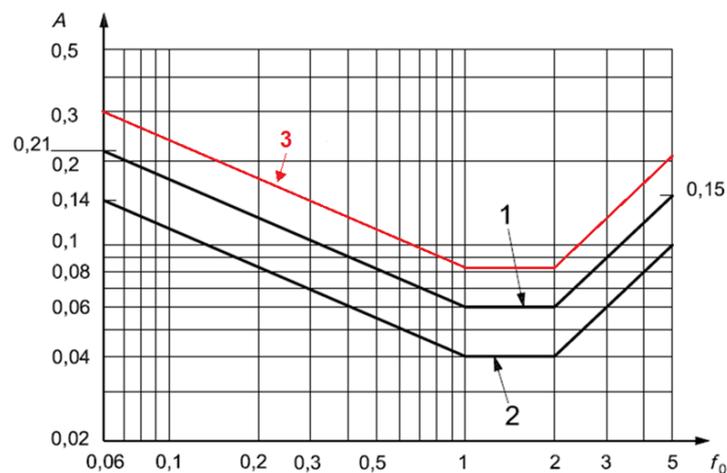
Figura 10 – Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, para um período de retorno de 1 ano – ISO 10137 (2007).

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

de recorrência de 10 anos, o critério da ISO 10137 (2007) diz respeito a um período de recorrência de apenas um ano. A intensidade da pressão do vento para um período de recorrência de 1 ano é inferior a intensidade para um período de 10 anos e, desta forma, os valores das acelerações também são menores.

Com a finalidade de comparar os dois critérios, pode-se criar um artifício, ajustando o Fator S_3 . Para um período de 01 ano, o valor de S_3 , para a mesma probabilidade de 63%, utilizando a Equação (8), é igual a 0,54. Como a velocidade do vento de projeto é diretamente proporcional ao Fator S_3 , ver Equação (9), e a pressão provocada pelo vento é uma função quadrática da velocidade de projeto, ver Equação (11), a pressão de vento obtida para o período de 01 ano, é igual a $(0,54/0,78)^2=0,479$ da pressão para um período de 10 anos.

Considerando-se, de forma simplificada, que os deslocamentos horizontais são diretamente proporcionais às forças horizontais aplicadas, os deslocamentos para o período de 1 ano serão aproximadamente 0,479 dos deslocamentos para 10 anos. Como, a aceleração é uma função dos deslocamentos, ver Equação (12), a aceleração para um período de 1 ano será 0,479, no que diz respeito ao período de 10 anos. Portanto, para ajustar-se o limite estabelecido da ISO 10137 (2007) para um período de recorrência de 10 anos, pode-se simplificarmente, dividir o limite, determinado pela Figura 10, pelo valor de 0,479 (ou multiplicar o mesmo por 2,09).



- A pico de aceleração , m/s²
 f_0 primeira frequência natural da estrutura
 1 curva para escritórios : tempo de recorrência =1ano
 2 curva para residencias : tempo de recorrência =1ano
 3 curva para residencias : tempo de recorrência = 10 anos

Figura 11 - Curvas de avaliação para vibrações induzidas pelo vento em edifícios em direções horizontais, ISO 10137 (2007).

3 MODELOS ESTRUTURAIS

Neste capítulo serão apresentados os três modelos já citados anteriormente, expondo de maneira detalhada cada particularidade arbitrada na concepção dos três protótipos. Dentre essas, podemos citar as propriedades geométricas, físicas, além das características dos materiais empregadas no projeto.

Os modelos foram desenvolvidos através do desenho estrutural (planta de fôrma) retirado da dissertação de mestrado “Avaliação da Estabilidade Global de Edifícios Altos – Fernando Wordell – págs. 71 e 72”. Nesta dissertação estão apenas a planta de fôrma, a planta de corte e a resistência característica do concreto estrutural adotado no projeto. O concreto ali descrito é armado e possui resistência característica de 25 MPa.

De posse das plantas de corte e de fôrma, onde estão especificadas as dimensões, número de pavimentos e pé-direito dos andares, iniciou-se a elaboração dos modelos. A Figura 12 mostra a planta de fôrma utilizada no desenvolvimento dos modelos.

Em resumo têm-se que as principais características do edifício utilizado no estudo, são:

- Número de pavimentos = 16;
- Pé-direito = 3 m;
- Altura total do edifício = 48 m;
- Dimensões em planta = 14,20 x 15 m;
- Espessura das lajes = 0,10 m;
- Dimensões das vigas = 0,12 x 0,50 m;
- Dimensões dos pilares (Tipo 1) = 0,80 x 0,20 m;
- Dimensões dos pilares (Tipo 2) = 1,50 x 0,30 m;
- Material = Concreto armado;
- f_{ck} (concreto) = 25 MPa;
- Peso específico do concreto = 25 kN/m³;
- Módulo de elasticidade do concreto = 23,8 GPa;

Para a determinação do posicionamento das alvenarias, elaborou-se uma planta de arquitetura compatível com o projeto estrutural escolhido. O edifício foi

definido como residencial com dois apartamentos por andar, quatro elevadores e situado na Cidade do Rio de Janeiro. Na concepção do projeto arquitetônico utilizou-se paredes com 15 cm de espessura e 2,5 m de altura para as paredes sob vigas e 2,90 m para paredes entre vigas e apoiadas sobre as lajes. As alvenarias utilizadas são cerâmicas com 8 furos e assentados com argamassa. Para este trabalho adotou-se o Módulo de elasticidade longitudinal das alvenarias igual a 2,3 Gpa. Na Figura 13 ilustra-se o projeto arquitetônico adotado.

Com a forma da estrutura e o posicionamento das alvenarias determinados, definiu-se a conformação de cada um dos três modelos elaborados. O Modelo 1 foi concebido constituído somente pela estrutura de concreto armado (vigas, lajes e pilares). O segundo modelo criado, Modelo 2, tem a mesma forma estrutural do primeiro, entretanto, inseriu-se nas posições onde aparecem as alvenarias sobre as vigas no desenho de arquitetura, diagonais equivalentes de concreto armado. O último modelo criado, Modelo 3, foi projetado somente com as alvenarias sobre as vigas, como idealizado no segundo modelo. As alvenarias não posicionadas sobre estas, foram consideradas como cargas sobre as lajes apenas. A Tabela 8 especifica as características de cada modelo.

Tabela 8 - Características de cada modelo.

Modelos	Número de pavimentos	Pé direito (m)	Altura total (m)	Estrutura
Modelo 1	16	3	48	Elementos estruturais sem vedação.
Modelo 2	16	3	48	Elementos estruturais com diagonais equivalentes.
Modelo 3	16	3	48	Elementos estruturais com alvenaria.

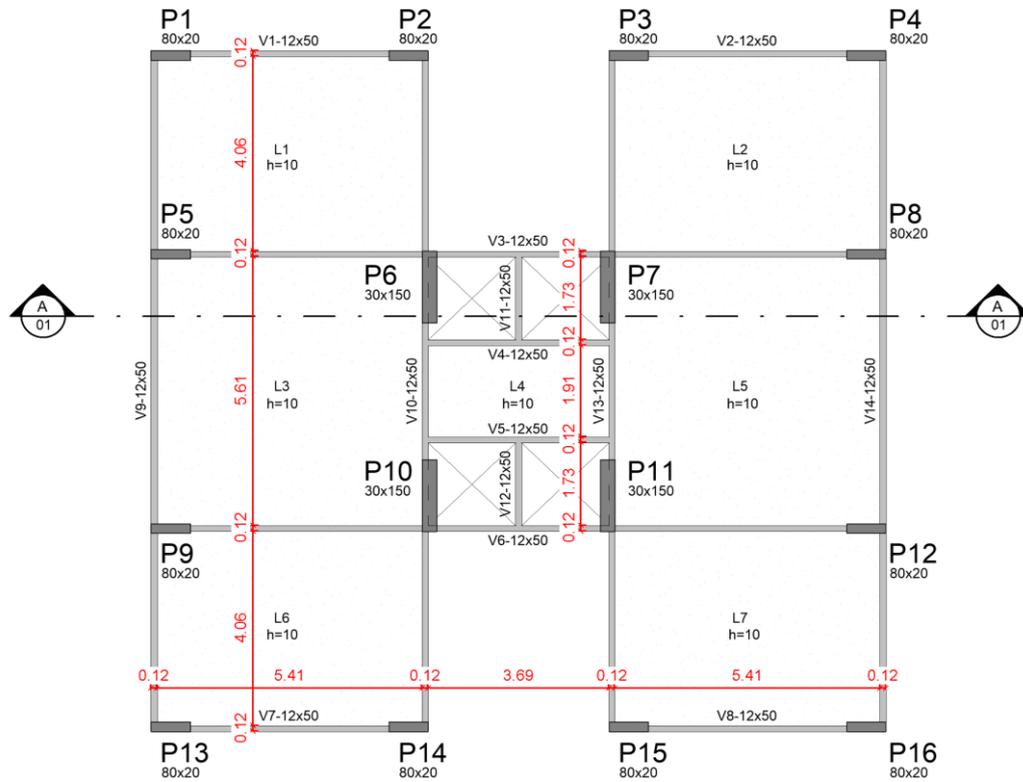


Figura 12 - Planta de fôrma - Unidades em metro.



Figura 13 - Planta de arquitetura - Unidades em metros.

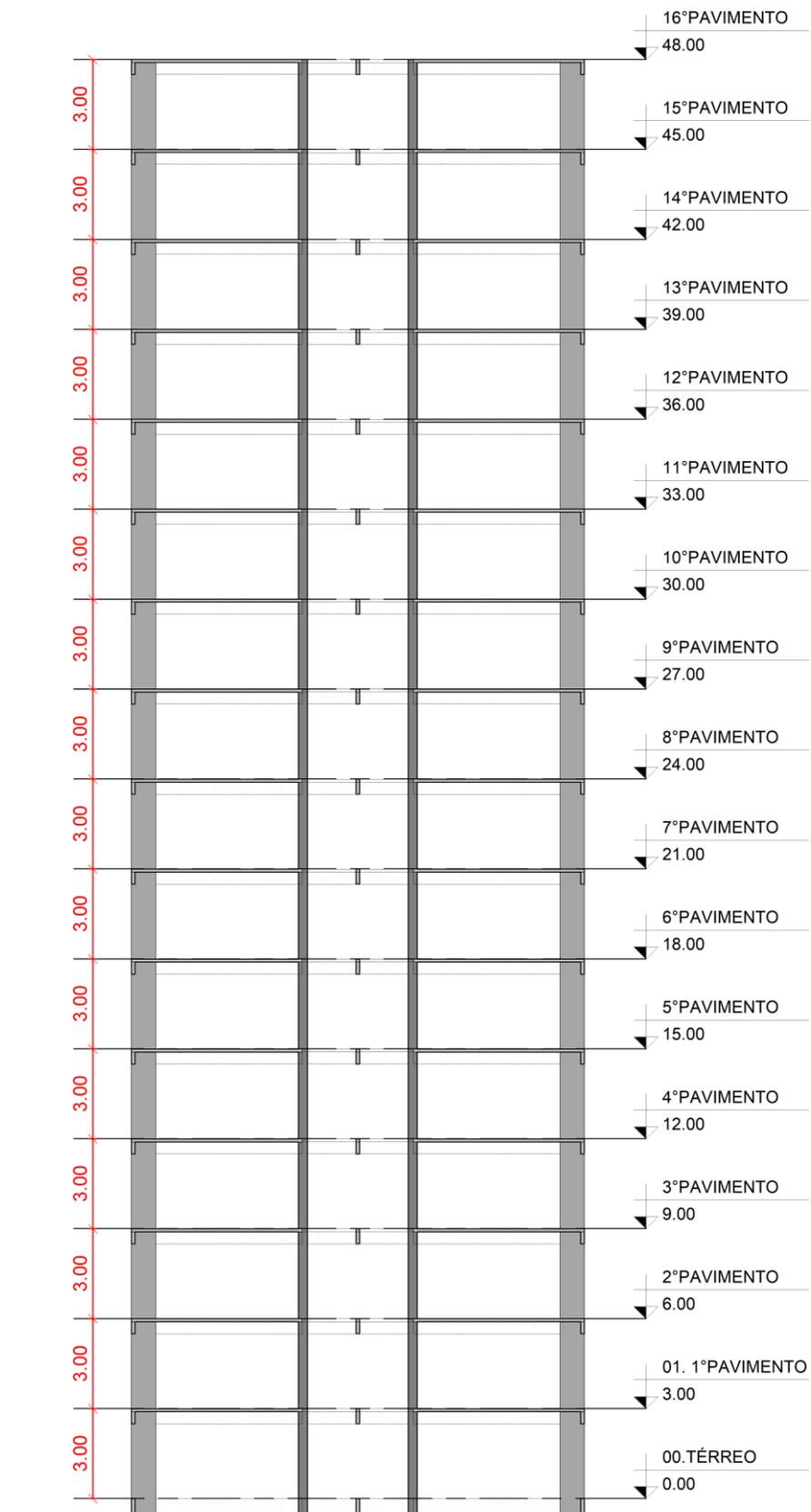


Figura 14 – Corte A - Unidades em metro.

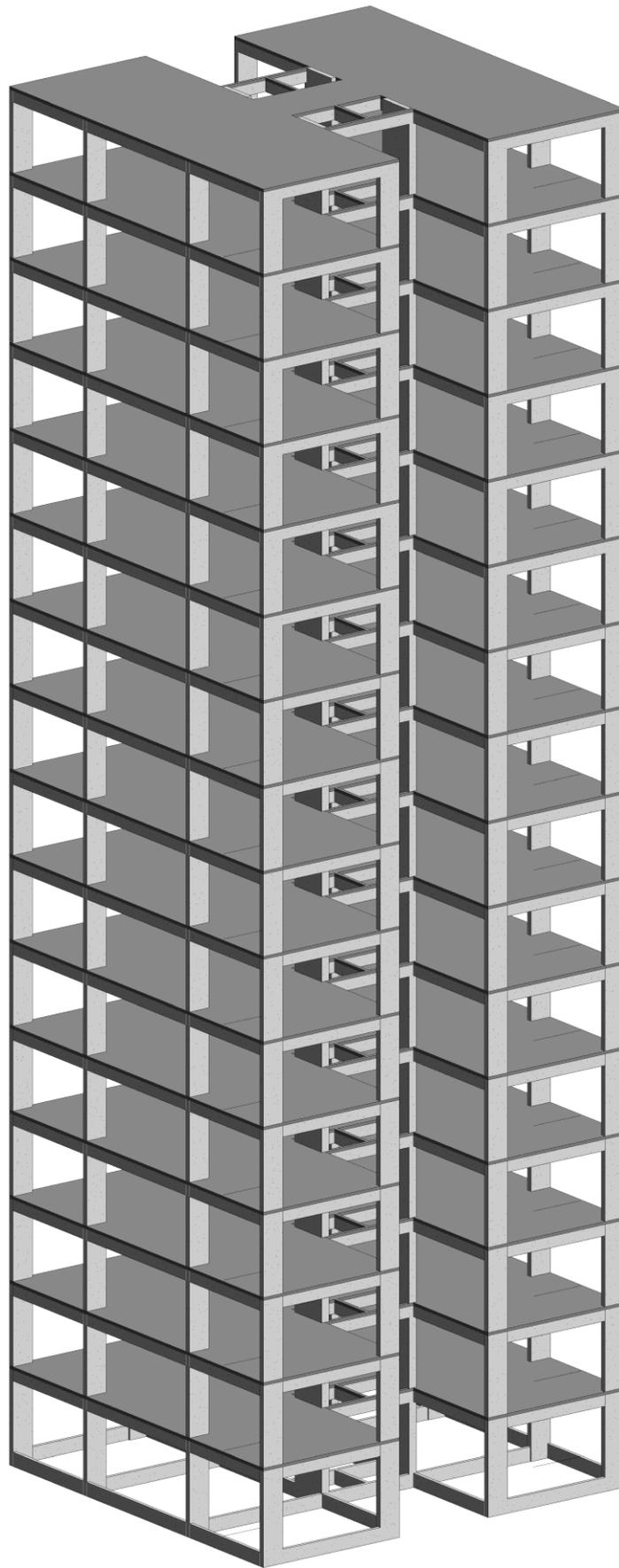


Figura 15 – Perspectiva - Modelos 1 - Unidades em metro.

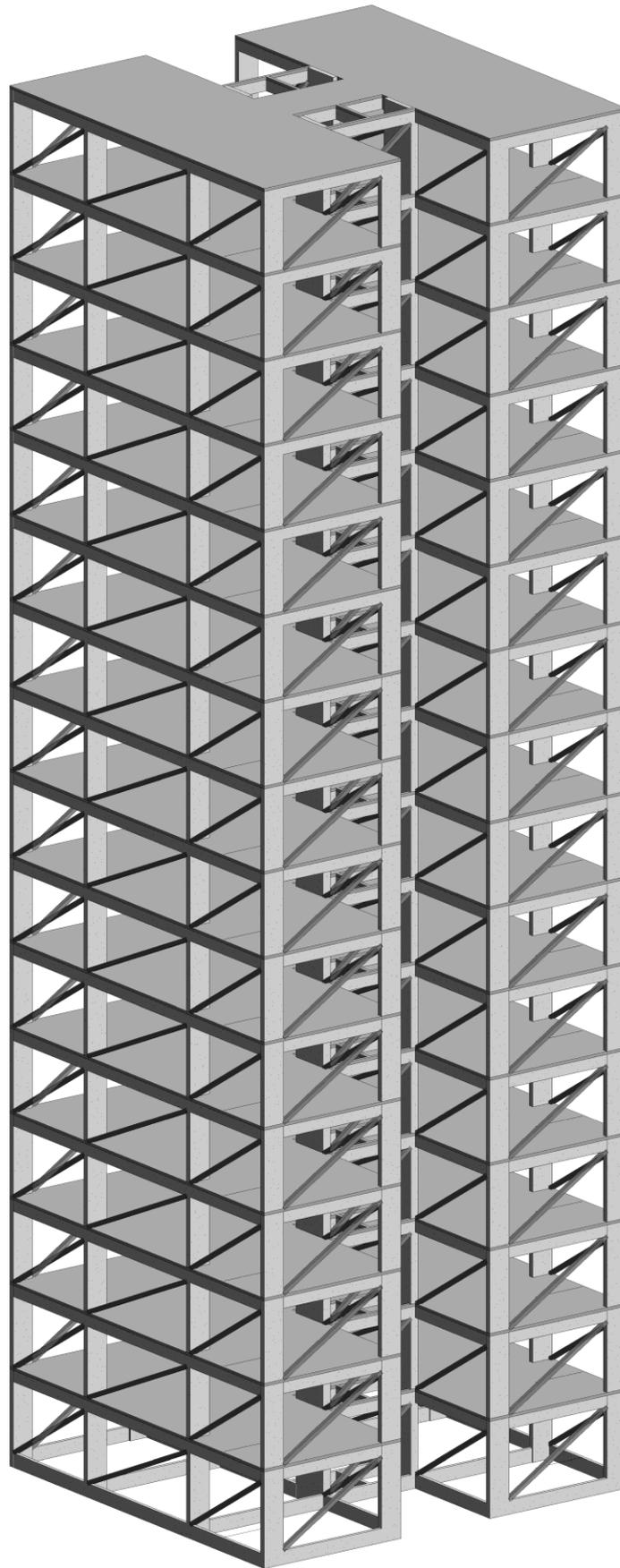


Figura 16 – Perspectiva - Modelos 2 - Unidades em metro.



Figura 17 – Perspectiva - Modelos 3 - Unidades em metro.

As Figuras 14 apresenta o corte A-A do modelo estrutural tirado da dissertação. As Figuras 15, 16 e 17 representam as perspectivas dos três modelos elaborados para este trabalho.

Os critérios utilizados para avaliação da rigidez, análise estática, modal e do conforto humano da estrutura visando a verificação da influências das paredes de vedação serão apresentados e desenvolvidos nos capítulos seguintes deste trabalho.

4 MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Os modelos estruturais apresentados neste trabalho encaixam-se na gama de problemas de aplicações práticas que os engenheiros se deparam no seu dia a dia, problemas esses que não são resolvidos pelos métodos analíticos clássicos. Devido a isto, o uso de procedimentos aproximados de carácter geral torna-se imprescindível. O método aproximado mais utilizado é o método dos elementos finitos (MEF) que consiste na discretização do elemento estrutural complexo em elementos mais simples cujos comportamentos podem ser descritos pelos métodos clássicos.

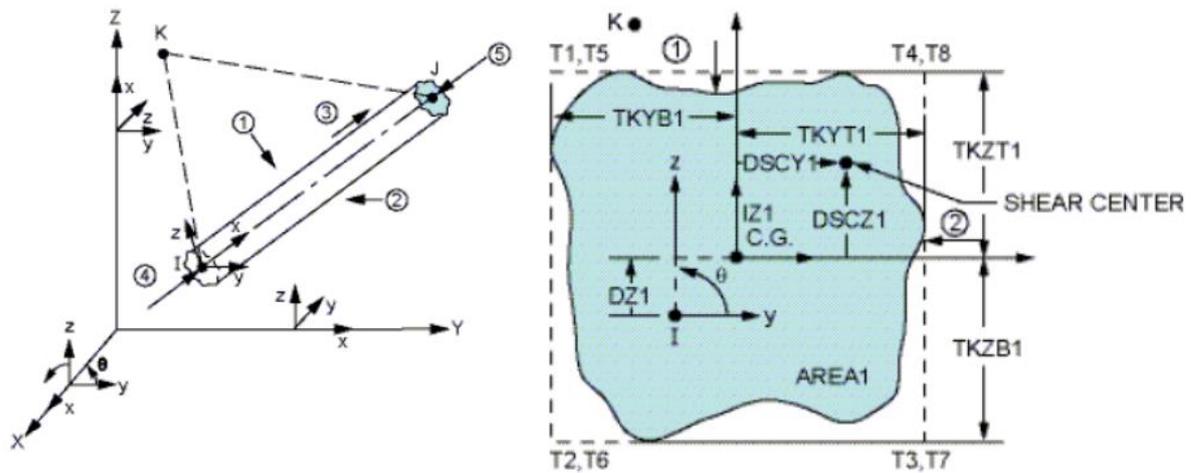
Em modelagem de estruturas reticuladas de diversos nós aparecem uma elevada quantidade de variáveis e equações envolvidas na solução destes e isso faz com que a utilização de métodos computacionais se torne inevitável. Existem diversos softwares que aplicam o MEF para a solução de problemas estruturais, entre eles, está o ANSYS (2007) que além de ser aplicado a projetos estruturais pode ser empregado em áreas como: transmissão de calor, mecânica dos fluidos, eletromagnetismo e acústica. Devido a disponibilidade e facilidade de manuseio, o ANSYS (2007) foi o software escolhido para a modelagem deste trabalho.

Na biblioteca de elementos do ANSYS (2007) existem mais de 150 elementos que são separados em modelos unidimensionais, bidimensionais e tridimensionais. Para modelagens treliças, por exemplo, há uma vasta variedade de elementos lineares, assim como para sólidos existem diversas opções de elementos tridimensionais. Para este trabalho foram utilizados três elementos desta biblioteca: o BEAM44, SHELL63 e LINK8.

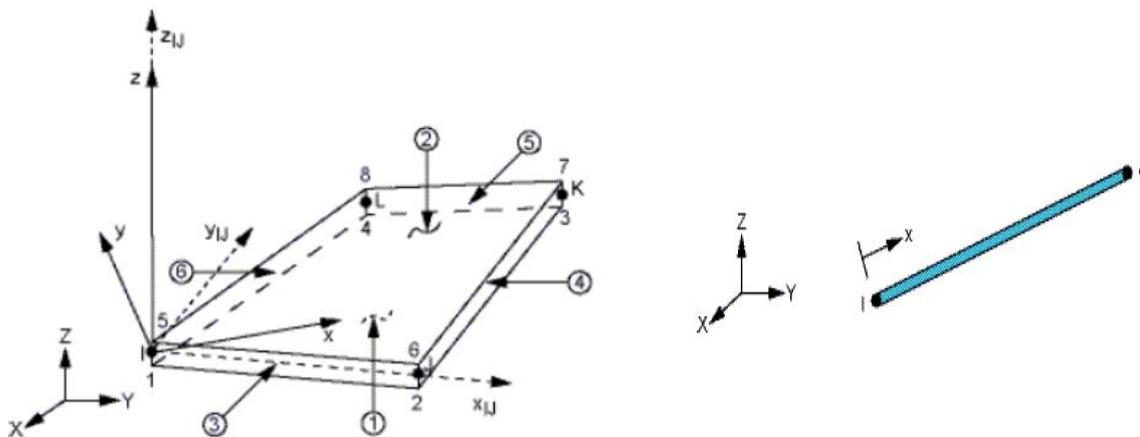
O BEAM44 foi escolhido para as modelagens das vigas e pilares. Este é um elemento tridimensional que possui seis graus de liberdade por nó, permitindo translações e rotações nos três eixos: x, y e z. Permite diferentes tipos de geometria nas extremidades opostas da barra. Além disso, este elemento considera os efeitos de flexão e torção. Uma observação que deve ser feita é quanto a possível excentricidade que pode existir entre os seus nós e o eixo da viga criada por este elemento, haja vista que as vigas e as lajes estão sobre o mesmo eixo. A não observância desta característica deste elemento pode influenciar significativamente nos valores das frequências fundamentais dos modelos.

O SHELL63 foi utilizado para a modelagem das lajes e alvenarias, pois este se comporta como uma casca. Este elemento possui quatro nós, sendo que estes têm seis graus de liberdade por nó, sendo as três translações e rotações em torno dos eixos x, y e z .

Para a modelagem das diagonais equivalente de concreto empregadas para simulação da influencia das alvenarias utilizou-se o elemento de treliça espacial LINK8. As características dos elementos utilizados do ANSYS (2007) são representados na Figura 18.



a) Elemento finito tridimensional BEAM44.



b) Elemento finito SHELL63

c) Elemento finito LINK8

Figura 18 - Elementos finitos adotados.

Após a escolha de cada elemento, delineou-se os três modelos no software. Na Figura 19 apresentada a seguir é representado a discretização do Modelo 1 no Ansys (2007). O modelo possui 122.012 nós, 732.024 graus de liberdade e 58.138 elementos. Um corte deste modelo é apresentado na Figura 20.

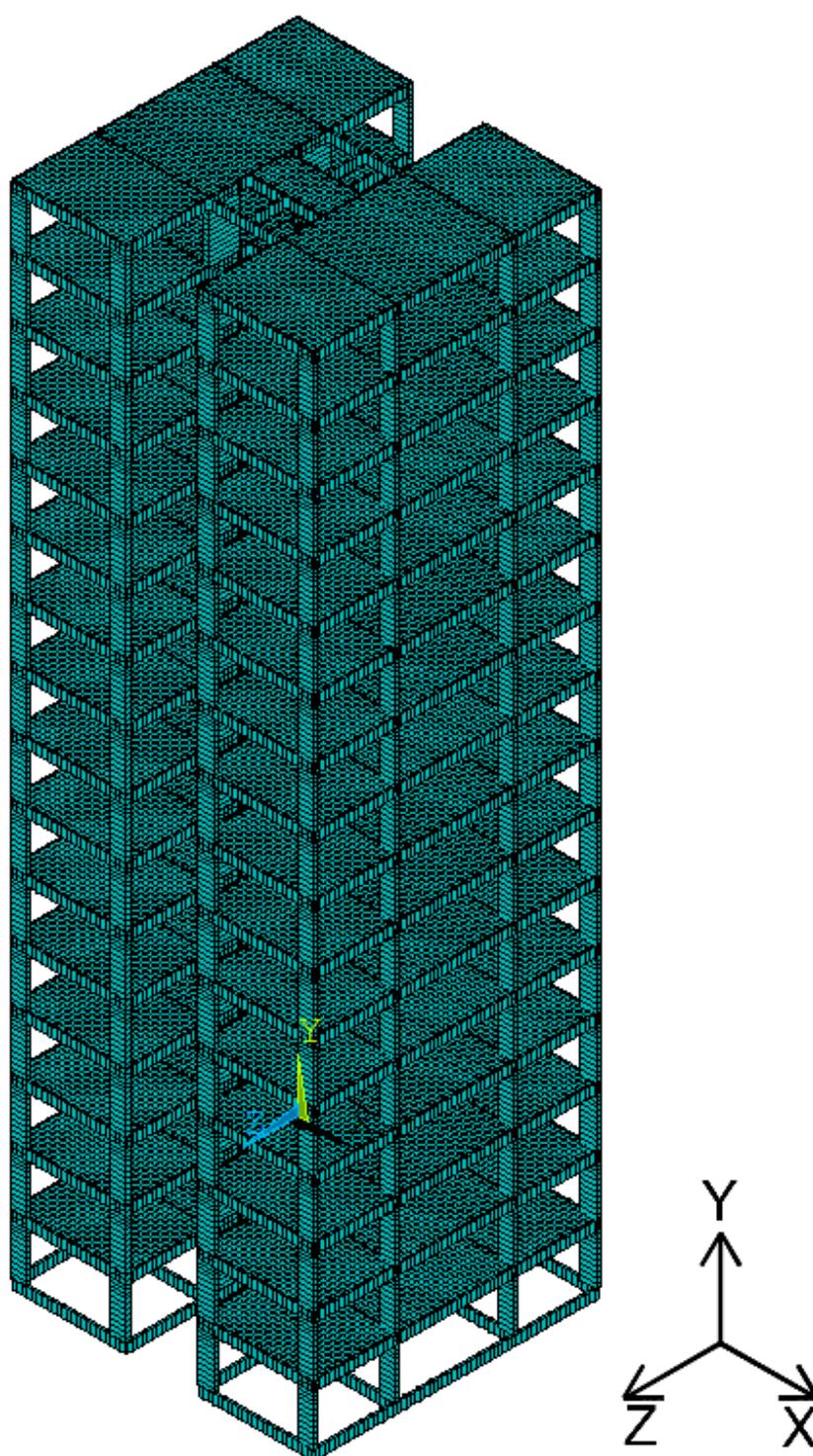


Figura 19 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 1.

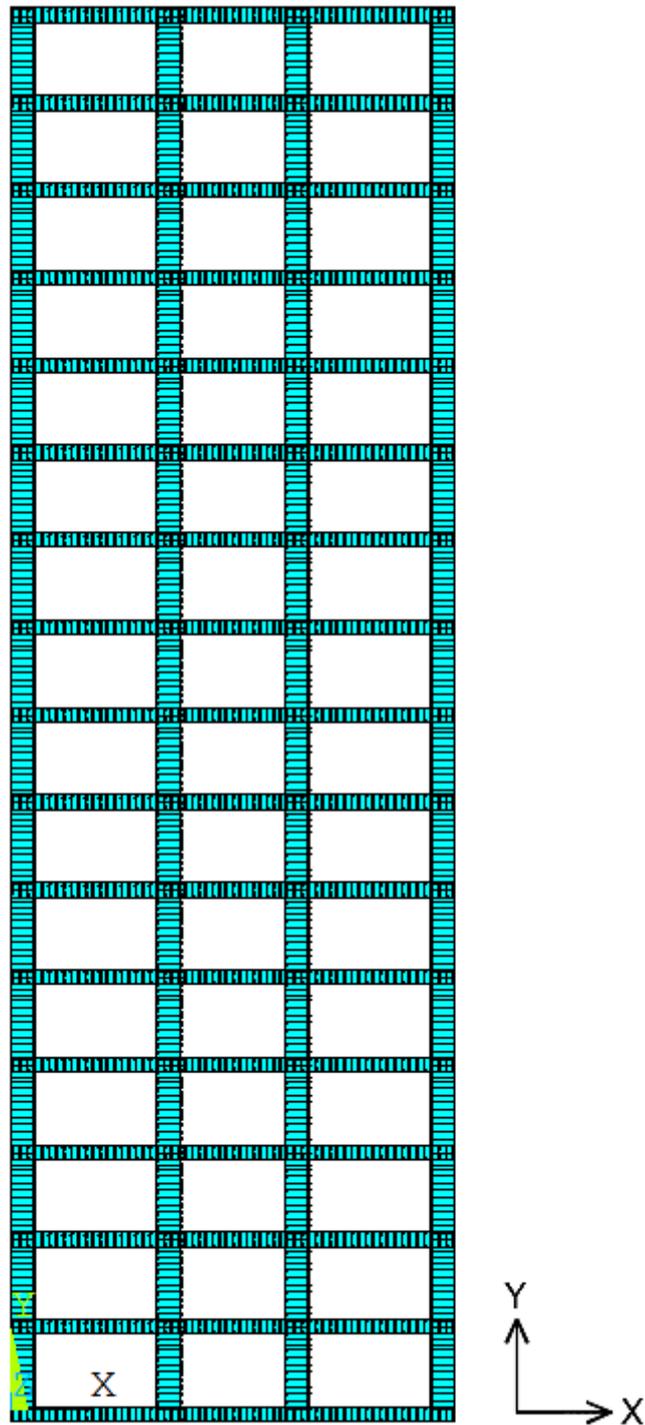


Figura 20 – Modelagem computacional - Vista frontal – Modelo 1.

O Modelo 2, por sua vez, é ilustrado na Figura 14 a seguir. O mesmo modelo apresenta 53.552 nós, 58.458 elementos e 321.264 graus de liberdade. As propriedades das diagonais equivalentes, discretizadas através do elemento LINK8 serão apresentadas posteriormente no item 4.1. O corte do modelo é apresentado na Figura 22.

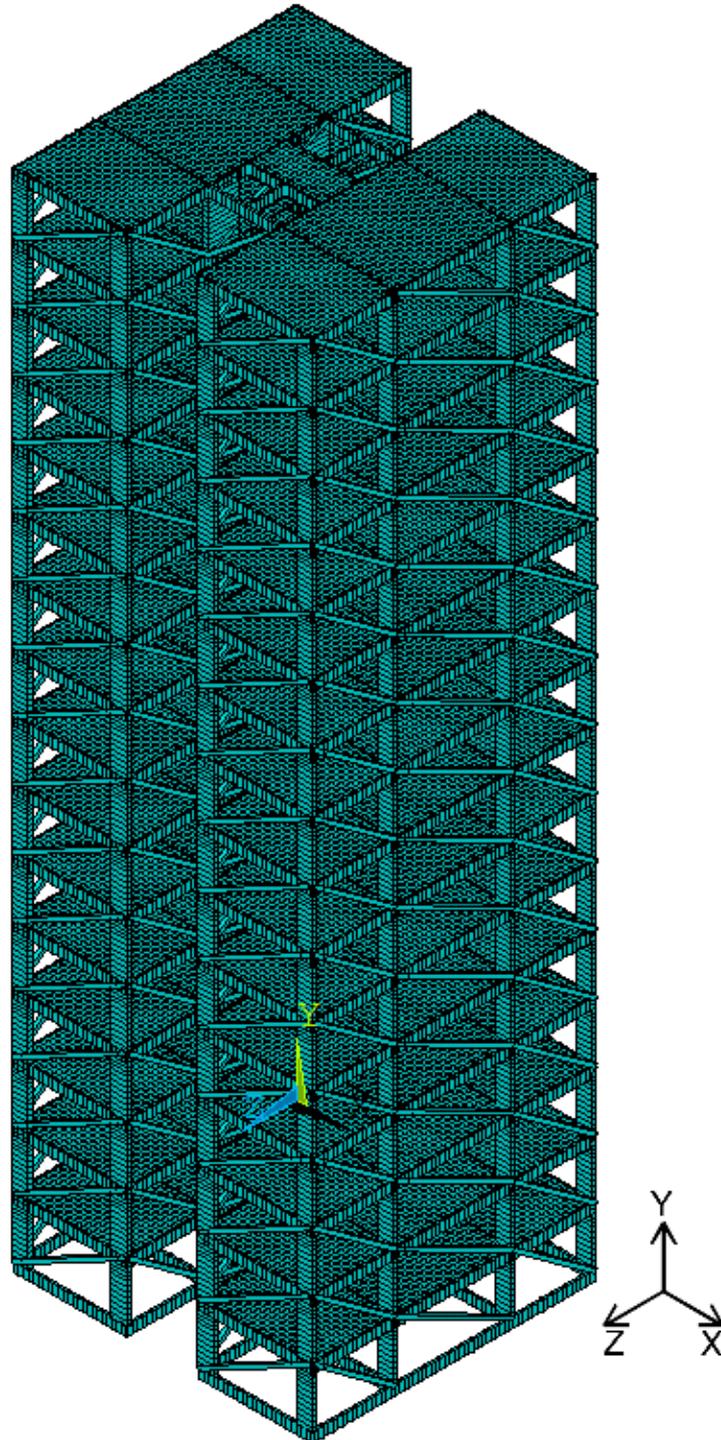


Figura 21 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 2.

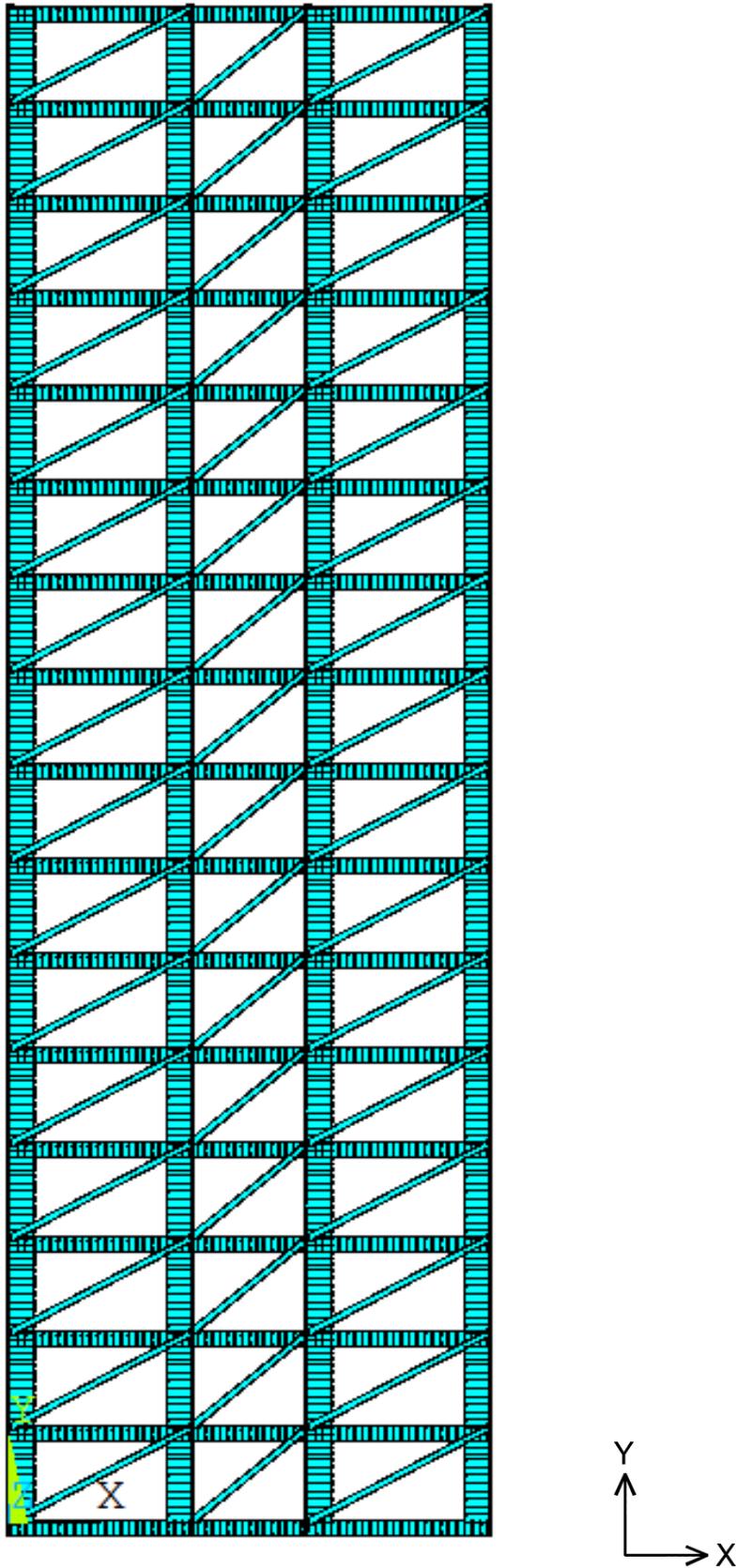


Figura 22 – Modelagem computacional - Vista frontal – Modelo 2.

Nesta pesquisa, o Modelo mais completo é o Modelo 3, apresentado na Figura 23. Este modelo possui 126.186 nós, 134.010 elementos e 757.068 graus de liberdade. As paredes foram discretizadas com espessura igual 0,15 m e malha de 0,25 cm, obedecendo as aberturas das portas e janelas. O material adotado para o elemento de casca que modela as alvenarias possui módulo de elasticidade igual a 2,3 Gpa como já mencionado. A Figura 24 apresenta o corte do modelo onde esta detalhado o posicionamento das janelas.

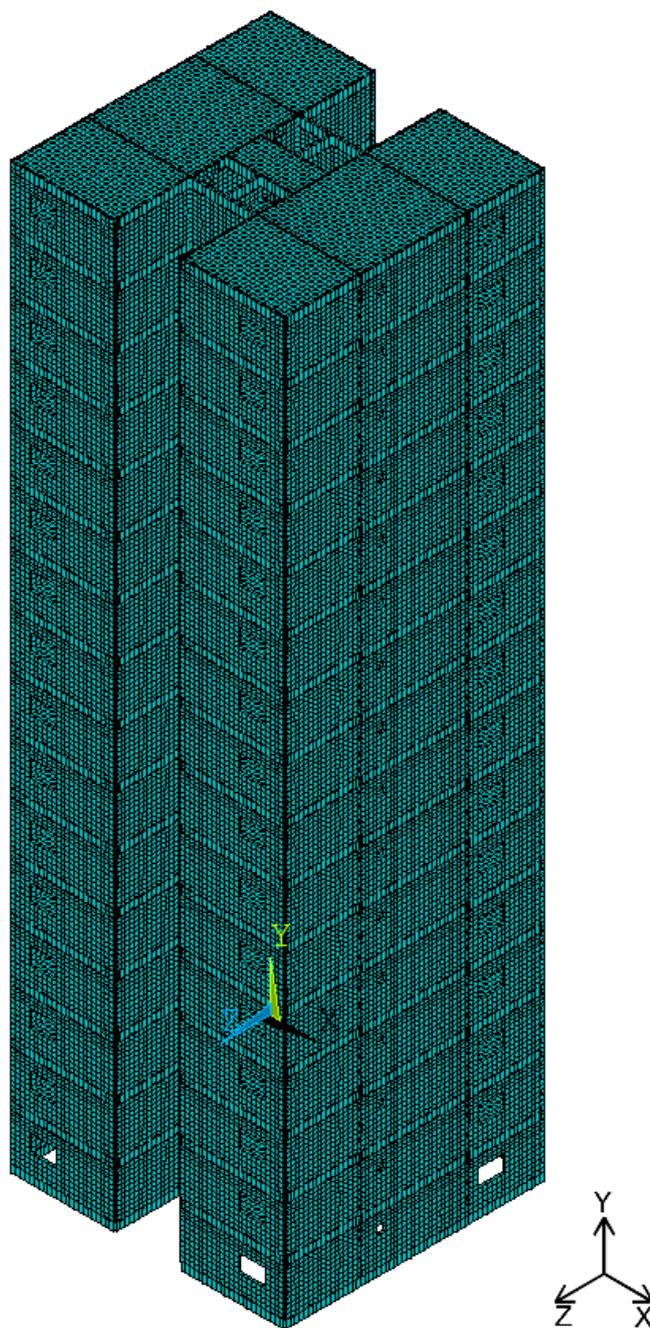


Figura 23 – Modelagem computacional - Perspectiva – Modelo 3.

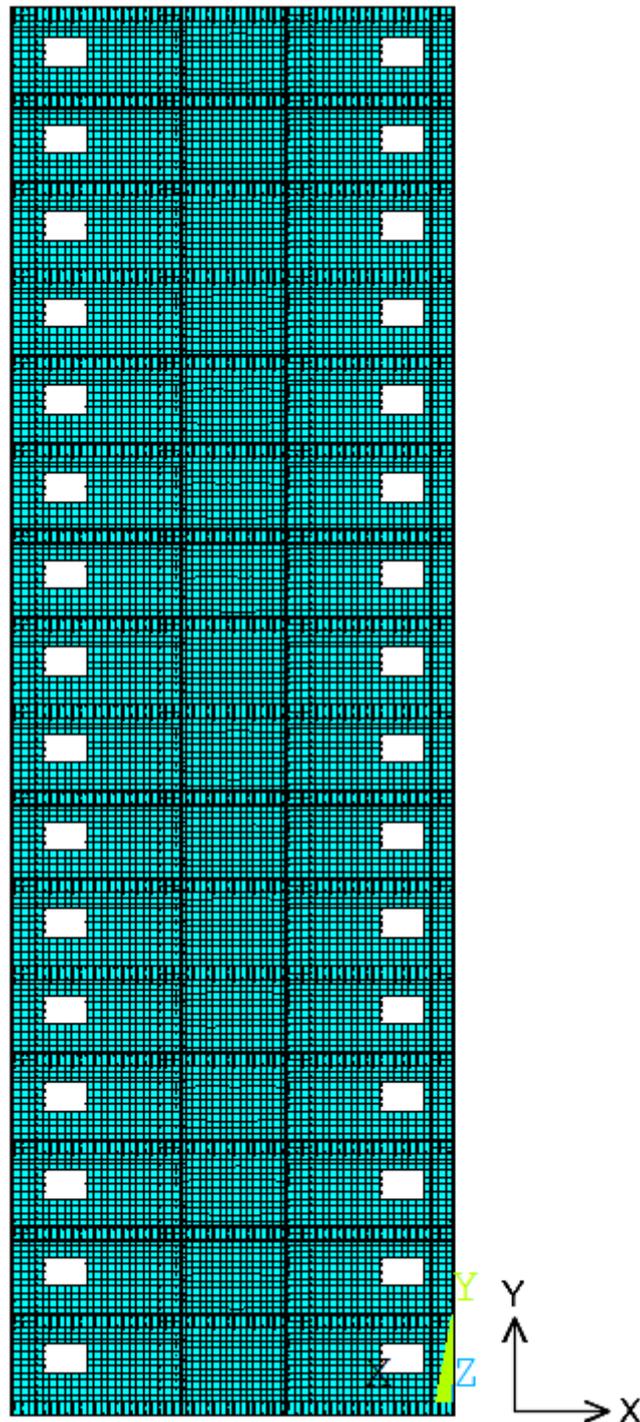


Figura 24 – Modelagem computacional - Vista frontal – Modelo 3.

Na Figura 25 pode-se observar a discretização do andar tipo do modelo 1 onde verifica-se o posicionamento dos pilares e das vigas. Um detalhe das diagonais equivalentes é demonstrado na Figura 26.

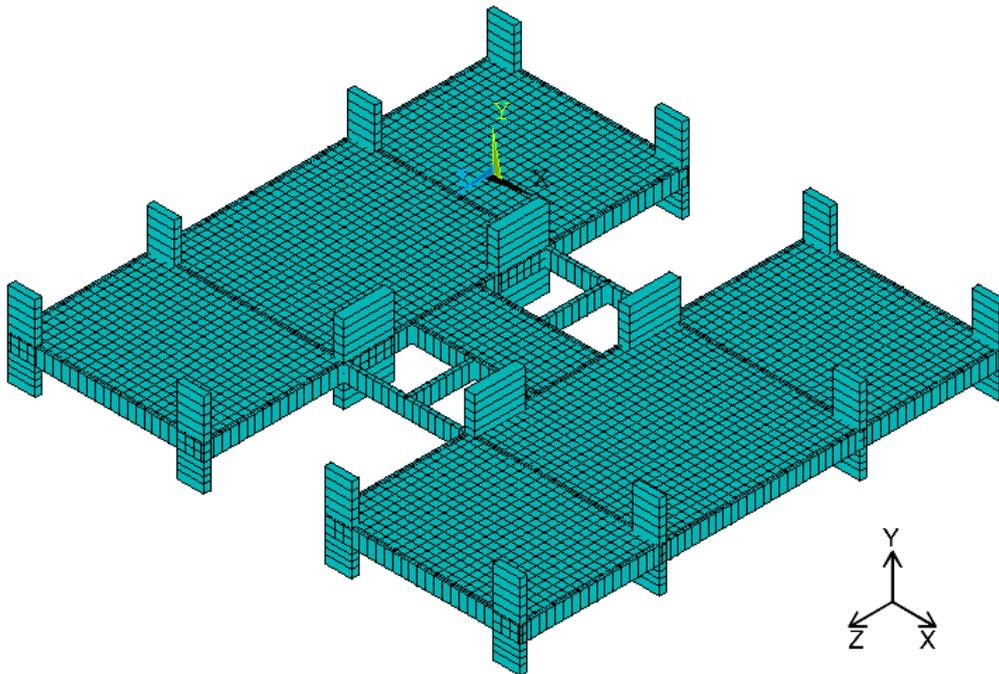


Figura 25 – Modelagem computacional – perspectiva pavimento tipo – Modelo 1.

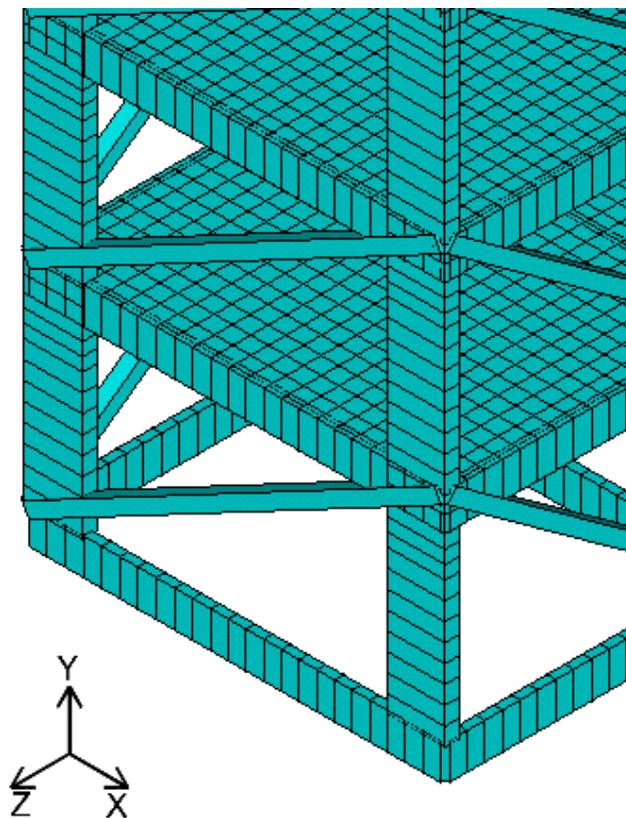


Figura 26 – Modelagem computacional – detalhe da diagonal equivalente – Modelo 2.

4.1 Modelagem das alvenarias

Diferentemente do que é utilizado na maior parte dos projetos feitos nos dias atuais, este trabalho tem por objetivo a análise do comportamento dos panos de alvenaria como componente integrante do modelo estrutural e não apenas como uma carga estática sobre vigas e lajes. A atuação dos panos de alvenaria no comportamento estrutural sob determinadas condições de solicitação tem sido, cada vez mais, objeto de investigação e cada vez mais trabalhos estão sendo publicados sobre o assunto, trabalhos estes que buscam um entendimento mais apurado da influência dos painéis no enrijecimento global dos edifícios. Uma das grandes dificuldades na análise da influência das alvenarias na estrutura está no fato destas serem constituídas por um elemento muito heterogêneo o que acaba dificultando a elaboração de um modelo mais refinado de análise.

A busca por um método mais simples para o estudo do comportamento das alvenarias foi objeto de investigação de muito pesquisadores. Um desses pesquisadores foi Moreira (2002) que chegou a um modelo analítico que relaciona as dimensões dos panos de alvenaria a rigidez de uma diagonal equivalente que vai de um vértice ao outro oposto a este do pórtico. Em sua pesquisa, Moreira partiu da situação onde um painel genérico é considerado em cisalhamento perfeito e com isso pode deduzir um modelo analítico em que a rigidez imposta por diagonais produzisse efeito de travejamento equivalente àquele que seria imposto pelo painel de alvenaria conforme mostra a figura 27.

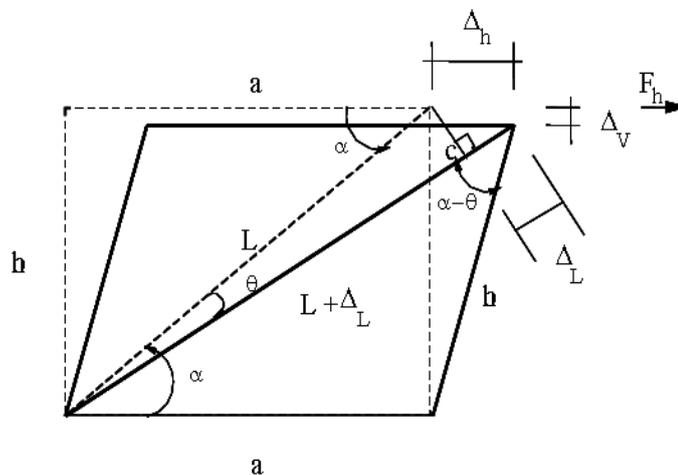


Figura 27 - Painel elementar com uma diagonal – (Moreira, 2002).

Esta Figura mostra as condições iniciais do quadro do pórtico analisado e a situação final após o deslocamento provocado por uma carga horizontal F_h aplicada no vértice superior direito do pórtico. Abaixo, define-se as grandezas relacionadas a este pórtico.

a – largura do painel;

h – altura do painel;

L – comprimento da diagonal equivalente;

α - ângulo que a diagonal forma com a horizontal;

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

F_h - força horizontal aplicada no topo do painel;

Δ_L – deslocamento longitudinal da diagonal;

Δ_h – deslocamento horizontal;

Δ_v – deslocamento vertical;

Considerando-se pequenas deformações e fazendo $\Delta_v = 0$, tem-se

$$\Delta_L = \Delta_h \cos(\alpha - \theta) \quad (15)$$

Para c , tem-se a relação (16):

$$c = \Delta_h \sin(\alpha - \theta) = \Delta_h (\sin\alpha \cos\theta - \sin\theta \cos\alpha) \quad (16)$$

Partindo da hipótese de pequenas deformações, ou seja:

$$\sin\theta \cong \theta \quad (17)$$

$$\cos\theta \cong 1 \quad (18)$$

Podemos reescrever a expressão (16) da seguinte forma:

$$c = \Delta_h (\sin\alpha - \theta \cos\alpha) \quad (19)$$

Substituindo c por θL , tem-se:

$$\theta L = \Delta_h (\text{sen} \alpha - \theta \cos \alpha) \quad (20)$$

Aplicando-se um deslocamento unitário na direção horizontal ($\Delta_h = 1$), obtem-se:

$$\text{sen} \alpha = \theta (L + \cos \alpha) \quad (21)$$

Colocando a expressão em função de θ , tem-se:

$$\theta = \frac{\text{sen} \alpha}{(L + \cos \alpha)} \quad (22)$$

Considerando a força horizontal F_h , temos a seguinte relação carga-deslocamento:

$$F_h = k_h \Delta_h \quad (23)$$

E na direção da diagonal F_L :

$$F_L = k_L \Delta_L \quad (24)$$

Para:

$$k_L = \frac{EA}{L} \quad (25)$$

projetando F_L na horizontal, tem-se a equação (26):

$$F_L = \frac{F_h}{\cos(\alpha - \theta)} \quad (26)$$

Substituindo as expressões (15), (25) e (26) em (24), tem-se:

$$\frac{F_h}{\cos(\alpha - \theta)} = \frac{EA}{L} \cos(\alpha - \theta) \Delta_h \quad (27)$$

Através de relações trigonométricas chega-se a expressão (28):

$$F_h = \frac{EA}{L} \cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen} \alpha}{L + \cos \alpha} \right) \Delta_h \quad (28)$$

E sendo:

$$k_h = \frac{EA}{L} \cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen} \alpha}{L + \cos \alpha} \right) \quad (29)$$

Como tal verificação parte da premissa que o pórtico encontra-se em cisalhamento perfeito, tem-se que a forma mais simples de estudar a influência dessa rigidez ao cisalhamento causada pelo contraventamento da diagonal é relacionando a rigidez G do pórtico com a rigidez AE da diagonal.

Para o encontro de tal relação lança-se mão da teoria da elasticidade. Na teoria verifica-se que a deformação cisalhante esta diretamente relacionada a força aplicada conforme a Figura 28.

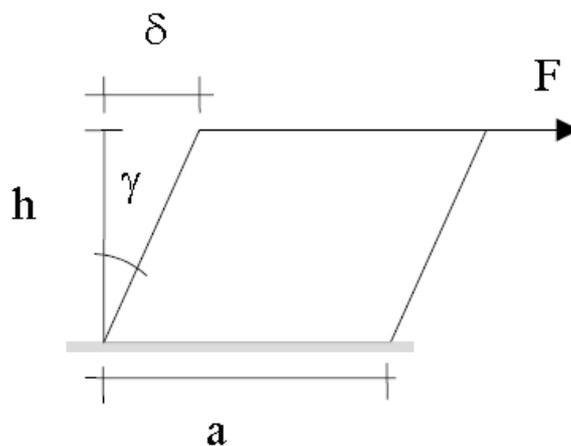


Figura 28 – Elemento plano sujeito a cisalhamento.

Tal efeito causado pela força aplicada gera uma configuração que leva a seguinte relação:

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{F}{aeG} \quad (30)$$

Onde: γ - deformação cisalhante;
 T - tensão cisalhante;
 G - módulo de elasticidade cisalhante;
 a - largura do painel;
 e - espessura do painel.

Nesta relação verifica-se que a deflexão lateral pode ser definida como:

$$\delta = \gamma h \quad (31)$$

Na literatura, Timoshenko (1961) através de seus estudos sobre tensões cisalhantes em painéis mostrou que o gráfico que representa a variação da distorção lateral do painel em relação a variação nas dimensões do painel tem um comportamento semelhante a uma hipérbole equilátera como mostra o gráfico da Figura 29.

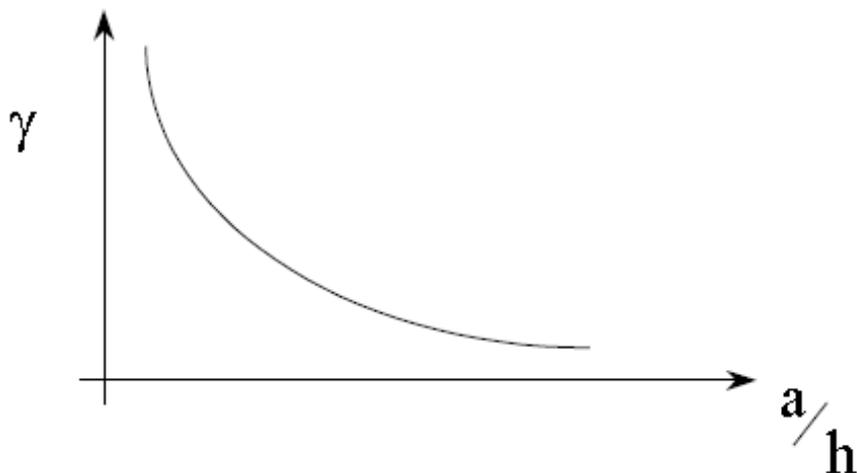


Figura 29 – Variação da distorção lateral em relação a variação nas dimensões do painel.

Como a deflexão é diretamente proporcional a distorção tem-se que o gráfico da variação da deflexão lateral do painel em relação a variação nas dimensões do painel comporta-se da mesma forma que o gráfico da distorção em relação as variações das dimensões do painel como mostra a Figura 30.

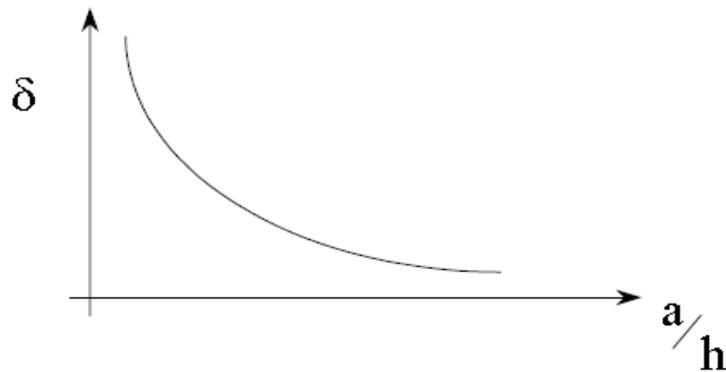


Figura 30 – Variação da deflexão lateral em relação as variações nas dimensões do painel.

A equação (30) mostra que a rigidez cisalhante do painel é inversamente proporcional a deformação cisalhante, com isso tem-se que o gráfico do comportamento da rigidez cisalhante em relação a variação das dimensões do painel tem o padrão inverso aos gráficos das relações da deflexão e da distorção conforme o gráfico da Figura 31.

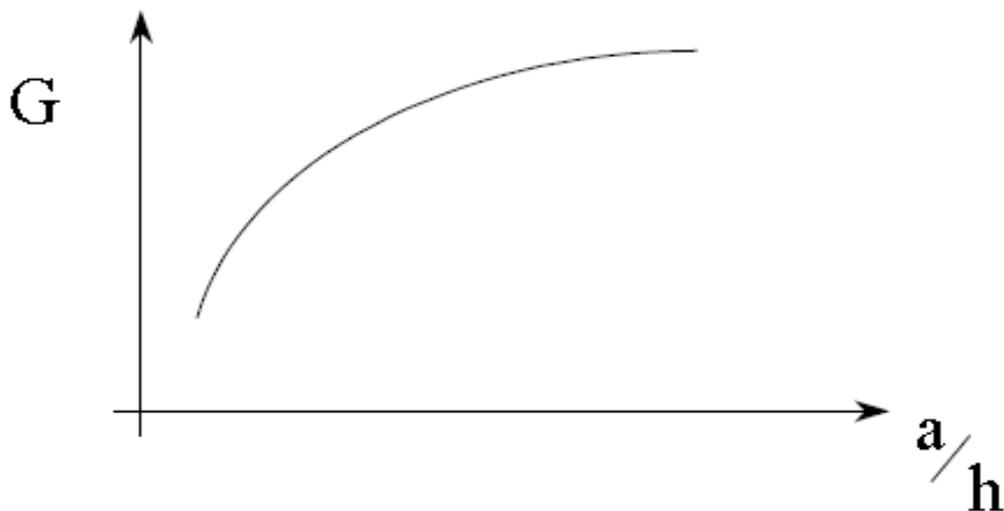


Figura 31 – Variação do módulo de elasticidade transversal em relação a variação nas dimensões do painel.

Através de manipulações algébricas com as expressões (30) e (31) pode-se chegar a expressão matemática que apresenta o valor da rigidez cisalhante em função das dimensões do painel e da deflexão lateral.

$$G = \frac{hF}{ae\delta} \quad (32)$$

O conhecimento da rigidez cisalhante e a definição do módulo de elasticidade do material das barras diagonais possibilita o cálculo da área seccional da diagonal equivalente através da expressão (33):

$$A_a = \frac{k_{diag}}{E_{conc}} \frac{L}{\cos^2 \left(\alpha - \frac{\text{sen}\alpha}{L + \text{cos}\alpha} \right)} \quad (33)$$

Onde:

$$k_{diag} = G \frac{ae}{h} \quad (34)$$

Outro objeto de estudo na pesquisa de Moreira na análise da influência das diagonais é a avaliação da rigidez cisalhante para painéis de alvenaria com e sem abertura. Para o estudo, Moreira (2002), modelou dois protótipos numéricos, utilizando elemento de casca, de painéis, um com abertura e outro sem abertura e aplicou uma carga horizontal em ambos os protótipos conforme Figura 32.

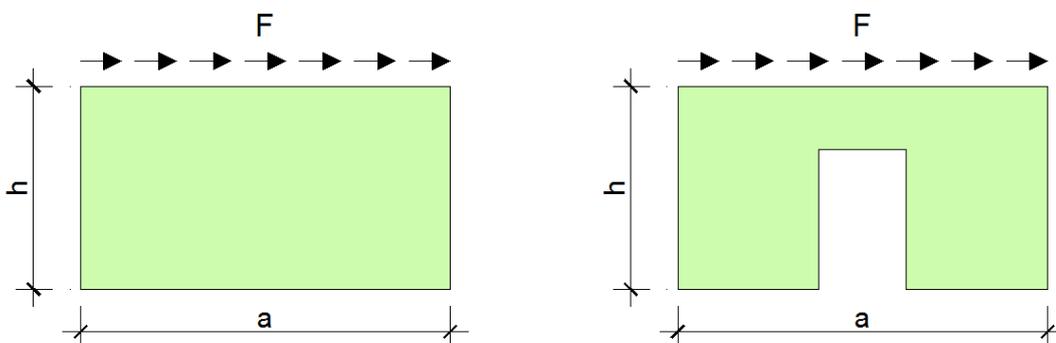


Figura 32 - Modelos matemático-numéricos de painéis de alvenaria com e sem abertura, sujeitos ao cisalhamento – (Moreira, 2002).

Para os modelos adotou-se lajotas cerâmicas com 10 furos, resistência à compressão de $f_{pk} = 10$ MPa e módulo de elasticidade dada pela fórmula empírica de Hendry et all (1997) obtida através da resistência a compressão da lajota cerâmica.

$$E_p = 700.f_{pk} \quad (35)$$

O módulo da força aplicada F foi de 10kN e a altura (h) e espessura (e) foram de 3,00 e 0,15 m, respectivamente. No experimento variou-se o comprimento do vão (a) de 1,50 a 15,00 m. Nesse ensaio foram usados 10 tipos de modelos de elementos finitos de casca com diferentes quantidades de elementos utilizados. Todos os outros parâmetros não variaram nos ensaios. Como resultado dos experimentos obteve-se o gráfico do módulo de elasticidade transversal “G” pela razão entre o vão e a altura do painel conforme Figura 33. Interessante notar que a forma do gráfico é a mesma do gráfico encontrado por timoshenko e que é representado na Figura 31.

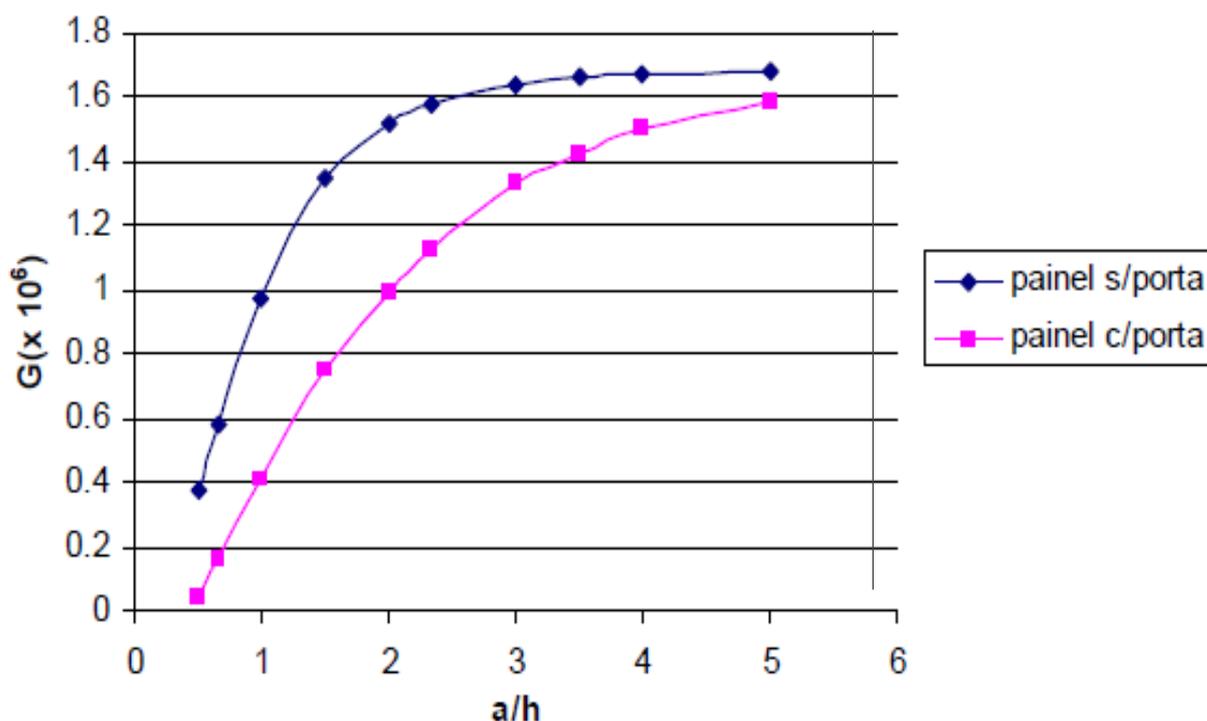


Figura 33 - Curvas de Módulos de Elasticidade Transversal (G) – (Moreira, 2002)

Para este estudo calculou-se as áreas das diagonais equivalentes utilizando a equação (33) . O módulo de elasticidade transversal foi obtido através do gráfico da Figura 33 que relaciona as dimensões a e h do vão.

Na Tabela 9 são apresentados os valores encontrados para os módulo de elasticidade transversal as áreas das diagonais equivalentes dos 20 vãos, levando-se em conta os vãos com e sem abertura. Nota-se que quanto maior é o vão, maior é a área da diagonal. A numeração das paredes com o objetivo de identificação seguiu a ordem conforme a Figura 34.

Tabela 9 – Áreas das diagonais equivalentes.

Diagonal	a (m)	a/h	e (m)	Painel	E_{conc} (kN/m ²) $\times 10^7$	G (kN/m ²) $\times 10^6$	A_a (m ²)
1	4.05	1.62	0.15	c/ abertura	2.81	0.77	0.04
2	4.05	1.62	0.15	c/ abertura	2.81	0.77	0.04
3	3.33	1.33	0.15	s/ abertura	2.81	0.60	0.04
4	4.73	1.89	0.15	c/ abertura	2.81	0.94	0.06
5	3.33	1.33	0.15	s/ abertura	2.81	0.60	0.04
6	4.73	1.89	0.15	c/ abertura	2.81	0.94	0.06
7	4.05	1.62	0.15	c/ abertura	2.81	0.77	0.04
8	4.05	1.62	0.15	c/ abertura	2.81	0.77	0.04
9	3.94	1.58	0.15	c/ abertura	2.81	0.75	0.03
10	3.98	1.59	0.15	c/ abertura	2.81	0.76	0.04
11	3.98	1.59	0.15	s/ abertura	2.81	0.76	0.04
12	3.94	1.58	0.15	s/ abertura	2.81	0.75	0.03
13	5.53	2.21	0.15	c/ abertura	2.81	1.13	0.11
14	2.85	1.14	0.15	s/ abertura	2.81	0.48	0.03
15	2.85	1.14	0.15	s/ abertura	2.81	0.48	0.03
16	5.53	2.21	0.15	c/ abertura	2.81	1.13	0.11
17	3.94	1.58	0.15	s/ abertura	2.81	0.75	0.03
18	3.98	1.59	0.15	c/ abertura	2.81	0.76	0.04
19	3.98	1.59	0.15	c/ abertura	2.81	0.76	0.04
20	3.94	1.58	0.15	s/ abertura	2.81	0.75	0.03

Na Figura 34 esta representado a distribuição das diagonais equivalentes de concreto armado conforme o projeto arquitetônico elaborado para este trabalho. Lembra-se que as diagonais foram inseridas nas regiões onde as alvenarias foram projetadas sobre as vigas. Tal fato faz com que o Modelo 2 perca a simetria nas duas direções que há no primeiro modelo. O Modelo 3 foi elaborado de forma a

respeitar a mesma distribuição utilizada no Modelo 2, ou seja, os elementos de casca que simulam as alvenarias foram inseridas nas mesmas posições das diagonais

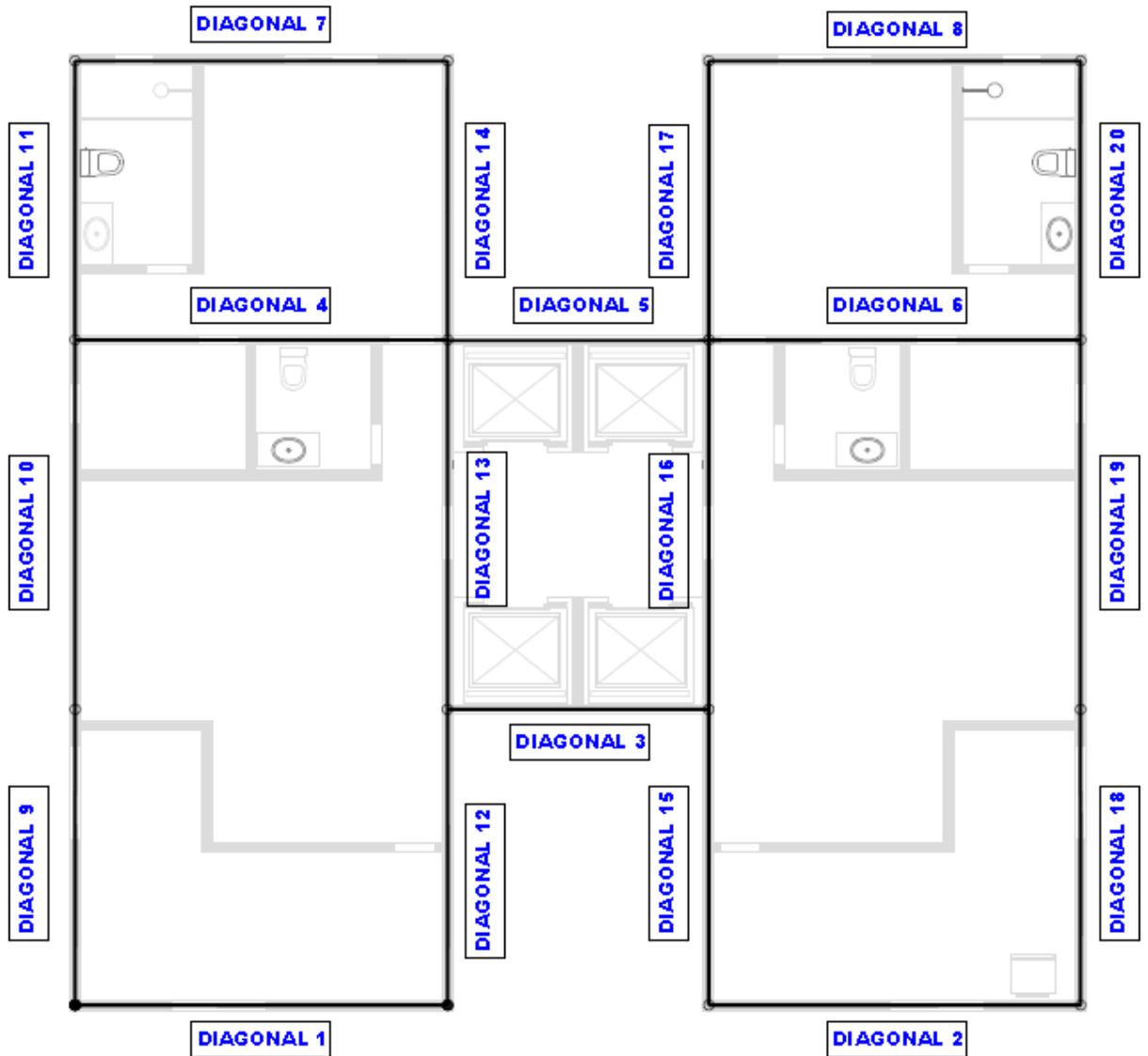


Figura 34 – Planta de indicação do posicionamento das diagonais equivalentes.

5 ANÁLISE ESTÁTICA

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos através de análises estáticas. Inicialmente, realiza-se uma verificação direta, aplicando-se uma carga unitária no topo da edificação obtendo-se o respectivo deslocamento e, através dessas grandezas, a rigidez efetiva global da edificação para as duas direções (x e z).

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

5.1 Rigidez efetiva global

De acordo com Borges et al (2009), define-se como coeficiente de rigidez efetiva global associado a cada direção preferencial X , Y , Z, o valor $K_{x,y,z}$ dado pela Equação (36) :

$$K_{x,y,z} = \frac{1}{\Delta_{x,y,z}} \quad (36)$$

Sendo $\Delta_{x,y,z}$ os deslocamentos absolutos generalizados do pavimento superior provocados por ações unitárias, segundo a Figura 38.

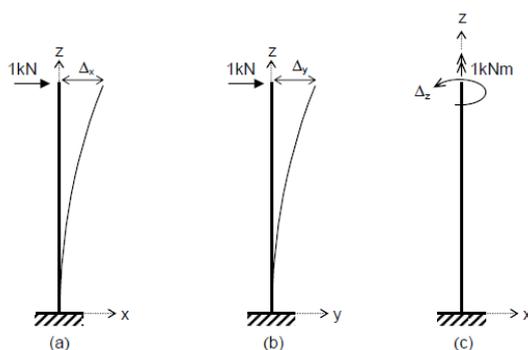


Figura 35 - Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva global - (Borges, 2009).

Sua importância está no fato de servir como parâmetro de comparação de rigidez global para estruturas projetadas sob ações de diferentes valores, bem como para comparação da rigidez global na fase elástica (rigidez bruta). Na Tabela 10, são apresentados os valores encontrados para os modelos em estudo.

Tabela 10 - Valores das rigidezes efetiva global dos 3 modelos nas duas direções - Unidades kN/m.

Modelos	MODELO 1		MODELO 2		MODELO 3	
	Kz	Kx	Kz	Kx	Kz	Kx
Regime elástico	6060	6456	34483	26455	43442	35714

De acordo com a Tabela 31, é possível concluir que os três modelos em estudo são mais flexíveis na direção x. Comprova-se também que a consideração das alvenarias nos modelos numéricos influencia diretamente nos resultados relativos a rigidez global dos modelos aos deslocamentos translacionais horizontais devidos a aplicação da carga unitária. O Modelo 2 possui uma rigidez na direção x 410% maior que o Modelo 1. Já o Modelo 3 tem a rigidez, nesta mesma direção, 553% maior que o primeiro modelo, mostrando-se o mais rígido dos três. A Figura 38 ilustra estas diferenças.

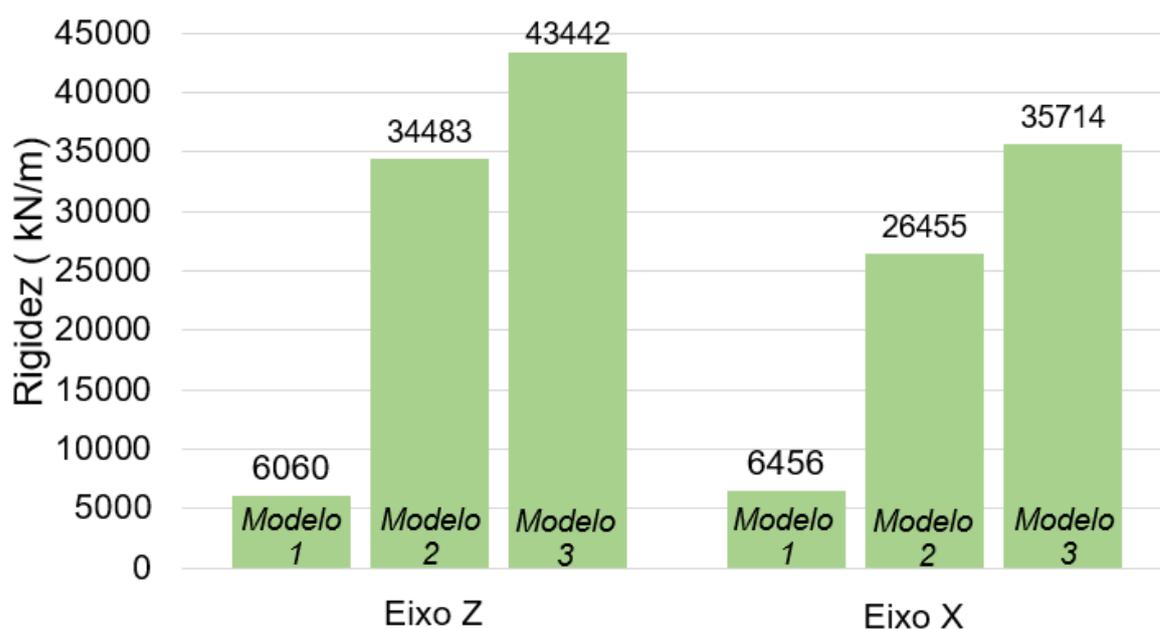


Figura 36 – Comparativo das rigidezes nas direções x e z dos 3 modelos.

As análises feitas posteriormente foram avaliadas somente na direção x, pois esta se mostrou a direção menos rígida dos modelos.

5.1 Descrição dos carregamentos - análise estática

Os carregamentos adotados para a análise estática foram separados em:

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

5.1.1 Cargas verticais utilizadas nos modelos estruturais em estudo

Para a análise estática considerou-se como carregamento vertical as cargas devida ao peso próprio da estrutura (vigas, pilares e lajes de concreto armado), cargas permanentes de alvenarias e revestimentos e cargas acidentais de utilização. O carregamento horizontal adotado foi o gerado pelo vento.

O cálculo das cargas permanentes de alvenarias e revestimentos foram feitas da seguinte forma: adotou-se blocos cerâmicos de 13 cm de espessura com o revestimento constituído por chapisco, emboço, reboco e pintura com espessura de 2 cm (1 cm para cada lado da parede) sendo o peso específico de 14 kN/m^3 . O peso total das cargas permanentes de alvenarias e revestimento foi feito somando-se o peso de todas as alvenarias posicionadas na planta de arquitetura e dividindo-se pelo somatório total das áreas das lajes que estão sob elas, com isso considerou-se o carregamento desta carga permanente como uniforme sobre as lajes. O valor encontrado através deste cálculo foi de $4,9 \text{ kN/m}^2$. Adotou-se também como carga permanente o valor de $1,0 \text{ kN/m}^2$ referente a pisos sobre as lajes.

O cálculo do peso próprio foi executado pelo próprio programa de elementos finitos (ANSYS) que calcula o peso total das vigas, pilares e lajes de concreto

armado. O peso específico utilizado para o concreto é o mesmo encontrado na NBR 6118 (2014) de 25kN/m^3 .

A Tabela 15 especifica detalhadamente os valores adotados para cada carga vertical.

Tabela 11 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura.

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

5.1.2 Cargas horizontais devido ao vento aplicada nos modelos em estudo

O primeiro passo para determinação das cargas horizontais devidas ao vento nas edificações segundo a norma NBR 6123 (1988) é a identificação da localização da obra, classificação da edificação e do terreno onde será construído o edifício. Como o projeto do edifício analisado neste trabalho não possui essas informações no local de onde ele foi retirado, arbitrou-se situações hipotéticas mais próximas ao Rio de Janeiro que foi o local escolhido para o estudo destes modelos.

Consultando as isopletras apresentadas pela norma verifica-se que a velocidade básica adotada para a área da edificação vale 37 m/s . O terreno foi classificado como plano ou fracamente acidentado que é a situação mais comum para construções de edifícios de múltiplos pavimentos. A categoria escolhida foi a que mais se assemelha a construções feitas em regiões com atividade urbana intensa, ou seja, Categoria IV: "Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados". A edificação se enquadra na classe A pois sua maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não excede 20 m . Como grupo tem-se que a construção se encaixa no grupo 2 "Edificações para hotéis e residências".

Através da determinação dessas classificações obtém-se os parâmetros que definem os fatores necessários para o cálculo da velocidade característica v_k .

A Tabela 12 apresenta as classificações, parâmetros e fatores utilizados para a análise da influência do vento na edificação.

Tabela 12 - Resumo das cargas verticais aplicadas na estrutura.

Terreno		plano ou fracamente acidentado
Categoria		IV - Terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados
Classe		A - Toda a edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.
Grupo		2 - Edificações para hotéis e residências
S ₁		1
S ₂	Parâmetro b	0,86
	Parâmetro p	0,12
	Parâmetro Fr	0,98
S ₃		1

O único fator ou parâmetro variável para determinação da carga de vento, nessa situação, é o fator S₂, que varia de acordo com a cota de aplicação z.

Para o cálculo da força de arrasto atuando nas fachadas do edifício nas direções X e Z necessita-se determinar os coeficientes de arrasto que podem ser obtidos através do ábaco da Figura 2. Tais valores são apresentados na Tabela 13. É interessante observar que os valores dos coeficientes de arrasto são iguais nas duas direções devido ao fato de o edifício possuir dimensões em X e Z praticamente iguais.

Tabela 13 - Coeficientes de arrasto adotados para os modelos em estudo.

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

Na modelagem, a força de arrasto devido ao vento foi aplicada nos nós dos encontros dos pilares de fachada em cada pavimento. Cada pilar recebeu um força devido à uma área de contribuição. Na Tabela 14 apresenta-se as cargas de vento aplicadas em cada modelo estrutural em estudo. Nesta Tabela a pressão de vento está multiplicada pelo coeficiente de arrasto.

Após a definição dos fatores e coeficientes, aplicou-se as forças de arrasto nos nós dos encontros dos pilares da fachada de interesse (lateral). Definiu-se também a área de influência para cada força aplicada nos nós. Nesta mesma Tabela

encontram-se especificadas as pressões que atuam nos pilares da fachadas da direção x de cada pavimento, assim como, as forças totais por andar.

Tabela 14 - Cargas horizontais devido ao vento na direção X aplicadas nos Modelos.

Piso	Cota z(m)	Pressão q.C _a (kN/m ²)	Força horizontal devido ao vento lateral (kN)			Força total por pavimento (kN)
			P01	P09=P05	P13	
térreo	0	0,00	0.00	0.00	0.00	0.00
1º pav	3	0,48	6.20	12.40	6.20	24.79
2º pav	6	0,57	7.37	14.75	7.37	29.48
3º pav	9	0,63	8.15	16.32	8.15	32.63
4º pav	12	0,68	8.76	17.54	8.76	35.06
5º pav	15	0,72	9.27	18.54	9.27	37.07
6º pav	18	0,75	9.70	19.41	9.70	38.80
7º pav	21	0,78	10.08	20.17	10.08	40.33
8º pav	24	0,81	10.42	20.86	10.42	41.70
9º pav	27	0,83	10.73	21.48	10.73	42.94
10º pav	30	0,86	11.02	22.05	11.02	44.09
11º pav	33	0,88	11.28	22.58	11.28	45.15
12º pav	36	0,90	11.53	23.08	11.53	46.15
13º pav	39	0,92	11.77	23.55	11.77	47.08
14º pav	42	0,93	11.99	23.99	11.99	47.96
15º pav	45	0,95	12.19	24.40	12.19	48.79
16º pav	48	0,96	12.39	24.80	12.39	49.59

As magnitudes das forças devidas ao vento são iguais para os tres modelos. Isto se deve ao fato de que os parâmetros envolvidos no cálculo do módulo da força horizontal não compreendem relações com acréscimos de elementos na estrutura, como o travejamento das diagonais dos pórticos, por exemplo. As características da edificação que são levadas em conta no cálculo dessas forças são as dimensões da construção, que não variam nos modelos avaliados.

5.2 Deslocamentos translacionais

Verifica-se na NBR 6118 (2014) que o deslocamento máximo no topo da edificação para uma combinação frequente, não deve exceder a relação $h/1700$, onde h é a altura da estrutura. Desta forma, para um edifício de 48 andares o limite

seria de 2,82 cm. A Tabela 15 apresenta os deslocamentos horizontais obtidos após a aplicação das cargas de vento na direção x.

O exame das Figuras (37), (38) e (39) leva a uma conclusão significativa com relação a importância da avaliação do posicionamento das alvenarias nos projetos, pois é notável que ocorre uma torção nos Modelos 2 e 3 gerada pela colocação das diagonais e alvenarias sobre a viga 3, como pode ser observado na comparação das Figuras 12, 13 e 34. Percebe-se também, que esta torção é maior no Modelo 2, pois este é menos rígido, demonstrando que modelos menos flexíveis resistem melhor aos efeitos da torção. Tal informação tem um grande valor devido a desconsideração que é feita por grande parte dos projetistas quanto a verificação do surgimento de torções em edifícios altos causadas pelo posicionamento das alvenarias em determinadas regiões.

Tabela 15 – Deslocamentos translacionais horizontais na direção X.

Pavimento	H (m)	Análise 01 - Vento lateral - Deslocamentos (cm)		
		Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
		u_x	u_x	u_x
TERREO	0	0,00	0,00	0,00
1 PAV	3	0,32	0,09	0,04
2 PAV	6	0,78	0,19	0,09
3 PAV	9	1,27	0,29	0,15
4 PAV	12	1,77	0,40	0,21
5 PAV	15	2,25	0,50	0,28
6 PAV	18	2,71	0,61	0,34
7 PAV	21	3,14	0,71	0,41
8 PAV	24	3,54	0,81	0,48
9 PAV	27	3,92	0,91	0,54
10 PAV	30	4,25	1,00	0,61
11 PAV	33	4,55	1,09	0,67
12 PAV	36	4,82	1,17	0,73
13 PAV	39	5,05	1,24	0,78
14 PAV	42	5,24	1,31	0,83
15 PAV	45	5,39	1,37	0,88
16 PAV	48	5,51	1,43	0,93

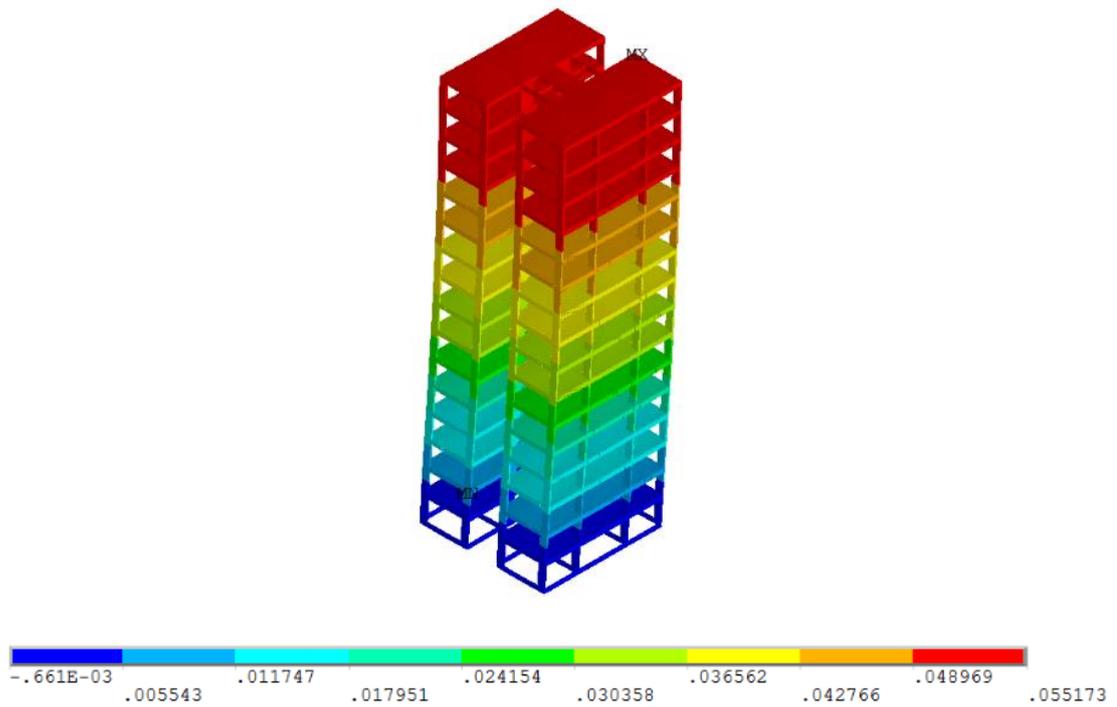


Figura 37 – Deslocamentos translacionais horizontais devidos a aplicação do vento na direção X – (Modelo 1). Unidade: metro

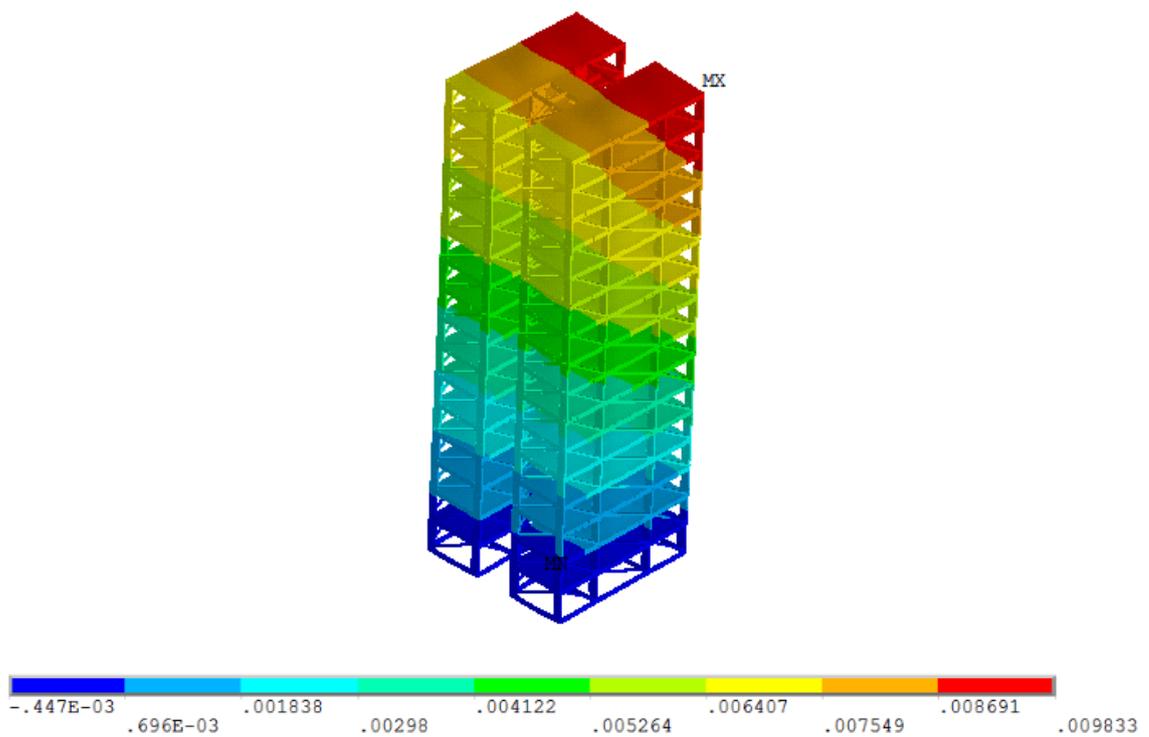


Figura 38 - Deslocamentos translacionais horizontais devidos a aplicação do vento na direção X – (Modelo 3). Unidade: metro.

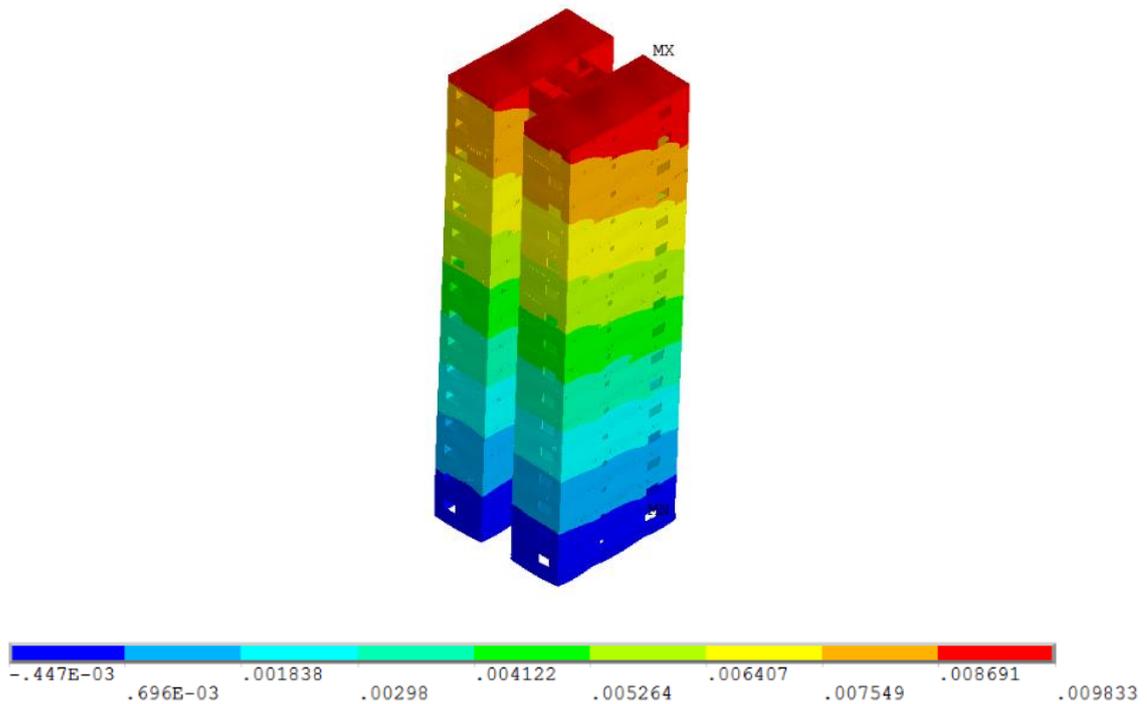


Figura 39 - Deslocamentos translacionais horizontais devidos a aplicação do vento na direção X – (Modelo 3). Unidade: metro.

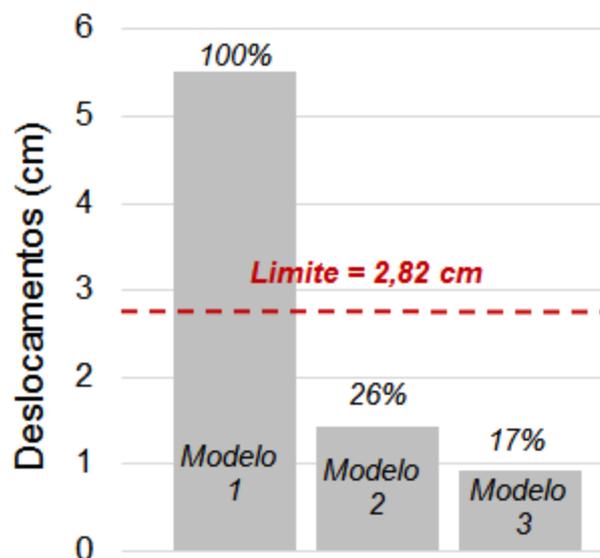


Figura 40 – Verificação dos deslocamentos no topo da edificação na direção x dos 3 modelos de acordo com a NBR 6118 (2014).

Na avaliação dos deslocamentos é interessante observar que estes conservam praticamente as mesmas proporções em relação aos módulos de rigidez

global efetiva vista no item 5.1. O Modelo 2 teve um deslocamento 75% menor que o Modelo 1 e o Modelo 3 teve uma redução de 83% em relação ao primeiro modelo.

A Tabela 30 mostra a verificação feita dos valores dos deslocamentos máximos com relação a NBR 6118 (2014).

Tabela 16 - Verificação dos deslocamentos no topo da edificação (ELS).

	Deslocamento no topo do edifício (cm)		
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
Limite NBR 6118	2,82	2,82	2,82
Análise Vento Est.	5,51	1,43	0,93
Verificação	Não atende	Atende	Atende

O resultado demonstra que o único modelo que não atende o critério é o primeiro. Os outros dois modelos, 2 e 3, atenderam ao critério com folga confirmando o acréscimo de rigidez gerado pela consideração do preenchimento dos pórticos com alvenarias de vedação. Isto demonstra que muitas edificações existentes podem não atender aos limites da norma, mas devido a existência das alvenarias, acabam apresentando deslocamentos aceitáveis para esta.

6 ANÁLISE MODAL

A análise modal busca a determinação das frequências fundamentais da estrutura para que este conhecimento prévio sirva para impedir que excitações geradas por agentes externos se aproximem destas frequências, pois isto poderia levar a estrutura ao colapso devido ao fenômeno da ressonância. Com isso, tem-se que ao realizar-se a avaliação de frequências e modos de um simples componente ou de um sistema constituído de nas componentes, as respostas apresentadas a partir de características como rigidez e inércia deste trazem o conhecimento das frequências de excitação que podem ser danosas no funcionamento do sistema.

Nos casos práticos em que as forças externas provocam excitações de múltiplos harmônicos, os intervalos mais nocivos a integridade da estrutura são os que contém os primeiros modos de vibração e os harmônicos de mais baixa ordem de excitação. Tem-se também que as frequências de excitação precisam ser mantidas em valores baixos em comparação com as frequências fundamentais da estrutura para que esta apresente modos de deformação elástica adequados ao projeto, com isso, deve-se aumentar as frequências fundamentais para que estas se afastem da faixa de frequências iniciais geradas pela excitação externa. Outra grandeza que também deve ser avaliada são os períodos fundamentais. A NBR 6123 (1988) descreve que edificações com período fundamental superior a 1 s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

Para a verificação específica dos modelos estudados neste trabalho foi realizada uma análise de vibração livre para cada modelo com o objetivo de encontrar as frequências naturais e primeiros modos da estrutura que possuem maior importância para ao estudo devido ao fato de apresentarem maior risco ao projeto. Para a obtenção dos autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração), utilizou-se o software de elementos finitos ANSYS (2007).

6.1 Frequências naturais (autovalores)

Com o objetivo de identificar as frequências iniciais verificou-se através da análise numérica realizada no ANSYS (2007) as primeiras dez frequências fundamentais dos três modelos estudados. Para a análise cabe salientar que foram utilizadas somente restrições translacionais nos apoios.

Os resultados obtidos nas análises estão descritos na Tabela (17). Nesta é possível verificar que as frequências fundamentais aumentam de valor à medida que há um incremento na rigidez da estrutura. O modelo onde as alvenarias foram desenvolvidas com elementos de casca, revelou-se com uma frequência natural 215% maior que a frequência do Modelo 1. O Modelo 2, por sua vez, possui uma frequência natural 226% maior que o Modelo menos rígido.

O valor encontrado para a frequência natural do modelo 3, que apresentou um deslocamento translacional horizontal menor na análise estática, ou seja, uma resistência maior ao deslocamento, foi menor que o determinado para o modelo com diagonais equivalentes. Este fato pode ser justificado pela não consideração da massa nas diagonais na concepção do Modelo 2, o que colabora para ao aumento de aproximadamente 6% em relação ao modelo 3, tendo em vista que, as frequências fundamentais são inversamente proporcionais a raiz quadrada da massa.

Tabela 17 - Frequências naturais dos modelos estruturais.

Frequências (Hz)	Modelo 1 (Somente estrutura)	Modelo 2 (Estrutura+diag. Equiv.)	Modelo 3 (Estrutura+alvenaria)
f ₀₁	0,53	1,20	1,14
f ₀₂	0,55	1,42	1,28
f ₀₃	0,62	1,96	1,88
f ₀₄	1,64	3,97	3,83
f ₀₅	1,77	4,86	4,56
f ₀₆	1,85	5,94	5,72
f ₀₇	3,07	7,59	7,45
f ₀₈	3,29	8,59	7,66
f ₀₉	3,48	9,56	9,29
f ₁₀	4,57	10,22	9,85

Tabela 18 - Períodos fundamentais (T) dos modelos estruturais.

	Modelo 1 (Somente estrutura)	Modelo 2 (Estrutura+diag. Equiv.)	Modelo 3 (Estrutura+alvenaria)
T ₀₁	1,89	0,83	0,88
T ₀₂	1,81	0,71	0,78
T ₀₃	1,60	0,51	0,53
T ₀₄	0,61	0,25	0,26
T ₀₅	0,56	0,21	0,22
T ₀₆	0,54	0,17	0,17
T ₀₇	0,33	0,13	0,13
T ₀₈	0,30	0,12	0,13
T ₀₉	0,29	0,10	0,11
T ₁₀	0,22	0,10	0,10

Segundo a NBR 6123 (1988), edificações com período fundamental superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio, como observamos serem os três primeiros períodos do Modelo 1, apresentados na Tabela 18. Nota-se também neste caso que estruturas mais rígidas tem um desempenho melhor quanto a avaliação dos períodos fundamentais segundo a norma.

6.2 Modos de vibração (autovetores)

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

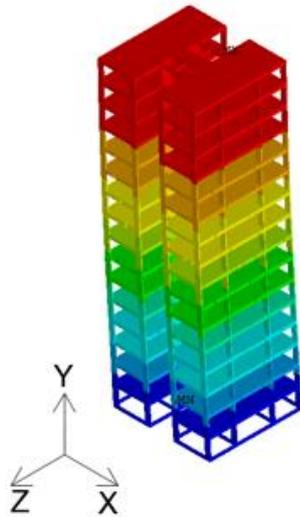
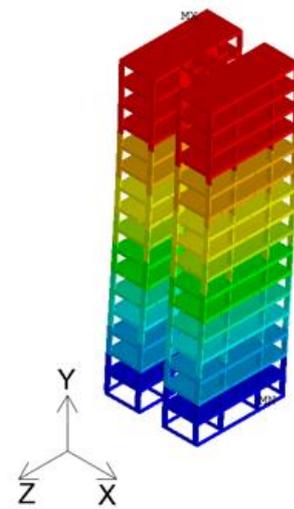
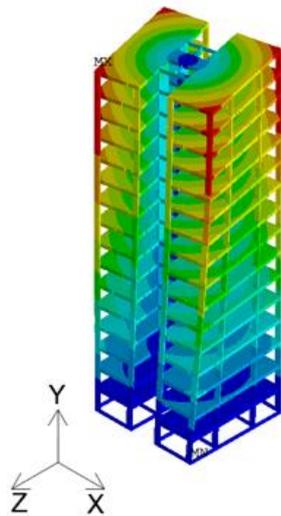
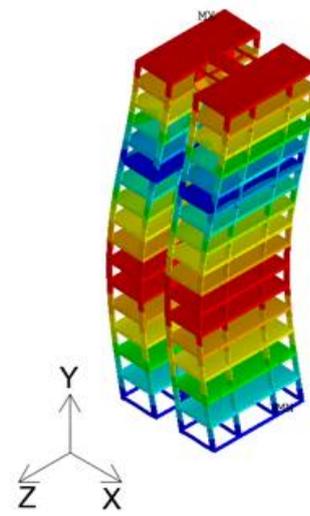
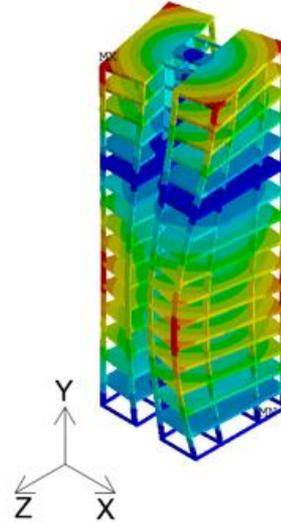
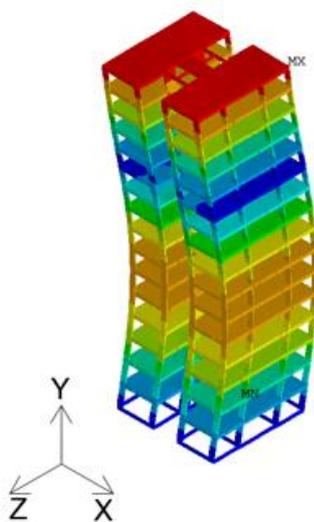
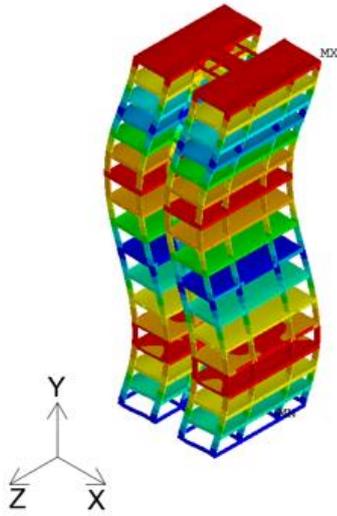
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01}= 0,53\text{Hz}$)b) Segundo modo de vibração ($f_{02}= 0,55\text{Hz}$)c) Terceiro modo de vibração ($f_{03}= 0,62\text{Hz}$)d) Quarto modo de vibração ($f_{04}= 1,64\text{Hz}$)

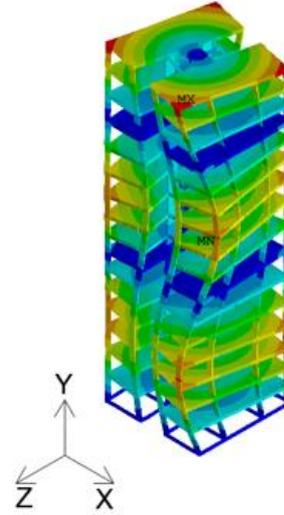
Figura 41 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 1 (1º ao 4º modo).



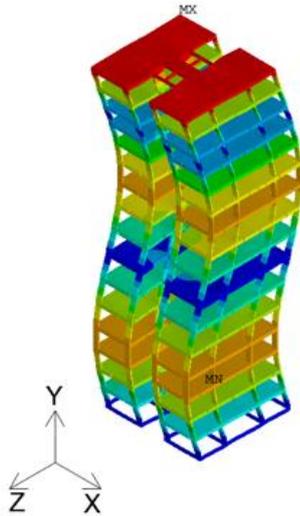
e) Quinto modo de vibração ($f_{05} = 1,77\text{Hz}$)



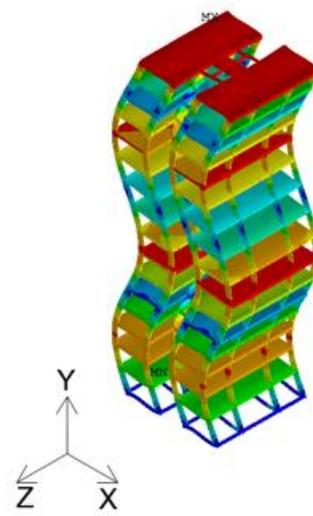
f) Sexto modo de vibração ($f_{06} = 1,85\text{Hz}$)



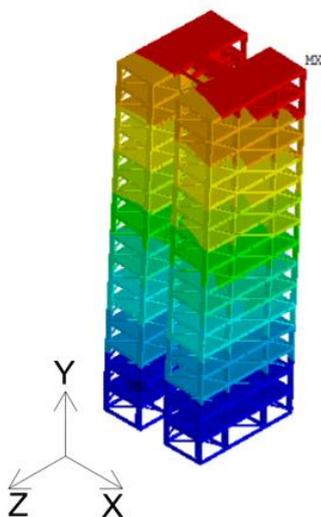
g) Sétimo modo de vibração ($f_{07} = 3,07\text{Hz}$)



h) Oitavo modo de vibração ($f_{08} = 3,29\text{Hz}$)



i) Nono modo de vibração ($f_{09} = 3,48\text{Hz}$)



j) Décimo modo de vibração ($f_{10} = 4,57\text{Hz}$)

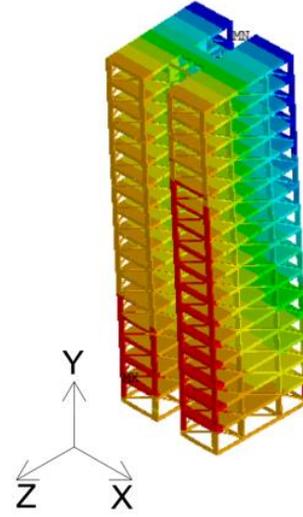
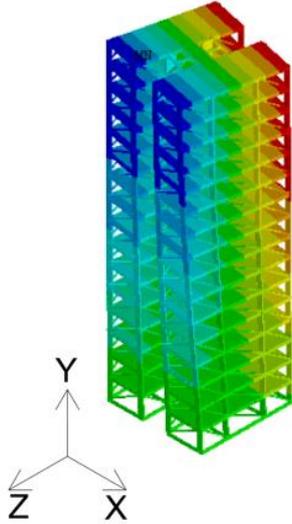
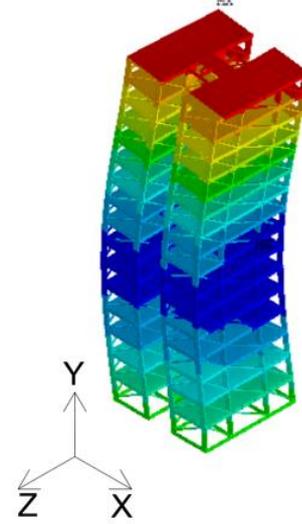


Figura 42 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 1 (5° ao 10° modo).

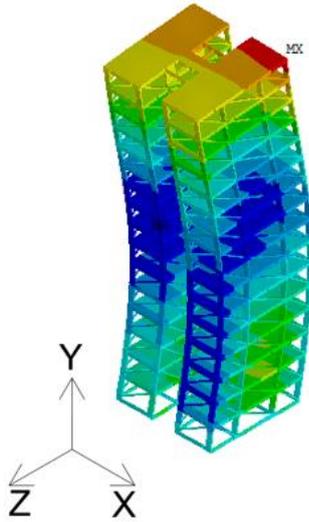
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01}= 1,20\text{Hz}$)



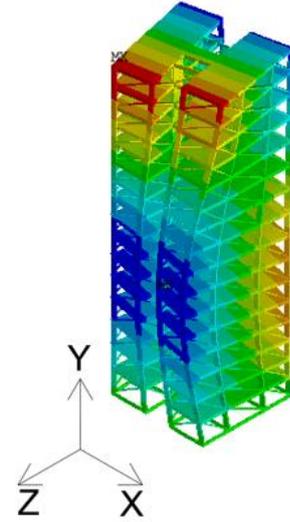
b) Segundo modo de vibração ($f_{02}= 1,42\text{Hz}$)



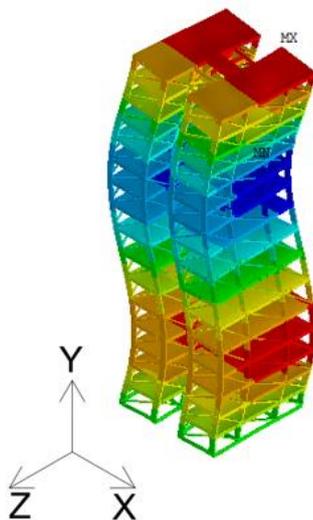
c) Terceiro modo de vibração ($f_{03}= 1,96\text{Hz}$)



d) Quarto modo de vibração ($f_{04}= 3,97\text{Hz}$)



e) Quinto modo de vibração ($f_{05}= 4,86\text{Hz}$)



f) Sexto modo de vibração ($f_{06}= 5,94\text{Hz}$)

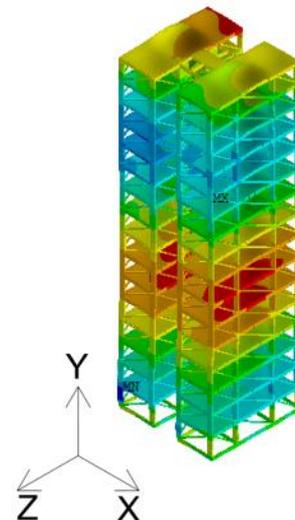
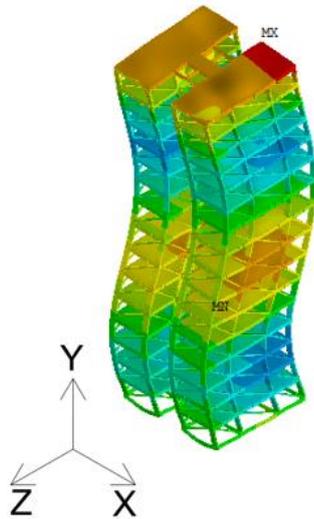
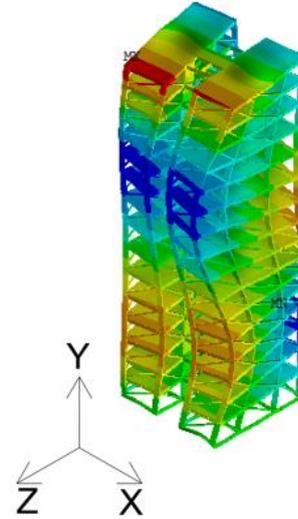


Figura 43 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (1º ao 6º modo).

g) Sétimo modo de vibração ($f_{07}= 7,59\text{Hz}$)



h) Oitavo modo de vibração ($f_{08}= 8,59\text{Hz}$)

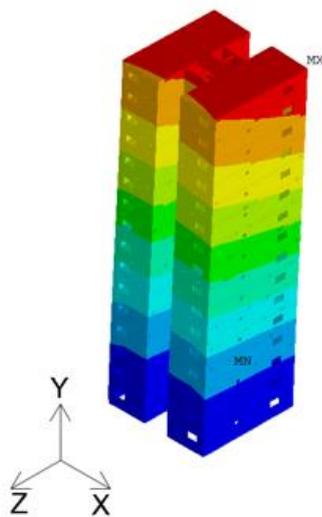


i) Nono modo de vibração ($f_{09}= 9,56\text{Hz}$)

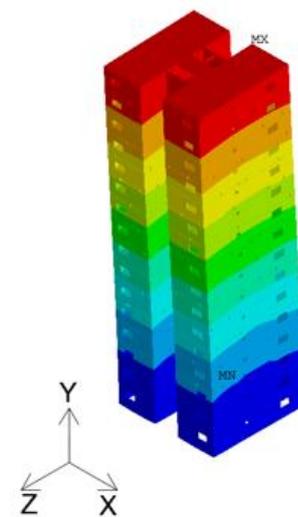
j) Décimo modo de vibração ($f_{10}= 10,22\text{Hz}$)

Figura 44 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 2 (7º ao 10º modo).

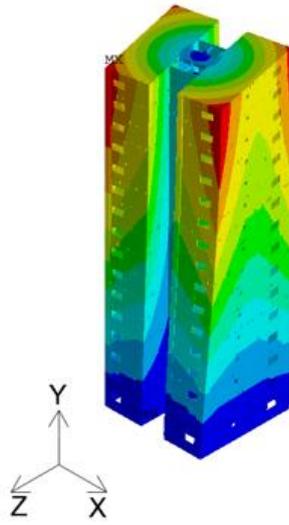
O Modelo 1 possui os modos 1, 2, 5, 7, 8 e 10 diferentes dos modos do Modelo com diagonais. Estas diferenças são fundamentadas no fato de o Modelo 2 ser mais rígido que o Modelo 1 e também possuir diagonais sobre a vigas V3 como ilustra a Figura 34. Essas diagonais fazem com que a estrutura perca a sua simetria nas duas direções, mudando assim seus modos de vibração.



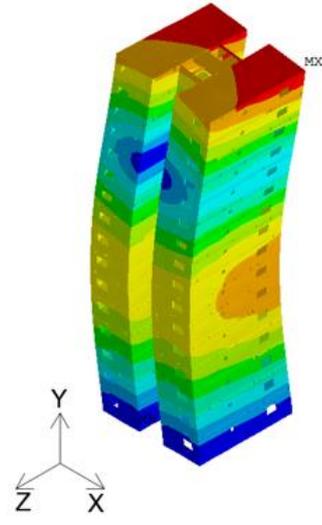
a) Primeiro modo de vibração ($f_{01}= 1,14\text{Hz}$)



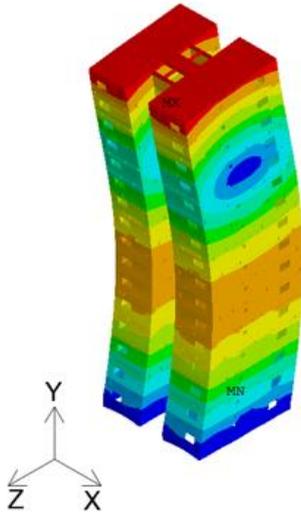
b) Segundo modo de vibração ($f_{02}= 1,28\text{Hz}$)



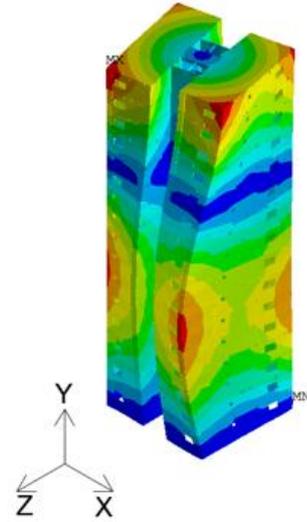
c) Terceiro modo de vibração ($f_{03}= 1,88\text{Hz}$)



d) Quarto modo de vibração ($f_{04}= 3,83\text{Hz}$)



e) Quinto modo de vibração ($f_{05}= 4,56\text{Hz}$)



f) Sexto modo de vibração ($f_{06}= 5,72\text{Hz}$)

Figura 45 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 3 (1º ao 6º modo).

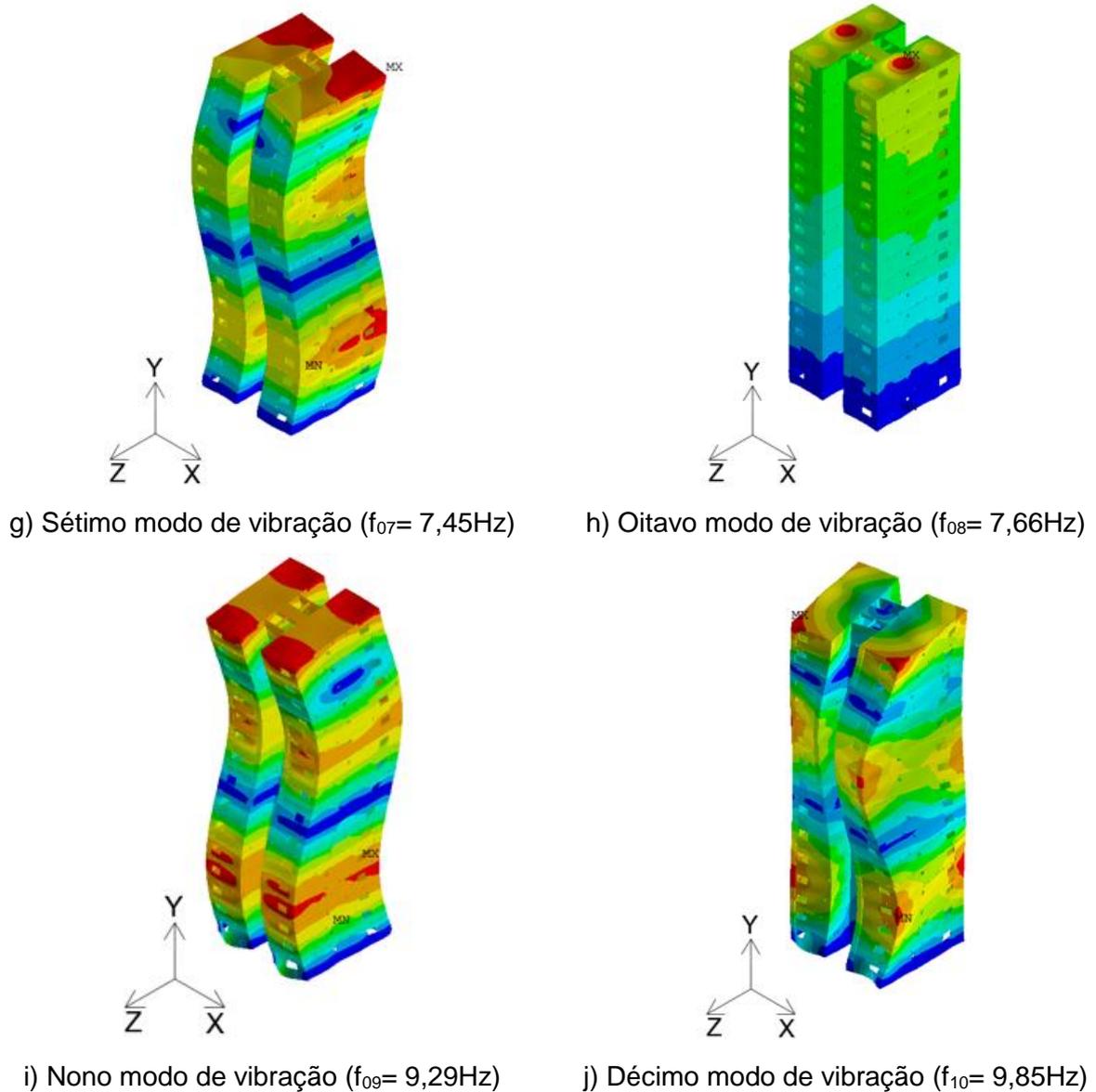


Figura 46 - Modos de vibração da estrutura. Modelo 3 (7º ao 10º modo).

Os Modelos 2 e 3 possuem valores próximos de frequências naturais e modos de vibração idênticos para os dez primeiros modos. A Tabela 19 resume o comportamento dinâmico de cada modelo.

Até este momento, foram apresentados os resultados das análises de vibração livre dos modelos computacionais desenvolvidos. Foram obtidos as frequências naturais da estrutura (autovalores) e os modos de vibração (autovetores), permitindo uma avaliação da resposta dinâmica do edifício investigado. No próximo item serão desenvolvidas as frequências naturais através

de fórmulas simplificadas para, no próximo capítulo, comparar-se os resultados encontrados no ANSYS com estas fórmulas no que tange o conforto humano.

Tabela 19 – Comportamento dinâmico das estruturas.

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

6.3 Frequências naturais através de fórmulas simplificadas

Além das frequências e modos de vibração determinadas através do ANSYS, a seguir são apresentadas algumas fórmulas que estimam a frequência fundamental de um edifício, a fim de compararmos os resultados manuais com os resultados numéricos. Uma estimativa da frequência fundamental de um edifício é possível usando a expressão Hirsch & Bachmann (1995):

$$f(\text{Hz}) = 0,4 \cdot \left(\frac{100}{h} \right)^{1,6} \quad (37)$$

No Eurocódigo 1-4 (2010), a frequência fundamental de flexão, f_1 , para edifícios com vários pisos e de altura superior a 50m, pode ser estimada através da expressão:

$$f_1 = \frac{46}{h} \quad [\text{Hz}] \quad (38)$$

A NBR 6123 (1988) apresenta para edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas, a seguinte expressão para determinação do primeiro período fundamental:

$$f_1 = \frac{1}{0,05 + 0,015h} \quad (39)$$

Tabela 20 - Frequências naturais para o 1º modo de vibração.

Fonte	Frequência		
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3
ANSYS	0.53 Hz	1.2 Hz	1.14 Hz
Eurocódigo 1-4 (2010)	0.96 Hz	0.96 Hz	0.96 Hz
NBR 6123 (1988)	1.3 Hz	1.3 Hz	1.3 Hz
Hirsch & Bachmann (1995)	1.3 Hz	1.3 Hz	1.3 Hz

A Tabela 20 mostra os valores das frequências fundamentais obtidos através do método numérico (ANSYS) e das fórmulas expeditas da NBR 6123, Eurocódigo e Hirsch & Bachmann. Nos Modelos 2 e 3, as frequências obtidas analiticamente se aproximam das frequências alcançadas pelo método numérico, evidenciando que as fórmulas levam em conta a contribuição das alvenarias (rigidez e massa). No modelo 1, tal aproximação não existe, as frequências obtidas pelas fórmulas são muito superiores a frequência calculada numericamente, evidenciando que as fórmulas analíticas utilizadas para modelos sem alvenarias resultam em respostas pouco confiáveis.

7 ANÁLISE DE CONFORTO HUMANO

No início deste trabalho apresentou-se os critérios mais comuns para a avaliação do conforto humano. Tais critérios foram utilizados como parâmetro para a avaliação dos efeitos da resposta dinâmica da estrutura quando esta é submetida ao carregamento horizontal de vento. Para obtenção desta resposta utilizou-se o método simplificado apresentado pela NBR 6123 (1988).

Este estudo apresenta apenas o resultado obtido pela resposta da parcela flutuante, pois somente esta gera desconforto. O fator S_3 considerado foi para uma probabilidade de 63% em um tempo de recorrência de 10 anos, a fim de ajustar a avaliação com o critério adotado pela NBR 6123 (1988), que considera admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.

O passo inicial para a obtenção da resposta foi a aplicação das forças horizontais, que surgem devido às pressões dinâmicas provocadas pelo vento, na estrutura obtendo-se assim os deslocamentos horizontais.

Com o valor do deslocamento horizontal, da frequência obtêm-se os módulos das acelerações através da equação (12)

Os modelos estruturais foram avaliados de acordo com os limites estabelecidos pela NBR-6123:1988, Hirsch & Bachmann (1995), ISO 2631 (1997) e pelos limites da ISO 10137 (2007). Os três primeiros critérios possuem seus limites definidos apenas em função do valor da aceleração, conforme já apresentado no Capítulo 2.

Os critérios da ISO 10137 (2007) são os únicos que não dependem somente da aceleração, mas de uma combinação de frequência e aceleração, conforme Figura 10. Porém, como já explicado, os limites da Figura 10 são para um tempo de recorrência de 1 ano, enquanto o critério adotado pela NBR 6123 (1988), é para um período de 10 anos, por isso é necessário fazer o ajuste. Assim, para cada frequência adotada, tem-se o limite para o tempo de recorrência igual a 1 ano, obtido diretamente na Figura 10. Na Tabela 21, são apresentados estes valores para os modelos investigados, bem como os limites ajustados para um período de 10 anos, obtidos multiplicando os limites de 1 ano por 2,09, conforme explicado no Item 2.4, e que serão utilizados para avaliação dos modelos, nas Tabelas 23 a 30.

Tabela 21 - Valores limites para as acelerações de acordo com a ISO 10137 (2007).

Fonte	Modelos	f_{01}	Aceleração limite m/s^2	
			T = 1 ano	T = 10 anos
NBR-6123	1	1,30	0,04	0,084
	2	1,30	0,04	0,084
	3	1,30	0,04	0,084
Hirsh& Bach.	1	1,30	0,04	0,084
	2	1,30	0,04	0,084
	3	1,30	0,04	0,084
Eurocodigo	1	0,96	0,04	0,084
	2	0,96	0,04	0,084
	3	0,96	0,04	0,084
ANSYS	1	0,53	0,05	0,105
	2	1,20	0,04	0,084
	3	1,14	0,04	0,084

Pode-se verificar que, de acordo com a ISO 10137 (2007), o menor limite para os valores de aceleração é igual a $0,084m/s^2$ para uma frequência igual a 0,96 Hz, como apresentado na Tabela 21. Destaca-se que as análises de conforto humano serão separadas nos itens 7.2 a 7.5 a seguir, para cada método de cálculo referente ao valor da frequência fundamental dos modelos em estudo, conforme as equações apresentadas na Tabela 20. Objetiva-se, portanto, comparar as avaliações finais de conforto humano dos edifícios, ressaltando a importância da obtenção da frequência natural de cada modelo estrutural investigado.

7.1 Determinação das forças dinâmicas devido ao vento

Inicialmente, faz-se necessário estabelecer alguns parâmetros de projeto para determinação da pressão dinâmica do vento, conforme descrito a seguir:

Fator topográfico	$S_1 = 1,00$	
Fator estatístico	$S_3 = 0,78$	(63% de probabilidade de ocorrência para um período de 10 anos)
Parâmetro	$b = 0,71$	(estabelecido através da Tabela 4)
Expoente	$p = 0,23$	(estabelecido através da Tabela 4)
$\gamma = 1,2$		(estabelecido através da Tabela 5)

$\zeta : 0,020$

(estabelecido através da Tabela 5)

$\xi = 1,4$

(estabelecido através de interpolação na Figura 5; fator de amplificação dinâmica, foi adotado o mesmo valor para os 4 modelos)

De posse desses parâmetros, são determinados os valores das pressões flutuantes exercidas pelo vento sobre a estrutura, através da Equação (13), e as respectivas forças flutuantes em cada pavimento, através da Equação (14). Essas forças são aplicadas na estrutura da mesma forma que na análise estática, nos nós dos encontros dos pilares de fachada em cada pavimento.

Tabela 22 - Pressões provocadas pelo vento nos 3 modelos.

PISO	H (m)	Análise dinâmica			Análise estática
		Pressão média kN/m ²	Pressão flutuante kN/m ²	Pressão total kN/m ²	
Térreo	0	0,00	0,00	0,00	0,00
1º PAV	3	0,10	0,03	0,12	0,48
2º PAV	6	0,14	0,06	0,18	0,57
3º PAV	9	0,16	0,09	0,23	0,63
4º PAV	12	0,19	0,12	0,28	0,68
5º PAV	15	0,21	0,15	0,33	0,72
6º PAV	18	0,22	0,18	0,37	0,75
7º PAV	21	0,24	0,21	0,42	0,78
8º PAV	24	0,26	0,24	0,47	0,81
9º PAV	27	0,27	0,27	0,51	0,83
10º PAV	30	0,28	0,30	0,56	0,86
11º PAV	33	0,30	0,33	0,60	0,88
12º PAV	36	0,31	0,36	0,65	0,9
13º PAV	39	0,32	0,39	0,70	0,92
14º PAV	42	0,33	0,42	0,74	0,93
15º PAV	45	0,34	0,45	0,79	0,95
16º PAV	48	0,35	0,48	0,84	0,96

Pode-se verificar através da Tabela 22 que a parcela flutuante se iguala à parcela média e a supera a partir do 9º pavimento, mostrando que para os pavimentos superiores a parcela flutuante do vento é mais significativa que a parcela média. Enfatizando que para a análise das acelerações somente a parcela flutuante gera desconforto ao usuário. Devido a isto, somente esta parcela é aplicada na

estrutura obtendo-se assim os deslocamentos flutuantes que serão utilizados para o cálculo das acelerações de acordo com a equação (12).

7.2 Avaliação de conforto humano: frequências obtidas via NBR 6123 (1988)

A Tabela 23 apresenta a análise de conforto humano do Modelo 1, com base na obtenção da frequência fundamental da estrutura, via NBR 6123 (1988). Utilizando o valor ($f_{01}=1,30\text{Hz}$), verifica-se que na resposta flutuante, os valores das acelerações situam-se acima dos limites estabelecidos a partir do 2º pavimento da edificação. Ou seja, os moradores do 2º pavimento já sofreriam desconfortos provocados pelas acelerações devidas ao vento. Para a ISO 10137 as acelerações não são aceitáveis a partir do 3º andar e a ISO 2631 considera as amplitudes desconfortáveis somente a partir do 16º pavimento.

Tabela 23 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo 1.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			u_{xFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh & Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	1,30	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	1,30	0,17	0,0000	A	IMP	C	A
2º	6	1,30	0,29	0,1149	NA	P	C	A
3º	9	1,30	0,42	0,1952	NA	INC	C	NA
4º	12	1,30	0,54	0,2784	NA	INC	C	NA
5º	15	1,30	0,67	0,3626	NA	INC	PC	NA
6º	18	1,30	0,79	0,4458	NA	INC	PC	NA
7º	21	1,30	0,91	0,5270	NA	MI	PC	NA
8º	24	1,30	1,02	0,6053	NA	MI	PC	NA
9º	27	1,30	1,12	0,6797	NA	MI	QD	NA
10º	30	1,30	1,22	0,7494	NA	MI	QD	NA
11º	33	1,30	1,31	0,8135	NA	MI	QD	NA
12º	36	1,30	1,38	0,8711	NA	MI	QD	NA
13º	39	1,30	1,45	0,9217	NA	MI	QD	NA
14º	42	1,30	1,50	0,9644	NA	MI	QD	NA
15º	45	1,30	1,54	0,9993	NA	MI	QD	NA
16º	48	1,30	1,55	1,0264	NA	MI	D	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Tal desconforto encontrado nos primeiros andares do edifício, pode ser esclarecido pelo fato do cálculo da aceleração ter sido desenvolvido por meio de um deslocamento obtido através da aplicação do vento flutuante para uma estrutura sem alvenaria, ou seja, um deslocamento maior do que os encontrados para estruturas mais rígidas (com alvenaria). Somando-se a isto, tem-se o fato de que o valor obtido para frequência através da fórmula simplificada da NBR 6123 (1988) é alto e como a aceleração é diretamente proporcional a estes dois valores, logo obtém-se um valor elevado para esta nos primeiros pavimentos do modelo.

Tabela 24 - Avaliação do conforto humano. f_{01} NBR 6123 (1988). Modelo 3.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			u_{xFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh & Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	1,30	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	1,30	0,01	0,0043	A	IMP	C	A
2º	6	1,30	0,02	0,0134	A	IMP	C	A
3º	9	1,30	0,04	0,0238	A	IMP	C	A
4º	12	1,30	0,05	0,0346	A	IMP	C	A
5º	15	1,30	0,07	0,0463	A	IMP	C	A
6º	18	1,30	0,09	0,0586	A	P	C	A
7º	21	1,30	0,11	0,0713	A	P	C	A
8º	24	1,30	0,13	0,0842	A	P	C	A
9º	27	1,30	0,15	0,0971	A	P	C	A
10º	30	1,30	0,16	0,1100	NA	P	C	A
11º	33	1,30	0,18	0,1225	NA	P	C	A
12º	36	1,30	0,20	0,1347	NA	P	C	A
13º	39	1,30	0,22	0,1464	NA	P	C	A
14º	42	1,30	0,24	0,1575	NA	INC	C	A
15º	45	1,30	0,25	0,1676	NA	INC	C	A
16º	48	1,30	0,26	0,1768	NA	INC	C	NA

NBR-6118:1988

A: Aceitável

NA: Não aceitável

Hirsh & Bachman (1995)

IMP: Imperceptível

P: Perceptível

INC: Incômodo

MI: Muito incômodo

INT: Intolerável

ISO-2631:1997

C: Confortável

PC: Pouco confortável

QD: Quase desconfortável

D: Desconfortável

EX: Extremamente desconfortável

Como era de se esperar, verifica-se na Tabela 24 que o Modelo 3 apresentou valores de aceleração “*Não Aceitáveis*” em andares bem mais elevados que o Modelo 1 devido a sua maior rigidez. Segundo critério da NBR 6123 (1988) somente a partir do 10º pavimento as acelerações encontram-se na faixa do “*Não Aceitáveis*”. Vale salientar que a NBR 6123 (1988) é mais conservadora em comparação com os

outros três critérios. Segundo Hirsch & Bachmann (1995), as acelerações só se tornam incômoda a partir do antepenúltimo andar (14^o) do edifício. Para a ISO 2631, as acelerações encontram-se na faixa do aceitável em todos os pavimentos e para a ISO 10137 somente o 16^o pavimento têm acelerações não aceitáveis.

7.3 Avaliação utilizando as frequências via Hirsch & Bachmann (1995)

Neste item são analisadas as questões do conforto humano utilizando a frequência fundamental de cada modelo investigado, via Equação (37), proposta por Hirsch & Bachmann (1995).

Tabela 25 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach. (1995). Modelo 1.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			u_{xFL} cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh & Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	1,30	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1 ^o	3	1,30	0,17	0,0000	A	IMP	C	A
2 ^o	6	1,30	0,29	0,1149	NA	P	C	A
3 ^o	9	1,30	0,42	0,1952	NA	INC	C	NA
4 ^o	12	1,30	0,54	0,2784	NA	INC	C	NA
5 ^o	15	1,30	0,67	0,3626	NA	INC	PC	NA
6 ^o	18	1,30	0,79	0,4458	NA	INC	PC	NA
7 ^o	21	1,30	0,91	0,5270	NA	MI	PC	NA
8 ^o	24	1,30	1,02	0,6053	NA	MI	PC	NA
9 ^o	27	1,30	1,12	0,6797	NA	MI	QD	NA
10 ^o	30	1,30	1,22	0,7494	NA	MI	QD	NA
11 ^o	33	1,30	1,31	0,8135	NA	MI	QD	NA
12 ^o	36	1,30	1,38	0,8711	NA	MI	QD	NA
13 ^o	39	1,30	1,45	0,9217	NA	MI	QD	NA
14 ^o	42	1,30	1,50	0,9644	NA	MI	QD	NA
15 ^o	45	1,30	1,54	0,9993	NA	MI	QD	NA
16 ^o	48	1,30	1,55	1,0264	NA	MI	D	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Tabela 26 - Avaliação do conforto humano. f_{01} Hirsch & Bach. (1995). Modelo 3.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			$u_{x_{FL}}$ cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh & Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	1,30	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	1,30	0,01	0,0043	A	IMP	C	A
2°	6	1,30	0,02	0,0134	A	IMP	C	A
3°	9	1,30	0,04	0,0238	A	IMP	C	A
4°	12	1,30	0,05	0,0346	A	IMP	C	A
5°	15	1,30	0,07	0,0463	A	IMP	C	A
6°	18	1,30	0,09	0,0586	A	P	C	A
7°	21	1,30	0,11	0,0713	A	P	C	A
8°	24	1,30	0,13	0,0842	A	P	C	A
9°	27	1,30	0,15	0,0971	A	P	C	A
10°	30	1,30	0,16	0,1100	NA	P	C	A
11°	33	1,30	0,18	0,1225	NA	P	C	A
12°	36	1,30	0,20	0,1347	NA	P	C	A
13°	39	1,30	0,22	0,1464	NA	P	C	A
14°	42	1,30	0,24	0,1575	NA	INC	C	A
15°	45	1,30	0,25	0,1676	NA	INC	C	A
16°	48	1,30	0,26	0,1768	NA	INC	C	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmann (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Como é possível observar nas Tabelas 25 e 26 os valores encontrados para as acelerações através do método de Hirsch & Bachmann (1995), são os mesmos encontrados pela avaliação segundo a NBR 6123 (1988), pois os módulos das frequências obtidas pelas fórmulas analíticas dos respectivos métodos são iguais.

7.4 Avaliação utilizando as frequências via Eurocódigo 1 (Parte 1 - 4; 2010)

A seguir, os modelos estruturais são analisados no que tange a questão do conforto humano utilizando a frequência fundamental de cada modelo investigado via a Equação (38), apresentada no Eurocódigo 1-4 (2010).

Tabela 27 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo 1.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			$u_{x_{FL}}$ cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh & Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,96	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1º	3	0,96	0,17	0,0627	A	P	C	A
2º	6	0,96	0,29	0,1064	NA	P	C	A
3º	9	0,96	0,42	0,1518	NA	INC	C	A
4º	12	0,96	0,54	0,1977	NA	INC	C	NA
5º	15	0,96	0,67	0,2431	NA	INC	C	NA
6º	18	0,96	0,79	0,2874	NA	INC	C	NA
7º	21	0,96	0,91	0,3301	NA	INC	PC	NA
8º	24	0,96	1,02	0,3706	NA	INC	PC	NA
9º	27	0,96	1,12	0,4087	NA	INC	PC	NA
10º	30	0,96	1,22	0,4436	NA	INC	PC	NA
11º	33	0,96	1,31	0,4751	NA	INC	PC	NA
12º	36	0,96	1,38	0,5026	NA	MI	PC	NA
13º	39	0,96	1,45	0,5259	NA	MI	PC	NA
14º	42	0,96	1,50	0,5449	NA	MI	PC	NA
15º	45	0,96	1,54	0,5597	NA	MI	PC	NA
16º	48	0,96	1,55	0,5639	NA	MI	PC	NA

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

A Tabela 27 traz a informação que ao se utilizar a frequência fundamental $f_{01}=0,96\text{Hz}$ obtida através da fórmula simplificada do Eurocódigo 1-4 (2010) constata-se que não há mudança na avaliação segundo a NBR 6123, mesmo após uma redução de aproximadamente 26% da frequência em relação ao cálculo desta pela fórmula simplificada da norma brasileira. Com relação a avaliação proposta por Hirsch & Bachmann, há uma pequena variação, pois, a avaliação torna-se “*Incômoda*” somente a partir do 3º pavimento diferentemente da avaliação da NBR 6123, que já classifica como “*Incômoda*” a partir do 2º pavimento. O critério da ISO 10137 avalia como “*Não Aceitável*” a partir do 4º pavimento, um andar acima do andar encontrado pela avaliação segundo a NBR 6123 e Hirsch & Bachmann, e a ISO 2631 como “*Pouco Confortável*” a partir do 7º andar.

Tabela 28 - Avaliação do conforto humano. f_{01} EC1 -1/4 (2010). Modelo 3.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			$u_{x_{FL}}$ cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh & Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,96	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,96	0,01	0,0024	A	IMP	C	A
2°	6	0,96	0,02	0,0073	A	IMP	C	A
3°	9	0,96	0,04	0,0130	A	IMP	C	A
4°	12	0,96	0,05	0,0189	A	IMP	C	A
5°	15	0,96	0,07	0,0253	A	IMP	C	A
6°	18	0,96	0,09	0,0320	A	IMP	C	A
7°	21	0,96	0,11	0,0389	A	IMP	C	A
8°	24	0,96	0,13	0,0459	A	IMP	C	A
9°	27	0,96	0,15	0,0530	A	P	C	A
10°	30	0,96	0,16	0,0600	A	P	C	A
11°	33	0,96	0,18	0,0668	A	P	C	A
12°	36	0,96	0,20	0,0735	A	P	C	A
13°	39	0,96	0,22	0,0799	A	P	C	A
14°	42	0,96	0,24	0,0859	A	P	C	A
15°	45	0,96	0,25	0,0914	A	P	C	A
16°	48	0,96	0,26	0,0964	A	P	C	A

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Para o Modelo 3, nota-se grande diferença em relação ao Modelo 1, como mostra a Tabela 28. Como os deslocamentos deste modelo são consideravelmente inferiores aos deslocamentos encontrados para o primeiro modelo, as acelerações encontram-se na faixa do “*Aceitável*” para todos os pavimentos segundo os critérios da NBR 6123, ISO 2631 e ISO 10137. Para o critério proposto por Hirsch & Bachmann, as amplitudes só tornam-se “*Perceptíveis*” a partir do 9° pavimento. Vale lembrar que apesar das acelerações serem “*Perceptíveis*” neste pavimento, elas não são “*Incômodas*”.

7.5 Avaliação utilizando as frequências obtidas via ANSYS (2007)

A frequência fundamental para cada modelo investigado calculada através dos modelos computacionais utilizando o ANSYS (2007), apresentou, diferentemente das fórmulas analíticas, valores distintos para as frequências fundamentais de cada um dos três modelos. A maior diferença ocorreu com o Modelo 1 que alcançou uma redução de 41% no valor da sua frequência fundamental. Os Modelos 2 e 3 atingiram valores de frequência mais próximos dos outros métodos.

Finalizando as avaliações, apresenta-se os resultados alcançados para as frequências apresentadas no modelo numérico-computacional com relação ao conforto humano.

Tabela 29 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo 1.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			$u_{x_{FL}}$ cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh & Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	0,53	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	0,53	0,17	0,0191	A	IMP	C	A
2°	6	0,53	0,29	0,0324	A	IMP	C	A
3°	9	0,53	0,42	0,0463	A	IMP	C	A
4°	12	0,53	0,54	0,0603	A	P	C	A
5°	15	0,53	0,67	0,0741	A	P	C	A
6°	18	0,53	0,79	0,0876	A	P	C	A
7°	21	0,53	0,91	0,1006	NA	P	C	A
8°	24	0,53	1,02	0,1130	NA	P	C	A
9°	27	0,53	1,12	0,1246	NA	P	C	A
10°	30	0,53	1,22	0,1352	NA	P	C	A
11°	33	0,53	1,31	0,1448	NA	P	C	A
12°	36	0,53	1,38	0,1532	NA	INC	C	A
13°	39	0,53	1,45	0,1603	NA	INC	C	A
14°	42	0,53	1,50	0,1661	NA	INC	C	A
15°	45	0,53	1,54	0,1706	NA	INC	C	A
16°	48	0,53	1,55	0,1719	NA	INC	C	A

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Comparando-se os resultados encontrados na Tabela 29 com os outros expostos nas avaliações anteriores para o Modelo 1, pode-se destacar que, a diminuição da frequência fundamental fez com que as acelerações passassem a ser “*Não Aceitáveis*” a partir do sétimo pavimento distintivamente dos valores de acelerações apresentadas para as frequências anteriores que apontaram que as acelerações já não seriam suportáveis a partir do segundo pavimento.

Tabela 30 - Avaliação do conforto humano. f_{01} ANSYS (2007). Modelo 3.

PISO	z (m)	f_{01} Hz	Resposta Flutuante					
			$u_{x_{FL}}$ cm	a_{fl} m/s ²	Verificação			
					NBR 6123	Hirsh& Bach.	ISO 2631	ISO 1037
0	0	1,14	0,00	0,0000	A	IMP	C	A
1°	3	1,14	0,01	0,0033	A	IMP	C	A
2°	6	1,14	0,02	0,0103	A	IMP	C	A
3°	9	1,14	0,04	0,0183	A	IMP	C	A
4°	12	1,14	0,05	0,0266	A	IMP	C	A
5°	15	1,14	0,07	0,0356	A	IMP	C	A
6°	18	1,14	0,09	0,0451	A	IMP	C	A
7°	21	1,14	0,11	0,0549	A	P	C	A
8°	24	1,14	0,13	0,0648	A	P	C	A
9°	27	1,14	0,15	0,0747	A	P	C	A
10°	30	1,14	0,16	0,0846	A	P	C	A
11°	33	1,14	0,18	0,0942	A	P	C	A
12°	36	1,14	0,20	0,1036	NA	P	C	A
13°	39	1,14	0,22	0,1126	NA	P	C	A
14°	42	1,14	0,24	0,1211	NA	P	C	A
15°	45	1,14	0,25	0,1289	NA	P	C	A
16°	48	1,14	0,26	0,1359	NA	P	C	A

NBR-6118:1988

Hirsh & Bachmman (1995)

ISO-2631:1997

A: Aceitável

IMP: Imperceptível

MI: Muito incômodo

C: Confortável

D: Desconfortável

NA: Não aceitável

P: Perceptível

INT: Intolerável

PC: Pouco confortável

EX: Extremamente desconfortável

INC: Incômodo

QD: Quase desconfortável

Segundo a Tabela 30, o Modelo 3 apresentou valores “*Aceitáveis*” segundo a NBR 6123 (1988) até o décimo primeiro andar. Segundo critérios das ISO todos os andares foram classificados como “*Aceitáveis*”. Hirsch & Bachmann classificam como “*Imperceptíveis*” até o sexto pavimento e do sétimo em diante como

“Perceptíveis” o que é um bom resultado tendo em vista que o edifício não foi classificado como “Incômodo”. Comparando-se com as outras frequências calculadas, constata-se que somente a frequência apresentada pelo Eurocódigo obteve 100% dos andares “Aceitáveis” para a NBR 6123.

7.6 Análise qualitativa e quantitativa dos resultados

Com o objetivo de comparar os resultados máximos obtidos para cada metodologia de obtenção da frequência fundamental de cada modelo estrutural em análise, na Tabela 31 apresentam-se os valores das frequências fundamentais, deslocamentos horizontais máximos e acelerações no topo da edificação devido à parcela flutuante do vento.

Tabela 31 – Comparativo das acelerações devido à resposta flutuante entre os Modelos 1 e 3.

Modelo	U_{XFL} cm	a_{fl} m/s ²
Modelo 1	1,55	1,0264
Modelo 3	0,26	0,1768
Redução (%)	83,23	82,78

a) Utilizando as frequências obtidas através da NBR 6123 (1988)

Modelo	U_{XFL} cm	a_{fl} m/s ²
Modelo 1	1,55	1,0264
Modelo 3	0,26	0,1768
Redução (%)	83,23	82,78

b) Utilizando as frequências obtidas através de Hirsch & Bachmann (1995).

Modelo	U_{XFL} cm	a_{fl} m/s ²
Modelo 1	1,55	0,5639
Modelo 3	0,26	0,0964
Redução (%)	83,23	82,91

c) Utilizando frequências obtidas pela Equação (24) Eurocódigo 1-4

Modelo	U_{XFL} cm	a_{fl} m/s ²
Modelo 1	1,55	0,5639
Modelo 3	0,26	0,0964
Redução (%)	83,23	82,91

d) Utilizando frequências numéricas computacionais

Percebe-se através da análise dos valores exibidos nesta Tabela que há uma redução de aproximadamente 80% nos módulos das acelerações do Modelo 1 para o Modelo 3. Isso mostra que modelos mais flexíveis (menos rígidos) apresentam valores de acelerações significativamente superiores aos modelos mais rígidos e isto ocorre devido aos expressivos deslocamentos que esses modelos sofrem.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Introdução

Este trabalho de pesquisa teve por objetivo o estudo do comportamento estrutural global, estático e dinâmico, de edifícios de concreto armado, com base na avaliação da influência dos painéis de alvenarias de vedação. Assim sendo, a partir da obtenção dos deslocamentos translacionais horizontais, determinação das frequências naturais e modos de vibração dos modelos estruturais; e, também, de avaliações de conforto humano, com base no emprego de normas e recomendações de projeto, foi possível contribuir com atitudes e recomendações de projeto que possam vir a auxiliar os engenheiros e projetistas de estruturas, no que diz respeito aos benefícios oriundos da consideração do efeito dos painéis das alvenarias de vedação sobre a rigidez estrutural global de edifícios de concreto armado.

8.2 Conclusões

a) Análise estática: deslocamentos translacionais horizontais

Com base na aplicação de cargas laterais provenientes da ação de vento, obteve-se os valores dos deslocamentos translacionais horizontais máximos no topo do edifício investigado, para as três situações analisadas nesta dissertação, ou seja: modelo numérico do edifício sem a contribuição das alvenarias (Modelo 1); alvenarias modeladas via emprego de diagonais equivalentes (Modelo 2) e alvenarias modeladas por meio de elementos de casca (Modelo 3). Verificou-se através da comparação de resultados obtidos com base no emprego dos Modelos 1 e 2, que as diagonais equivalentes influenciam de forma significativa a rigidez estrutural global da edificação, pois houve uma diminuição considerável nos deslocamentos máximos no topo do edifício, resultantes da utilização do Modelo 2

($U_x = 1,43$ cm), o qual apresentou um deslocamento, na direção X, em torno de 75% menor quando comparado ao Modelo 1 ($U_x = 5,51$ cm). Por outro lado, os deslocamentos obtidos com base no uso do Modelo 3 ($U_x = 0,93$ cm), quando comparados com aqueles oriundos do Modelo 1 ($U_x = 5,51$ cm), apresentou um valor de deslocamento horizontal, na direção X, 83% menor, mostrando-se mais rígido do que o Modelo 2, que utiliza o conceito de diagonais equivalentes. A diferença nos valores dos deslocamentos desses modelos numéricos, Modelos 1 e 2, é da ordem de 40%, ou seja, o Modelo 3 deslocou 40% menos que o segundo modelo, atestando com isso, que há uma diferença considerável em relação as duas formas de modelagem numérica dos painéis das alvenarias de vedação.

b) Análise Modal: frequências naturais e modos de vibração

A análise modal foi realizada comparando-se os valores das dez primeiras frequências naturais e modos de vibração dos três modelos em elementos finitos desenvolvidos ao longo deste trabalho de pesquisa (Modelos 1, 2 e 3). Esta análise revelou que ao adicionar as barras representativas das diagonais equivalentes (Modelo 2), ou os elementos finitos de casca para simular os painéis das alvenarias de vedação (Modelo 3), os valores das frequências naturais da edificação aumentam significativamente. Tal fato pode ser considerado positivo para o sistema estrutural, pois tende a evitar uma possível proximidade entre os valores das frequências naturais do edifício e as frequências de excitação oriundas da ação do vento sobre o edifício, sendo neste caso benéfico para o conforto humano. De outra maneira, tendo em mente a análise dos valores da frequência fundamental de cada modelo numérico estudado, responsáveis pela maior transferência de energia da resposta estrutural dinâmica do edifício, cabe ressaltar que os Modelos 2 e 3 apresentam valores de frequências superiores a 1 Hz (Modelo 2: $f_{01} = 1,20$ Hz; Modelo 3: $f_{01} = 1,14$ Hz), valor este recomendado pela NBR 6123 (1988), para que seja dispensada a análise de vibração forçada. Observa-se, ainda, um aumento significativo dos valores das frequências, superiores a 200%, a partir da consideração do efeito dos painéis das alvenarias de vedação na análise de autovalores dos modelos em estudo.

c) Conforto humano

A análise de conforto humano foi realizada com base no emprego dos modelos em elementos finitos 1 e 3 (Modelos 1 e 3), devido ao fato de que o conceito das diagonais equivalentes é bastante simplificado para uma representação mais realista dos painéis das alvenarias, e o Modelo 2 (diagonais equivalentes) foi utilizado neste trabalho de pesquisa para ter-se apenas uma base de comparação intermediária. Deste modo, para o estudo de conforto humano utilizou-se os valores das frequências naturais do edifício analisado, obtidas através dos métodos analíticos simplificados, os quais levam em consideração somente a altura total da edificação [NBR-6123 (1988), Hirsch & Bachmann (1995), Eurocódigo 1-4 (2010)]; e, também, aquelas calculadas numericamente, via Método dos Elementos Finitos, a partir do uso do programa ANSYS.

Calculando-se os valores das acelerações máximas (acelerações de pico), no último pavimento do edifício de concreto armado investigado, verificou-se que a resposta estrutural dinâmica do Modelo 3 sofre uma redução acentuada, em média da ordem de 80%, quando comparada com os valores de aceleração máximos calculados com base no uso do Modelo 1: $a_p = 1,0264 \text{ m/s}^2$ (Modelo 1) $\Rightarrow a_p = 0,1768 \text{ m/s}^2$ (Modelo 3) [NBR-6123 (1988) e Hirsch & Bachmann (1995)]; e $a_p = 0,5639 \text{ m/s}^2$ (Modelo 1) $\Rightarrow a_p = 0,0964 \text{ m/s}^2$ (Modelo 3) [Eurocódigo 1-4 (2010), ANSYS (2007)].

Com relação aos critérios de conforto humano, relativos a aceitabilidade das vibrações por parte dos usuários, tendo em mente os valores das frequências naturais numéricas, obtidas via Método dos Elementos Finitos (MEF), cabe ressaltar que, de acordo com as prescrições da NBR 6123 (1988), utilizadas para análise do Modelo 1, o edifício é classificado como “*Não Aceitável*”, a partir do sétimo pavimento, e o critério de projeto utilizado por Hirsch & Bachmann (1995), classifica o referido edifício como “*Incômodo*”, a partir do décimo segundo pavimento. De outra maneira, quando a avaliação da resposta estrutural dinâmica é feita em relação ao Modelo 3, verificou-se que o edifício passa a ser classificado como “*Não Aceitável*” somente a partir do décimo segundo andar, segundo a NBR 6123 (1988), e o critério de conforto humano utilizado por Hirsch & Bachmann (1995), classifica o modelo estrutural apenas como “*Perceptível*”, para os andares mais elevados da edificação.

Deste modo, com base na análise dos resultados obtidos ao longo desta dissertação, verifica-se, claramente, que uma modelagem mais realista dos painéis das alvenarias de vedação da edificação, mediante o emprego de elementos finitos de casca, pode alterar sensivelmente a avaliação de conforto humano do edifício de maneira favorável para o projeto.

Finalmente, convém destacar, novamente, que para valores de frequências naturais abaixo de 1Hz, relevantes para definir a necessidade de uma análise dinâmica relativa às ações de vento (vibração forçada), a consideração da rigidez dos painéis das alvenarias de vedação na modelagem numérica do edifício aumentou a frequência natural do modo de vibração de flexão longitudinal da ordem de 200% (Modelo 3: $f_{01} = 1,14$ Hz), o que é desejável para o conforto humano.

8.3 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando-se o desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, como sugestões para trabalhos futuros, pode-se citar as seguintes etapas:

- Proceder a monitoração experimental dinâmica de modelos de edifícios reais, de maneira a calibrar os resultados fornecidos pelos modelos numéricos (frequências naturais e acelerações), em comparação com os resultados obtidos experimentalmente.
- Elaborar modelos numéricos mais refinados que levem em conta o efeito da interação solo-estrutura, em conjunto com a influência da rigidez dos painéis das alvenarias de vedação.
- Estudar e implementar computacionalmente um modelo matemático que represente as ações do vento de forma mais realista, com base em modelo probabilístico e não determinístico.
- Investigar o efeito da ligação “alvenaria x estrutura de concreto”, objetivando o estabelecimento de coeficientes de rigidez normal e cisalhante para estas ligações.
- Considerar o efeito da ortotropia dos painéis de alvenaria, quando do desenvolvimento dos modelos em elementos finitos.

REFERÊNCIA

ALVARENGA, R.C.S.S.; OLIVEIRA, J.T.; SILVA, R.M.; ANTUNES, H.M.C.C.; LOURENÇO, P.B. (2000). Avaliação experimental do enrijecimento de pórticos metálicos com alvenaria. In: III SEMINÁRIO INTERNACIONAL "O USO DE ESTRUTURAS METÁLICAS NA CONSTRUÇÃO CIVIL". Belo Horizonte, MG, 2000. (CD ROM). 10 p.

ALVARENGA, R.C.S.S. Análise teórico-experimental de estruturas compostas de pórticos de aço preenchidos com alvenaria de concreto celular autoclavado. São Carlos, 2002. 331p. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos –EESC/USP.

ALVARENGA, R.C.S.S. Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos, v. 11, n. 48, p. 83-100, 2009.

ANSYS Swanson Analysis Systems, Inc., P.O.Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065. Release 11.0, SP 1 UP20070830, ANSYS, Inc. is a UL registered ISSO 9001:2000 Company. Products ANSYS Academic Research, 2007.

ARAÚJO, J.M. Projeto estrutural de edifícios de concreto armado.2. ed. Porto Alegre: Dunas. 2009. 232 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. 66p.

ASTERIS, P.G. Lateral Stiffness of Brick Mansory Infilled Plane Frames Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers,2003.

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.

BORGES, A. C. L.; FONTE, A. O. C. ; FONTE, F. L. F.; CAVALCANTI, G. A. A. *Análise do comportamento estrutural de um edifícios de esbelto de 42 pavimentos*. In: ANAIS DO 51º CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO (CBC), Recife, 2009.

BRAGUIM, J. R. Contribuições ao Estudo do Enrijecimento de Estruturas de Aço em Edifícios de Múltiplos Pavimentos. 130 p. Dissertação de Mestrado - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1989.

BRAGUIM, J. R. Painel de Alvenaria: Um Fator de Enrijecimento das Estruturas. Encarte Técnico Instituto de Pesquisas Tecnológicas / Divisão de Construção Civil - PINI, IPT.43, p. 19-22. São Paulo, 1993.

DAWE, J. L.; SEAH, C. K. Analysis of concrete masonry infilled steel frames subjected to in-plane loads. Proceedings, 5th Canadian Masonry Symposium. University of British Columbia, Vancouver, Canadá. p. 329-340, 1989.

DRYSDALE, R.G.; HAMID, A.A.; BAKER, L.R. Masonry Structures - Behavior and Design. 2.ed. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall, 1999. 888 p.

FIORATO, A. E.; SOZEN, M. A.; GAMBLE, W.L. An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls, Civil Engeneering Studies, Structural Research Series nº 370, University off Illinois, Urbana, 1970.

FONSECA, G. M. Análise numérico experimental da interação conjunta pórticoalvenaria. Belo Horizonte. 145 p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 1999.

Hendry, A.W., Sinha, B.P., Davies, S.R., Design of Masonry Structures, London, ed. E & FN Spon, 1997.

HIRSCH & BACHMANN. Wind-induced vibrations. In: BACHMANN et al. *Vibration problems in structures: practical guidelines*. Boston, Belim: Birkhäuser, 1995.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 10137: Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways against vibrations*, Switzerland, 2007.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements*, Switzerland, 1997.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. *ISO 2631-1: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 1: General requirements*, Switzerland, 1985.

Mehrabi A. B., Shing P. B., Schuller M. P., Noland J. L. 1996. Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames, *Journal of Structural Engineering ASCE*, 122(3), 228- 237.

Moghadam, A., Tso, W. A pushover procedure for tall buildings. *Proceedings of the Twelfth European Conference in Earthquake Engineering*. 2002.

MOLITERNO, A. *Caderno de estruturas em alvenaria e concreto simples*. 1.ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1995. 384 p.

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.

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

POLYAKOV, S. V. Masonry in framed buildings (Godsudarstvenoe Isdatel'stvo Literaturny Po Stroitel'stvo Architecture. Moscow, 1956). Traduzido por G. L. Cairns, 1963. National Lending Library for Science and Technology, Boston, 1956.

RIDDINGTON, J. R. The Influence of Initial Gaps on Infilled Frame Behavior. Proc. Inst. Civ. Eng., part 2, p. 295-310, 1984.

SABBATINI, F. H. (1998), As fissuras com origem na interação vedação estrutura. Seminário Tecnologia e Gestão na Produção de Edifícios: Vedações Verticais. EPUSP/PCC São Paulo, 1998b.308p.

SANTOS, E.M. Influência da alvenaria no comportamento estrutural de edifícios altos de concreto armado. Recife. 132p Dissertação de Mestrado – Universidade Católica de Pernambuco, 2007.

Timoshenko, S. P., Gere, J. M. (1961). Theory of Elastic Stability. McGraw Hill, New York, USA.