

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO CIVIL

TAIS PRIGOL

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO COM ALTURA VARIADA SOB AÇÃO DO
VENTO SEGUNDO A NBR 6123**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA

2012

TAIS PRIGOL

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO COM ALTURA VARIADA SOB AÇÃO DO
VENTO SEGUNDO A NBR 6123**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, do Curso Superior de Engenharia de Produção Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito para obtenção do título de Engenheiro.

Orientador: Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho

CURITIBA

2012

TERMO DE APROVAÇÃO

ANÁLISE ESTRUTURAL DE TRÊS MODELOS DE EDIFÍCIOS SOB AÇÃO DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123

Por

TAIS PRIGOL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Produção Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 14 de junho de 2012, pela seguinte banda de avaliação:

Prof. Orientador - João Elias Abdalla Filho, Dr.
UTFPR

Prof^a. Elisabeth Penner, Dr^a
UTFPR

Prof. André Jacomel Torii, MSc.
UTFPR

UTFPR – Deputado Heitor de Alencar Furtado, 4900 – Curitiba/PR - Brasil
www.utfpr.edu.br dacoc-ct@utfpr.edu.br DACOC: (041) 3373-0623

OBS.: O documento assinado encontra-se em posse da coordenação do curso.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer ao Professor João Elias Abdalla Filho por toda a orientação, apoio, dedicação, disponibilidade e ensinamentos transmitidos que muito contribuíram para o desenvolvimento deste trabalho. Muito obrigada pela oportunidade e confiança.

Agradeço também a todos os professores e funcionários do curso de Engenharia de Produção Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná pelos ensinamentos e apoio recebidos.

Agradeço a Paloma Fuganti pela ajuda com o *Software* SAP 2000.

Agradeço a Daniel Pereira Chagas pela disponibilidade para auxílio com o *Software* SAP 2000, apoio, confiança e amizade sempre.

Agradeço a Susan Smykaluk, pelo companheirismo e amizade e durante toda a graduação.

Agradeço a Felipe Dambiski Manenti por todo o apoio, incentivo e companheirismo durante toda a graduação.

Agradeço a Deus pelas oportunidades que me foram dadas na vida e pela coragem e determinação que me fizeram finalizar esta etapa da minha vida com orgulho.

Por fim, agradeço a minha família e especialmente aos meus pais, Aldo e Edna e a minha irmã Lais por todo o amor, apoio, força e incentivo.

RESUMO

PRIGOL, T. **Análise estrutural de edifício com altura variada sob ação do vento segundo a NBR 6123**. 2012. 81p. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, UTFPR, Curitiba.

Buscando projetar edifícios da forma mais eficiente e vantajosa, a análise estrutural deve-se fazer da forma real possível. Neste trabalho foi modelado no programa SAP 2000, um edifício com base retangular de dimensões 20m x 8m, variando a altura. As alturas adotadas foram 20, 35 e 50 pavimentos, considerando um pé direito de 3m, as alturas resultaram em 60m, 105m e 150m. Para o cálculo do carregamento referente à pressão do vento na estrutura foi utilizado o Método Estático e o Método Simplificado da Norma Brasileira NBR 6123. Para o Método Simplificado, que simula a resposta dinâmica da estrutura, calculou-se o carregamento utilizando o período fundamental da estrutura calculado a partir da equação sugerida pela própria NBR, porém também calculou-se o carregamento com o período natural fornecido pelo programa de análise estrutural SAP 2000. Obtiveram-se dois carregamentos a partir deste método. Além dos carregamentos estáticos sugeridos pela NBR 6123, aplicou-se um carregamento dinâmico na estrutura simulando uma rajada de 3s. Todos os carregamentos foram aplicados de duas formas: primeiramente incidindo sobre a menor face da estrutura, 8m, e depois incidindo sobre a maior face, 20m. Demonstrou-se que com o carregamento estático os deslocamentos obtidos no topo da edificação foram em todos os casos simulados maiores do que a análise dinâmica. Pode-se afirmar que o carregamento estático está a favor da segurança.

Palavras-chave: Análise Estrutural, Dinâmica Estrutural, Carregamento de Vento, Rajada de Vento, Modelagem Computacional.

ABSTRACT

PRIGOL, T. **Structural analysis of building height varied under wind action according to NBR 6123**. 2012. 81p. Federal Technology University of Paraná, UTFPR, Brazil.

Seeking to design buildings in the most efficient and profitable, the structural analysis should be getting it as real as possible. In this work, a building was modeled in the software SAP 2000 with rectangular base of dimensions 20m x 8m, varying height. The heights were taken 20, 35 and 50 floors, assuming a ceiling height of 3m, the heights resulted in 60m, 150m and 105. To calculate the load on the wind pressure on the structure we used the static method and the Simplified Method of the Brazilian Standard NBR 6123. For the Simplified Method, which simulates the dynamic response of the structure, the loading was calculated using the fundamental period of the structure calculated from the equation suggested by the NBR, but also the loading was calculated with the natural period provided by the analysis program structural SAP 2000. Two loads were obtained from this method. In addition to static loadings suggested by the NBR 6123, we applied a dynamic load on the structure simulating a flurry of 3s. All loads were applied in two ways: first covering the lower face of the structure, 8m, and then covering the major face, 20m. It was shown that the static load shifts obtained from the top of the building are in all cases greater than the simulated dynamic analysis. It can be argued that the static charge is to promote security.

Key-words: Structural Analysis, Dynamics Analysis, Wind Load, Gust of Wind, Computacional Modeling.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - INFLUÊNCIA DO ALTEAMENTO DAS EDIFICAÇÕES.....	14
FIGURA 2- MOVIMENTO DO AR SOBRE OS EDIFÍCIOS.....	18
FIGURA 3 - SISTEMA DE EQUILÍBRIO DINÂMICO: (A) MODELO DINÂMICO COM 1 GRAU DE LIBERDADE; (B) DIAGRAMA DE FORÇAS.....	22
FIGURA 4 - MOVIMENTO OSCILATÓRIO DE VIBRAÇÃO LIVRE SEM AMORTECIMENTO.....	24
FIGURA 5 - GRÁFICO DOS TIPOS DE AMORTECIMENTO.....	25
FIGURA 6 - DECREMENTO LOGARÍTMICO DO AMORTECIMENTO.....	26
FIGURA 7 - RESPOSTAS PARA EQUAÇÃO DO MOVIMENTO HARMÔNICO COM AMORTECIMENTO.....	28
FIGURA 8 - DISCRETIZAÇÃO EM ELEMENTOS FINITOS.....	29
FIGURA 9 - CONFIGURAÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO TIPO.....	35
FIGURA 10 - CONFIGURAÇÃO ESPACIAL DO PAVIMENTO TIPO.....	36
FIGURA 11 – CONFIGURAÇÃO DAS RESTRIÇÕES DOS PILARES.....	36
FIGURA 12 - PAREDES DE CISLHAMENTO - FOSSO DO ELEVADOR.....	37
FIGURA 13 - EDIFÍCIOS MODELADOS - ALTURA DE 60M, 105M E 150M FONTE: AUTORIA PRÓPRIA, 2012.....	38
FIGURA 14 - CARREGAMENTO DA LAJE.....	39
FIGURA 15 - CARREGAMENTO APLICADO NA MENOR FACE.....	40
FIGURA 16 - CARREGAMENTO APLICADO NA MAIOR FACE.....	40
FIGURA 17 - APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO DE VENTO AO LONGO DOS PILARES.....	41
FIGURA 18 - APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO DE VENTO AO LONGO DOS PILARES - EDIFICAÇÃO DE 20 PAVIMENTOS.....	41
FIGURA 19 - COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA Ξ PARA TERRENO DE CATEGORIA V FONTE: NBR (6123), 1988.....	44
FIGURA 20 - FUNÇÃO "TIME HISTORY" SAP 2000 FONTE: SAP 2000.....	46
FIGURA 21 - CONFIGURAÇÃO DO ELEMENTO "FRAME" NO SOFTWARE SAP 2000.....	47
FIGURA 22 - CONFIGURAÇÃO DO ELEMENTO "SHELL-THIN" NO SOFTWARE SAP 2000.....	47
FIGURA 23 - DIVISÃO DOS ELEMENTOS DE ÁREA EM ELEMENTOS FINITOS.....	48
FIGURA 24 – ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA V_0 FONTE: NBR 6123, 1988.....	50
FIGURA 25 – 1º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 20 PAVIMENTOS. T=2,49S; F=0,40HZ.....	52
FIGURA 26 – 2º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 20 PAVIMENTOS. T=1,90S; F=0,52HZ.....	52
FIGURA 27 – 3º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 20 PAVIMENTOS. T=1,15S; F=0,86HZ.....	53
FIGURA 28 – 4º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 20 PAVIMENTOS. T=0,74S; F=1,34HZ.....	53
FIGURA 29 – 5º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 20 PAVIMENTOS. T=0,41S; F=2,42HZ.....	54
FIGURA 30 – 1º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 35 PAVIMENTOS. T=5,13S; F=0,19HZ.....	55
FIGURA 31 – 2º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 35 PAVIMENTOS. T=4,34S; F=0,23HZ.....	55
FIGURA 32 – 3º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 35 PAVIMENTOS. T=2,61S; F=0,38HZ.....	56
FIGURA 33 – 4º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 35 PAVIMENTOS. T=1,47S; F=0,67HZ.....	56
FIGURA 34 – 5º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 35 PAVIMENTOS. T=1,04S; F=0,95HZ.....	57
FIGURA 35 – 1º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 50 PAVIMENTOS. T=9,12S; F=0,109HZ.....	58

FIGURA 36 – 2º. MODO DE VIBRAÇÃO - EDIFÍCIO COM 50 PAVIMENTOS. $T=6,93s$; $F=0,14Hz$	58
FIGURA 37 – 3º. MODO DE VIBRAÇÃO – EDIFÍCIO COM 50 PAVIMENTOS. $T=4,42s$; $F=0,22Hz$	59
FIGURA 38 – 4º. MODO DE VIBRAÇÃO – EDIFÍCIO COM 50 PAVIMENTOS. $T=2,26s$; $F=0,44Hz$	59
FIGURA 39 – 5º. MODO DE VIBRAÇÃO – EDIFÍCIO COM 50 PAVIMENTOS. $T=1,85s$; $F=0,53Hz$	60
FIGURA 40 - DESLOCAMENTO SOFRIDO PELA EDIFICAÇÃO DE 20 PAVIMENTOS COM CARREGAMENTO APLICADO CALCULADO POR MEIO DO MÉTODO ESTÁTICO. (A) VISTA LATERAL; (B) VISTA SUPERIOR.....	76
FIGURA 41 - DESLOCAMENTO SOFRIDO PELA EDIFICAÇÃO DE 35 PAVIMENTOS COM CARREGAMENTO APLICADO CALCULADO POR MEIO DO MÉTODO ESTÁTICO. (A) VISTA LATERAL; (B) VISTA SUPERIOR.....	77
FIGURA 42 - DESLOCAMENTO SOFRIDO PELA EDIFICAÇÃO DE 50 PAVIMENTOS COM CARREGAMENTO APLICADO CALCULADO POR MEIO DO MÉTODO ESTÁTICO. (A) VISTA LATERAL; (B) VISTA SUPERIOR.....	78

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 – DESCRIÇÃO DA FUNÇÃO ADOTADA PARA SIMULAR O EFEITO DE RAJADA	45
GRÁFICO 2 - PERFIL DE PRESSÃO DO VENTO EM RELAÇÃO À ALTURA DA EDIFICAÇÃO - EDIFÍCIO COM 20 PAVIMENTOS	62
GRÁFICO 3 - CARREGAMENTO DINÂMICO PARA EDIFÍCIOS DE 20 PAVIMENTOS - INCIDENTE NA FACE DE 8M ..	63
GRÁFICO 4 - CARREGAMENTO DINÂMICO PARA EDIFÍCIOS DE 20 PAVIMENTOS - INCIDENTE NA FACE DE 20M	63
GRÁFICO 5 - PERFIL DE PRESSÃO DO VENTO EM RELAÇÃO À ALTURA DA EDIFICAÇÃO - EDIFÍCIO COM 35 PAVIMENTOS	65
GRÁFICO 6 - CARREGAMENTO DINÂMICO PARA EDIFÍCIOS DE 35 PAVIMENTOS – INCIDENTE NA FACE DE 8M .	66
GRÁFICO 7 - CARREGAMENTO DINÂMICO PARA EDIFÍCIOS DE 35 PAVIMENTOS – INCIDENTE NA FACE DE 20M	66
GRÁFICO 8 - PERFIL DE PRESSÃO DO VENTO EM RELAÇÃO À ALTURA DA EDIFICAÇÃO - EDIFÍCIO COM 50 PAVIMENTOS	68
GRÁFICO 9 - CARREGAMENTO DINÂMICO PARA EDIFÍCIOS DE 50 PAVIMENTOS – INCIDENTE NA FACE DE 8M .	69
GRÁFICO 10 - CARREGAMENTO DINÂMICO PARA EDIFÍCIOS DE 50 PAVIMENTOS – INCIDENTE NA FACE DE 20	69
GRÁFICO 11 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO TOPO DA EDIFICAÇÃO 20 PAVIMENTOS.....	79
GRÁFICO 12 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO TOPO DA EDIFICAÇÃO 35 PAVIMENTOS.....	79
GRÁFICO 13 - DESLOCAMENTOS MÁXIMOS NO TOPO DA EDIFICAÇÃO 50 PAVIMENTOS.....	80

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - METODOLOGIA DO TRABALHO.....	34
TABELA 2 - ESCALA BEAUFORT DE FORÇA DOS VENTOS.....	49
TABELA 3 - VALORES DE COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA PARA EDIFÍCIO COM 20 PAVIMENTOS ...	61
TABELA 4 - VALORES DE COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA PARA EDIFÍCIO COM 35 PAVIMENTOS ...	64
TABELA 5 - VALORES DE COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO DINÂMICA PARA EDIFÍCIO COM 50 PAVIMENTOS ...	67
TABELA 6 - DESCRIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS SOFRIDOS PELA EDIFICAÇÃO REFERENTE ÀS TRÊS ALTURAS MODELADAS E ÀS TRÊS VELOCIDADES INICIAIS DE RAJADA PELO MÉTODO ESTÁTICO DESLOCAMENTOS PARA O MÉTODO ESTÁTICO	71
TABELA 7 - DESCRIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS SOFRIDOS PELA EDIFICAÇÃO REFERENTE ÀS TRÊS ALTURAS MODELADAS E ÀS TRÊS VELOCIDADES INICIAIS DE RAJADA PELO MÉTODO SIMPLIFICADO (FREQUÊNCIA SAP).....	72
TABELA 8 - DESCRIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS SOFRIDOS PELA EDIFICAÇÃO REFERENTE ÀS TRÊS ALTURAS MODELADAS E ÀS TRÊS VELOCIDADES INICIAIS DE RAJADA PELO MÉTODO SIMPLIFICADO (FREQUÊNCIA NBR)	73
TABELA 9 - DESCRIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS SOFRIDOS PELA EDIFICAÇÃO REFERENTE ÀS TRÊS ALTURAS MODELADAS E ÀS TRÊS VELOCIDADES INICIAIS DE RAJADA PELA ANÁLISE DINÂMICA.....	74

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	13
1.1 JUSTIFICATIVA	15
1.2 OBJETIVOS	16
1.2.1 <i>Objetivo Geral</i>	16
1.2.2 <i>Objetivos específicos</i>	16
1.3 ESCOPO DO TRABALHO	17
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	17
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1 VENTO	18
2.1.1 <i>NBR 6123: Forças devidas aos ventos em edificações</i>	18
2.2 DINÂMICA ESTRUTURAL	21
2.2.1 <i>Equilíbrio Dinâmico</i>	21
2.2.2 <i>Vibração livre</i>	23
2.2.3 <i>Vibração forçada</i>	27
2.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	29
2.4 REVISÃO DA LITERATURA	30
2.4.1 <i>Carregamentos de Vento</i>	31
2.4.2 <i>Análise Dinâmica por meio do Software SAP 2000</i>	33
2.4.3 <i>Aplicação da NBR 6123 para edifícios</i>	33
2.4.4 <i>Método dos elementos Finitos para Análise Dinâmica</i>	34
3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	34
3.1 ESTRUTURAS A SEREM ANALISADAS	35
3.1.1 <i>Dimensionamento do pavimento tipo</i>	35
3.1.2 <i>Características do Material</i>	37
3.1.3 <i>Altura das Edificações</i>	38
3.2 CARREGAMENTO	39
3.2.1 <i>Carga Permanente</i>	39
3.2.2 <i>Aplicação do Carregamento do Vento</i>	39
3.2.3 <i>Carregamento Estático</i>	42
3.2.4 <i>Resposta Dinâmica na direção do Vento</i>	43
3.2.5 <i>Carregamento Dinâmico</i>	44
3.3 MODELAGEM	46
3.3.1 <i>Divisão em Elementos Finitos</i>	47
3.4 DADO DE ENTRADA: VALOR DA VELOCIDADE DE RAJADA DO VENTO	48
3.5 CÁLCULO DO CONFORTO NA EDIFICAÇÃO	50
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	51

4.1	MODOS DE VIBRAÇÃO E FREQUÊNCIAS NATURAIS.....	51
4.1.1	<i>Edifício com 20 pavimentos</i>	51
4.1.2	<i>Edifício com 35 pavimentos</i>	54
4.1.3	<i>Edifício com 50 pavimentos</i>	57
4.2	CARREGAMENTOS.....	60
4.2.1	<i>Edifício com 20 Pavimentos</i>	60
4.2.2	<i>Edifício com 35 Pavimentos</i>	64
4.2.3	<i>Edifício com 50 Pavimentos</i>	67
4.3	DESLOCAMENTOS	70
4.4	ACELERAÇÃO	80
5	CONCLUSÕES	82
6	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	83
7	REFERÊNCIAS.....	84

INTRODUÇÃO

À medida que a tecnologia foi se desenvolvendo, as edificações começaram a ficar mais altas e grandiosas. Isso fez com que os edifícios necessitassem de maior reforço estrutural e fundação compatível com a sua magnitude. Assim, as estruturas ficaram mais robustas e aumentaram a solicitação das fundações além de diminuir as áreas úteis das construções. Com isso, o custo de construção aumentou significativamente e a necessidade de uma melhor análise estrutura ficou evidente para que as edificações se tornassem viáveis.

Com o avanço da tecnologia, se começou a utilizar materiais que deixavam a estrutura mais leve, como fechamentos sem contribuição estrutural e concretos de alto desempenho. Com a utilização dos novos materiais e o aprimoramento dos métodos de cálculo e análise, reduziram-se os coeficientes de segurança utilizados, o que tornou mais evidentes efeitos dinâmicos sofridos pelas estruturas. A aplicação dos conceitos de dinâmica nas edificações incentivou o desenvolvimento de formas estruturais mais econômicas (BLESSMANN, 1978).

Quando se trata da execução das estruturas, os erros mais freqüentes são: falta de ancoragem nas terças, contraventamento insuficiente nas estruturas de cobertura, fundações inadequadas, paredes inadequadas, dimensionamento insuficiente e deformabilidade excessiva da edificação (BLESSMANN, 1986).

A especulação imobiliária faz com que os terrenos tenham valores cada vez mais altos e é plausível que os investidores e construtoras queiram aproveitar ao máximo o espaço que tem. Assim a solução é fazer edifícios cada vez mais altos, por conseqüência, cada vez mais esbeltos, os quais mais sofrem as conseqüências do vento, como mostrado na Figura 1 (BLESSMANN, 1978). C_a refere-se ao coeficiente de arrasto e C_e é o coeficiente de forma externo, esses valores são arbitrados pela norma conforme a geometria da edificação. Observa-se que quanto maior a profundidade, Pr , que é a razão entre a profundidade e a menor dimensão da seção transversal, menor o coeficiente de forma externo e o coeficiente de arrasto.

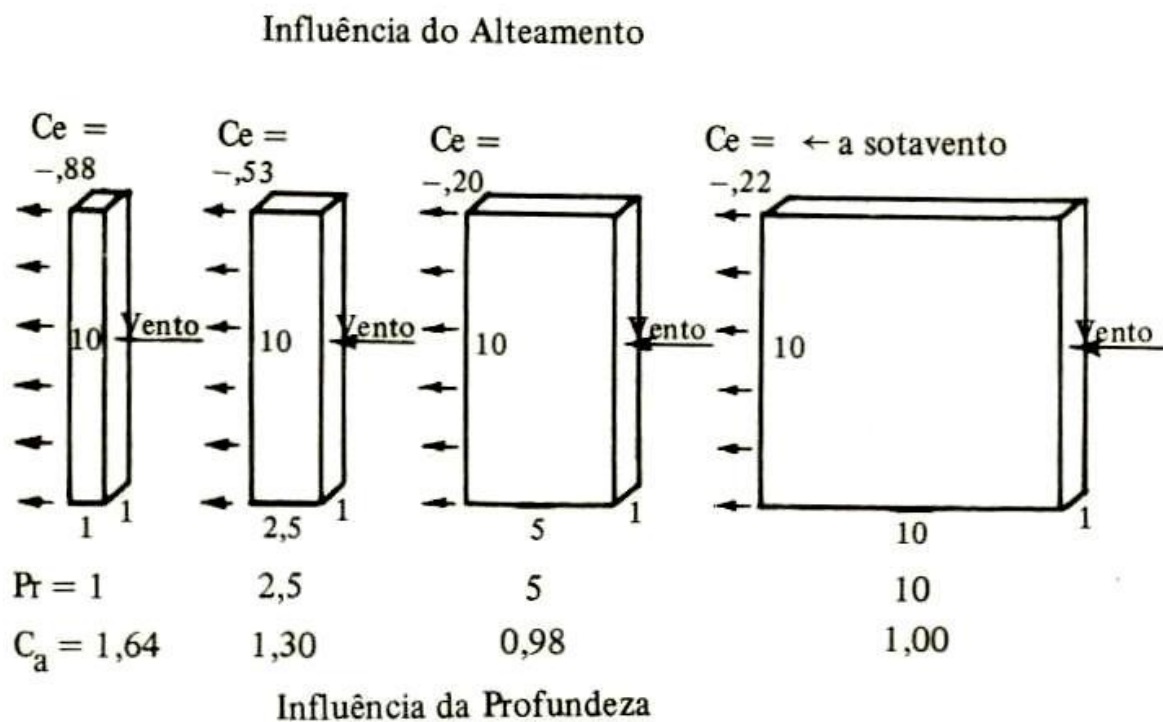


Figura 1 - Influência do Alçamento das edificações
Fonte: BLESSMANN, 1978

Atualmente, existem várias normas que permitem uma análise mais aprofundada das ações do vento. Citam-se NBR 6123/88 no Brasil, AS1170.2-1989 na Austrália, NBCC/85 no Canadá e ASCE 7-02 – *Code Wind Loading Analysis* nos Estados Unidos.

Neste trabalho será utilizado o *software* SAP 2000 para a modelagem das estruturas sendo que esse programa utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) que é um método largamente empregado na análise computacional de estruturas.

1.1 JUSTIFICATIVA

Com a altura dos edifícios aumentando a cada ano em todo o mundo, deve-se avaliar acuradamente as cargas de vento e outras ações dinâmicas que atuam sobre eles, buscando projetá-los da forma mais eficiente e vantajosa. Como um edifício alto é aquele no qual os seus sistemas são especiais devido ao porte, segundo a definição dada pelo *Council on Tall Buildings and Urban Habitats* (CTBUH) (TREIN, 2005), uma análise incorreta do ponto de vista dinâmico, poderia acarretar custos adicionais para reforço e correção da estrutura ou até mesmo perda do investimento. Além disso, observa-se que em edifícios esbeltos a vibração causada por esse tipo de carregamento pode causar desconforto na utilização ou até mesmo diminuição na vida útil da estrutura. A frequência de oscilação e a amplitude fazem com que seja percebida a aceleração no movimento e o deslocamento na estrutura (BLESSMANN, 1989).

Analisando e comparando as respostas de todas as modelagens que serão feitas, espera-se constatar uma combinação de parâmetros, dentro dos modelos propostos, na qual o tratamento dinâmico do carregamento de vento se torna relevante.

Além dos motivos citados acima, pode-se acrescentar um complemento na formação acadêmica, visto que os assuntos Dinâmica Estrutural e Método dos Elementos Finitos não estão no currículo da Graduação.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 *Objetivo Geral*

Analisar o comportamento de edifício com altura variada sob a ação de cargas de vento considerando a natureza estática e dinâmica do carregamento, segundo a NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações (1988).

1.2.2 *Objetivos específicos*

Como objetivos específicos deste trabalho podem ser citados:

- a) Verificar os principais modos de vibração do edifício com a variação da altura;
- b) Verificar as frequências naturais de vibração do edifício com a variação da altura;
- c) Verificar o tipo de esforço predominante em cada modo de vibração da estrutura;
- d) Cálculo dos carregamentos de vento por meio da NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações (1988);
- e) Encontrar os deslocamentos máximos sofridos no topo da estrutura devido aos carregamentos de vento calculados;
- f) Modelagem de estruturas submetidas ao carregamento do vento no *Software* SAP 2000;
- g) Cálculo da aceleração resultante o ponto de máximo deslocamento no topo da estrutura para a análise do conforto humano.
- h) Aprendizado do método dos elementos finitos e sua aplicação utilizando o *software* SAP2000.

1.3 ESCOPO DO TRABALHO

Para a análise estrutural foi modelada uma estrutura em 3 dimensões. No modelo considerou-se pilares, vigas e lajes. Foi desconsiderada a alvenaria da estrutura. O carregamento permanente sugerido pela norma foi aplicado verticalmente e não como elemento de massa.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No primeiro capítulo deste trabalho será feita uma introdução ao tema de análise dinâmica e ação do vento em edificações altas, seguido dos objetivos, geral e específicos, e da justificativa para o presente estudo.

No segundo capítulo tem-se um referencial teórico para fundamentar o estudo. Para finalizar o capítulo tem-se uma revisão da literatura sobre Carregamentos de Vento, Análise Dinâmica por meio do *Software* SAP 2000, Aplicação da NBR 6123 para edifícios e a utilização dos elementos Finitos para Análise Dinâmica.

O terceiro capítulo compõe-se dos procedimentos metodológicos utilizados no presente trabalho bem como o dimensionamento e modelagem da estrutura a ser analisada, o cálculo dos 4 carregamentos de vento utilizados e o parâmetro para avaliar o conforto humano na edificação devido as vibrações resultantes dos carregamentos aplicados. No quarto capítulo apresentam-se os resultados e fazem-se as discussões sobre os resultados encontrados.

O quinto capítulo apresentam-se as conclusões obtidas com o trabalho e por fim, fazem-se as sugestões para pesquisas futuras que levem em conta este trabalho como base.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Para a compreensão do comportamento das estruturas, causadas pelo vento, fez-se uma pesquisa sobre a teoria da dinâmica estrutural. Para o cálculo dos carregamentos de vento, foi estudada a norma NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações (1988).

2.1 VENTO

A altura das edificações e a distância entre elas compõem a rugosidade. Na Figura 2 vê-se a influência da geometria das edificações no escoamento do vento. A permeabilidade dos ventos na geometria urbana é influenciada pela largura das vias e distâncias entre as construções, podendo ser formados túneis de vento ou bloqueios. (ROSSI, 2004)

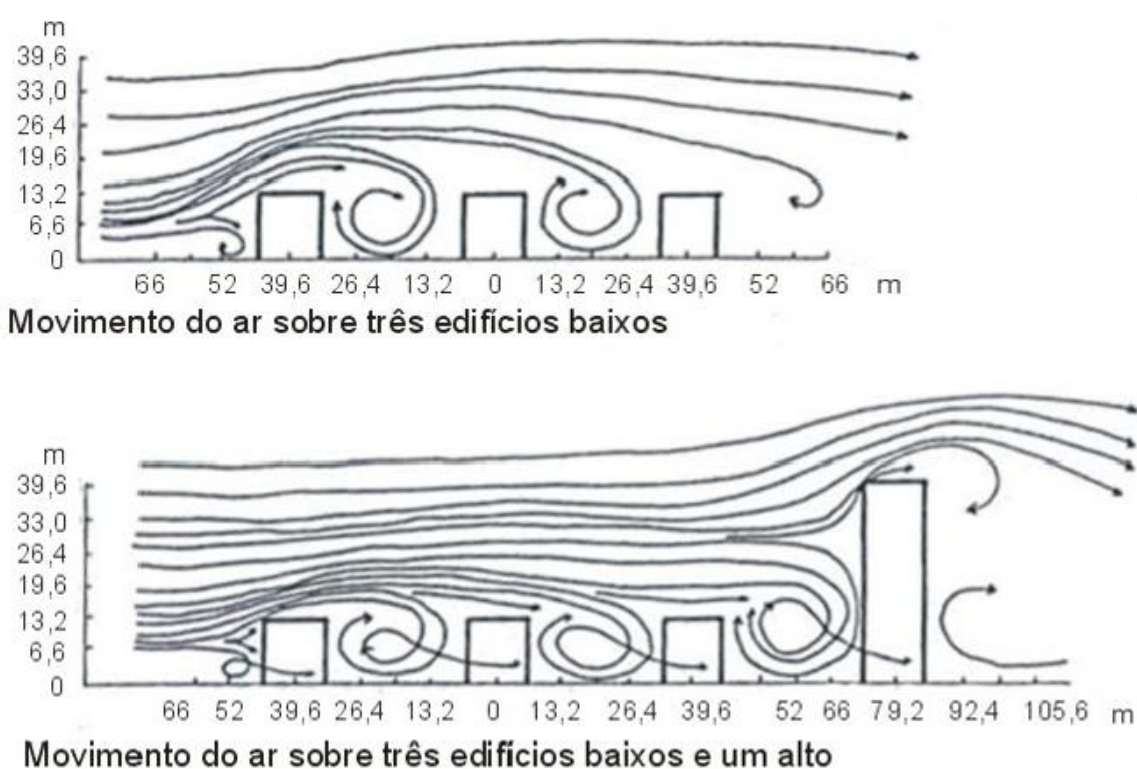


Figura 2- Movimento do ar sobre os edifícios
Fonte: ROSSI, 2004

O vento atua em forma de rajadas, visto que são carregamentos dinâmicos. Podem fazer com que estruturas entrem em ressonância, gerando resultados na estrutura que podem comprometer o equilíbrio e estabilidade.

2.1.1 NBR 6123: Forças devidas aos ventos em edificações

A NBR 6123 foi criada em 1988 para embasar os cálculos estruturais que precisavam levar em conta as ações do vento. Ela não se aplica a construções com geometria ou localização incomuns.

Para o cálculo de um carregamento atuante em uma estrutura, os parâmetros componentes do cálculo são analisados de três maneiras: elementos de vedação e suas fixações, partes da estrutura e a estrutura como um todo.

Na determinação das forças estáticas devidas ao vento, primeiramente é determinada a velocidade V_0 de acordo com o gráfico de isopletas da velocidade básica no Brasil. Em seguida, atribui-se os coeficientes S_1 , S_2 e S_3 para obter-se a velocidade característica do vento, V_k (1).

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

O carregamento estático do vento é dado pela equação (2).

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

Para o cálculo da resposta dinâmica existem dois modelos: o método simplificado e o modelo discreto.

2.1.1.1 Método Simplificado

O carregamento de vento em função da altura é dado pela equação (4). A equação é composta de duas parcelas, a primeira é correspondente à resposta média e a segunda corresponde a amplitude máxima da resposta flutuante. Na equação (4) os parâmetros p e b dependem da rugosidade do terreno. O coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , é a razão entre o amortecimento crítico da estrutura e a frequência f , que é pode ser encontrada em um ábaco fornecido pela norma. O parâmetro z corresponde a cota acima do terreno e z_r é a altura de referencia da norma, dez metros. Na equação (5), V_p corresponde à velocidade de projeto e é encontrado pela equação (3).

$$V_p = 0,69 * S_1 S_3 V_0 \quad (3)$$

$$q(z) = \bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \left(\frac{z}{h} \right)^Y \frac{1+2Y}{1+Y+p} \xi \right] \quad (4)$$

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (5)$$

2.1.1.2 Modelo Discreto

Para o modelo discreto, primeiramente determina-se as contribuições modais para cada modo de vibração. Na equação (6), tem-se a força total de uma direção genérica i , que consiste no somatório da força média, \bar{X}_i , e pela componente flutuante da força, \hat{X}_i . A força média é dada pela equação (7) e a componente flutuante da força é dada pela equação (8). Os parâmetros b e p da equação (7) relacionam-se com a rugosidade do terreno, eles são definidos de acordo com a categoria adotada na NRB 6123. A componente flutuante depende da massa e da amplitude.

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (6)$$

$$\bar{X}_i = q_0 b^2 C_{ai} A_i \left(\frac{z_i}{z_r} \right)^{2p} \quad (7)$$

$$\hat{X}_i = F_H \Psi_i X_i \quad (8)$$

Para se realizar a combinação das contribuições modais, utiliza-se o método da raiz quadrada da soma dos quadrados (9).

$$\hat{Q} = \left[\sum_{j=1}^R \hat{Q}_j^2 \right]^{1/2} \quad (9)$$

Para o cálculo da resposta dinâmica transversal ao vento, utiliza-se a equação (10), que leva em conta as forças exercidas na direção do vento, X_i . A variável, Y_i é a sollicitação resultante na direção perpendicular.

$$Y_i = \frac{1}{3}X_i \quad (10)$$

2.2 DINÂMICA ESTRUTURAL

Uma carga dinâmica é definida como uma carga onde a sua magnitude, direção e/ou posição varie com o tempo. Conseqüentemente, a resposta da estrutura a esse tipo de carga, ou seja, as deformações e tensões resultantes, também serão variáveis no tempo. Pode-se avaliar por duas abordagens as respostas dinâmicas de uma estrutura: abordagem determinística e não determinística. Para se escolher o método de análise deve-se levar em conta como o carregamento é definido. (CLOUGH, 1993)

2.2.1 *Equilíbrio Dinâmico*

Quando um sistema é submetido a uma fonte de excitação, o deslocamento sofrido estará relacionado com as propriedades elásticas (rigidez ou flexibilidade), perda de energia ou amortecimento, e massa ou inércia. Quando a fonte é removida, o sistema oscila em torno de uma posição de equilíbrio estático com frequência constante. (CLOUGH, 1993).

Número de Graus de Liberdade para análise dinâmica refere-se ao número de deslocamentos independentes sofridos por todos os pontos em relação a sua posição original (CHOPRA, 1995).

Pode-se generalizar um sistema dinâmico quando cada uma das propriedades envolvidas é concentrada em um elemento físico, como mostrado na Figura 3 onde todo o sistema está incluído no bloco rígido. A massa do bloco é representada por m . A resistência elástica ao deslocamento, ou seja, coeficiente de rigidez da mola é representado por k . O amortecimento, mecanismo de perda de energia é representado por c . O deslocamento é representado por $u(t)$ e p carregamento externo dinâmico aplicado por $p(t)$.

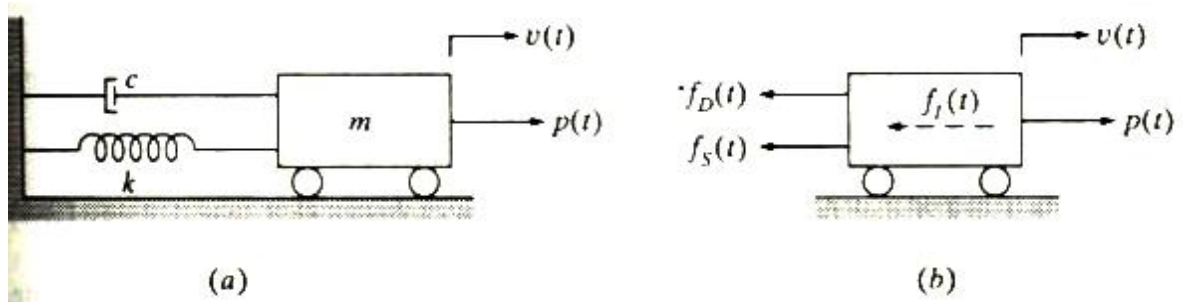


Figura 3 - Sistema de equilíbrio dinâmico: (a) Modelo dinâmico com 1 grau de liberdade; (b) Diagrama de Forças
Fonte: CLOUGH, 1993

As forças atuantes no sistema estão mostradas na Figura 1.b, na qual $f_{D(t)}$ é a força de amortecimento, $f_{S(t)}$ é a força elástica, e $f_{I(t)}$ é a força inercial.

A equação do movimento é dada por (11).

$$f_S(t) + f_D(t) + f_I(t) = p(t) \quad (11)$$

A força inercial pode ser descrita por (12).

$$f_I(t) = m \ddot{u}(t) \quad (12)$$

A força de amortecimento pode ser descrita por (13).

$$f_D(t) = c \dot{u}(t) \quad (13)$$

A força elástica pode ser descrita por (14)

$$f_S(t) = k u(t) \quad (14)$$

Substituindo as equações (12), (13) e (14) na equação (11), tem-se a equação geral do sistema (15). As variáveis u , \dot{u} e \ddot{u} , representam respectivamente o deslocamento, a velocidade e a aceleração do sistema.

$$k u(t) + c \dot{u}(t) + m \ddot{u}(t) = p(t) \quad (15)$$

2.2.2 Vibração livre

Vibrações livres são aquelas que ocorrem sem uma força aplicada, assim a força externa $p(t)$ é zero, tem-se então a equação geral do movimento (16).

$$k u(t) + c \dot{u}(t) + m \ddot{u}(t) = 0 \quad (16)$$

A vibração livre é gerada por uma perturbação no sistema que permite à massa do sistema um deslocamento. (CHOPRA, 1995)

2.2.2.1 Vibração Livre não-amortecida

Para as vibrações livres não amortecidas o amortecimento é desconsiderado. Assim $c \rightarrow 0$. Tem-se a equação de vibração livre não amortecida (17).

$$m \ddot{u}(t) + k u(t) = 0 \quad (17)$$

Dividindo a equação por m , tem-se (18).

$$\ddot{u}(t) + \frac{k}{m} u(t) = 0 \quad (18)$$

Admitindo que a frequência angular da oscilação, ω , é definida por (19).

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad (19)$$

$$\ddot{u}(t) + \omega^2 u(t) = 0 \quad (20)$$

Resolvendo a equação diferencial, obtêm-se (21), na qual $u(0)$ é a condição inicial do deslocamento iniciando na origem da trajetória e $\dot{u}(0)$ é a condição inicial da velocidade, iniciando no repouso.

$$u(t) = u(0)\cos\omega t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega}\sin\omega t \quad (21)$$

A solução representa um movimento harmônico simples. Na Figura 4 está descrita a curva de deslocamento do movimento oscilatório.

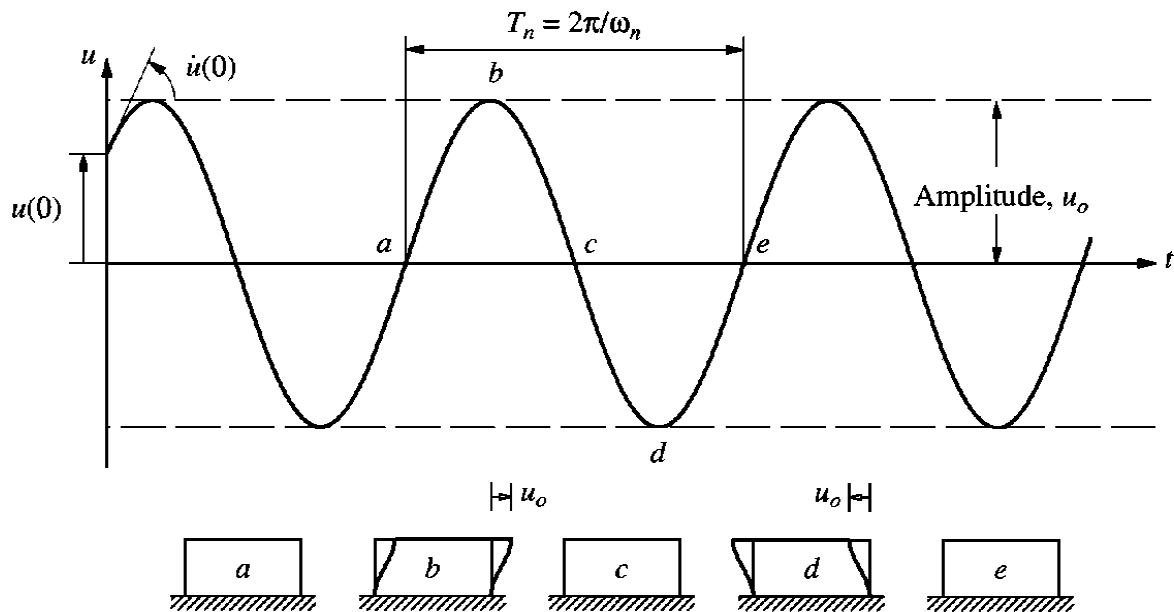


Figura 4 - Movimento oscilatório de vibração livre sem amortecimento
Fonte: CHOPRA, 1995

O período natural de vibração, T_n , é o tempo que um sistema de vibração simples leva para completar um ciclo e é descrito por (22).

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \quad (22)$$

A frequência cíclica de vibração é denominada f_n , e a unidade adotada é o Hz, que significa o número de ciclos por segundo.

$$f_n = \frac{1}{T_n} \quad (23)$$

A vibração natural depende somente da massa e da rigidez da estrutura. (CHOPRA,1995). O máximo deslocamento que o sistema pode ter, ou seja, a amplitude do movimento é u_0 , equação (24), e o ângulo fase é Θ , equação (25).

$$u_0 = \sqrt{u(0)^2 + \left[\frac{\dot{u}(0)}{\omega_n}\right]^2} \quad (24)$$

$$\theta = \arctan \left[\frac{-\dot{u}(0)}{\omega u(0)} \right] \quad (25)$$

2.2.2.2 Vibração Livre Amortecida

O coeficiente de amortecimento, neste caso não é nulo, assim vale a equação descrita em (15). Para o c , arbitra-se uma taxa de amortecimento viscoso, que é dada por (26).

$$\zeta = \frac{c}{2m\omega_n} = \frac{c}{c_{cr}} \quad (26)$$

C_{cr} é o amortecimento crítico, que representa a menor magnitude de amortecimento para qual nenhuma oscilação ocorre. Para $\zeta = 1$, tem-se o amortecimento crítico. Para $\zeta < 1$, o sistema é sub-amortecido, o que geralmente ocorre em estruturas usuais. Para $\zeta > 1$, o sistema é super amortecido, o que é o caso dos automóveis.

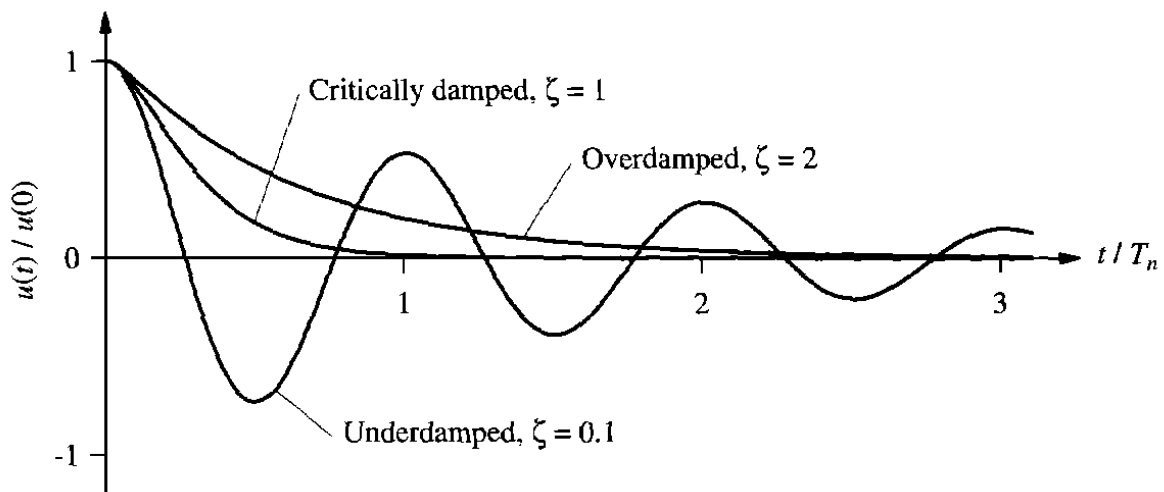


Figura 5 - Gráfico dos tipos de amortecimento
Fonte: CHOPRA, 1995

2.2.2.3 Sistema Sub-amortecido

A freqüência circular amortecida é dada por (27).

$$\omega_D = \omega\sqrt{1 - \zeta^2} \quad (27)$$

A equação do movimento do sistema sub-amortecido é (28).

$$u(t) = \left[u(0)\cos\omega_D t + \left(\frac{\dot{u}(0) + u(0)\zeta\omega}{\omega_D} \right) \sin\omega_D t \right] e^{(-\omega\zeta t)} \quad (28)$$

Para baixos valores de amortecimento, $\zeta < 20\%$, o que é comum na maioria das estruturas, a relação entre as freqüências ω_D e ω_n é aproximadamente um. (CLOUGH, 1993), ou seja, $\omega_D \simeq \omega_n$ e $T_D \simeq T_n$. O decremento logarítmico do amortecimento é dado por (29) e (30), e pode ser observado na Figura 6.

$$\delta = \frac{2\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}} \quad (29)$$

$$\frac{u_i}{u_{i+1}} = \exp\delta \quad (30)$$

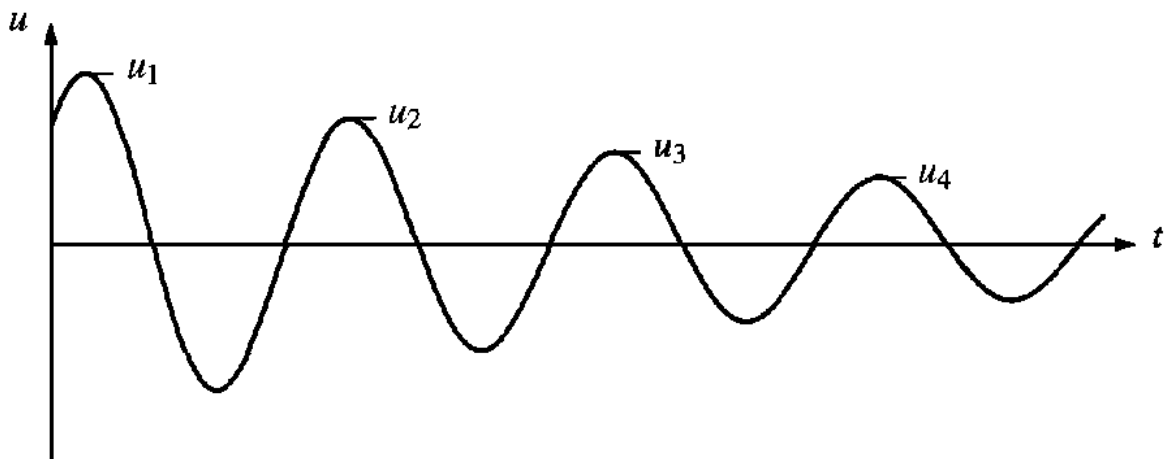


Figura 6 - Decremento logarítmico do amortecimento
Fonte: CHOPRA, 1995

Para baixas taxas de amortecimento, o decremento pode ser expresso por (31).

$$\delta = 2\pi\zeta \quad (31)$$

2.2.3 Vibração forçada

A vibração forçada ocorre quando o sistema é submetido á uma força externa.

2.2.3.1 Vibração forçada sem amortecimento

Considerando que o carregamento da força externa é dado por (32) e que o amortecimento é nulo, ou seja $c \rightarrow 0$, tem-se a equação geral do movimento (41).

$$p(t) = p_0 \sin \omega t \quad (32)$$

$$m\ddot{u}(t) + k u(t) = p_0 \sin \omega t \quad (32)$$

Para as condições iniciais $u(0) = \dot{u}(0) = 0$, tem-se a solução para a equação (33).

$$u(t) = \frac{p_0}{k} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2} \left[\sin \omega t - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 \sin \omega_n t \right] \quad (33)$$

2.2.3.2 Vibração forçada com amortecimento

Admitindo que $p(t) = p_0 \sin \omega t$ e que o amortecimento não é nulo, pode-se escrever a equação do movimento (34) por:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p_0 \sin \omega t \quad (34)$$

Para a solução geral da equação tem-se (35).

$$u(t) = \underbrace{\left[A \cos \omega_D t + B \sin \omega_D t \right] e^{(-\zeta \omega t)}}_{\text{Resposta Transiente}} + \underbrace{\frac{\rho_0}{k} \left[\frac{1}{(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2} \right] \left[(1 - \beta^2)^2 \sin \omega t - 2\zeta\beta \cos \omega t \right]}_{\text{Resposta Permanente}}$$

(35)

onde $\beta = \omega/\omega_n$

O primeiro termo, que possui as constantes A e B, é a resposta transiente da equação, ou seja, o efeito desaparece com o tempo. Já o segundo termo é a resposta permanente da equação, que é a parcela considerada para se obter a resposta final. Na Figura 7, demonstra-se como o efeito do primeiro termo é desprezível em longo prazo.

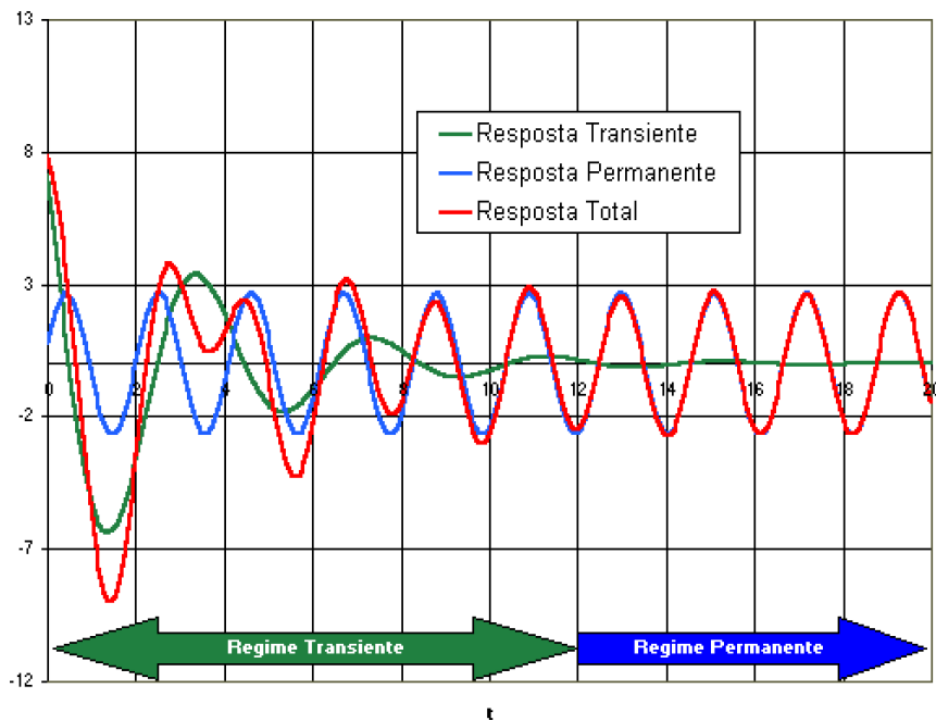


Figura 7 - Respostas para equação do movimento harmônico com amortecimento
Fonte: ARAGÃO, 2011

Para a amplitude do movimento tem-se (36).

$$\rho = \frac{\rho_0}{k} [(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2]^{-1/2} \quad (36)$$

O ângulo fase entre a excitação e a resposta é (37).

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{2\zeta\beta}{1 - \beta^2} \right] \quad (37)$$

A amplificação da resposta obtida com o carregamento harmônico para uma força $p(t)$, comparado com o deslocamento gerado por um carregamento estático, induzido também por uma força p , é representado por D , equação (38).

$$D = [(1 - \beta^2)^2 + (2\zeta\beta)^2]^{-1/2} = \frac{\rho}{\rho_0/k} \quad (38)$$

2.3 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos foi desenvolvido para tornar possível a análise de sistemas complexos. O método faz a discretização da estrutura em *elementos finitos* que são interligados por pontos nodais. O sistema global é aproximado pela soma da resposta da contribuição de todos os elementos. O número de graus de liberdade do sistema definirá o número de equações. (SORIANO, 2003). Observa-se essa discretização na Figura 8.

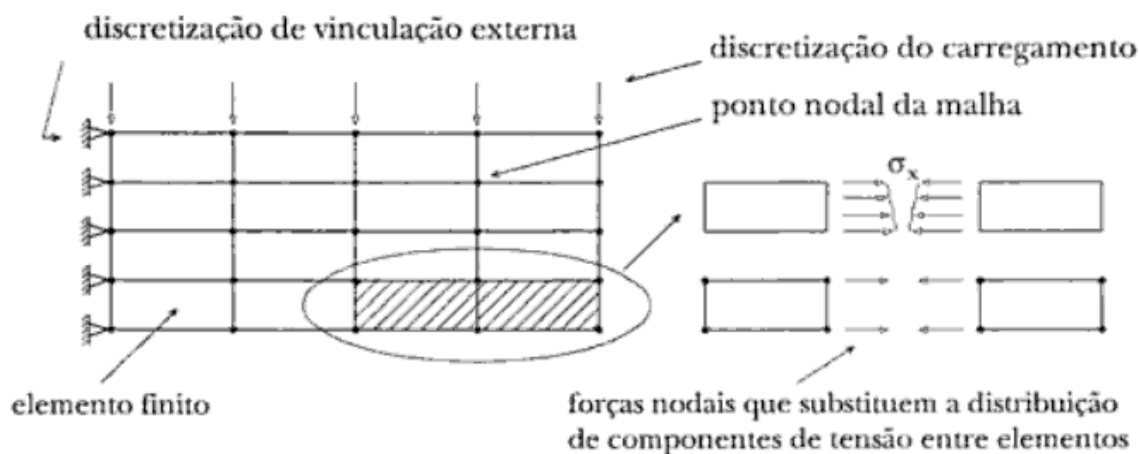


Figura 8 - Discretização em elementos finitos
Fonte: SORIANO, 2003

Na análise dinâmica, para se definir a equação do movimento pelo método dos elementos finitos, pode-se utilizar dois métodos: o princípio dos trabalhos virtuais, chamado de Princípio de D'Alembert e as Equações de movimento de Lagrange.

No princípio de D'Alembert utiliza-se a equação de equilíbrio (39), na qual a força de inércia foi transferida para o lado direito da equação. Na equação (40) m é a massa do corpo, b é a força de corpo por unidade de massa e a é a aceleração desenvolvida pela massa m . Assim a equação (40) fica com a mesma característica que uma equação de equilíbrio estático. As forças de inércia são associadas com as forças da estrutura e o problema pode ser resolvido como uma equação estática.

$$\sum_{i=1}^n F_i + mb = ma \quad (39)$$

$$\sum_{i=1}^n F_i + m(b - a) = 0 \quad (40)$$

Expressando a energia de deformação, U , e a energia cinética T de um sistema elástico com valores nodais de deslocamentos, tem-se as funções (41) e (42).

$$W = U(u_1(t), u_2(t), \dots, u_{n1}(t)) \quad (41)$$

$$T = T(u_1(t), u_2(t), \dots, u_{n1}(t), \dot{u}_1(t), \dot{u}_2(t), \dots, \dot{u}_n(t)) \quad (42)$$

A partir do princípio dos trabalhos virtuais, deduz-se as equações de Lagrange (43) que quando resolvidas chegarão à equação do movimento em forma matricial (44).

$$\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial T}{\partial \dot{u}_i} \right) + \frac{\partial T}{\partial u_i} + \frac{\partial W}{\partial u_i} = F_i \quad (43)$$

$$M^e \ddot{u}^e(t) + K^e u^e(t) = F^e(t) \quad (44)$$

2.4 REVISÃO DA LITERATURA

A primeira parte da metodologia desta pesquisa consiste em uma revisão bibliográfica da análise de estruturas de edifícios sob a ação de cargas de vento e, em particular, de como estão sendo modelados e aplicados os carregamentos de

vento. A pesquisa também englobará revisão da literatura sobre o emprego do Método dos Elementos Finitos para análise dinâmica de estruturas.

2.4.1 Carregamentos de Vento

Blessmann (1995) afirma que flutuações do escoamento de ar são na sua maioria causadas pela agitação mecânica do ar, formando os turbilhões, que originam as rajadas de vento. As agitações de ar são maiores quanto maiores forem a rugosidade do solo, o número e dimensões dos obstáculos.

Para definir a velocidade do vento, deve-se levar em conta os turbilhões que tenham dimensões suficientes para envolver totalmente a edificação (BLESSMANN, 1995). Para calcular o tempo da rajada utiliza-se (45).

$$t = \frac{7,5L}{V_t} \quad (45)$$

A variável L é a maior dimensão entre a altura e a largura da estrutura, e V_t é a velocidade média do vento sobre t segundos no topo da edificação.

Para o cálculo do perfil vertical da velocidade de fricção, u , definido na equação (46), deve-se levar em conta o parâmetro rugosidade. A velocidade u é função da altura da edificação, z . O parâmetro τ_t é a tensão tangencial e ρ é a massa específica do ar.

$$u(z) = \sqrt{|\tau_t(z)|/\rho} \quad (46)$$

Blessmann (1989) afirma que edifícios com cinquenta pavimentos ou mais, nos primeiros meses depois de executados, demonstram certa inclinação na direção predominante dos ventos mais fortes. Nessa primeira fase o edifício sofre apenas microvibrações. Com o aumento da deformação permanente do edifício, as vedações de alvenaria cedem e trincam, separando-se da estrutura. Esse fenômeno faz com que a estrutura, então, oscile.

Para Chen *et al.* (2007) as cargas de vento em edifícios altos podem ser quantificadas de três formas: varredura sincronizada da pressão em múltiplos pontos

de uma superfície modelada em um túnel de vento, força de equilíbrio de alta frequência (HFFB) e através de um carregamento simplificado de vento. As medições de pressão fornecem uma descrição detalhada do comportamento no espaço e no tempo das cargas de vento. As medições de força de equilíbrio fornecem uma estimativa da força nos modos fundamentais de vibração. Por fim, o carregamento simplificado é conservador, pois é aproximado.

Se a velocidade média se mantém constante por um período de tempo de dez minutos, esse carregamento irá produzir somente efeitos estáticos. Já variação na velocidade, as rajadas de vento, na direção da velocidade média, podem produzir grandes amplitudes em estruturas altas e esbeltas (NBR 6123,1988).

Marukawa (1996) estudou o amortecimento aerodinâmico em edifícios altos. Para a análise utilizou um modelo aerolástico tipo *stick*. As relações de profundidade e largura da superfície adotada foram entre 0,33 e 3. Com o trabalho conclui-se que na direção transversal à incidência do vento, as dimensões do edifício interferem no amortecimento, que pode ser positivo ou negativo. Já quando o vento incide longitudinalmente à estrutura, o amortecimento é positivo e aumenta de acordo com a velocidade.

Para verificar as respostas elásticas de edifícios altos, foi realizado um ensaio em túnel de vento com três modelos diferentes e quatro regulagens de velocidade de vento. Para os modelos foi adotada uma relação de profundidade e largura maior que um. Conclui-se que o método *stick* pode fornecer bons resultados para esse tipo de modelagem (MATSUMOTO, 1986).

Para estudar a resposta dinâmica à ação do vento em edifícios altos e a interferências das estruturas vizinhas, modelou-se um arranha-céu com base retangular. Para um escoamento pouco turbulento, em um terreno sem rugosidade, a estrutura que estava situada a sotavento do arranha-céu, demonstrou ressonância para velocidades entre 5m/s e 6m/s (INAOKA, 1988).

2.4.2 Análise Dinâmica por meio do Software SAP 2000

Requena *et. al.* (2005) constatou que o cálculo do período fundamental de uma estrutura sugerido pela NBR 6123 pode ser inadequado em certos casos. Obteve-se resultados do período fundamental da estrutura analisada muito próximos com os programas SAP 2000 e AutoTorre, com uma diferença de aproximadamente 2%. Porém uma vez que esses dois resultados convergiram, comparando-se com o cálculo sugerido pela NBR 6123, a diferença alcançou 60%. Com os resultados que obteve, concluiu que a NBR 6123 conduz a resultados antieconômicos.

Almeida (2003) comparou os modos de vibração e frequências naturais de uma estrutura por meio do programa SAP 2000 e um modelo físico. Concluiu-se que os valores obtidos nos dois modelos, tanto numérico quanto físico foram resultados satisfatórios visto que houve pouca divergência entre as frequências calculadas.

2.4.3 Aplicação da NBR 6123 para edifícios

A maior disparidade encontrada nas respostas da estrutura pela análise do vento por meio dos métodos apresentados pela NBR 6123 é encontrada quando comparado o modelo estático e o modelo discreto não linear. A diferença alcançou 16,76% quando analisados os momentos máximos. A relação entre o modelo estático e o modelo simplificado resultou em 1,05. Para o modelo discreto, quando considerado os cinco primeiros modos de vibração, percebeu-se que a contribuição do segundo ao quinto modo de vibração para a resposta flutuando não supera 1%. (BRASIL *et. al.*, 2007).

Segundo Oliveira (2000), para um edifício de 20 andares o deslocamento máximo resultante para uma velocidade inicial de 41m/s, foi de 25,08cm considerando uma análise estática e de 39,05cm considerando uma análise dinâmica, utilizando carregamentos calculados a partir da NBR 6123 (1988). Assim resultou-se em um fator de amplificação de 1,56.

2.4.4 Método dos elementos Finitos para Análise Dinâmica

Meireles (2007) propôs, com base em estudos nas causas dos erros recorrentes à modelagem feita pelo Método dos Elementos Finitos, uma nova metodologia para o melhoramento de modelos numéricos de elementos finitos aplicados a dinâmica estrutural. Essa metodologia foi aplicada em um programa que, depois de testado com protótipos, forneceu resultados satisfatórios com os modelos analisados.

3 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

Nesse capítulo, são enumeradas as atividades que foram realizadas durante o processo de elaboração da pesquisa para alcançar o objetivo proposto.

Tabela 1 - Metodologia do trabalho



Fonte: Autoria Própria, 2011

3.1 ESTRUTURAS A SEREM ANALISADAS

A estrutura será um edifício com uma base fixa com a geometria de 8m de largura por 20m de comprimento. Serão analisadas três variações do modelo. O parâmetro que irá variar será a altura da edificação.

3.1.1 Dimensionamento do pavimento tipo

O pavimento tipo da estrutura a ser analisada tem as características apresentadas na Figura 9. O dimensionamento do pavimento tipo foi feito de acordo com a NBR 6118 (1978) para o edifício mais alto a ser estudado, com 50 pavimentos. A estrutura consiste de pilares nas extremidades com as dimensões de 20 cm x 80 cm. Os pilares internos possuem dimensões de 30 cm x 90 cm. As lajes possuem uma espessura de 10 cm. As vigas no sentido do eixo x tem a configuração de 15 cm x 50 cm e as vigas no sentido do eixo y tem dimensões de 15cm x 40cm. Considerou-se um pé direito de 3m. A configuração em três dimensões do pavimento tipo está retratada na Figura 10.

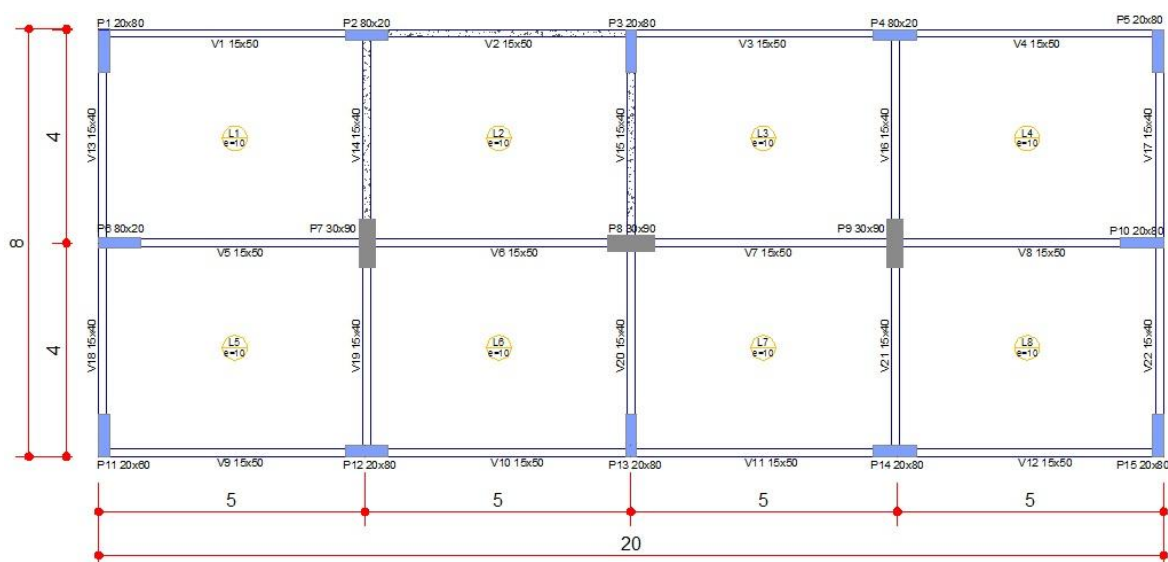


Figura 9 - Configuração estrutural do Pavimento Tipo
Fonte: Autoria Própria, 2012

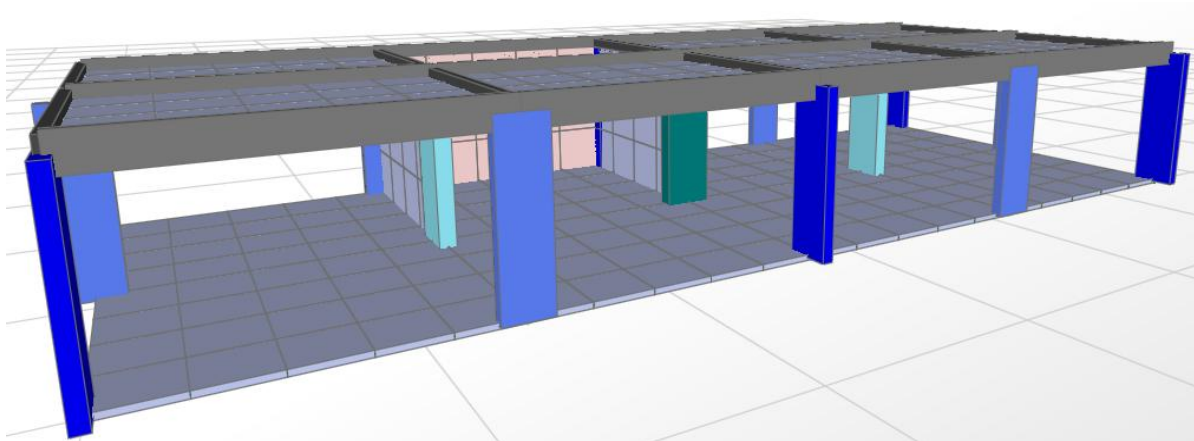


Figura 10 - Configuração espacial do Pavimento Tipo
Fonte: Autoria Própria, 2012

As dimensões da base são vinte metros de largura e oito metros de profundidade, resultando em uma relação de largura/profundidade de 2,5. A geometria retangular da base permitirá a análise de diferentes respostas das estruturas, nos eixos x e y . Os apoios dos pilares de todos os pilares foram considerados engastados, conforme apresentado na Figura 11.

No sentido do eixo x , a distância entre os pilares é de cinco metros, totalizando cinco pilares em cada linha de pilar. No sentido do eixo y a distância entre os pilares é de quatro metros, totalizando três pilares por linha. Por andar são quinze pilares.

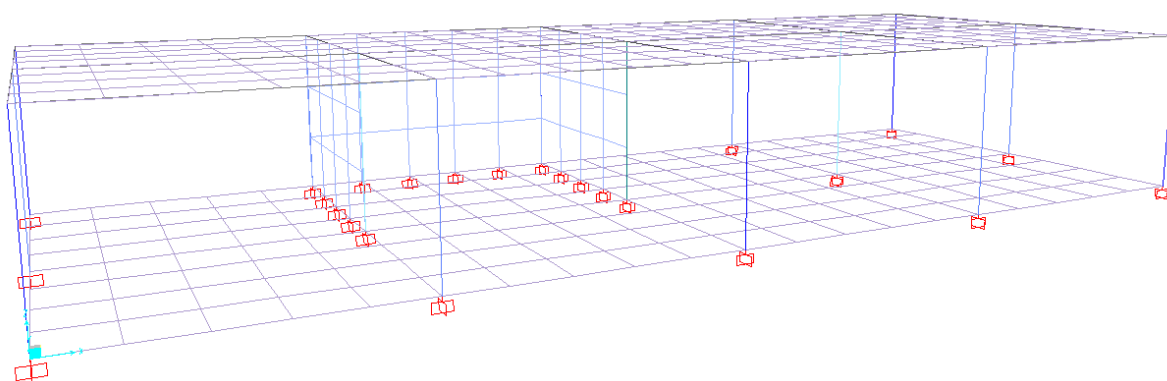


Figura 11 – Configuração das restrições dos Pilares
Fonte: Autoria Própria, 2012

Entre os pilares P2-P7, P2-P3 e P3-P8 há paredes de concreto, chamadas também de paredes de cisalhamento. Possuem a espessura de 15 cm e simulam o

fosso do elevador, como retradado na Figura 12. Assim como os pilares, a parede de cisalhamento está engastada na base.

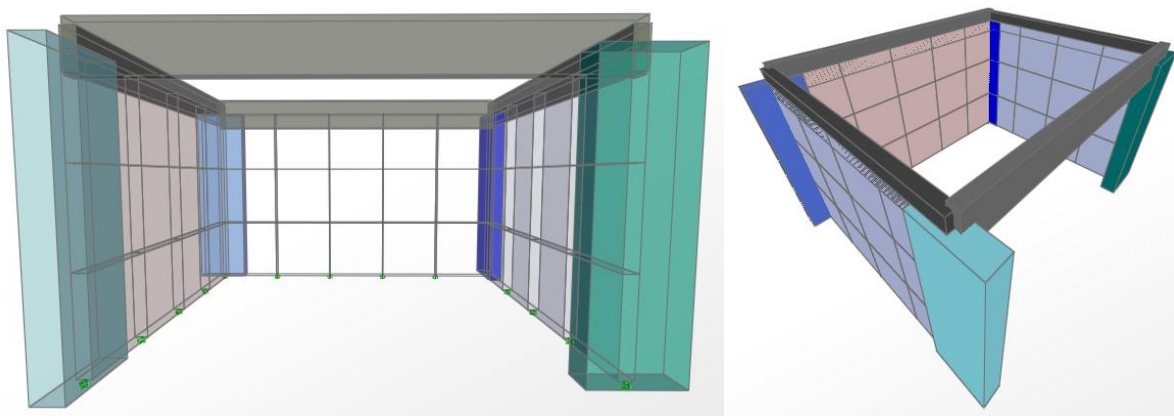


Figura 12 - Paredes de Cisalhamento - Fosso do elevador
Fonte: Autoria Própria, 2012

Segundo a NBR 6116 (1978), é necessária a consideração da ação do vento em estruturas na qual esse tipo de ação provoque efeitos estáticos ou dinâmicos significantes. Estruturas onde a altura seja quatro vezes maior que a menor largura ou em que numa determinada direção, o número de filas de pilares seja inferior a quatro. Considerando as recomendações da norma, no sentido do eixo y do pavimento tipo, o número de linha de pilares é 3. A menor altura da edificação analisada corresponde a 7,5 vezes maior que a menor largura da edificação, que é 8m. Assim pelos dois parâmetros indicados pela norma, se faz necessária a verificação da carga de vento na estrutura.

3.1.2 Características do Material

Para os pilares, vigas, lajes e paredes de cisalhamento o material utilizado foi o Concreto Armado. As seguintes características foram adotadas:

- Peso Específico: 25 kN/m³
- Módulo de Elasticidade: 23.800 MPa
- Fck: 25 MPa
- Coeficiente de Poisson: 0,2

3.1.3 Altura das Edificações

Para a análise, foi mantida a configuração da base, ou seja, o mesmo pavimento tipo, e variada a altura. As alturas escolhidas foram: 20 pavimentos, 35 pavimentos e 50 pavimentos. Considerando 3 metros do pé direito, temos estruturas com respectivamente: 60 metros, 105 metros e 150 metros de altura. Entre os modelos em sequencia de altura temos a mesma diferença entre as alturas. Do edifício mais baixo para o seguinte, a diferença é de 15 pavimentos, ou seja, 45 metros. Assim como o edifício com a altura média para o mais alto, possui a mesma diferença. Na Figura 13 veem-se as três configurações de altura.

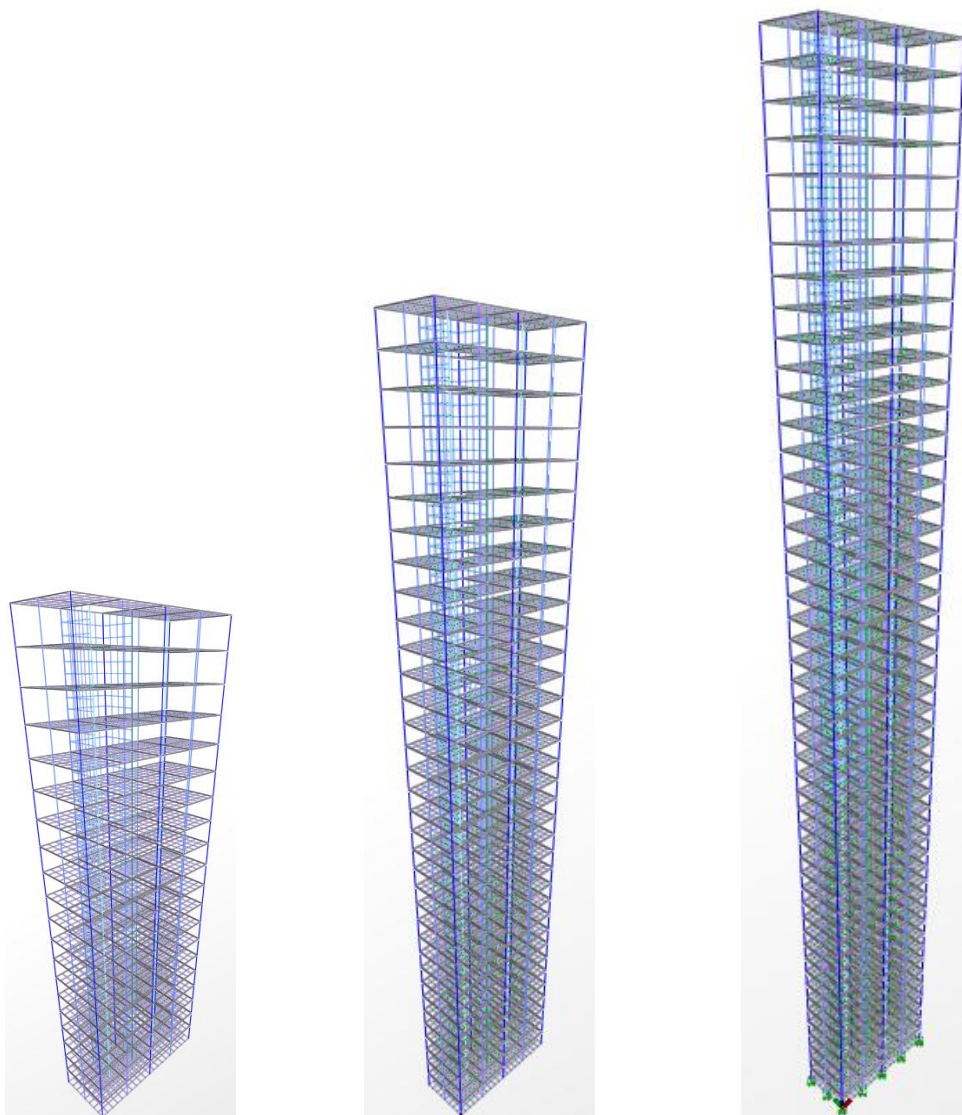


Figura 13 - Edifícios modelados - Altura de 60m, 105m e 150m
Fonte: Autoria Própria, 2012

A maior altura adotada como 150m deve-se ao fato de que o cálculo da resposta dinâmica da estrutura pela NBR 6123 (1988) ser válido para estruturas com no máximo 150 metros de altura.

3.2 CARREGAMENTO

3.2.1 Carga Permanente

De acordo com a NBR 6120 (1980) a carga para edifícios residenciais varia entre 1,5 kN/m² e 2 kN/m², já a carga para edifícios comerciais, escritórios, é considerada apenas 2 kN/m². Para se ter uma maior abrangência do uso do edifício, adotou-se então o carregamento permanente de 2 kN/m².

Para o coeficiente de majoração, adotou-se $\gamma_f = 1,4$ para combinações de ações normais, permanentes e desfavoráveis. Assim, aplicou-se uma carga de 2,8kN/m² em todas as lajes da edificação, como é mostrado na Figura 14.

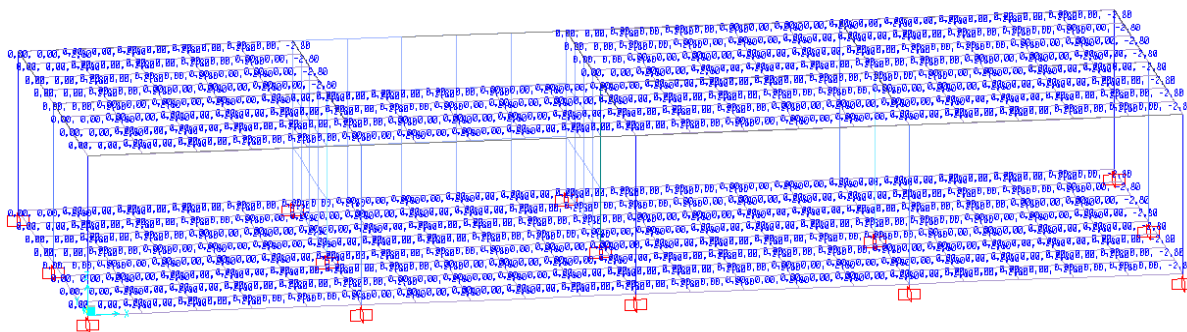


Figura 14 - Carregamento da Laje
Fonte: Autoria Própria, 2012

3.2.2 Aplicação do Carregamento do Vento

Para aplicação do carregamento de vento na estrutura, foram adotadas duas configurações: Carregamento aplicado nos três pilares da menor face, com 8m (Figura 15) e carregamento aplicado nos cinco pilares da maior face, de 20m (Figura 16). O carregamento foi aplicado ao longo dos pilares, como um carregamento distribuído, como é mostrado na Figura 17 e na Figura 18. A geometria retangular da base permitirá a análise de diferentes respostas das estruturas, nos eixos x e y.

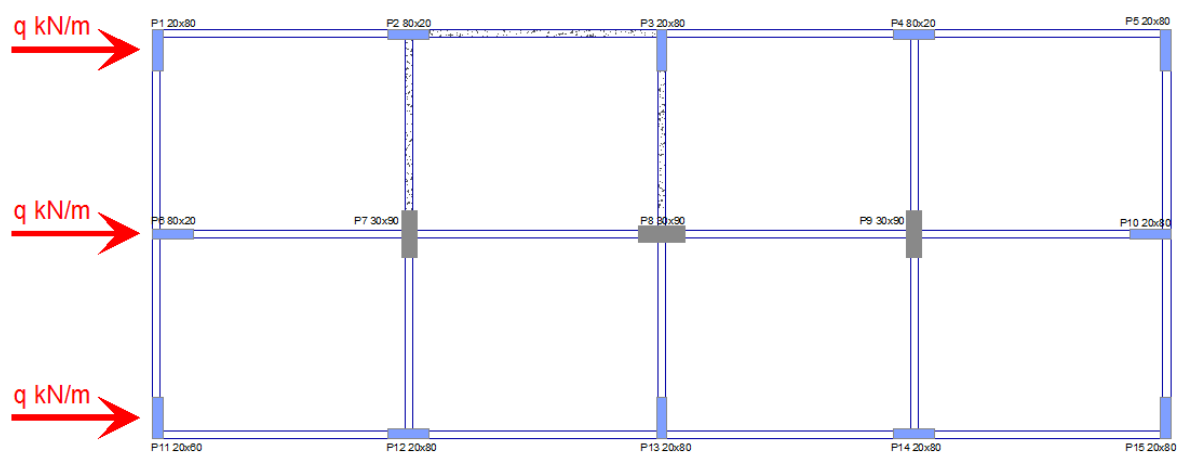


Figura 15 - Carregamento aplicado na menor face
Fonte: Autorial Própria, 2012

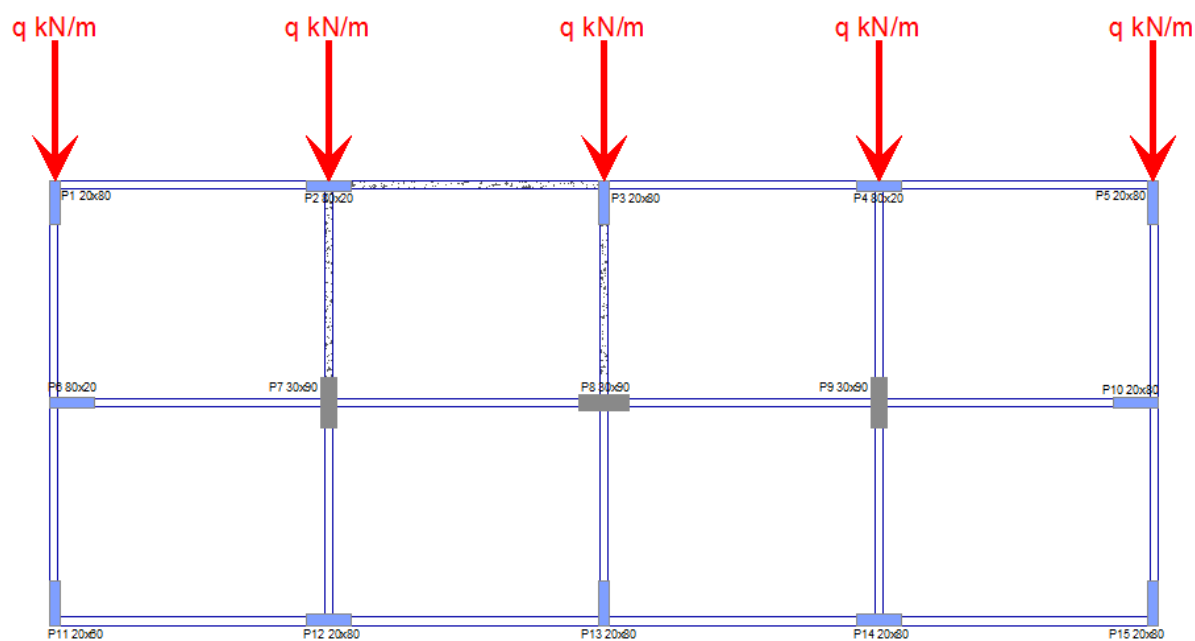


Figura 16 - Carregamento aplicado na maior face
Fonte: Autorial Própria, 2012

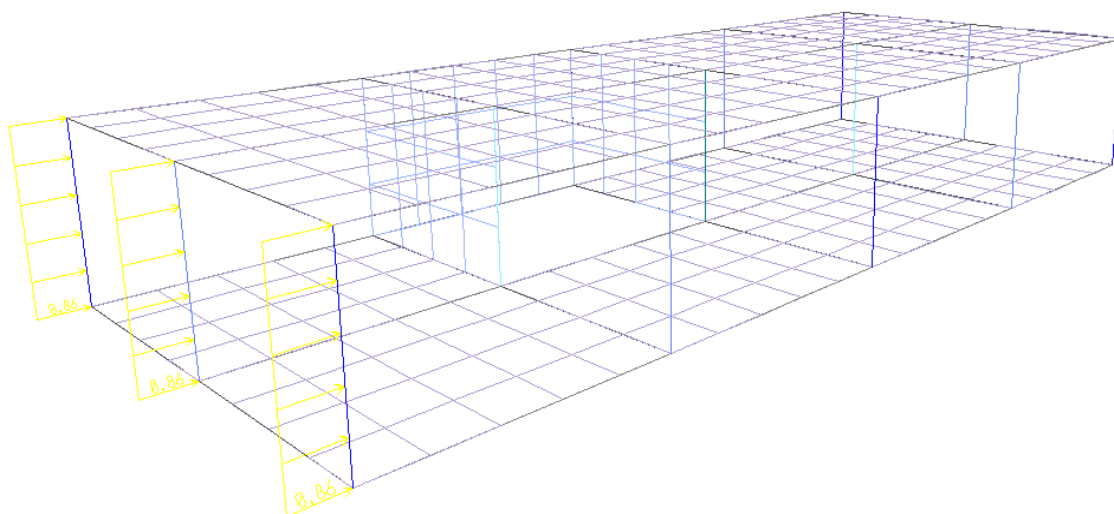


Figura 17 - Aplicação do carregamento de vento ao longo dos pilares
Fonte: Autoria Própria (2012)

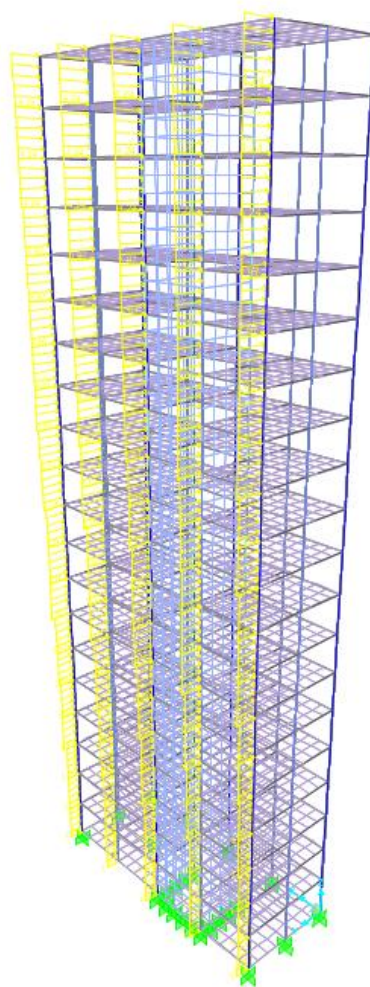


Figura 18 - Aplicação do carregamento de vento ao longo dos pilares - Edificação de 20 pavimentos
Fonte: Autoria Própria (2012)

Para a combinação de cargas final para a análise do modelo produzido, consideraram-se três cargas: carregamento devido ao vento, carregamento permanente na laje e peso próprio da estrutura.

3.2.3 Carregamento Estático

O cálculo para a determinação da ação estática do vento apresentado pela NBR 6123 (1988) é baseado no método da vibração aleatória proposto por Davenport (1961).

Para esta análise foram considerados os seguintes parâmetros:

- Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Ex: Centros de Grandes Cidades
- Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50m
- Grupo 2: Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.

A partir destes parâmetros chegou-se aos seguintes coeficientes para obtenção da Velocidade Característica do Vento, V_k .

- Fator Topográfico – $S_1 = 1,00$
- Fator de Rugosidade do Terreno – $S_2 =$ variável com a altura de 0,67 a 1,10
- Fator estatístico – $S_3 = 1,00$

Depois de calculada a velocidade característica do vento, calculou-se a pressão dinâmica em kN/m^2 . Para obter-se o valor de uma carga distribuída para aplicar no pilar, multiplicou-se a pressão dinâmica pela largura efetiva. No caso seriam duas as larguras, 8 m e 20 m.

3.2.4 Resposta Dinâmica na direção do Vento

A NBR 6123 (1988) sugere dois métodos para o cálculo da resposta dinâmica da estrutura, o Modelo Contínuo Simplificado e o Modelo Discreto. Neste trabalho será adotado o Modelo Contínuo Simplificado.

Determinou-se a velocidade de projeto V_p por meio da equação (3) utilizando os mesmos parâmetros adotados no item 3.2.3.

Além dos parâmetros adotados que permanecem os mesmos da análise estática, é necessária a definição de outros parâmetros para esta análise. São eles:

- Expoente $p = 0,31$
- Parâmetro $b = 0,50$

Para a determinação dos parâmetros de efeitos dinâmicos, leva-se em conta o tipo de edificação. Neste caso, adotou-se a classificação “Edifícios com estrutura de concreto, com cortinas para absorção de forças horizontais”. Assim obtiveram-se os seguintes parâmetros:

- Parâmetro $r = 1,6$
- Razão de Amortecimento $\zeta = 0,015$
- Período Fundamental $T_1 = 0,05h + 0,012h$; onde h é altura da edificação.

O coeficiente de Amplificação Dinâmica depende classe de rugosidade. Para este trabalho, utilizou-se a o segundo gráfico da Figura 18 da NBR 6123 (1988), como é ilustrado na Figura 19.

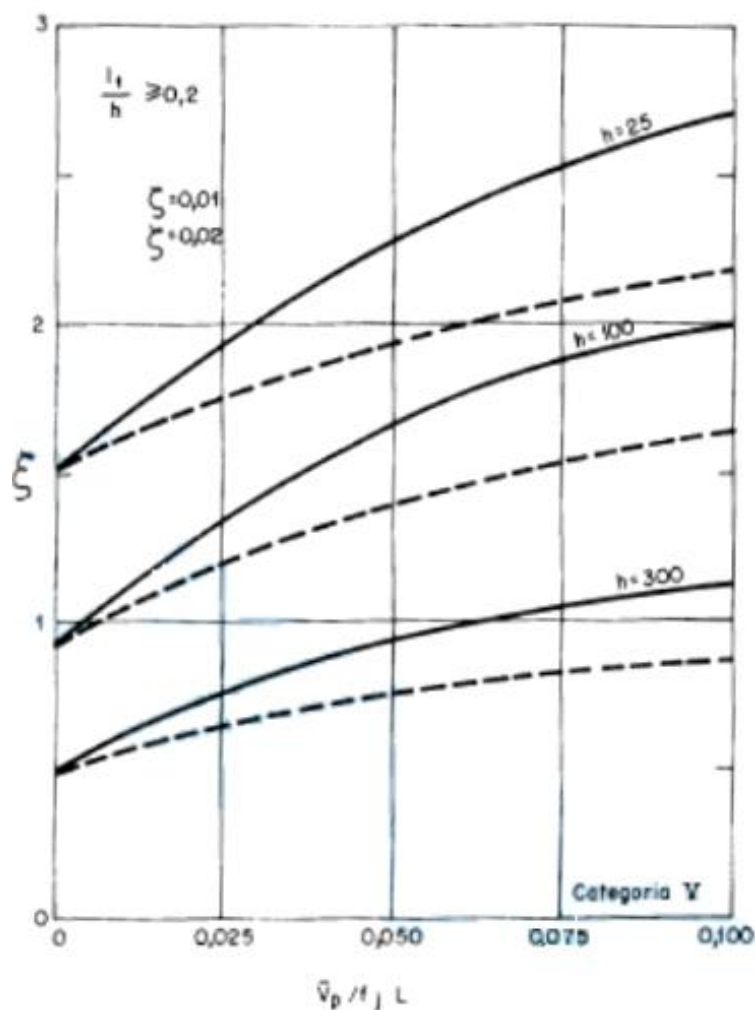


Figura 19 - Coeficiente de Amplificação Dinâmica ξ para terreno de Categoria V
Fonte: NBR (6123), 1988

O Coeficiente de Amplificação Dinâmica é função da razão de amortecimento ζ , dimensões da edificação e da frequência natural da estrutura. Sendo assim foram encontrados dois coeficiente, o primeiro através da frequência natural calculada por meio da equação do período natural sugerida pela norma e o outro calculado com a frequência calculada pelo *software* SAP 2000. Então para a resposta de Dinâmica na direção do vento, foram calculados 2 carregamentos.

3.2.5 Carregamento Dinâmico

Para simular a carga dinâmica do vento, utilizou-se a equação proposta nas notas de aula do IME para Simulação no VisSim para caracterização do perfil de rajada ao longo do tempo. Considerou-se o tempo de rajada 3s, conforme sugerido pela NBR 6123 (1988).

A equação utilizada para o cálculo é a (47) na qual, $f(t)$ é o carregamento do vento resultante, $q(z)$ é o carregamento a uma determinada altura z e t o instante da aplicação da carga. No Gráfico 1, pode-se conferir o perfil traçado para o carregamento em função do tempo descrevendo a característica da rajada.

$$f(t) = q(z)(e^{-1,5t} - e^{-50t}) \quad (47)$$

A fim de simplificar a modelagem, levou-se em conta um carregamento médio ao longo de toda altura do edifício, em vez de cada altura ter um carregamento harmônico diferente. Assim o $q(z)$ foi substituído por \bar{q} médio e adotado para todas as alturas

O carregamento inicial foi a média dos carregamentos obtidos para uma determinada altura e uma determinada velocidade de entrada, com a frequência calculada via SAP 2000.

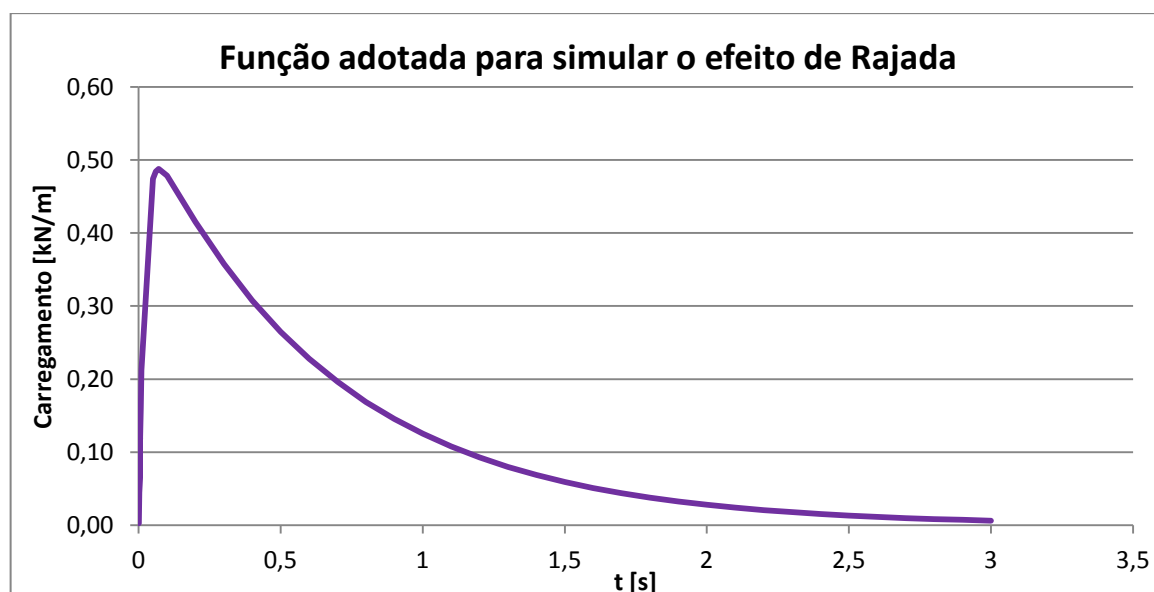


Gráfico 1 – Descrição da Função adotada para simular o efeito de Rajada
 Fonte: Autoria Própria, 2012

Para a simulação do carregamento dinâmico aplicou-se um “*Load Pattern*” com um carregamento estático unitário distribuído, 1kN/m nos pilares das faces utilizadas para aplicar os carregamento estáticos. Alterou-se no “*Load Case*” criado automaticamente para o carregamento unitário distribuído estático o “*Load Case Type*” para a função *Time History*, fazendo com que o carregamento não tivesse

mais a característica de estático, mas sim de um carregamento dinâmico que varia ao longo do tempo.. Definiu-se o perfil da rajada por meio da função do *software* "Time History" na opção "user", onde inseriu-se os valores para compor o gráfico da equação (47) para cada altura da edificação e velocidade inicial da rajada (Figura 20). Ainda nas definições do *Load Case*, arbitrou-se o passo a ser utilizado de 0,01.

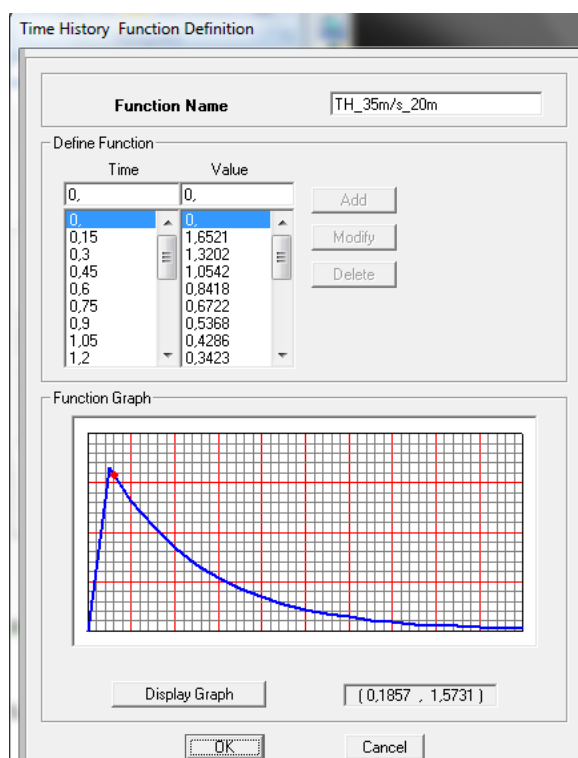


Figura 20 - Função "Time History" SAP 2000
Fonte: SAP 2000

3.3 MODELAGEM

A modelagem das estruturas foi feita utilizando o Software SAP 2000 v14. Para a modelagem de pilares e vigas foi utilizada a opção "Frame" na forma "Rectangular". No Software SAP 2000, esse elemento possui 6 graus de liberdade em cada nó, totalizando 12 graus de liberdade possíveis, já que tem-se dois nós no elemento, como mostrado na Figura 21. As variáveis u_1 , u_2 , e u_3 representam os deslocamentos e Θ_1 , Θ_2 e Θ_3 representam as rotações possíveis em x, y e z respectivamente.

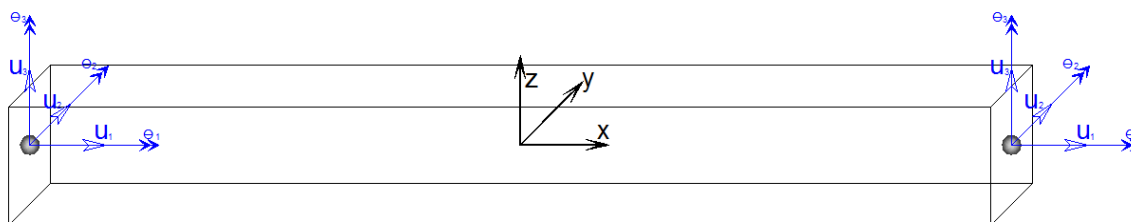


Figura 21 - Configuração do elemento "Frame" no software SAP 2000
Fonte: Aatoria Própria, 2012

Para a modelagem das lajes utilizou-se a opção "Shell-Thin" equivalente a uma casca fina. O elemento finito contém quatro nós, com nó possui 6 graus de liberdade por nó, totalizando 24 graus de liberdade no elemento.

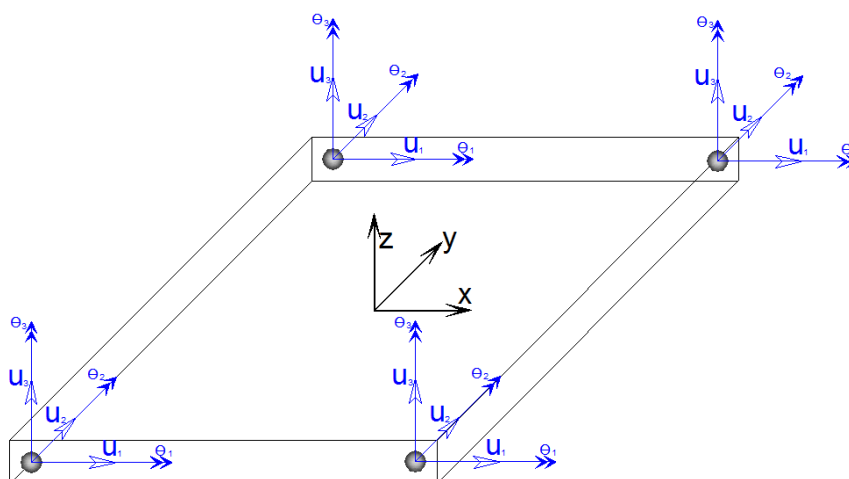


Figura 22 - Configuração do elemento "Shell-Thin" no software SAP 2000
Fonte: Aatoria Própria, 2012

3.3.1 Divisão em Elementos Finitos

Os elementos de área da estrutura, laje e paredes de cisalhamento, foram divididos em elementos finitos de 1m x 1m, como é apresentado na Figura 23. Cada pavimento da estrutura contava com 199 elementos finitos. Sendo assim, para o edifício de 20 pavimentos, totalizaram-se 3980 elementos finitos. Para o edifício de 35 pavimentos, foram modelados 6965 elementos e para o edifício de 50 pavimentos o número de elementos finitos atingiu 9950.

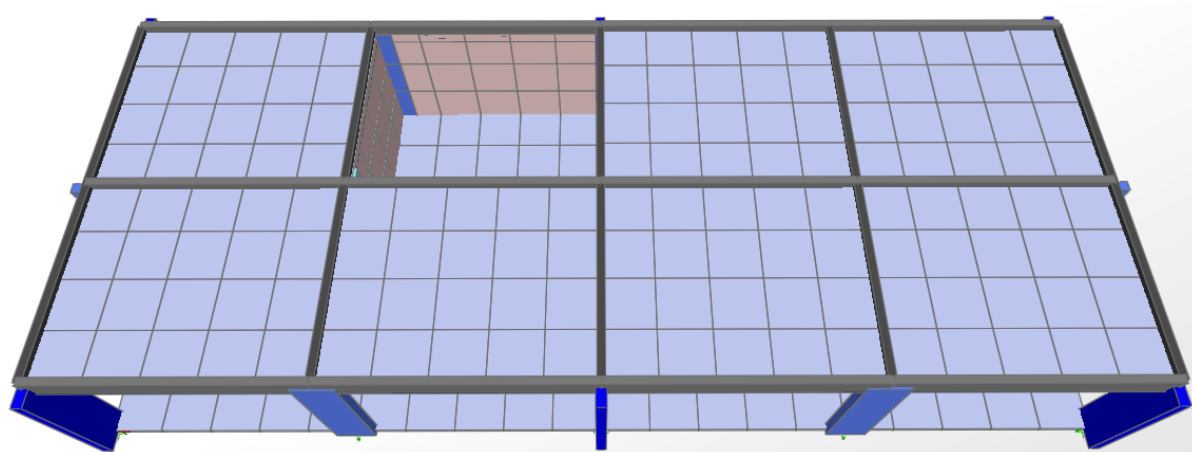


Figura 23 - Divisão dos elementos de área em Elementos Finitos
Fonte: Aatoria Própria, 2012

3.4 DADO DE ENTRADA: VALOR DA VELOCIDADE DE RAJADA DO VENTO

A rajada de vento ocorre quando há um aumento brusco e repentino da velocidade do vento em um curto espaço de tempo. Esse fenômeno acontece devido à turbulência do vento. A velocidade do vento é extremamente variável, fazendo com que a rajada de vento seja um dos fenômenos meteorológicos que causem mais destruição em edificações. (INMET, 2011).

Segundo o INPE (2011), os ventos mais fortes no Brasil são ocasionados por ciclone extratropical associado à frente fria. No dia sete de junho de 2011, foram registradas pelo INMET as maiores velocidades do ano até o momento deste trabalho. Na cidade de Urubuci, Santa Catarina, foi registrada uma velocidade de 109 km/h. No Rio Grande do Sul foram registradas nesse mesmo dia velocidades de até 88 km/h. No restante do Brasil, as rajadas mais fortes ficaram em torno de 65 km/h.

Para a análise deste trabalho, levar-se-á em conta situações críticas, que proporcionarão as maiores vibrações e deslocamentos nas estruturas. A análise será genérica quanto à localização das estruturas. Serão consideradas três velocidades de rajadas que poderão simular as movimentações de ar em qualquer lugar do planeta.

No início do século XIX, o britânico Francis Beaufort criou uma escala de intensidade do vento. A classificação inicia em zero, que designa a calmaria e chega até doze que corresponde ao furacão. Para criar a escala, Francis observou os efeitos do vento no mar, posteriormente, estendeu as conseqüências da velocidade do vento para a terra (Tabela 2). As velocidades escolhidas foram 25m/s, 35m/s e 45m/s, aproximadamente 90km/h, 125km/h e 160km/h caracterizando os ventos como: muito *duro* e *furacão*. Essas situações ocorrem em todo o planeta, inclusive no Brasil com a ocorrência de ciclones extratropicais (INPE, 2011).

Tabela 2 - Escala Beaufort de força dos ventos
ESCALA BEAUFORT DE FORÇA DOS VENTOS

Força	Designação	Velocidade (km/h)	Influência em Terra
0	Calmaria	0 a 1	A fumaça sobe verticalmente.
1	Bafagem	2 a 6	A direção da bafagem é indicada pela fumaça, mas a grimpá ainda não reage.
2	Aragem	7 a 12	Sente-se o vento no rosto, movem-se as folhas das árvores e a grimpá começa a funcionar.
3	Fraço	13 a 18	As folhas das árvores se agitam e as bandeiras se desfraldam.
4	Moderado	19 a 26	Poeira e pequenos papéis soltos são levantados. Movem-se os galhos das árvores.
5	Fresco	27 a 35	Movem-se as pequenas árvores.
6	Muito Fresco	36 a 44	Assobios na fiação aérea. Movem-se os maiores galhos das árvores. Guarda-chuva usado com dificuldade.
7	Forte	45 a 54	Movem-se as grandes árvores. É difícil andar contra o vento.
8	Muito Forte	55 a 65	Quebram-se os galhos das árvores. É difícil andar contra o vento.
9	Duro	66 a 77	Danos nas partes salientes das árvores. Impossível andar contra o vento.
10	Muito Duro	78 a 90	Arranca árvores e causa danos na estrutura dos prédios.
11	Tempestuoso	91 a 104	Muito raramente observado em terra.
12	Furacão	105 a ...	Grandes estragos.

Fonte: STORM PREDICTION CENTER, 2011

As velocidades iniciais para o efeito das rajadas de vento foram escolhidas levando em conta o mapa de isopleias apresentado pela NBR 6123, no qual a maior

velocidade do vento chega a 50 m/s. A velocidade predominante no estado do Paraná é de 45m/s, sendo esta escolhida como a máxima velocidade utilizada no estudo. As velocidades entre 25m/s e 35m/s são as mais frequentes no restante do mapa. Com estas três velocidades tem-se uma significativa amostragem das velocidades mais presentes no território nacional.

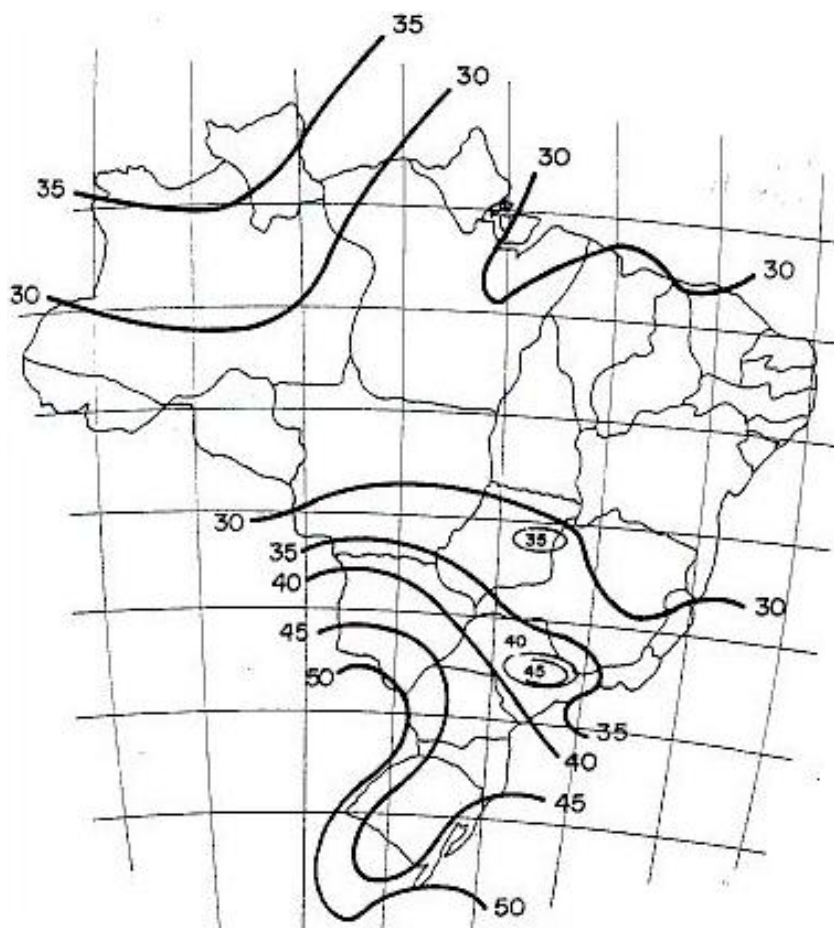


Figura 24 – Isopletas da velocidade básica V_0
Fonte: NBR 6123, 1988

3.5 CÁLCULO DO CONFORTO NA EDIFICAÇÃO

Para verificar se o edifício é confortável ao usuário, foi utilizado o método da aceleração máxima sugerido pela a NBR 6123 (1988).

Para avaliar o conforto do usuário do edifício, a NBR 6123 (1988) recomenda o cálculo, por meio da equação (48) da aceleração causada pelo carregamento flutuante atuante na estrutura. Na qual f representa a frequência natural da estrutura e u o deslocamento no nível z .

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (48)$$

De acordo com a NBR 6123 o limite para o conforto humano na edificação a aceleração não deve exceder $0,1\text{m/s}^2$.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Modos de Vibração e Frequências Naturais

4.1.1 Edifício com 20 pavimentos

Para o edifício de vinte pavimentos foi calculado o período e a frequência natural da estrutura. Obteve-se $T_1=2,45\text{s}$ e $f_1=0,40\text{ Hz}$ através do *software* SAP 2000 e $T_1=3,72\text{s}$ e $f_1=0,26\text{ Hz}$ através do cálculo indicado pela NBR 6123. Assim constata-se uma diferença de aproximadamente 30% entre os resultados encontrados para a frequência natural da estrutura.

No 1º modo de vibração da estrutura, predominou-se a torção. Já no 2º e 3º modo vê-se flexão e torção em proporções semelhantes. No 4º. Modo de Vibração percebe-se o predomínio da torção. No quinto modo de vibração a flexão predomina a forma de deformação na estrutura.

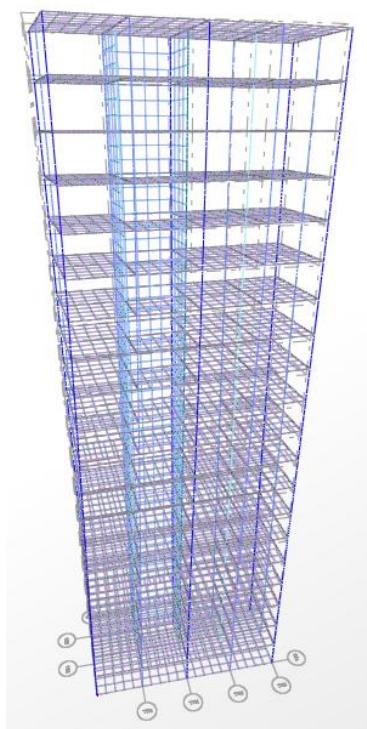


Figura 25 – 1º. Modo de Vibração - Edifício com 20 pavimentos. $T=2,49s$; $f=0,40Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

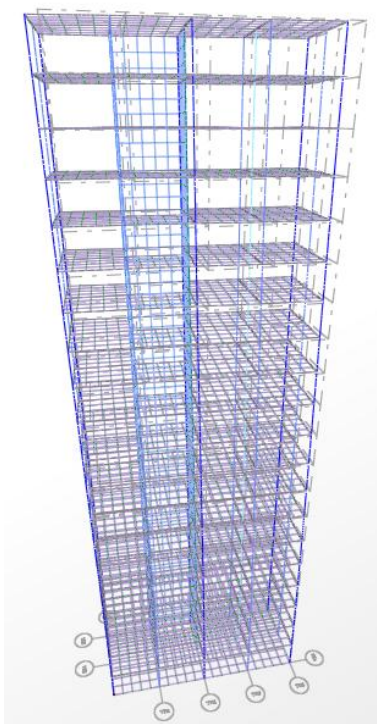


Figura 26 – 2º. Modo de Vibração - Edifício com 20 pavimentos. $T=1,90s$; $f=0,52Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

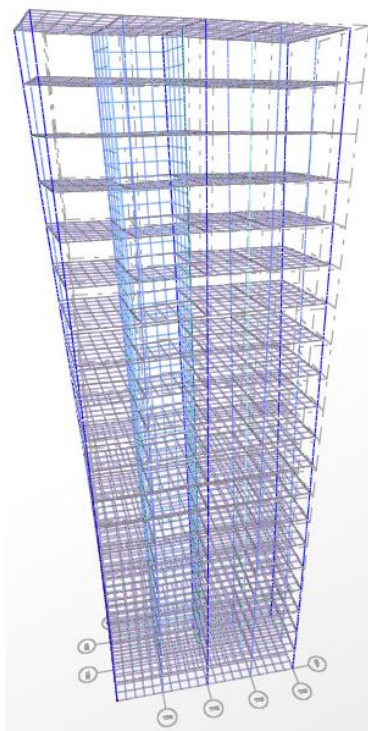


Figura 27 – 3º. Modo de Vibração - Edifício com 20 pavimentos. $T=1,15s$; $f=0,86Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

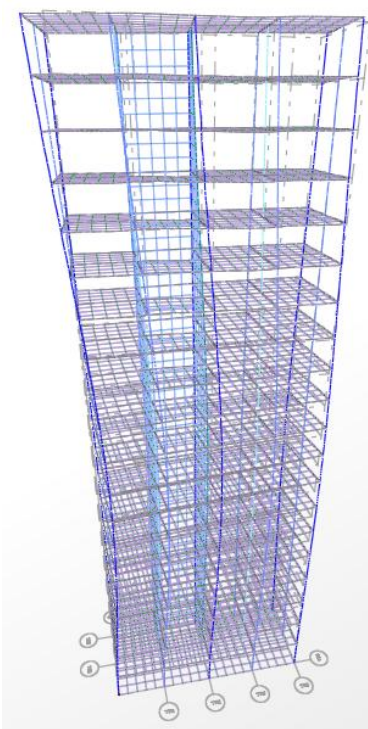


Figura 28 – 4º. Modo de Vibração - Edifício com 20 pavimentos. $T=0,74s$; $f=1,34Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

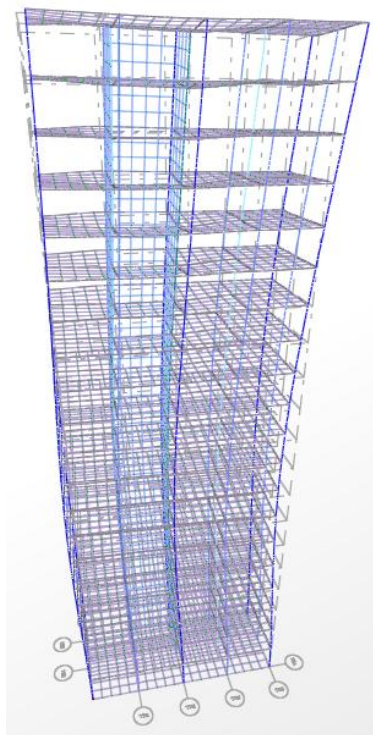


Figura 29 – 5º. Modo de Vibração - Edifício com 20 pavimentos. $T=0,41s$; $f=2,42Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

4.1.2 Edifício com 35 pavimentos

Para o edifício de trinta e cinco pavimentos foi calculado a frequência natural da estrutura. Obteve-se $T_1=5,13s$ e $f_1=0,19$ Hz através do *software* SAP 2000 e $T_1=6,51s$ e $f_1=0,15$ Hz através do cálculo indicado pela NBR 6123. Assim constata-se uma diferença de aproximadamente 20% entre os resultados encontrados para a frequência natural da estrutura.

Assim como para o edifício de 20 pavimentos a torção foi predominante nos três primeiros modos de vibração da estrutura. No quarto modo de vibração percebe-se torção e flexão em grande escala e no quinto modo de vibração há predominância da flexão na forma de deformação na estrutura.

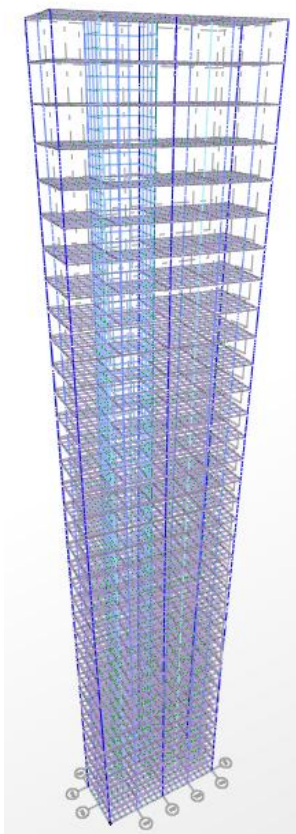


Figura 30 – 1º. Modo de Vibração - Edifício com 35 pavimentos. $T=5,13s$; $f=0,19Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

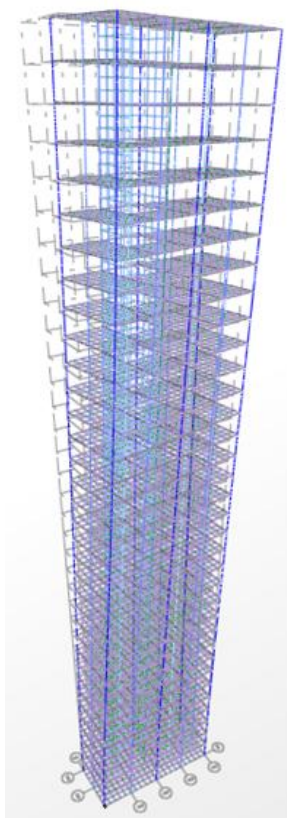


Figura 31 – 2º. Modo de Vibração - Edifício com 35 pavimentos. $T=4,34s$; $f=0,23Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

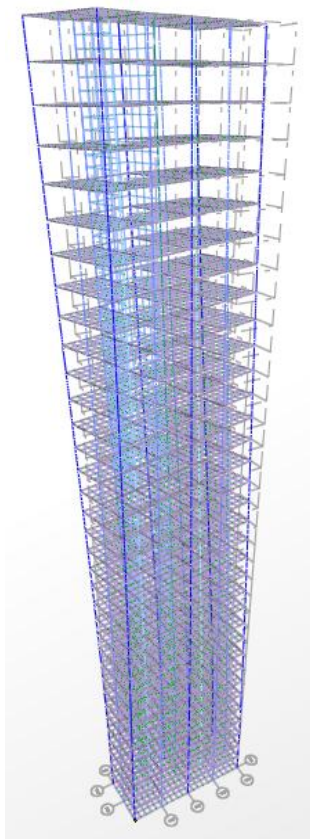


Figura 32 – 3º. Modo de Vibração - Edifício com 35 pavimentos. $T=2,61s$; $f=0,38Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

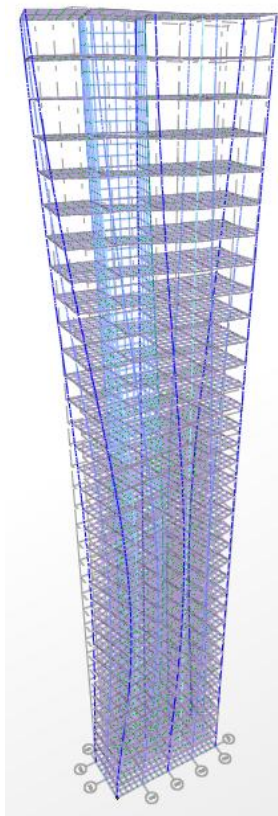


Figura 33 – 4º. Modo de Vibração - Edifício com 35 pavimentos. $T=1,47s$; $f=0,67Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

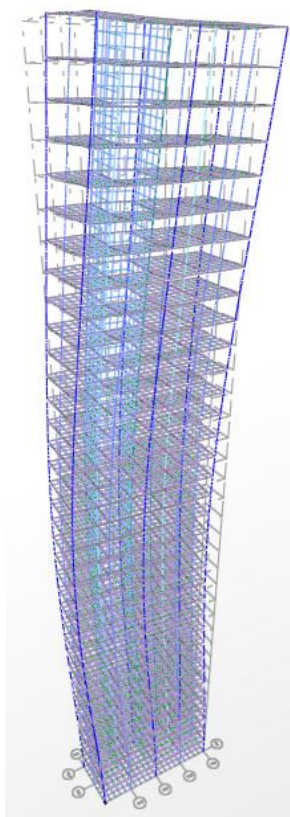


Figura 34 – 5º. Modo de Vibração - Edifício com 35 pavimentos. $T=1,04s$; $f=0,95Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

4.1.3 Edifício com 50 pavimentos

Para o edifício de trinta e cinco pavimentos foi calculado a frequência natural da estrutura. Obteve-se $T_1=9,12s$ e $f_1=0,109$ Hz através do *software* SAP 2000 e $T_1=9,30s$ e $f_1=0,107$ Hz através do cálculo indicado pela NBR 6123. Assim constata-se uma diferença de aproximadamente 2% entre os resultados encontrados para a frequência natural da estrutura.

No 1º, 2º e 3º modo de vibração da estrutura, predominou-se a torção. No 4º. Modo de Vibração percebe-se torção e flexão em grande escala. Já no 5º modo de vibração a estrutura é deformada predominantemente pela flexão.

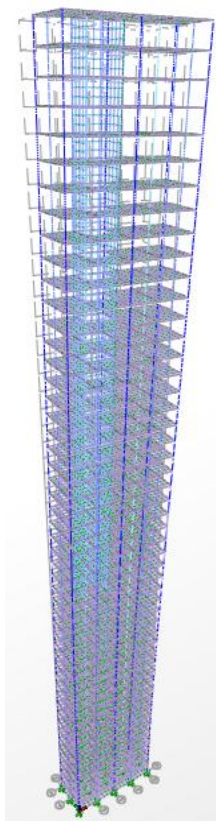


Figura 35 – 1º. Modo de Vibração - Edifício com 50 pavimentos. $T=9,12s$; $f=0,109Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012

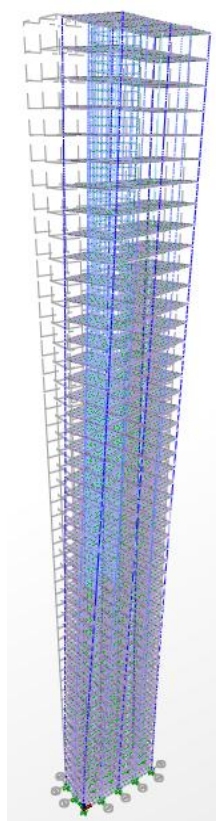
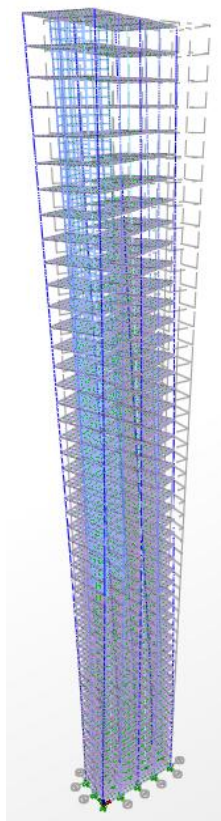
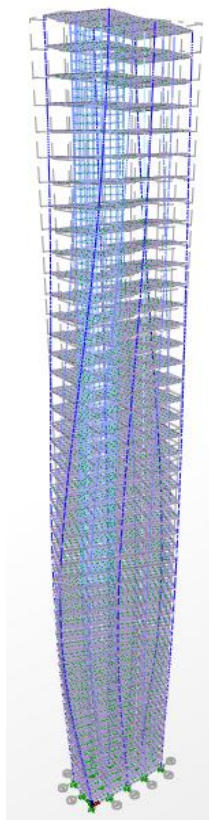


Figura 36 – 2º. Modo de Vibração - Edifício com 50 pavimentos. $T=6,93s$; $f=0,14Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012



**Figura 37 – 3º. Modo de Vibração – Edifício com 50 pavimentos. $T=4,42s$; $f=0,22Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012**



**Figura 38 – 4º. Modo de Vibração – Edifício com 50 pavimentos. $T=2,26s$; $f=0,44Hz$
Fonte: Autoria Própria, 2012**

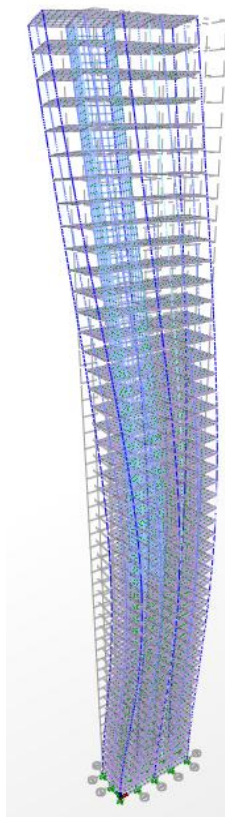


Figura 39 – 5º. Modo de Vibração – Edifício com 50 pavimentos. $T=1,85s$; $f=0,53Hz$
Fonte: Aatoria Própria, 2012

4.2 CARREGAMENTOS

4.2.1 Edifício com 20 Pavimentos

Para o edifício com 20 andares, a maior diferença entre a pressão estática calculada e a pressão devido a resposta dinâmica por meio do método simplificado, ocorreu com a utilização da frequência fornecida pelo *software* SAP 2000 quando analisada a velocidade inicial de 25m/s para a rajada de vento. Por meio do método simplificado a pressão do vento alcançou 339,22 N/m², enquanto o cálculo estático chegou a 324,28 N/m², no topo da edificação, resultando em uma amplificação de 1,04.

Quando o dado de entrada é a velocidade de 35m/s, a maior disparidade entre o cálculo estático e o método simplificado é com a utilização da frequência

natural calculada por meio da NBR 6123 (1988). Resultou-se em um fator de amplificação de 1,06.

Para a velocidade de 45m/s, assim como a velocidade de 35m/s, a maior diferença obteve-se com a pressão calculada com a frequência natural da estrutura calculada por meio da NBR 6123 (1988). A relação de amplificação ficou em 1,09.

Os valores encontrados para o coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , que leva em conta a frequência natural da estrutura, para as três velocidades de entrada, foram maiores quando utilizada a frequência calculada pela NBR 6123 (1988) do que os valores encontrados para as frequências geradas pelo software SAP 2000, como é mostrado na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores de Coeficiente de Amplificação Dinâmica para Edifício com 20 Pavimentos

V_o (m.s)	h (m)	ξ (NBR)	ξ (p/ SAP)
25	60	1,75	1,60
35	60	1,80	1,65
45	60	1,90	1,70

Fonte: Autoria Própria

No Gráfico 2 descreve-se os perfis de pressão do vento calculados em relação a altura da edificação. Tem-se o perfil do método estático, perfil do método simplificado com a utilização da frequência natural calculada através da NBR6123 (1988) e perfil do método simplificado com a utilização da frequência natural calculada através do *software* SAP 2000. A diferença entre as duas pressões calculadas pelo método simplificado chegou a 5%, para a velocidade de 25m/s, 35m/s e 6,5% para a velocidade de 45m/s.

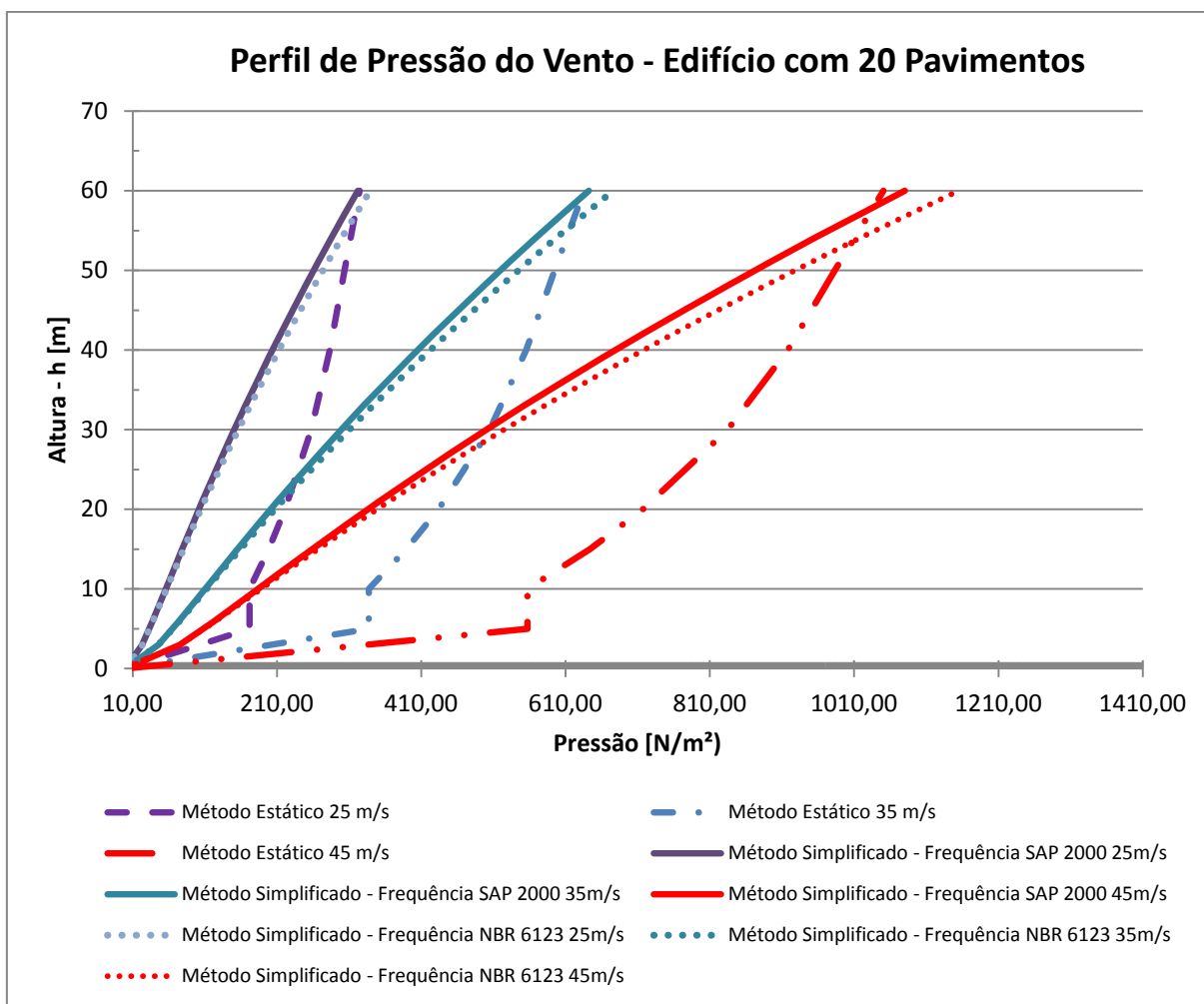


Gráfico 2 - Perfil de Pressão do Vento em relação à altura da edificação - Edifício com 20 Pavimentos
Fonte: Autorial Própria, 2012

O intervalo adotado para a função foi de 0 a 3s. Para a velocidade inicial de 25m/s, o carregamento máximo foi de 0,36 kN/m. Já para a velocidade inicial de 35 m/s, o valor máximo registrado para o carregamento foi de 0,72 kN/m. Apesar da relação entre as velocidades iniciais serem de 1,4, para o resultado do carregamento obtém-se uma relação 2. Para a maior velocidade, 45m/s, o valor máximo de carregamento foi de 1,20 kN/m. No Gráfico 3, vê-se o perfil da rajada utilizado para a simulação para as três velocidades iniciais.

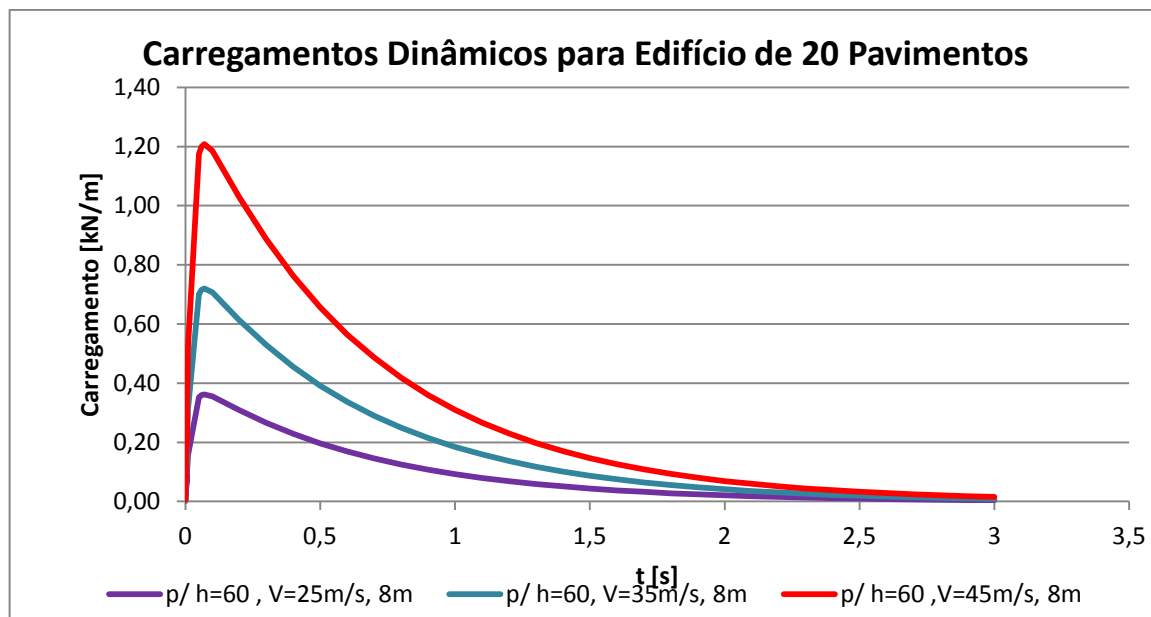


Gráfico 3 - Carregamento Dinâmico para edifícios de 20 Pavimentos - Incidente na face de 8m
 Fonte: Aatoria Própria, 2012

Quando o carregamento incide na maior face da estrutura, 20 m, o carregamento devido a velocidade de 25 m/s atingiu o valor de 0,94 kN/m. Para a velocidade inicial de 35 m/s, o máximo valor do carregamento foi de 1,80 kN/m. Para o maior velocidade inicial, encontrou-se um carregamento máximo de 3,02 kN/m. No Gráfico 4, vê-se o perfil da rajada utilizado para a simulação para as três velocidades iniciais.

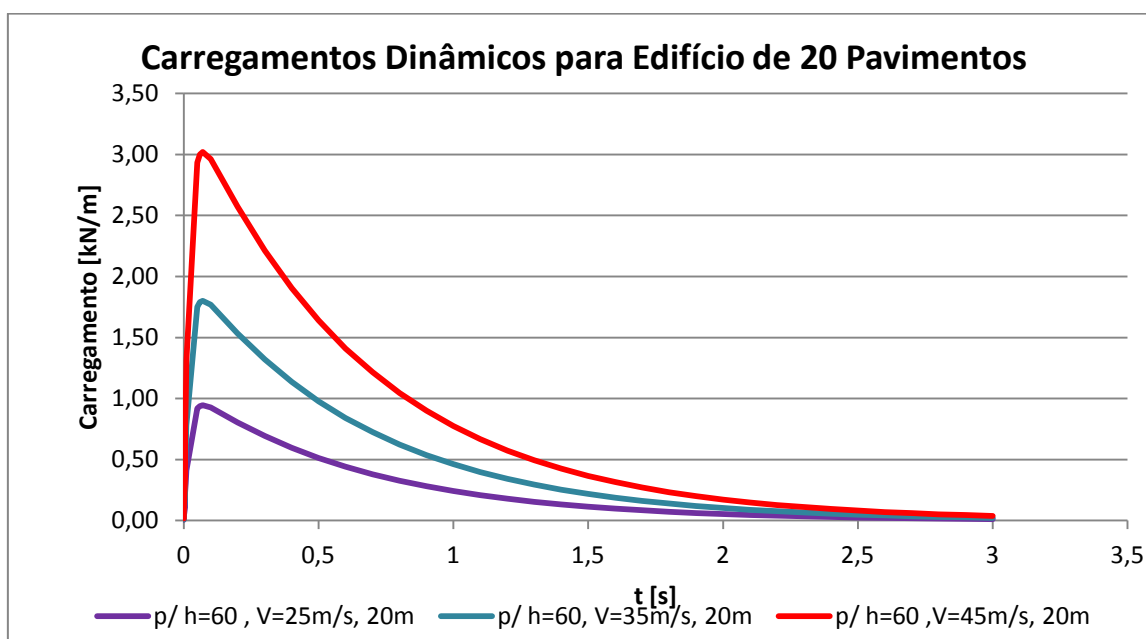


Gráfico 4 - Carregamento Dinâmico para edifícios de 20 Pavimentos - Incidente na face de 20m
 Fonte: Aatoria Própria, 2012

4.2.2 Edifício com 35 Pavimentos

Para o edifício com 35 andares, a maior diferença entre a pressão estática calculada e a pressão devido a resposta dinâmica por meio do método simplificado, ocorreu com a utilização da frequência fornecida pela NBR 6123 (1988) quando analisada a velocidade inicial de 25m/s para a rajada de vento. Enquanto cálculo estático chegou a 390,83 N/m² para o valor da pressão exercida na altura de 105m, o valor obtido com o método simplificado a pressão do vento atingiu 434,69 N/m², resultou-se então em uma razão de 1,11.

Assim como para a velocidade inicial de 25m/s, quando o dado de entrada é a velocidade de 35m/s, a maior disparidade entre o cálculo estático e o método simplificado é com a utilização da frequência natural calculada por meio da NBR 6123 (1988). A razão entre as duas pressões foi também de 1,11.

O valor encontrado para o coeficiente de amplificação dinâmica para a velocidade inicial de 45m/s foi o mesmo para as frequências encontradas tanto pelo software SAP 2000 quanto pela NBR 6128. Assim o resultado para a pressão encontrada foi o mesmo para os dois modos do método simplificado calculado. A razão foi de 1,19.

Os valores encontrados para o coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , que leva em conta a frequência natural da estrutura, para as velocidades de entrada 25m/s e 35m/s, foram maiores quando utilizada a frequência calculada pela NBR 6123 (1988) do que os valores encontrados para as frequências geradas pelo software SAP 2000. Já o coeficiente encontrado para o dado de entrada de 45m/s para a rajada de vento, foi o mesmo para as duas frequências, como é mostrado na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores de Coeficiente de Amplificação Dinâmica para Edifício com 35 Pavimentos

V_o (m.s)	h (m)	ξ (NBR)	ξ (p/ SAP)
25	105	1,75	1,70
35	105	1,85	1,75
45	105	2,00	2,00

Fonte: Autoria Própria, 2012

No Gráfico 5 descreve-se os perfis de pressão do vento calculados em relação a altura da edificação. A diferença entre as duas pressões calculadas pelo

método simplificado chegou a 1,5%, para a velocidade de 25m/s, 3% para a velocidade de 35m/s.

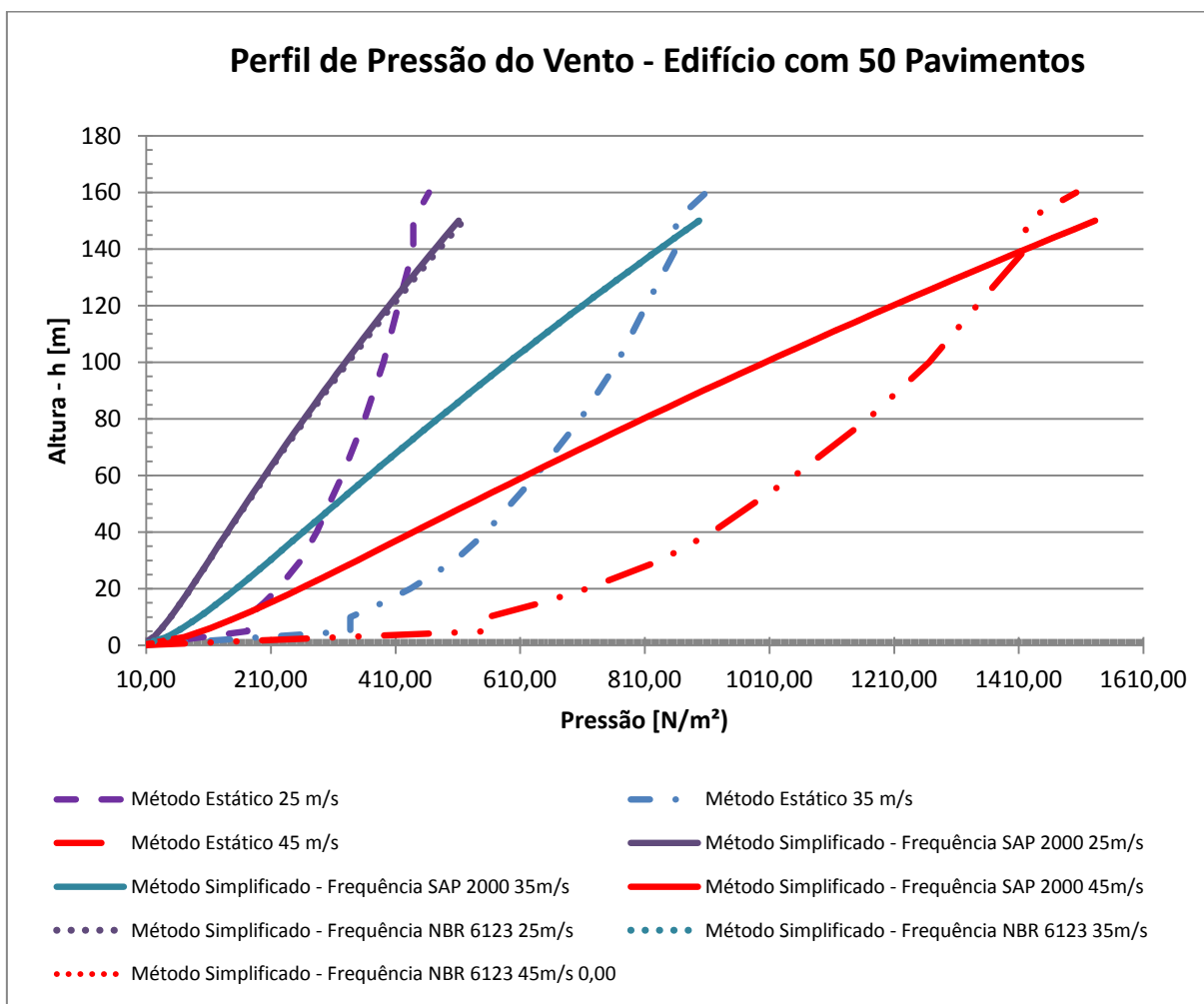


Gráfico 5 - Perfil de Pressão do Vento em relação à altura da edificação - Edifício com 35 Pavimentos

Fonte: Autoria Própria, 2012

O valor de pico da função do carregamento se deu aos 0,7 s. Quando o carregamento incide na menor face da estrutura, a velocidade inicial de 25m/s, gerou um carregamento máximo foi de 0,48 kN/m. Já para a velocidade inicial de 35 m/s, o valor máximo registrado para o carregamento foi de 0,96 kN/m. Apesar da relação entre as velocidades iniciais serem de 1,4, para o resultado do carregamento obtido tem-se uma relação 2. Para a maior velocidade, 45m/s, o valor máximo de carregamento foi de 1,69 kN/m. No Gráfico 6, vê-se o perfil da rajada utilizado para a simulação para as três velocidades iniciais.

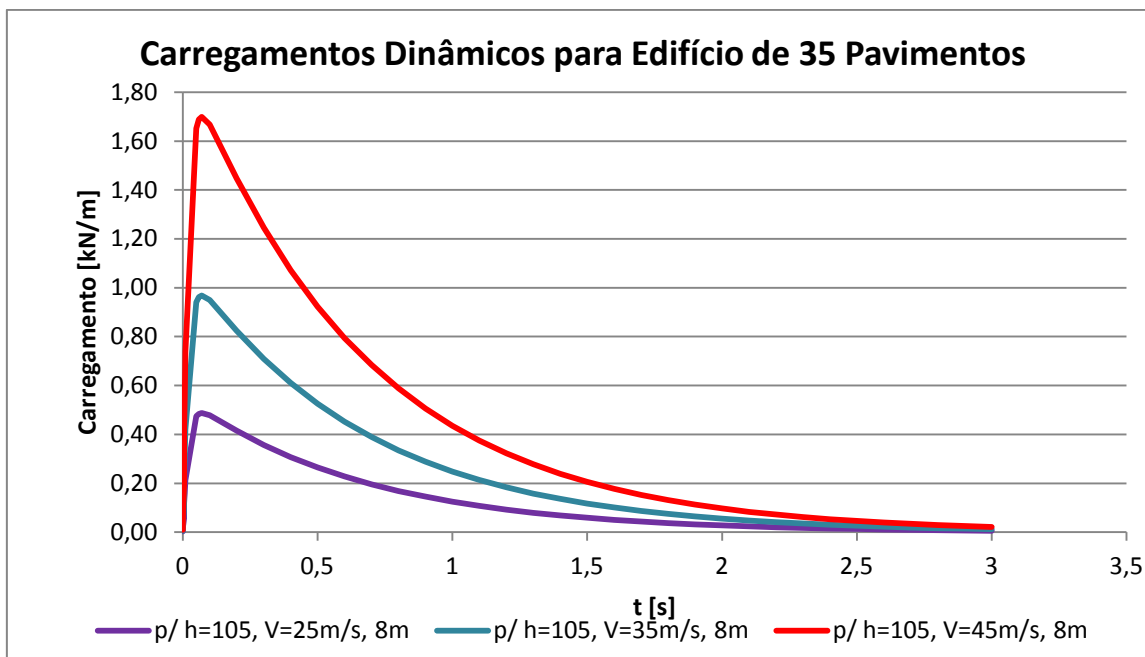


Gráfico 6 - Carregamento Dinâmico para edifícios de 35 Pavimentos – Incidente na face de 8m
 Fonte: Aatoria Própria, 2012

Quando o carregamento incide na maior face da estrutura, 20 m, o carregamento devido a velocidade de 25 m/s atingiu o valor de 1,23 kN/m. Para a velocidade inicial de 35 m/s, o máximo valor do carregamento foi de 2,41 kN/m. Para o maior velocidade inicial, encontrou-se um carregamento máximo de 4,24 kN/m. No Gráfico 7, vê-se o perfil da rajada utilizado para a simulação para as três velocidades Iniciais.

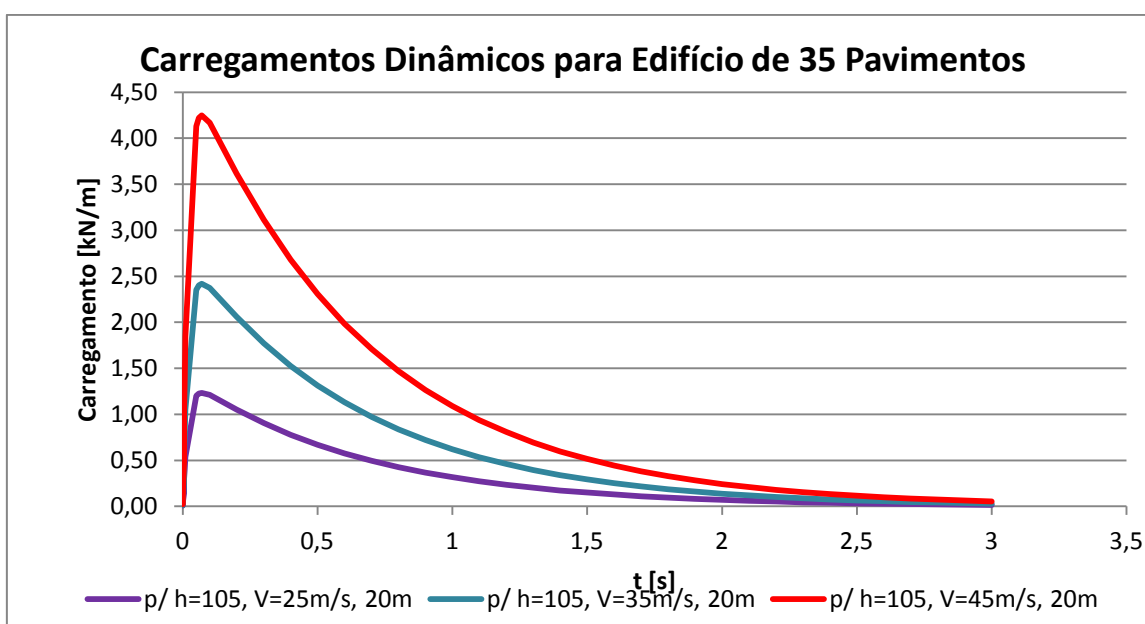


Gráfico 7 - Carregamento Dinâmico para edifícios de 35 Pavimentos – Incidente na face de 20m
 Fonte: Aatoria Própria, 2012

4.2.3 Edifício com 50 Pavimentos

Para o edifício com 50 andares quando analisada a velocidade inicial de 25m/s para a rajada de vento, os resultados obtidos com a utilização da frequência calculada por meio da NBR 6123 (1988) foram maiores que a pressão resultante com a utilização da frequência calculada pelo software SAP 2000. O valor resultante com o método simplificado a pressão do vento atingiu 518,09 N/m² no topo da edificação, o cálculo estático alcançou a 480,59 N/m², isso resulta em uma razão de 1,08.

Assim como para a velocidade inicial de 25m/s, o coeficiente de amplificação dinâmica para este caso também foi o mesmo para as duas frequências. Sendo assim. O relação entre a pressão estática e a pressão relativa a resposta dinâmica foi de 1,04.

O valor encontrado para o coeficiente de amplificação dinâmica para a velocidade inicial de 45m/s foi o mesmo para as frequências encontradas tanto pelo software SAP 2000 quanto pela NBR 6128. Assim o resultado para a pressão encontrada foi o mesmo para os dois modos do método simplificado calculado. A relação encontrada foi de 1,08.

Os valores encontrados para o coeficiente de amplificação dinâmica, ξ , que leva em conta a frequência natural da estrutura, para a velocidade de entrada de 25m/s, foi maior quando utilizada a frequência calculada pela NBR 6123 (1988) do que os valores encontrados para as frequências geradas pelo software SAP 2000. Já o coeficiente encontrado para o dado de entrada de 35m/s e 45m/s para a rajada de vento, foi o mesmo para as duas frequências, como é mostrado na Tabela 5.

Tabela 5 - Valores de Coeficiente de Amplificação Dinâmica para Edifício com 50 Pavimentos

V_o (m.s)	h (m)	ξ (NBR)	ξ (p/ SAP)
25	150	1,80	1,75
35	150	1,40	1,40
45	150	1,50	1,50

Fonte: Aatoria Própria, 2012

No Gráfico 8 descreve-se os perfis de pressão do vento calculados em relação à altura da edificação. A diferença entre as duas pressões calculadas pelo método simplificado chegou a 1,5%, para a velocidade de 25m/s.

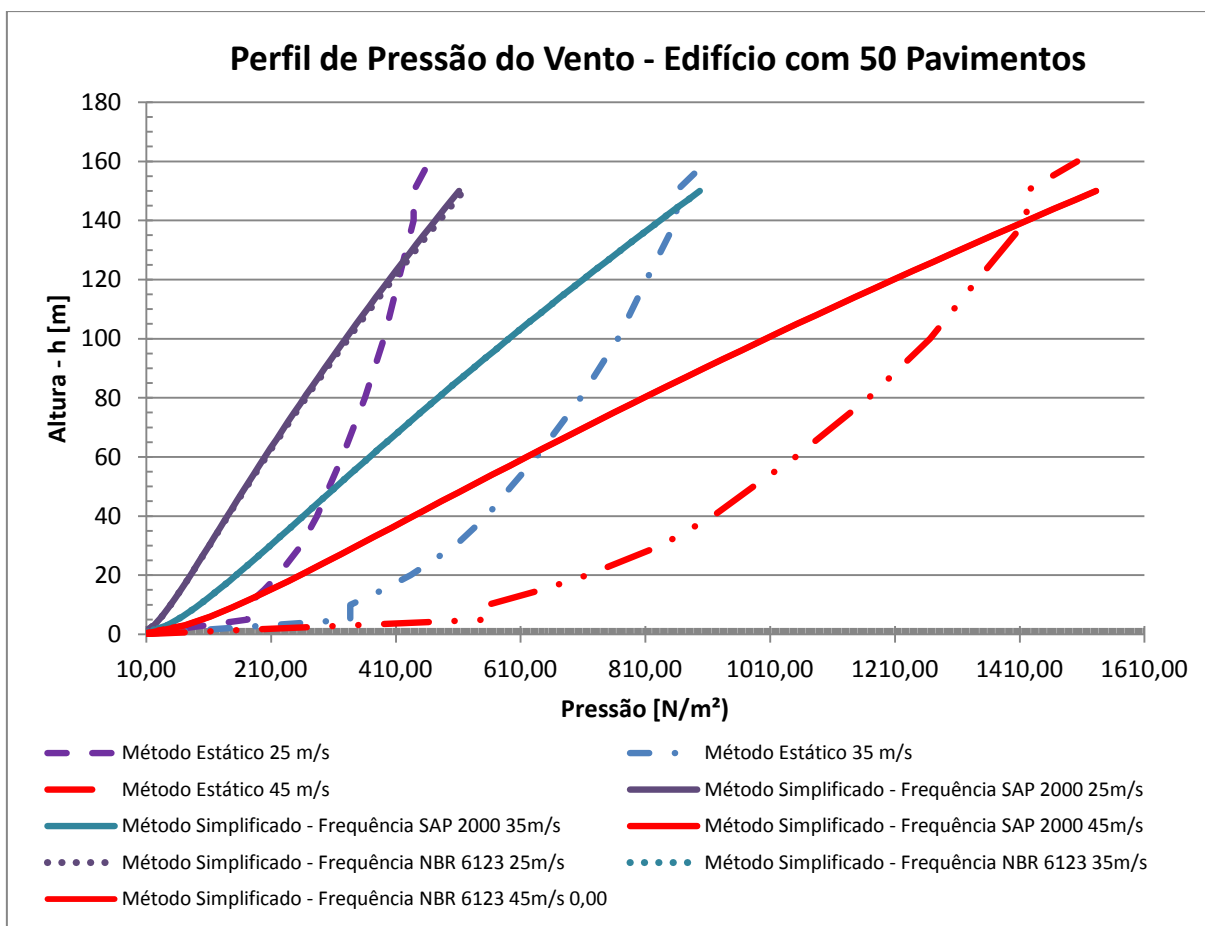


Gráfico 8 - Perfil de Pressão do Vento em relação à altura da edificação - Edifício com 50 Pavimentos

Fonte: Autoria Própria, 2012

O valor de pico da função do carregamento se deu aos 0,7 s. Para a velocidade inicial de 25m/s, o carregamento máximo foi de 0,58 kN/m. Já para a velocidade inicial de 35 m/s, o valor máximo registrado para o carregamento foi de 1,05 kN/m. Apesar da relação entre as velocidades iniciais serem de 1,4, para o resultado do carregamento obtido chega-se a uma relação de 2. Para a maior velocidade, 45m/s, o valor máximo de carregamento foi de 1,79 kN/m. No Gráfico 9, vê-se o perfil da rajada utilizado para a simulação para as três velocidades iniciais.

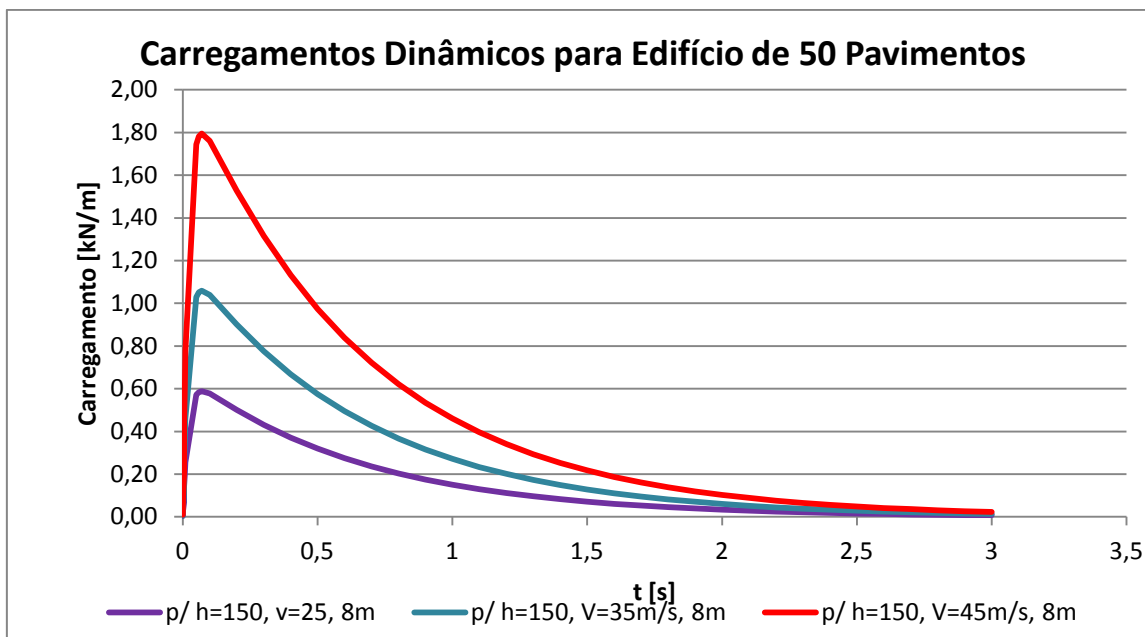


Gráfico 9 - Carregamento Dinâmico para edifícios de 50 Pavimentos – Incidente na face de 8m
 Fonte: Autorial Própria, 2012

Quando o carregamento incide na maior face da estrutura, 20 m, o carregamento devido a velocidade de 25 m/s atingiu o valor de 1,48 kN/m. Para a velocidade inicial de 35 m/s, o máximo valor do carregamento foi de 2,64 kN/m. Para o maior velocidade inicial, encontrou-se um carregamento máximo de 4,48 kN/m. No Gráfico 10, vê-se o perfil da rajada utilizado para a simulação para as três velocidades iniciais.

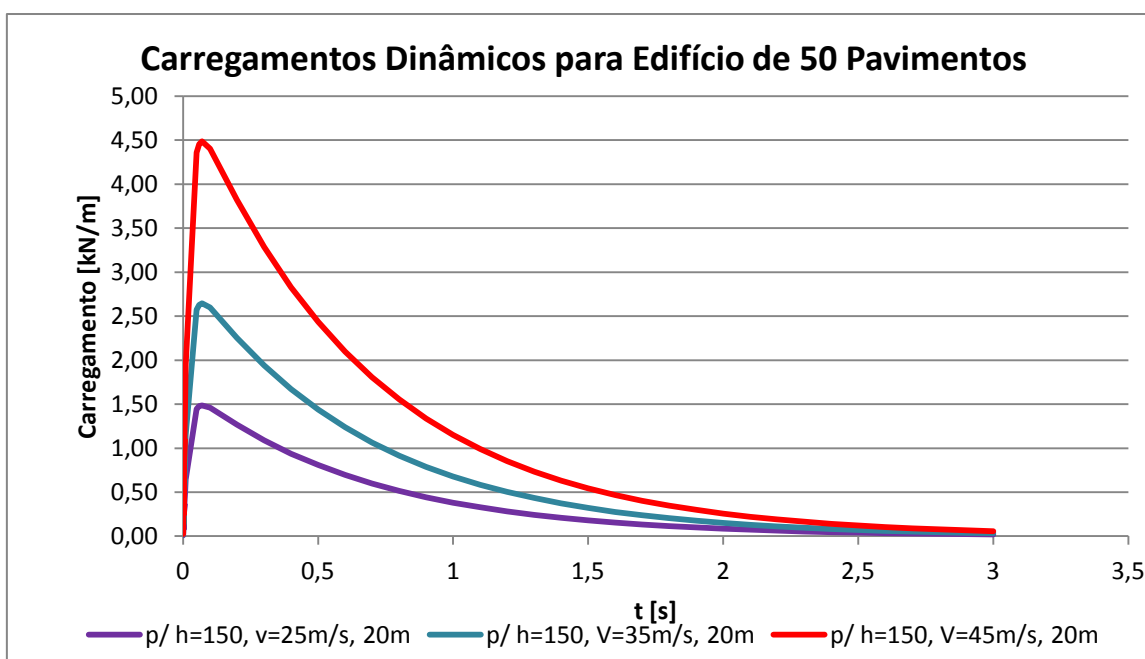


Gráfico 10 - Carregamento Dinâmico para edifícios de 50 Pavimentos – Incidente na face de 20m
 Fonte: Autorial Própria, 2012

4.3 DESLOCAMENTOS

Analisando os deslocamentos máximos resultantes no topo da edificação pelo Método Estático da NBR 6123 (1988) para o edifício de 20 pavimentos, constata-se que o maior deslocamento sofrido é no sentido do eixo y, quando aplicada uma carga que teve como velocidade inicial do vento de 45m/s e foi aplicada na face de 20m da estrutura. Os dados obtidos para os deslocamentos máximos sofridos pela Edificação pelo Método Estático estão apresentados na Tabela 6. O deslocamento máximo foi de 0,204m, corresponde a 0,35% da altura da estrutura. O maior deslocamento resultante da aplicação da carga na face de 8m foi de 0,065m, ou seja, apresenta um deslocamento de 0,1% da altura. O valor do máximo deslocamento resultante da aplicação na face de 20m corresponde a aproximadamente três vezes o valor máximo do carregamento quando aplicado o carregamento na face de 8m.

Para o edifício de 35 pavimentos o maior deslocamento também foi verificado para a velocidade inicial de rajada de 45m/s. Quando aplicado o carregamento na face de 8m, o deslocamento máximo, 0,285m representou 0,27% da altura da estrutura, ou seja, 1,7 pontos percentuais a mais que para a altura de 20 pavimentos. Para a aplicação do carregamento na face de 20m, o deslocamento máximo, 1,48m, representou 1,4% da altura da estrutura.

No edifício de 50 pavimentos o maior deslocamento aplicado na face de 8m corresponde a 0,48% da altura do edifício. Constata-se que quanto maior a estrutura, tanto é maior o deslocamento relativo quanto o deslocamento absoluto sofrido no topo da edificação.

Tabela 6 - Descrição dos deslocamentos máximos sofridos pela Edificação referente às três alturas modeladas e às três velocidades iniciais de rajada pelo Método Estático
Deslocamentos para o Método Estático

Edifício de 20 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Deslocamento máximo x(m)– u1	0,030	0,042	0,058	0,004	0,010	0,043
Deslocamento máximo y(m)– u2	0,049	0,056	0,065	0,074	0,135	

Edifício de 35 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Deslocamento máximo x(m)– u1	0,125	0,186	0,267	0,023	0,056	0,130
Deslocamento máximo y(m)– u2	0,224	0,250	0,285	0,531	0,941	1,481

Edifício de 50 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u1	0,336	0,515	0,754	0,048	0,176	0,038
Delocamento máximo y (m) – u2	0,593	0,651	0,726	1,912	3,382	5,340

Fonte: Autoria Própria, 2012

Os dados obtidos para os deslocamentos máximos sofridos pela Edificação pelo Método Simplificado utilizando a frequência do programa SAP estão apresentados na Tabela 7. Analisando os deslocamentos máximos resultantes no topo da edificação pelo Método Simplificado da NBR 6123 (1988), utilizando a frequência natural da estrutura calculado pelo *software* SAP 2000, o maior deslocamento sofrido no edifício de 20 pavimentos foi no sentido do eixo y, quando aplicada uma carga na face de 20m que teve como velocidade inicial do vento de 45m/s. O deslocamento máximo foi de 0,176m, corresponde a 0,29% da altura da estrutura. Já com o carregamento aplicado na face de 8m, o maior deslocamento resultante foi de 0,06m, ou seja, apresenta um deslocamento de 0,1% da altura.

Para o edifício de 35 pavimentos o maior deslocamento também foi verificado para a velocidade inicial de rajada de 45m/s. Para a aplicação do carregamento na face de 20m, o deslocamento máximo, 1,36m, representou 1,3% da altura da estrutura. Para o carregamento aplicado na face de 8m, o deslocamento máximo, 0,275m representou 0,26% da altura da estrutura.

No edifício de 50 pavimentos o maior deslocamento aplicado na face de 8m corresponde a 0,46% da altura do edifício. Já o maior deslocamento aplicado na face de 20m, corresponde a 3% da altura da edificação.

Tabela 7 - Descrição dos deslocamentos máximos sofridos pela Edificação referente às três alturas modeladas e às três velocidades iniciais de rajada pelo Método Simplificado (Frequência SAP)

Deslocamentos para o Método Simplificado - Frequência SAP						
Edifício de 20 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u_1	0,027	0,036	0,050	0,006	0,004	0,018
Delocamento máximo y (m) – u_2	0,047	0,053	0,060	0,064	0,109	0,176
Edifício de 35 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u_1	0,114	0,166	0,246	0,025	0,036	0,108
Delocamento máximo y (m) – u_2	0,218	0,250	0,275	0,465	0,816	1,360
Edifício de 50 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u_1	0,314	0,442	0,646	0,053	0,111	0,028
Delocamento máximo y (m) – u_2	0,587	0,626	0,689	1,754	2,821	4,526

Fonte: Autoria Própria, 2012

Os dados obtidos para os deslocamentos máximos sofridos pela Edificação pelo Método Simplificado utilizando a frequência da NBR 6123 (1988) estão apresentados na Tabela 8. Analisando os deslocamentos máximos resultantes no topo da edificação pelo Método Simplificado da NBR 6123 (1988), utilizando a frequência natural da estrutura calculado pela equação fornecida pela NBR 6123 (1988), o deslocamento máximo sofrido pela estrutura foi de 0,186m no eixo y, quando aplicado o carregamento na face de 20m a uma velocidade inicial de rajada do vento de 45m/s. Esse deslocamento corresponde a 0,31% da altura da estrutura. Já com o carregamento aplicado na face de 8m, o maior deslocamento resultante foi de 0,061m, ou seja, apresenta um deslocamento de 0,1% da altura.

Para o edifício de 35 pavimentos o maior deslocamento também foi verificado para a velocidade inicial de rajada de 45m/s. Para a aplicação do carregamento na face de 20m, o deslocamento máximo, 1,36m, representou 1,3% da altura da estrutura. Para o carregamento aplicado na face de 8m, o deslocamento máximo, 0,275m representou 0,26% da altura da estrutura. No edifício de 50 pavimentos o maior deslocamento aplicado na face de 8m corresponde a 0,46% da altura do edifício. Já o maior deslocamento aplicado na face de 20m, corresponde a 3% da altura da edificação. Esses deslocamentos máximos foram iguais aos resultantes da aplicação da carga que levou em conta no cálculo a frequência natural calculada pelo SAP 2000, visto que os coeficientes de amplificação dinâmica encontrados foram os mesmos.

Tabela 8 - Descrição dos deslocamentos máximos sofridos pela Edificação referente às três alturas modeladas e às três velocidades iniciais de rajada pelo Método Simplificado (Frequência NBR)

Deslocamentos para o Método Simplificado - Frequência NBR

Edifício de 20 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u_1	0,028	0,038	0,052	0,006	0,005	0,019
Delocamento máximo y (m) – u_2	0,047	0,053	0,061	0,065	0,114	0,186
Edifício de 35 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u_1	0,114	0,169	0,246	0,024	0,039	0,108
Delocamento máximo y (m) – u_2	0,219	0,242	0,275	0,471	0,8369	1,360
Edifício de 50 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u_1	0,316	0,442	0,646	0,053	0,111	0,280
Delocamento máximo y (m) – u_2	0,588	0,626	0,689	1,772	2,821	4,526

Fonte: Autoria Própria, 2012

Os dados obtidos para os deslocamentos máximos sofridos pela Edificação pela Análise Dinâmica estão apresentados na Tabela 9. Analisando os deslocamentos máximos resultantes no topo da edificação pela Análise Dinâmica, o

deslocamento máximo sofrido pela estrutura foi de 0,108m no eixo y, quando aplicado o carregamento na face de 20m a uma velocidade inicial de rajada do vento de 45m/s. Esse deslocamento corresponde a 0,18% da altura da estrutura. Já com o carregamento aplicado na face de 8m, o maior deslocamento resultante foi de 0,058m, ou seja, apresenta um deslocamento de aproximadamente 0,1% da altura.

Para o edifício de 35 pavimentos o maior deslocamento também foi verificado para a velocidade inicial de rajada de 45m/s. Para a aplicação do carregamento na face de 20m, o deslocamento máximo, 0,353m, representando 0,58% da altura da estrutura. Para o carregamento aplicado na face de 8m, o deslocamento máximo, 0,252m representou 0,42% da altura da estrutura. No edifício de 50 pavimentos o maior deslocamento aplicado na face de 8m corresponde a 0,39% da altura do edifício. O maior deslocamento aplicado na face de 20m corresponde a apenas 0,41% da altura da edificação.

Tabela 9 - Descrição dos deslocamentos máximos sofridos pela Edificação referente às três alturas modeladas e às três velocidades iniciais de rajada pela Análise Dinâmica (Frequência NBR)

Deslocamentos Análise Dinâmica - Frequência SAP						
Edifício de 20 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u₁	0,023	0,028	0,035	0,028	0,040	0,056
Delocamento máximo y (m) – u₂	0,047	0,051	0,058	0,057	0,073	0,108
Edifício de 35 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u₁	0,083	0,105	0,139	0,086	0,113	0,154
Delocamento máximo y (m) – u₂	0,212	0,227	0,252	0,188	0,193	0,353
Edifício de 50 Pavimentos						
Face de Aplicação do Carregamento	8m			20m		
Velocidades Iniciais de Rajada	25m/s	35m/s	45m/s	25m/s	35m/s	45m/s
Delocamento máximo x (m) – u₁	0,141	0,236	0,302	0,175	0,202	0,24
Delocamento máximo y (m) – u₂	0,504	0,551	0,585	0,5	0,5	0,61

Fonte: Autoria Própria, 2012

Quando comparados os deslocamentos para uma mesma velocidade inicial de rajada, percebe-se que a razão entre os deslocamentos sofridos no eixo x e no eixo y aumenta juntamente com o aumento da velocidade. Para a aplicação da carga na face de 8m essa relação sempre foi maior que 0,5 e se aproximando de 1. Já quando a carga foi aplicada na face de 20m, a relação não ultrapassou 0,3. Dessa forma, percebe-se a influência da inércia da estrutura, já que quando a carga aplicada perpendicular ao eixo y, eixo de maior momento de inércia, os deslocamentos foram menores do que quando a carga foi aplicada paralela ao eixo x, eixo de menor inércia. No carregamento dinâmico não se vê essa disparidade entre a relação u_1/u_2 entre a aplicação na face de 8m e de 20m.

O deslocamento máximo para uma mesma velocidade, em todos os casos foi gerado pelo Carregamento devido ao Método Estático. Na Figura 40, Figura 41 e Figura 42 estão representados os deslocamentos máximos sofridos pela estrutura nas três alturas analisadas. Para todas as alturas analisadas e todas as velocidades iniciais de rajada de vento, seguiu-se o mesmo padrão de resposta, com o deslocamento máximo ocasionado pelo carregamento estático calculado pelo Método Estático da NBR (6123) e o mínimo deslocamento sofrido quando aplicada a carga dinâmica. Pode-se verificar esse padrão no Gráfico 11, Gráfico 12 e Gráfico 13.

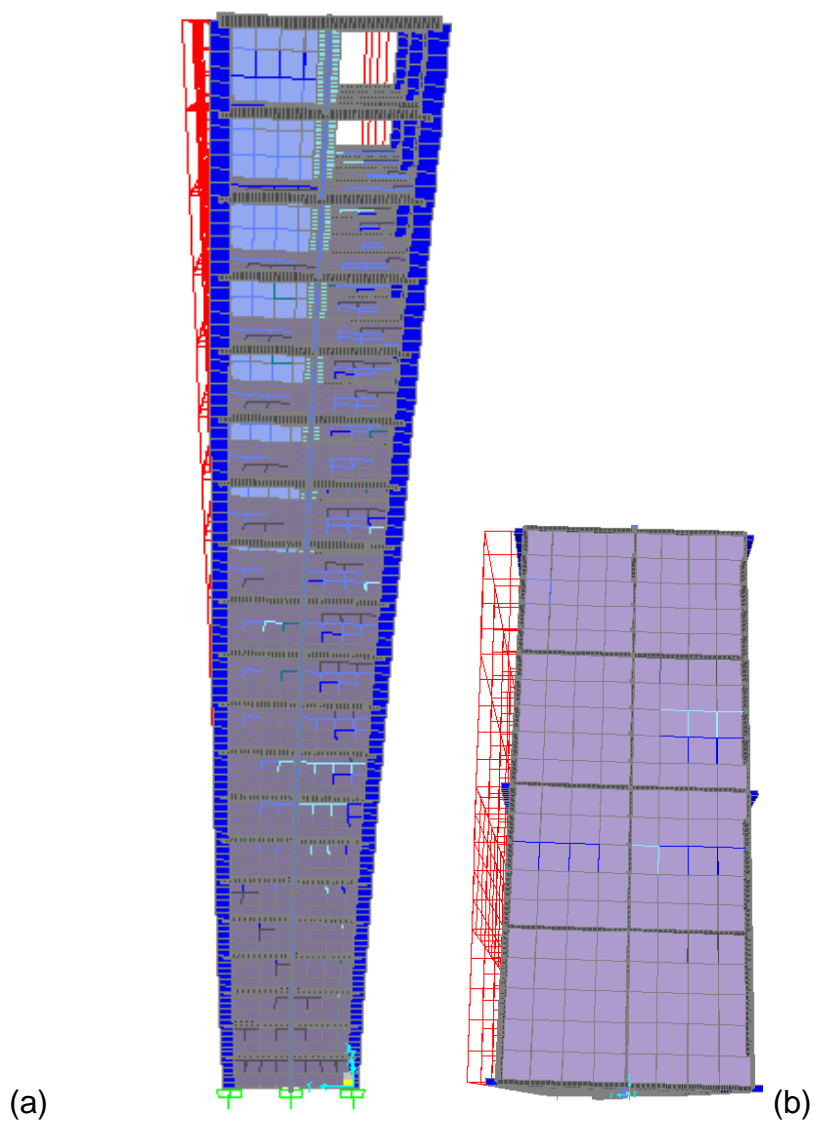


Figura 40 - Deslocamento sofrido pela Edificação de 20 pavimentos com carregamento aplicado calculado por meio do Método Estático. (a) Vista lateral; (b) Vista Superior
Fonte: Autoria Própria, 2012

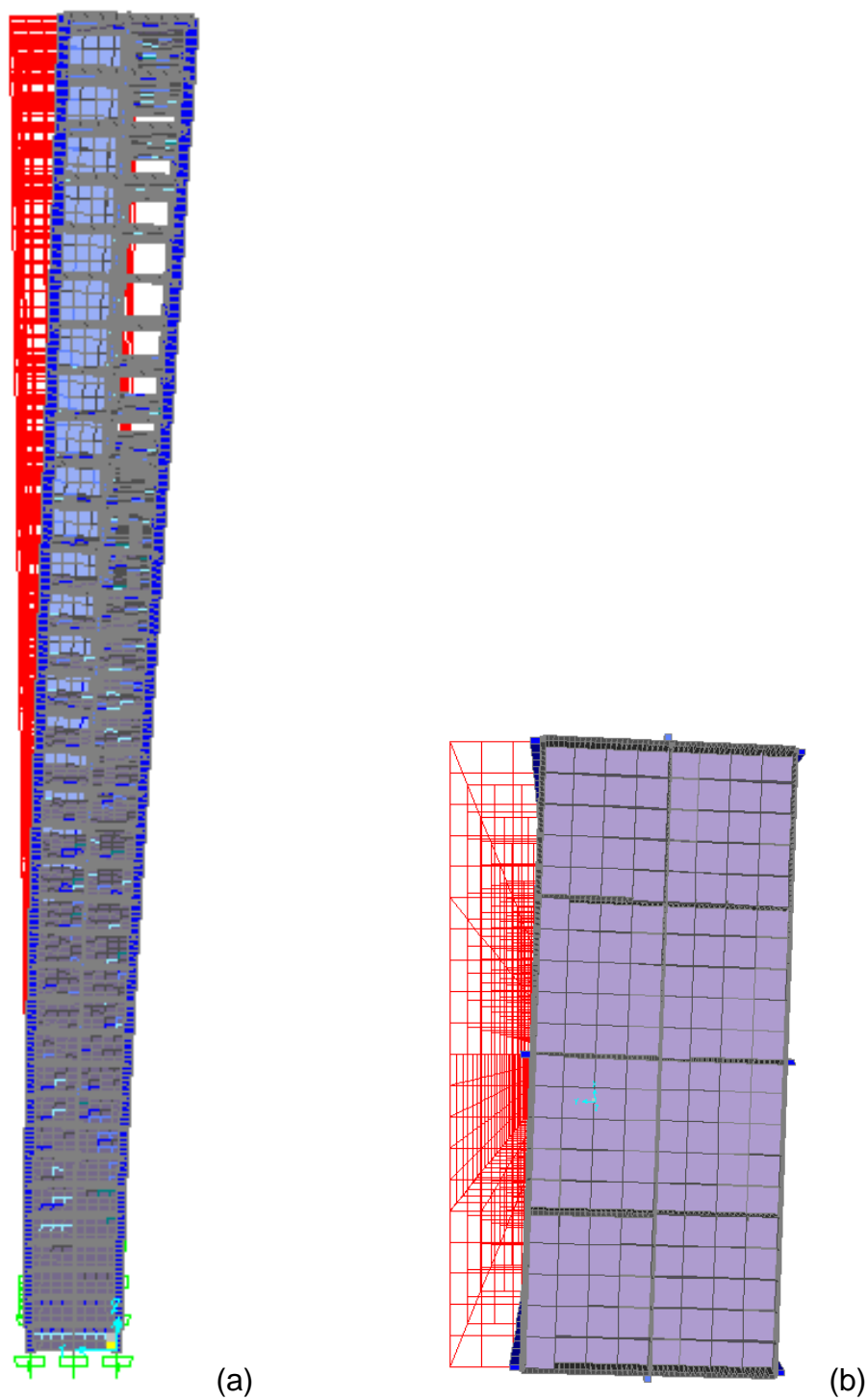


Figura 41 - Deslocamento sofrido pela Edificação de 35 pavimentos com carregamento aplicado calculado por meio do Método Estático. (a) Vista lateral; (b) Vista Superior
Fonte: Aatoria Própria, 2012

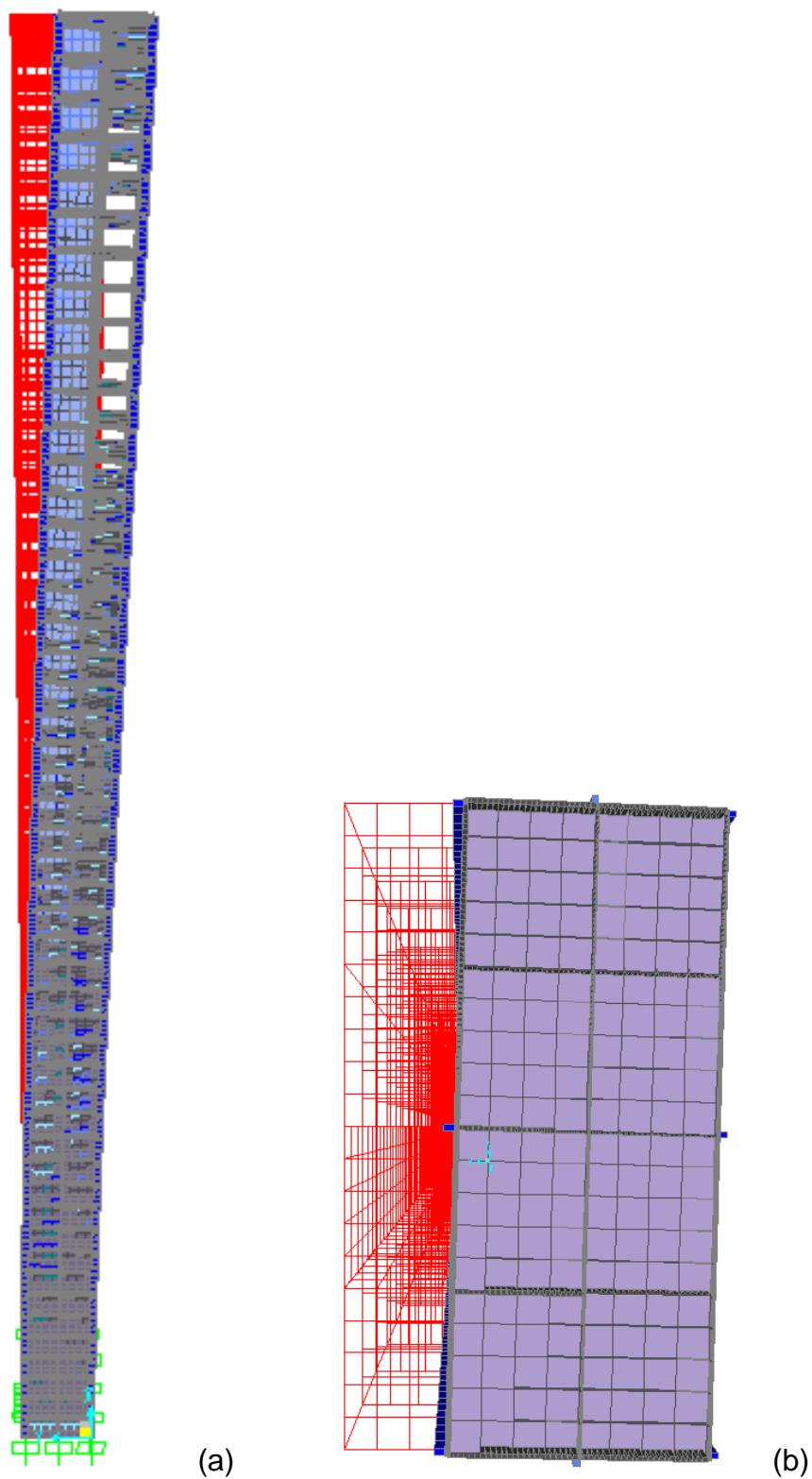


Figura 42 - Deslocamento sofrido pela Edificação de 50 pavimentos com carregamento aplicado calculado por meio do Método Estático. (a) Vista lateral; (b) Vista Superior
Fonte: Autoria Própria, 2012

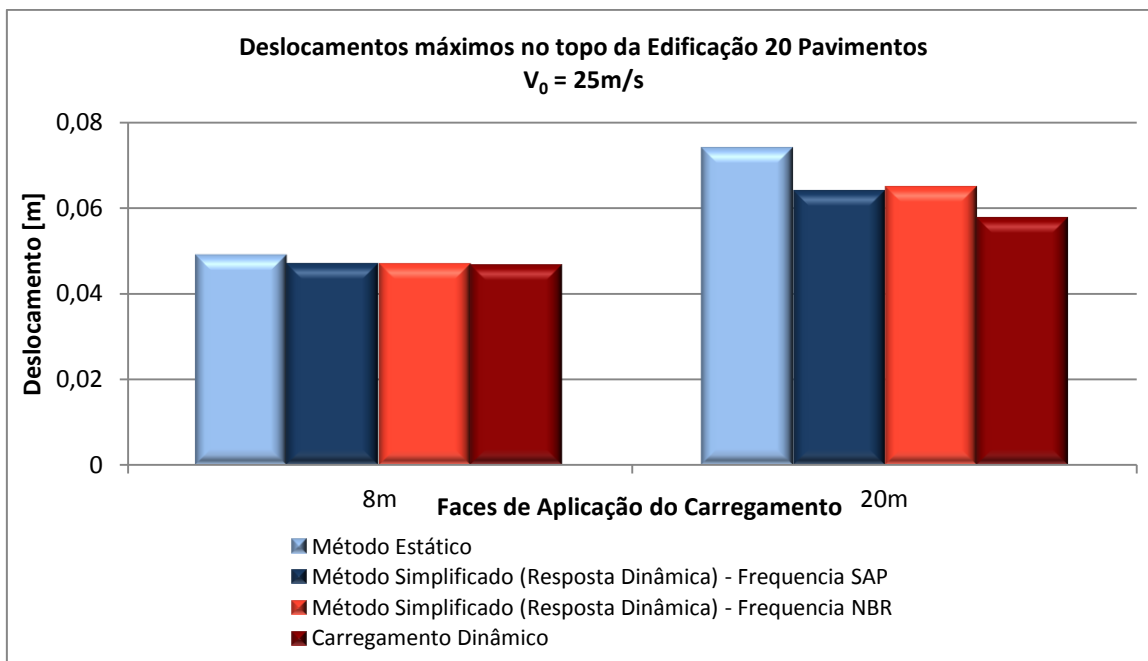


Gráfico 11 - Deslocamentos máximos no topo da Edificação 20 Pavimentos
 $V_0 = 25\text{m/s}$
Fonte: Autoria Própria

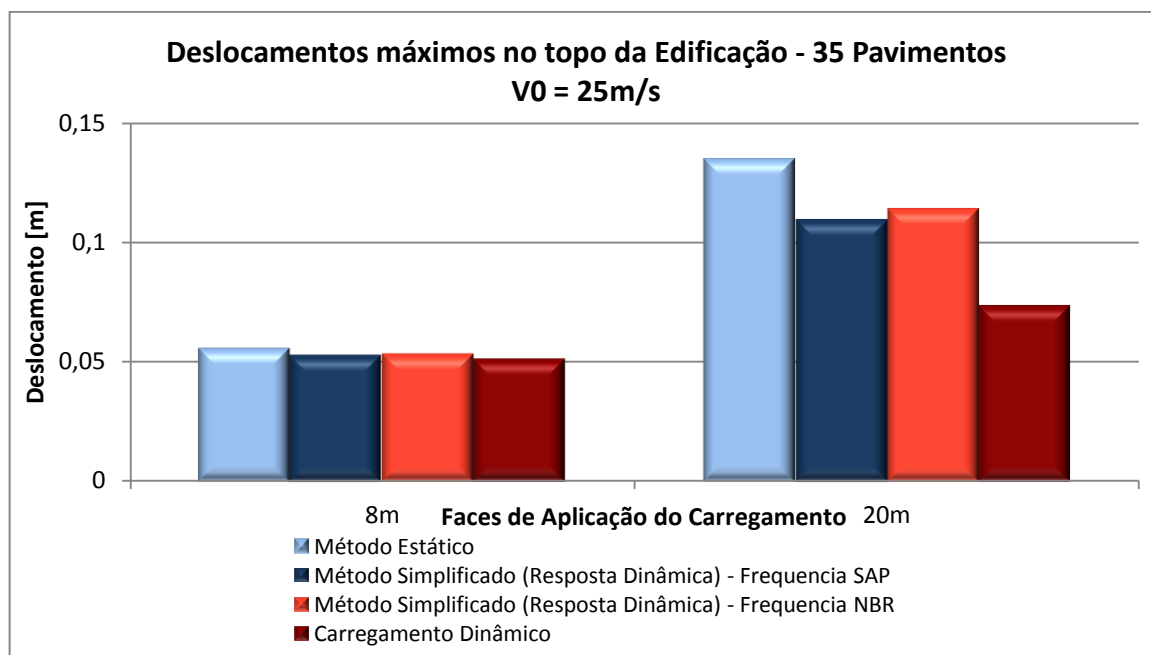


Gráfico 12 - Deslocamentos máximos no topo da Edificação 35 Pavimentos
 $V_0 = 25\text{m/s}$
Fonte: Autoria Própria, 2012

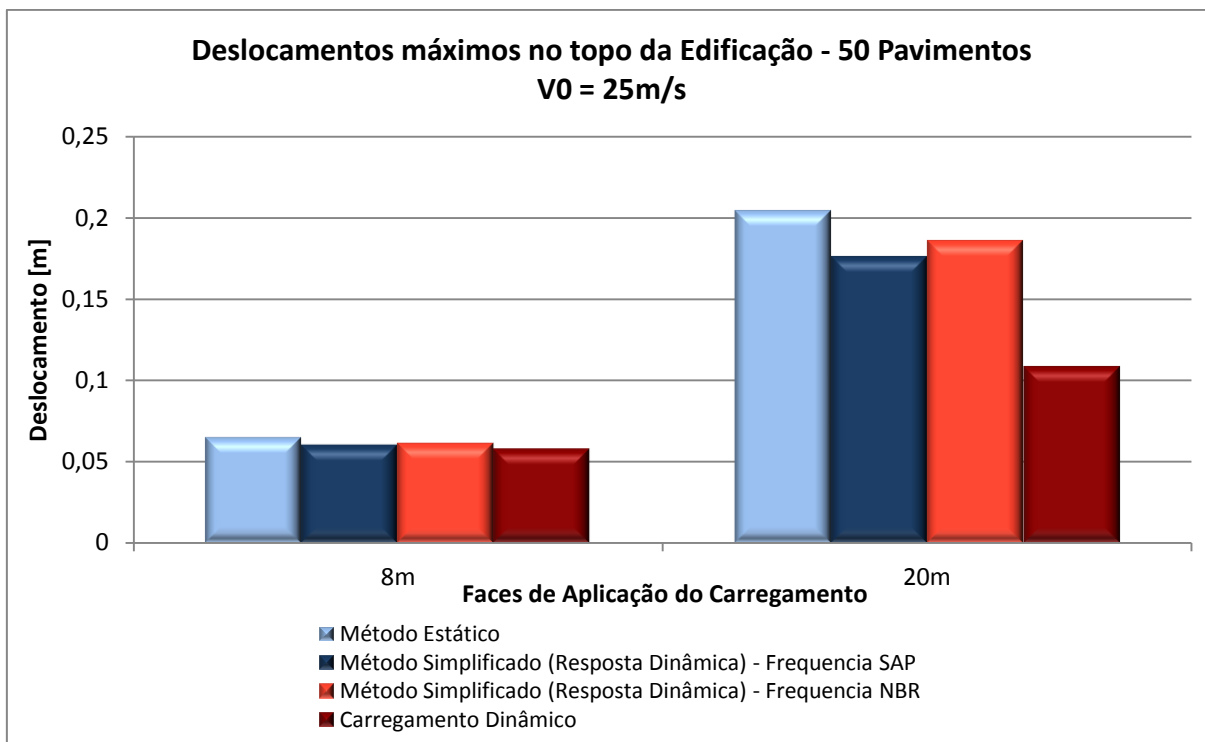


Gráfico 13 - Deslocamentos máximos no topo da Edificação 50 Pavimentos
 $V_0 = 25\text{m/s}$
Fonte: Aatoria Própria, 2012

4.4 ACELERAÇÃO

Levando em conta a consideração da NBR 6123 (1988) que para o conforto humano, a aceleração calculada para a estrutura não deve ultrapassar $0,1 \text{ m/s}^2$, verificou-se que com o carregamento do método estático, para o edifício de 20 pavimentos, um vento a partir de 35m/s já causaria desconforto, se aplicado na face de 20m , pois no eixo y, obteve-se uma aceleração de $0,12 \text{ m/s}^2$. Para essa mesma altura nenhuma das velocidades iniciais de rajada causaria desconforto se aplicado um carregamento equivalente na face de 8m . Para o Método Simplificado, tanto utilizando a frequência fornecida pelo SAP 2000, quanto a frequência calculada por meio da NBR (6123), apenas a velocidade de 45 m/s da rajada causaria desconforto do usuário em um edifício de 20 pavimentos. Quando feita a Análise Dinâmica, para nenhuma velocidade inicial de rajada a estrutura não é confortável ao usuário.

Analisando o edifício de 35 pavimentos, tanto para o Método Estático, quanto para o Método Simplificado, todos os carregamentos aplicados na face de 20m seriam desconfortáveis ao ser humano. A menor aceleração para uma velocidade inicial de 25m/s nessa altura, foi de $0,32\text{m/s}^2$. Já quando aplicado o

carregamento na face de 8m, apenas para a velocidade inicial de rajada de 45m/s, o deslocamento é considerado desconfortável. Apenas para a velocidade inicial de rajada de 45 m/s com incidência do carregamento na face de 20m é que faz com que haja desconforto do usuário de acordo com a NBR 6123.

Para a edificação com 150m de altura, para todas as velocidades iniciais de rajada, seja com aplicação na face de 8m, quanto na face de 20m, geraria um desconforto ao usuário. Mesmo gerando deslocamentos bem menores que os carregamentos estáticos, com a análise dinâmica todas as situações simuladas para o edifício de 150m seriam desconfortáveis ao usuário.

5 CONCLUSÕES

Com o presente estudo confirmou-se a necessidade de uma análise estrutural detalhada quando a estrutura está submetida a ações de natureza dinâmica. As principais conclusões deste trabalho são:

A altura da edificação tem influência direta sobre as respostas obtidas com a análise estrutural. Tanto para uma análise dinâmica, quanto para uma análise estática os deslocamentos foram maiores tanto quanto a altura aumentava.

Devem-se levar em conta todos os elementos que contribuem para rigidez da estrutura, limitando assim as acelerações. A introdução da parede de cisalhamento na estrutura contribuiu para a rigidez global da edificação. Porém fez com que a estrutura tivesse mais torção do que se fosse composta apenas de pilares, visto que tem um centro de resistência impedindo o deslocamento apenas na direção em quem é aplicada a carga.

Constata-se que a dimensão da base do edifício também influi diretamente nas respostas obtidas. Quando aplicou-se o carregamento de forma estática na face de 8 metros os deslocamentos resultantes foram menores que quando o carregamento foi aplicado na face de 20 metros. O fator que relaciona-se com essa resposta é o momento de inércia.

O método estático da NBR 6123 mostra a favor da segurança, visto que gerou os maiores deslocamentos na estrutura. Sendo assim, esta análise leva a um superdimensionamento da estrutura, aumentando o custo da edificação.

Para a análise estrutural de um edifício sob ação do vento é necessário que se avalie a carga com a sua característica dinâmica. Pois quando comparados os deslocamentos sofridos por meio do método estático e os deslocamentos sofrido com a resposta dinâmica sugerida pela norma, que em sua natureza comporta-se como um carregamento estático, porém leva em conta fatores dinâmicos já se tem deslocamentos menores e conseqüentemente uma estrutura mais otimizada.

Quando se analisou a estrutura através de carregamento dinâmico as respostas obtidas foram os menores deslocamentos. O dimensionamento da estrutura com as solicitações de forma dinâmica contribui para um projeto mais otimizado e leve. Assim a análise dinâmica está a favor da viabilidade econômica.

6 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

O presente trabalho possui limitações as quais poderão ser aperfeiçoadas em próximos trabalhos.

A partir do conhecimento adquirido durante o desenvolvimento desse estudo, algumas sugestões podem ser feitas para serem aproveitadas em trabalhos futuros:

- Aplicação do carregamento referente à rajada de vento calculado por meio do Método Discreto da NBR 6123 (1988), visto que esse método leva em conta não apenas a primeira frequência natural, mas quantas forem necessárias.
- Alterar as dimensões dos pilares para que assim, altere-se e inércia da estrutura e verifique-se influência desses parâmetros no resultado final.
- Alterar as dimensões da base da edificação, construindo outras relações de menor dimensão em planta pela altura da edificação, também alterando a inércia global da estrutura.
- Para comparar a análise dinâmica executada, simular outras funções de carregamento em função do tempo que descrevam uma rajada de vento para verificar a influência da forma do impulso sobre a edificação.
- Simular o carregamento dinâmico variando com a altura do edifício.
- A Norma Brasileira NBR 6123, considera o tempo de uma rajada de vento como 3s, porém poderia simular efeitos com uma duração maior, porém que ainda pudessem ser considerados efeitos dinâmicos.
- Comparar a aceleração fornecida pelo *software* SAP 2000 com a calculada pela NBR 6123 em função do deslocamento e verificar o conforto humano em função desta aceleração fornecida pelo *software* quando feito análise dinâmica.
- Avaliar outras respostas da estrutura como os momentos.
- Incluir a alvenaria, para aumentar a massa da estrutura.
- Utilizar a laje com um corpo rígido.
- Utilizar o carregamento permanente sugerido pela NBR 6120 (1978) como massa da estrutura.
- Utilizar um pórtico plano a fim de simplificar a análise e obter resultados mais imediatos e mais fáceis de compreender o comportamento da estrutura.

REFERÊNCIAS

_____, **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:** Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 1986.

_____, **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:** Cargas para o Cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1978.

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

_____. **Notas de Aula: Funções de Teste – Simulação no VisSim. IME,**
Disponível em:
http://www.ime.usp.br/~oda/contents/01Matem%E1tica/01Sistemas%20Din%E2micos/13_Func_Testes.pdf. Acesso em: 15 abri. 2012.

ALMEIDA, Pedro Afonso de Oliveira. **Investigação do comportamento dinâmico de um modelo de arquivancada.** Seminário de Análise Experimental de Estruturas, 2003.

ARAGÃO FILHO, Luiz A. C. Moniz de. **Notas de Aula: Dinâmica das Estruturas.**
Disponível em: <http://www.ime.eb.br/~moniz/>. Acesso em: 29 out. 2011

BLESSMANN, Joaquim. **Acidentes causados pelo vento.** 3 ed. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1986. 81 p. ISBN 85-7025-128-9

BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural.** Porto Alegre: Ed. da Universidade, 1995. 166 p. ISBN 85-7025-362-1

BLESSMANN, Joaquim. **Ação do vento em edifícios.** 2. ed., rev. e ampl. Porto Alegre: Ed. da UFRGS, 1989. 80 p. (Engenharia estrutural ; 7) ISBN 85-7025-177-7

BLESSMANN, Joaquim. **Efeitos do vento em edificações.** Porto Alegre: UFRGS, 1978. 63 p. (Engenharia estrutural ; 7)

CANADIAN STRUCTURAL DESIGN MANUAL. **Supplement n.º. 4 to the National Building Code of Canada,** Associate Committee on the National Building Code and National Research Council of Canada, Ottawa, 1985.

CHEN, Zinzhong. et al. **Wind load effects and equivalent static wind loads of tall buildings based on synchronous pressure measurements.** Engineering Structures. Amsterdam: Elsevier Science Publishers, 2006. V28, p 503-513.

CHOPRA, A.K., **Dynamics of Structures,** Prentice-Hall, Inc, 1995

CLOUGH, R.W., PENZIEN, J., **Dynamics of Structures,** 3a. Edição. McGraw-Hill, Kogakusha, Ltd., 1993.

DAVENPORT, A. G. **The Spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds.** Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society. London. V 87, p. 194-211, 1961.

INAOKA, Hideki et al. **Aeroelastic behavior of tall buildings in wakes. . Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics.** Amsterdam: Elsevier Science Publishers, 1988. V 28, p 317-327.

INMET. Glossário. **Instituto Nacional de Meteorologia,** Brasil. Disponível em: <
<http://www.inmet.gov.br/html/informacoes/glossario/glossario.html>>. Acesso em: 07 de out. 2011

INPE. Maiores registros de ventos registrados no Sul do Brasil. **Instituto de Nacional de Pesquisas Espaciais**, Brasil, 07 de jun. de 2011. Disponível em: <<http://www.cptec.inpe.br/noticias/noticia/17855>>. Acesso em: 20 de out. 2011.

MARUKAWA, H. et al. **Experimental evaluation of aerodynamic of tall buildings**. Journal Of Wind Engeneerind and Industrial Aerodynamics. Amsterdam: Elsevier Science Publishers, 1996. V59, p 177-190.

MATSUMOTO, T. **On the across-wind oscillation of tall buildings**. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. Amsterdam: Elsevier Science Publishers, 1986. V 24, p 69-85.

MEIRELES, José Filipe Bizarro de. **Análise Dinâmica de Estruturas por Modelos de Elementos Finitos Identificados experimentalmente**. 2007. 366f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Universidade do Minho – Portugal.

OLIVEIRA, Acir de. **Análise do Comportamento Dinâmico de um edifício de concreto armado submetido à ação do vento**. 2000.64f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) Centro Federal de Educação Recnológica do Paraná.

REQUENA, João Alberto Venegas, DEVLOO, Philippe Remy Bernard, forti, Tiago Luís Duarte. **Análise e Automação das Ações Dinâmicas de vento em torres metálicas**. CILAMCE, 2005.

ROSSI, Francine. **Análise da influência da ocupação do solo na variação da temperatura em diferentes localidades da cidade de Curitiba**. 2004. 135f. Dissertação (Mestrado em Programa de Pós Graduação em Tecnologia) – UTFPR Disponível em: <http://www.ppgte.ct.utfpr.edu.br/dissertações/2004/Rossi.pdf>> Acesso em 18 set. 2010.

SORIANO, H. L., Souza Lima, S., **Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas**, publicação técnica da Escola de Engenharia da UFRJ, 2003.

SPC, Beaufort Wind Scale. **STORM PREDICTION CENTER**, Estados Unidos. Disponível em: <<http://www.spc.noaa.gov/faq/tornado/beaufort.html>>. Acesso em 22 de out. 2011.

TREIN, Cristiano Augusto. **Modelagem Dinâmica Equivalente de Edifícios Altos Submetidos à ação do Vento**. 2005. 176f. Dissertação (Mestrado em Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) – UFRGS.

WAHRHAFTIG, Alexandre de Macedo, BRASIL, R. M. L. R. F., VENTURA, A. **Ação do Vento para efeitos de cálculo de Edificações**. Téchn. Revista de Tecnologia da Construção. , v.120, p.48 - 53, 2007.