

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Carlos Rodrigo Pinheiro David**

**ESTUDO DO EFEITO DA INCIDÊNCIA OBLÍQUA DO  
VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS**

Porto Alegre  
novembro 2007 (dezembro)

**CARLOS RODRIGO PINHEIRO DAVID**

**ESTUDO DO EFEITO DA INCIDÊNCIA OBLÍQUA DO  
VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

**Orientador: Acir Mércio Loredo-Souza**

Porto Alegre  
novembro 2007 (dezembro)

**CARLOS RODRIGO PINHEIRO DAVID**

**ESTUDO DO EFEITO DA INCIDÊNCIA OBLÍQUA DO  
VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS**

Porto Alegre, dezembro de 2007

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza  
Ph.D. pela University of Western Ontario/Canada  
Orientador

Prof. Inácio Benvegnu Morsch  
Chefe do DECIV

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Acir Mércio Loredo-Souza (UFRGS)**  
Ph.D. pela University of Western Ontario/Canada

**Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)**  
Doutor pela EPUSP/USP

**Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)**  
Doutor pela COPPE/UFRJ

Dedico este trabalho a Deus, meus pais, minha família,  
minha namorada e meus amigos, que sempre me apoiaram  
e especialmente durante o período do meu Curso de  
Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Acir Mércio Loredo Souza, orientador deste trabalho, por toda a sua ajuda e ensinamentos, que possibilitaram uma grande evolução no aprendizado pessoal e também uma pequena contribuição ao contínuo desenvolvimento dos estudos na área de Aerodinâmica das Construções.

## RESUMO

DAVID, C. R. P. **Estudo do Efeito da Incidência Oblíqua do Vento em Edifícios Altos.** 2007. 123f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O objetivo do presente trabalho foi o estudo dos efeitos dos ventos incidentes em direções oblíquas às fachadas, para diferentes tipos de edifícios, baseado na Norma Brasileira de Ventos, NBR-6123 vigente desde 1988, em bibliografia existente e em ensaios no túnel de vento Professor Joaquim Blessmann da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), no período entre março de 2007 e dezembro de 2007. A Norma atual estabelece os coeficientes aerodinâmicos para o cálculo do carregamento devido ao vento apenas para edifícios de formato retangular e para ventos incidentes perpendicularmente às fachadas. A partir da revisão de muitos estudos e dissertações de mestrado realizados em túnel de vento, constatou-se que os principais esforços eram obtidos para ângulos oblíquos de incidência dos ventos, verificando-se um sub-dimensionamento deste carregamento pela Norma, levando-se a coeficientes aerodinâmicos muito baixos. Verificou-se que, para edifícios sem eixos de simetria ou de formatos com área real muito menor que a área de sua forma retangular equivalente (citando-se como exemplo os formatos em “L” e “U”), os coeficientes de força são maiores dos que os previstos em Norma para ventos não perpendiculares às fachadas, além de haver esforços de torção muito elevados. Concluiu-se também que os efeitos de vizinhança não são bem contemplados pela Norma e podem aumentar os esforços devidos ao vento em até 4 vezes. Verificou-se que, para os ensaios realizados no presente trabalho, em quase metade dos casos, o procedimento da Norma resulta em coeficientes menores do que a realidade. Os coeficientes sugeridos neste estudo para diferentes formatos de edifícios fornecem estimativas mais apropriadas para projeto, levando-se em conta a incidência oblíqua de vento. A metodologia usada foi a elaboração de relações que sejam capazes de estimar coeficientes aerodinâmicos mais próximos da realidade, para diferentes formatos de edifício e ângulos de incidência do vento. O resultado obtido foi a elaboração de figuras, tabelas e correlações para a melhor estimativa dos coeficientes aerodinâmicos a serem empregados no projeto.

Palavras-chave: túnel de vento; coeficientes aerodinâmicos; efeitos do vento; efeitos de vizinhança

## **ABSTRACT**

DAVID, C. R. P. **Estudo do Efeito da Incidência Oblíqua do Vento em Edifícios Altos.** 2007. 123f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

### **A study of the oblique wind incidence effects on tall buildings**

The aim of this work was the study of the oblique wind incidence effects on tall buildings, based in the Brazilian Wind Code, NBR-6123 (1988), related literature and wind tunnel studies performed at the “Professor Joaquim Blessmann” boundary layer wind tunnel, located in Porto Alegre, Brazil, between March and December, 2007. The current code establishes the aerodynamic coefficients to the calculation of the wind loading only for rectangular buildings and perpendicular wind incidences. From the review of several wind tunnel studies, including published papers and graduate dissertations, it was observed that the main efforts were obtained for oblique wind incidence, leading to a possible underestimation of this loading through code procedures, since smaller aerodynamic coefficients may be under use. It was found that in buildings without symmetric axes or with smaller area if compared with its equivalent rectangular form (for example, buildings with “L” or “U” shapes), the force coefficients are greater than the code provisions for perpendicular wind incidence, besides the existence of high torsional loads. It was also concluded that the neighborhood effects are not well covered by the code and can cause an increase in the wind efforts by up to 4 times. It was found that, for the tests performed in this work, in almost half the cases, the code procedures result in lower coefficients than the wind tunnel results, taken as the closest to reality. The coefficients suggested in this study for different types of buildings lead to more appropriate design estimates, for different types of buildings and wind incidences. The methodology used was the development of figures, tables and correlations which give better aerodynamic coefficients estimates that can be used in design procedures.

Key-words: Wind tunnel; aerodynamic coefficients; wind effects; neighborhood effects

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: organograma do delineamento do trabalho.....	19
Figura 2: efeito Venturi .....	21
Figura 3: deflexão vertical .....	22
Figura 4: turbulência de esteira .....	22
Figura 5: escoamento de corpo isolado .....	23
Figura 6: escoamento deslizante.....	23
Figura 7: interferência de esteira.....	24
Figura 8: referência para os coeficientes de força e torção.....	28
Figura 9: mapa das isopletas.....	28
Figura 10: variação dos coeficientes de força nas direções x e y, com ou sem os efeitos de vizinhança .....	31
Figura 11: variação dos coeficientes de torção nas direções x e y, com ou sem os efeitos de vizinhança.....	31
Figura 12: ensaios de esforços de torção-modelo 1.....	33
Figura 13: ensaios de esforços de torção-modelo 2.....	34
Figura 14: ensaios de esforços de torção-modelo 3.....	34
Figura 15: ensaios de esforços de torção-modelo 4.....	35
Figura 16: ensaios de esforços de torção-modelo 5.....	35
Figura 17: ensaios de esforços de torção-modelo 6.....	35
Figura 18: ensaios de esforços de torção-modelo 7.....	36
Figura 19: ensaios de esforços de torção-modelo 8.....	36
Figura 20: ensaios de esforços de torção-modelo 9.....	37
Figura 21: eixos de coordenadas, excentricidades e esforços.....	38
Figura 22: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 1.....	43
Figura 23: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 2.....	43
Figura 24: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 3.....	44
Figura 25: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 4.....	44
Figura 26: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 5.....	45
Figura 27: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 6.....	45



Figura 28: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 7.....	45
Figura 29: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 8.....	46
Figura 30: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 9.....	46
Figura 31: comparação entre os momentos torçores obtidos pelos ensaios no túnel de vento e os estimados pela Norma, para os modelos das figuras 22 a 30.....	52
Figura 32: falha causada pela ação de vento.....	54
Figura 33: limiar da percepção do movimento horizontal.....	56
Figura 34: Diagrama de recorrência da resposta e critérios estruturais.....	57
Figura 35: desenvolvimento de limite interno devido a descontinuidade da rugosidade.....	59
Figura 36: gravações de velocidade de vento em três alturas, num mastro em terreno aberto, na Austrália.....	61
Figura 37: poder espectral da velocidade de vento e resposta estrutural sobre um intervalo de frequência estendida.....	63
Figura 38: valores experimentais e teóricos de admitância aerodinâmica para superfícies e prismas normais ao escoamento.....	67
Figura 39: exemplo da perspectiva de um edifício e seu modelo para ensaio.....	82
Figura 40: exemplo de situações de vizinhança de um empreendimento.....	83
Figura 41: exemplo de modelo ensaiado em túnel de vento.....	84
Figura 42: medidores de pressão em modelo de túnel de vento.....	84
Figura 43: perspectiva do empreendimento Residencial Mundo Plaza.....	85
Figura 44: fachadas frontal (esquerda) e lateral direita (direita) do edifício.....	86
Figura 45: vizinhança do empreendimento.....	86
Figura 46: modelo do edifício Residencial Mundo Plaza.....	87
Figura 47: pontos de tomada de pressão na fachada frontal e o corte A-A da mesma.....	87
Figura 48: referência do ângulo de incidência do vento.....	88
Figura 49: referência para a aplicação dos esforços devidos ao vento.....	88
Figura 50: coeficientes de força globais $C_x$ e $C_y$ para diversos ângulos de incidência do vento.....	89
Figura 51: perspectiva do empreendimento Empresarial Mundo Plaza.....	90
Figura 52: fachadas frontal (esquerda) e lateral direita (direita) do edifício.....	91
Figura 53: referência de ângulo de incidência do vento.....	91
Figura 54: referência para a aplicação dos esforços devidos ao vento do edifício Empresarial Mundo Plaza.....	92

Figura 55: coeficientes de força globais $C_x$ e $C_y$ para diversos ângulos de incidência do vento.....	92
Figura 56: perspectiva do empreendimento Blue Marlin Towers.....	93
Figura 57: fachadas frontais da Torre Norte (direita) e Torre Sul (esquerda).....	94
Figura 58: condições locais atuais (esquerda) e simulação das condições locais com o empreendimento Luau de Ponta Negra (direita).....	94
Figura 59: modelo de ensaio para túnel de vento para a configuração I (superior, à esquerda), configuração II (superior, à direita) e configuração III (inferior).....	95
Figura 60: referência do ângulo de incidência do vento para o empreendimento Blue Marlin Towers.....	96
Figura 61: referência para a aplicação dos esforços devidos ao vento na Torre Sul do empreendimento Blue Marlin Towers.....	96
Figura 62: coeficientes de força globais $C_x$ e $C_y$ para diversos ângulos de incidência do vento, da Torre Norte, para as configurações I (superior, à esquerda), II (superior, à direita) e III (inferior).....	97
Figura 63: coeficientes de força globais $C_x$ e $C_y$ para diversos ângulos de incidência do vento, da Torre Sul, para as configurações II (esquerda) e III (direita).....	97
Figura 64: $F_y$ para a Torre Sul (superior), $F_y$ para a Torre Norte (meio) e $F_x$ para a Torre Sul (inferior).....	99
Figura 65: $F_x$ para a Torre Norte (superior), momento torçor para a Torre Sul (meio) e momento torçor para a Torre Norte (inferior).....	100

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1: coeficientes de força em função do ângulo de incidência do vento.....	29
Quadro 2: coeficientes de torção em função do ângulo de incidência do vento.....	30
Quadro 3: quadro comparativo geral entre os edifícios analisados, em relação aos coeficientes aerodinâmicos obtidos.....	48
Quadro 4: quadro comparativo geral entre os edifícios analisados, em relação aos esforços globais obtidos.....	49
Quadro 5: comparação dos coeficientes máximos obtidos nos ensaios com a metodologia da Norma NBR 6123.....	102
Quadro 6: coeficientes aerodinâmicos para alguns edifícios isolados.....	107
Quadro 7: coeficientes aerodinâmicos para alguns edifícios considerados com efeitos nocivos de vizinhança.....	108
Quadro 8: máximos valores de Cx e Cy dos ensaios, em relação à média.....	111

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	14
<b>2 METODOLOGIA</b> .....	16
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	16
2.2 OBJETIVOS .....	16
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	16
<b>2.2.2 Objetivos secundários</b> .....	16
2.3 HIPÓTESES .....	17
2.4 PREMISSAS .....	17
2.5 DELIMITAÇÕES .....	17
2.6 LIMITAÇÕES.....	17
2.7 DELINEAMENTO .....	18
<b>3 INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE VIZINHANÇA NO CAMPO AERODINÂMICO DE EDIFÍCIOS ALTOS</b> .....	20
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE VIZINHANÇA EM EDIFÍCIOS.....	20
3.2 ESTUDO, METODOLOGIA E ANÁLISE DE UM MODELO EM ESCALA, ENSAIADO NO TÚNEL DE VENTO.....	24
3.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	29
<b>4 EFEITOS ESTÁTICOS DE TORÇÃO DEVIDOS AO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS</b> .....	32
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE OS EFEITOS ESTÁTICOS DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS.....	32
4.2 MODELOS ENSAIADOS.....	33
4.3 METODOLOGIA DE ANÁLISE E CONSIDERAÇÕES SOBRE CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS.....	37
4.4 RESULTADOS E CONCLUSÕES FINAIS DOS ENSAIOS.....	43
<b>5 CARREGAMENTO E EFEITOS EM EDIFÍCIOS ALTOS</b> .....	53
5.1 COLAPSO PROGRESSIVO DE MODELOS ESTRUTURAIS SUBMETIDOS AO VENTO.....	53
5.2 DEFLEXÕES EXCESSIVAS E DANOS A ACABAMENTOS ARQUITETÔNICOS.....	55
5.3 PROJETO DE VIDRO E PEÇAS DE REVESTIMENTO – EFEITO DE EMPILHAMENTO DE PRESSÕES INTERNAS.....	55
5.4 CONFORTO DE OCUPANTES E LIMITE DE ACELERAÇÃO.....	56
5.5 VENTOS EM ÁREAS PARA PEDESTRES.....	56
5.6 OUTROS PROBLEMAS.....	57

5.7 DESCRIÇÃO ESTATÍSTICA DOS CRITÉRIOS DE PROJETO.....	57
5.8 FATORES METEOROLÓGICOS NO PROJETO DE EDIFICAÇÕES ALTAS.....	58
<b>5.8.1 Escalas de movimento.....</b>	<b>58</b>
<b>5.8.2 Mudanças na rugosidade do terreno.....</b>	<b>59</b>
<b>5.8.3 Ciclones, ciclones tropicais, tornados e tempestades de raio.....</b>	<b>59</b>
5.9 CARREGAMENTO E EFEITOS DO VENTO.....	60
5.10 ESTRUTURA DE TURBULÊNCIA.....	61
5.11 MECANISMO DE CARREGAMENTO DE VENTO.....	62
<b>5.11.1 Resposta de ventos longitudinais e ventos transversais.....</b>	<b>64</b>
5.11.1.1 Resposta do vento longitudinal.....	64
5.11.1.2 Resposta do vento transversal.....	65
<b>5.11.2 Pressões nos elementos de revestimento, em edifícios altos.....</b>	<b>66</b>
5.12 APROXIMAÇÕES ANALÍTICAS PARA A ESTIMATIVA DO CARREGAMENTO E RESPOSTA.....	67
<b>5.12.1 Ventos longitudinais.....</b>	<b>67</b>
<b>5.12.2 Avaliação da resposta do vento longitudinal.....</b>	<b>68</b>
<b>5.12.3. Critérios de análise da aceleração (conforto) .....</b>	<b>69</b>
<b>5.12.4 Vento transversal.....</b>	<b>69</b>
<b>5.12.5 Pressão de projeto para vidros e elementos de revestimento.....</b>	<b>70</b>
5.13 APROXIMAÇÕES DE MODELOS DE TÚNEL DE VENTO PARA PROJETO..	70
<b>5.13.1 Requerimentos de modelos em escala.....</b>	<b>72</b>
5.13.1.1 Propriedades principais nas quais o processo depende das propriedades do fluido.....	72
5.13.1.2 Propriedades principais da edificação.....	72
<b>5.13.2 Modelos de vento natural.....</b>	<b>73</b>
<b>5.13.3 Modelos aeroelásticos.....</b>	<b>74</b>
<b>5.13.4 Medições de pressão em modelos.....</b>	<b>75</b>
<b>5.13.5 Distribuições de vento ao nível do solo.....</b>	<b>75</b>
<b>5.13.6 Dispersão de gases poluentes.....</b>	<b>76</b>
<b>5.13.7 Expectativas de túnel de vento.....</b>	<b>76</b>
5.14 INTEGRAÇÃO DA RESPOSTA E DADOS DE VENTOS PARA PROPOSIÇÕES DE PROJETO.....	77
<b>5.14.1 Previsão de resposta extrema.....</b>	<b>78</b>
<b>5.14.2 Previsão de número de ocorrências.....</b>	<b>78</b>
<b>5.14.3 Previsão de carregamentos em elementos de revestimento.....</b>	<b>79</b>

5.15 CRITÉRIOS DE VELOCIDADE DE VENTO NATURAL. ....	80
<b>6 ENSAIOS REALIZADOS NO TÚNEL DE VENTO E RESULTADOS.....</b>	<b>82</b>
6.1 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS.....	82
6.2 MODELOS ENSAIADOS EM TÚNEL DE VENTO.....	85
<b>6.2.1 Torre Residencial Mundo Plaza.....</b>	<b>85</b>
<b>6.2.2 Torre Empresarial Mundo Plaza.....</b>	<b>90</b>
<b>6.2.3 Empreendimento Blue Marlin Towers.....</b>	<b>93</b>
<b>7 ANÁLISE DOS DADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS, CUMPRIMENTO DOS OBJETIVOS E VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE.....</b>	<b>101</b>
7.1 CUMPRIMENTO DOS OBJETIVOS DO TRABALHO.....	101
<b>7.1.1 Cumprimento do objetivo principal.....</b>	<b>101</b>
<b>7.1.2 Cumprimento dos objetivos secundários.....</b>	<b>102</b>
7.1.2.1 Quadros e figuras de coeficientes aerodinâmicos para diversos formatos de edifícios.....	102
7.1.2.2 Determinação da magnitude dos esforços de torção.....	109
7.2 COMPROVAÇÃO DA HIPÓTESE DO TRABALHO PARA OS ENSAIOS DESENVOLVIDOS NO MESMO.....	110
<b>8 ANÁLISES FINAIS E CONCLUSÕES.....</b>	<b>113</b>
REFERÊNCIAS .....	115
APÊNDICE A .....	116
APÊNDICE B.....	118
APÊNDICE C.....	120
ANEXO A.....	122

## 1 INTRODUÇÃO

Atualmente a análise e o estudo do efeito do vento sobre as edificações tornam-se cada vez mais importantes. Isto decorre do fato de que as edificações são cada vez mais altas e esbeltas, o que faz com que o carregamento devido ao vento torne-se um dos principais parâmetros de dimensionamento estrutural. Segundo Davenport et al. (1972, p. 145), há basicamente quatro motivos para que a estimativa do carregamento de vento seja mais precisa:

- a) desenvolvimento de novas formas e sistemas estruturais;
- b) desenvolvimento de um grande número de materiais, especialmente aços e concretos mais resistentes;
- c) a formulação de novos métodos de análise;
- d) a aplicação de sistemas computacionais para a projeto e análise estrutural.

Desse modo, é preciso que a estimativa de carregamento do vento, feita a partir dos coeficientes aerodinâmicos fornecidos pela Norma Brasileira NBR 6123/88 (ou em ensaios de túnel de vento), representem uma situação o mais próxima possível da realidade. O problema é que a Norma trata de muitos tipos de edificações, porém apenas com alguns formatos e direções de vento pré-definidos. Exemplo: a Norma trata de edifícios, pavilhões industriais, silos, placas, etc., porém, no que se refere a edifícios, só é contemplada a forma retangular e com ventos incidindo perpendicularmente às suas fachadas.

O principal problema é que para edifícios que não possuem este formato, os ventos que incidem perpendicularmente às fachadas não são os mais críticos e sim, os que incidem obliquamente às mesmas. O pior de tudo é que estudos feitos recentemente mostram que esses ventos oblíquos provocam, em algumas vezes, um carregamento muito maior que os perpendiculares às fachadas, causando um momento torçor e um momento fletor muito maiores na estrutura. Lembra-se ainda que, devido a diferentes formatos de edifícios e a construções vizinhas, os efeitos de vento podem ser muito mais severos.

No capítulo dois do presente trabalho, será apresentada a metodologia usada na pesquisa. Já nos capítulos três, quatro e cinco, serão colocadas as referências bibliográficas utilizadas. Estas bibliografias referem-se, respectivamente, aos efeitos de vizinhança nos edifícios,

esforços de torção nos mesmos e outros assuntos relacionados ao vento como, por exemplo, efeitos dinâmicos, dispersão de poluentes, ensaios em túnel de vento, entre outros. O capítulo seis traz os ensaios realizados, o capítulo sete mostra a análise dos resultados dos ensaios e o capítulo oito é a conclusão do trabalho.



## **2 METODOLOGIA**

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa deste trabalho é: que coeficientes aerodinâmicos e quais carregamentos devidos aos ventos incidentes nas direções oblíquas às fachadas, melhor representariam a realidade, para diferentes formatos de edifícios?

### **2.2 OBJETIVOS**

#### **2.2.1 Objetivo Principal**

O objetivo principal desta pesquisa é a determinação dos coeficientes aerodinâmicos para carregamentos devidos aos ventos incidentes nas direções oblíquas às fachadas, que melhor representariam a realidade, para três empreendimentos ensaiados em túnel de vento.

#### **2.2.2 Objetivos Secundários**

São objetivos secundários:

- a) sugestão de coeficientes aerodinâmicos, através de tabelas, resultantes da realização do objetivo principal e da pesquisa bibliográfica, para a melhoria da NBR 6123/88, a fim de que esta questão dos ventos oblíquos seja melhor contemplada;
- b) determinação da magnitude do efeito de torção para os ensaios realizados e comparação com o procedimento adotado pela Norma atual.

## 2.3 HIPÓTESES

Na existência de edificações vizinhas de dimensões semelhantes ao edifício estudado, os maiores coeficientes aerodinâmicos serão, no mínimo em 85% dos casos, para ângulos oblíquos de incidência do vento e a magnitude de tais coeficientes será de 1,5 a 2,5 vezes maior que a média dos mesmos, tanto para sucção, quanto para sobrepressão, em ambas direções x e y de referência.

## 2.4 PREMISSAS

Os ensaios de edifícios, em túnel de vento, apresentam resultados muito mais próximos da realidade se comparados com os resultados previstos em Norma, devido à simulação de modelos em escala. Portanto, considerar-se-á que os melhores coeficientes a serem usados para o dimensionamento das estruturas, são os obtidos dos ensaios de túnel de vento.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

Os seguintes itens são delimitações da pesquisa:

- a) os edifícios ensaiados estão em território brasileiro, porém serão feitas comparações com procedimentos utilizados em Normas internacionais;
- b) os ensaios são feitos apenas no túnel de vento Prof. Joaquim Blessmann, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS. A velocidade máxima do escoamento de ar na câmara do túnel de vento, com vento uniforme e sem modelos, é de 150 km/h.

## 2.6 LIMITAÇÕES

Os seguintes tópicos são limitações do estudo:

- a) os modelos no túnel de vento são em escala reduzida (normalmente de 1/220 a 1/440). Apesar das condições de laboratório tentarem simular perfeitamente a realidade, sempre haverá erros, já que a similaridade dimensional de todas as grandezas físicas não é obtida;

- b) a velocidade básica de vento é tomada a partir das Isopletas, que são um mapa de distribuição das velocidades básicas de vento em todo o Brasil. Portanto, as velocidades básicas, usadas pela Norma e nos ensaios de túnel de vento, são uma média local.

## 2.7 DELINEAMENTO

A seguir, são descritas as etapas que foram realizadas para o desenvolvimento do presente trabalho. O esquema descrito abaixo é também representado na figura 1:

- a) pesquisa bibliográfica de trabalhos e ensaios de modelos de edifícios reais, realizados no túnel de vento da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Lembra-se que alguns deles foram usados como temas para dissertações e teses por alunos de mestrado e doutorado, respectivamente;
- b) revisão bibliográfica de estudos realizados no exterior. Há estudos, principalmente norte-americanos, de extrema importância para a melhor compreensão dos efeitos de vento em edifícios altos;
- c) acompanhamento dos procedimentos de montagem de modelos em escala e realização de cinco ensaios (levando-se em conta as diferentes configurações dos modelos) em túnel de vento de edifícios que serão construídos futuramente no Brasil;
- d) obtenção dos coeficientes aerodinâmicos e esforços devidos ao vento para cada um dos modelos ensaiados, análise global dos efeitos e conseqüências resultantes destas solicitações nos edifícios em estudo;
- e) comparação dos resultados obtidos com os procedimentos padrão da Norma vigente, com a finalidade de verificação do nível de segurança oferecido pela mesma;
- f) elaboração das correlações e elaboração de tabelas e figuras para a melhor determinação dos efeitos de carregamento do vento, para alguns formatos diferentes de edifícios. São apresentadas no final, algumas figuras esquemáticas de alguns formatos de edifícios, com tabelas e correlações empíricas, que estimam os coeficientes aerodinâmicos para ventos oblíquos de forma mais precisa do que a Norma Brasileira atual.

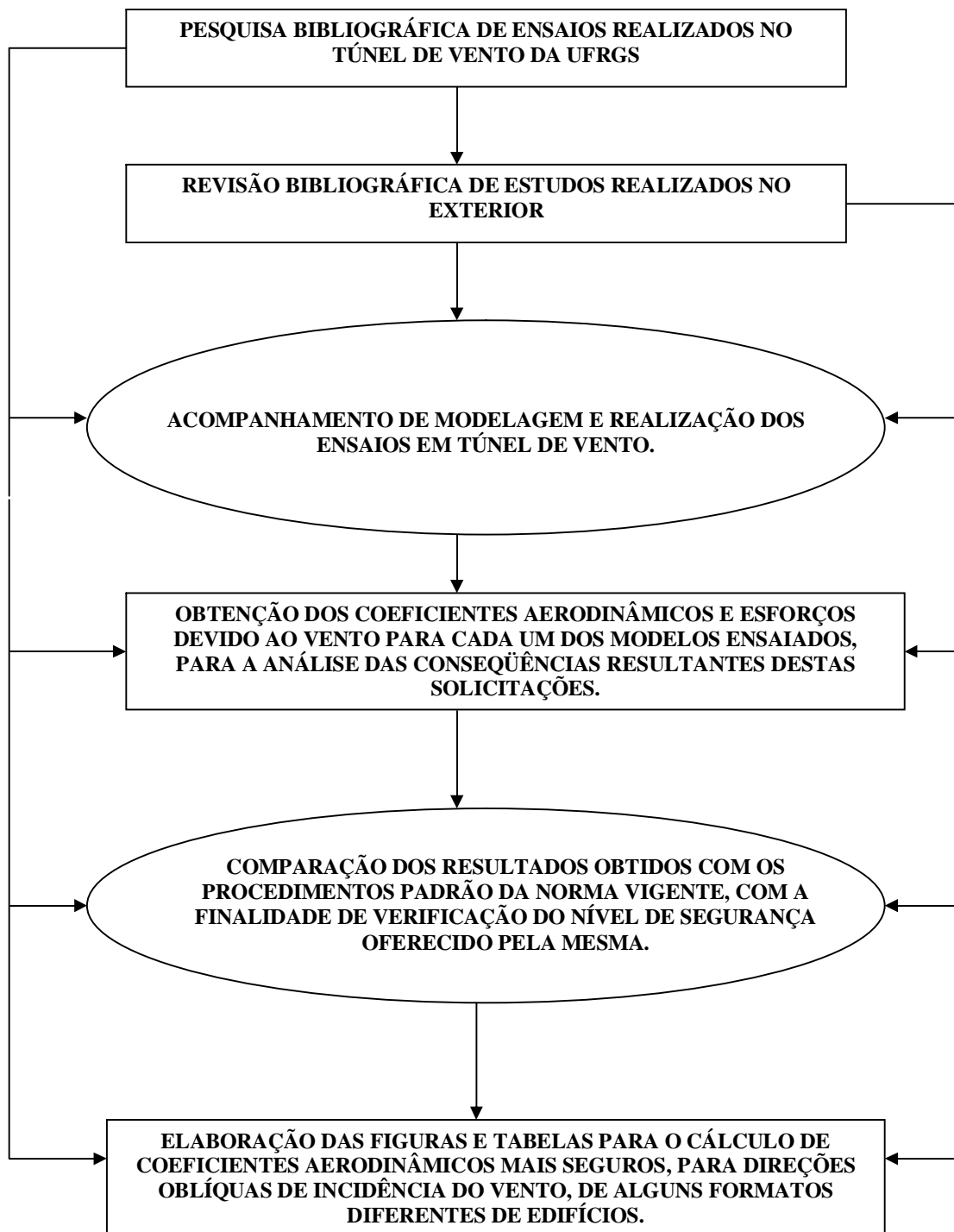


Figura 1: organograma do delineamento do trabalho

### 3 INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE VIZINHANÇA NO CAMPO AERODINÂMICO DE EDIFÍCIOS ALTOS

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE A INFLUÊNCIA DOS EFEITOS DE VIZINHANÇA EM EDIFÍCIOS

O carregamento devido ao vento atuante numa estrutura existente não depende somente das características da mesma, mas também das suas construções vizinhas, que podem influenciar enormemente o campo aerodinâmico do edifício em questão. Loredou-Souza et al. (2004, p. 1) colocam que:

De um modo geral, as forças devidas ao vento em edificações são obtidas a partir de coeficientes aerodinâmicos contidos em Normas, manuais ou relatórios de pesquisas. Estes coeficientes referem-se a construções isoladas. Entretanto, edificações situadas nas proximidades podem causar efeitos ponderáveis de interação, aumentando as sucções, forças e momentos fletores e momentos torçores.

A partir desta colocação, percebe-se que a Norma NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) já não retrata a realidade tão fielmente, pois calcula os coeficientes para edificações isoladas e não leva em conta efeitos de vizinhança importantes. Há três tipos básicos de efeitos de vizinhança provocados pelo vento:

- a) efeito Venturi;
- b) deflexão vertical;
- c) turbulência de esteira.

Devido a infinitas configurações de vizinhança que ocorrem para os mais diversos casos, a Norma não consegue contemplá-las precisamente (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 1).

Os efeitos de interferência de edifícios são estudados em túnel de vento, simulando-se as principais características do edifício em questão e de suas construções vizinhas. Portanto, verifica-se a importância do uso do túnel de vento na estimativa dos coeficientes aerodinâmicos. Loredou-Souza et al. (2004, p. 2) colocam que “Os resultados preliminares

indicam que as solicitações podem ser significativamente alteradas pela presença da vizinhança, em relação ao prédio isolado”.

O túnel de vento é muito importante como ferramenta de projeto porque a Norma não trata os efeitos de vizinhança de uma forma mais específica. Ela trata desse assunto da seguinte forma: estabelece coeficientes de majoração da velocidade básica de vento, de acordo com o local em que o edifício se encontra. Se este local for o centro de uma grande cidade, por exemplo, significa que a proteção aerodinâmica é maior pela presença de muitas construções vizinhas, necessitando-se de coeficientes de majoração menores. Para a avaliação da torção, a Norma estabelece uma excentricidade do Centro de Torção em relação ao Centro de Gravidade da seção maior para edificações com efeitos de vizinhança, o que já ajuda numa estimativa mais segura.

Loredo-Souza et al. (2004, p. 2) indicam que “Maiores níveis de segurança e confiabilidade são atingidos quando a consideração criteriosa dos efeitos do vento é feita a partir da etapa de concepção. Este processo preventivo é, geralmente, o de menor custo e o de maior eficiência”.

Portanto, as estimativas dos coeficientes aerodinâmicos e carregamento de vento devem ser bem feitas, pois é muito mais fácil prevenir do que recuperar a estrutura posteriormente, já que não há maneiras fáceis e baratas de executar-se estes tipos de reparos.

**O efeito Venturi** é um efeito de vizinhança caracterizado por afunilamento do vento, causado por duas ou mais edificações vizinhas, acelerando o escoamento e causando sucções elevadas. Este efeito pode aparecer principalmente em edificações muito próximas e há casos em que já foram observados coeficientes aerodinâmicos de pressão médios negativos (sucções) excedendo, em módulo, o valor 2,0. Este efeito é esquematizado na figura 2.

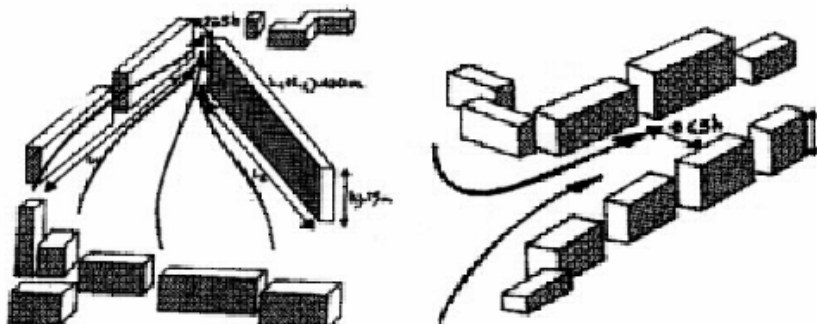


Figura 2: efeito Venturi (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 3)

Há, portanto, um grande coeficiente de pressão devido ao efeito Venturi. Realmente, ele é um efeito muito importante em que se deve tomar muito cuidado.

Já no **efeito de deflexão vertical**, parte do vento incidente na fachada de barlavento é defletida para baixo, aumentando a sua velocidade perto do solo. Edificações baixas nestas regiões apresentam grandes sucções devidas a esse efeito de vizinhança. A figura 3 mostra o efeito da deflexão vertical.

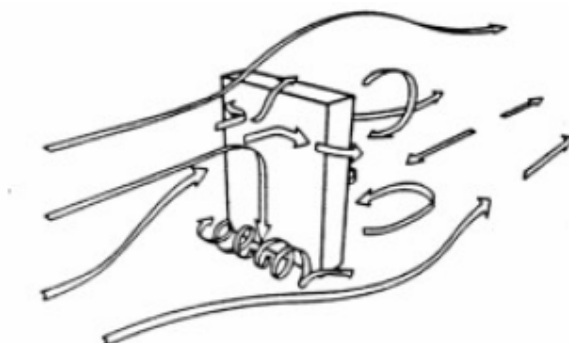


Figura 3: deflexão vertical (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 3)

Na ocorrência de **turbulência de esteira**, quando houver uma edificação situada a sotavento de outra, esta pode ser afetada sensivelmente pela turbulência gerada na esteira da edificação de barlavento. Esta turbulência é particularmente importante em edificações com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves. A esteira é a região de baixa pressão causada na zona de sotavento, devida a um vento. Nessas regiões há turbulência e pressões negativas que causam sucção em coberturas de edificações mais baixas. A figura 4 representa esta situação.

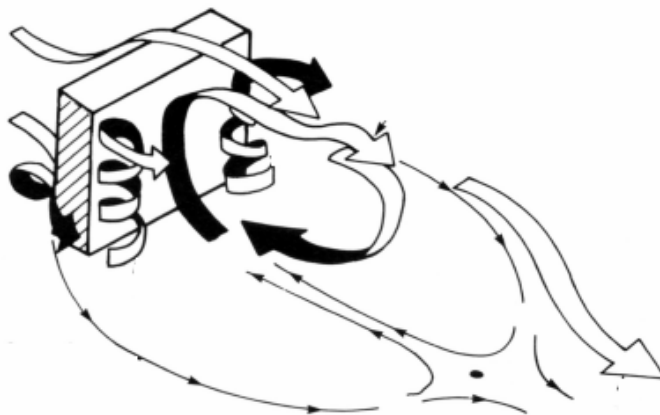


Figura 4: turbulência de esteira (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 4)

Loredo-Souza et al. (2004, p. 3) apontam que, se houver edificações que se alinham na direção do vento, é possível definir-se três tipos diferentes de padrões de escoamento devidos a esses efeitos de vizinhança:

- a) regime de escoamento de corpo isolado;
- b) regime de escoamento deslizante;
- c) regime de escoamento de interferência de esteira.

No escoamento de corpo isolado, as edificações têm afastamento suficiente para que seja desconsiderado o efeito de vizinhança. “A distância de separação  $x$  é maior que a soma dos comprimentos de separação a barlavento e de recolamento a sotavento” (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 4). A figura 5 mostra um esquema desse tipo de escoamento.

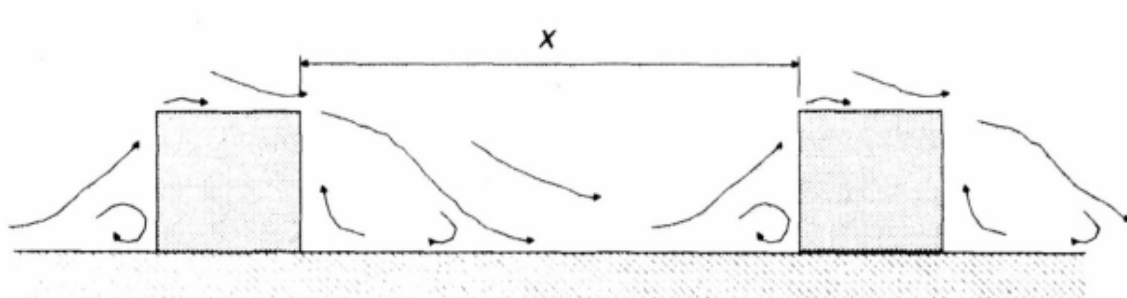


Figura 5: escoamento de corpo isolado (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 4)

No escoamento deslizante os edifícios são suficientemente próximos de tal forma que um vórtice estável pode se formar no espaço entre eles. A proteção é grande e as forças nos edifícios situados a sotavento, individualmente, são muito pequenas, pois este edifício encontra-se mergulhado na esteira do primeiro. A figura 6 está representando esta situação.

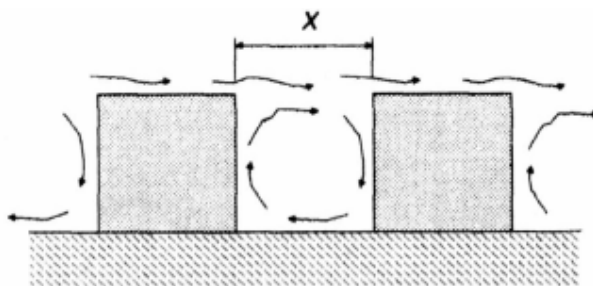


Figura 6: escoamento deslizante. (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 5)



Alguns efeitos de vizinhança podem ajudar a proteger algumas edificações. Neste caso, havendo dois edifícios alinhados e relativamente próximos um do outro, há uma diminuição de esforços naquele que se situa perto da fachada de sotavento do primeiro e sujeito à esteira do mesmo.

O regime de interferência de esteira é um efeito de vizinhança caracterizado por um estado intermediário entre os dois descritos anteriormente. A figura 7 mostra o que ocorre.

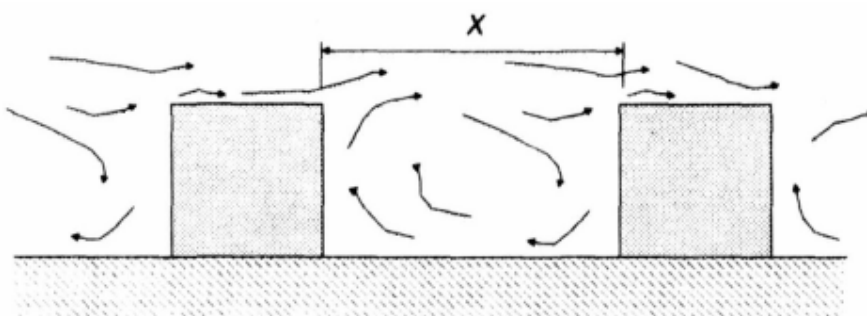


Figura 7: interferência de esteira. (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 5)

### 3.2 ESTUDO, METODOLOGIA E ANÁLISE DE UM MODELO EM ESCALA, ENSAIADO NO TÚNEL DE VENTO

Nos estudos de Loredou-Souza et al. (2004, p. 5), foi construído um modelo reduzido e ele foi ensaiado no túnel de vento na escala 1/400. Recebeu 110 tomadas de pressão externa, que foram aplicadas girando-se o modelo em 360°, sendo estas pressões tomadas a cada 15°. Houve 2856 registros de pressões. O modelo é o mais próximo possível do real a ser construído. Este edifício possui 75 metros de altura e dimensões em planta de 35,60 x 47,60m, aproximadamente.

Segundo Loredou-Souza et al. (2004, p. 7), no túnel de vento, o vento simulado possui um perfil potencial de velocidades médias de expoente  $p = 0,23$ , correspondente a um terreno com rugosidade entre as categorias III e IV da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10).

A Norma Brasileira NBR 6123 possui coeficientes de majoração da velocidade básica para diferentes características dos ventos. Um deles diz respeito à rugosidade e altura da edificação. Este coeficiente, chamado de S2, depende da categoria do local da edificação, que representa a rugosidade e de sua classe, aspectos de sua altura e elementos de vedação.

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10 ):

- a) Categoria III – terreno plano ou ondulado com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;
- b) Categoria IV – terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Tomou-se um valor de rugosidade entre estas duas categorias por apresentarem semelhança com o local em estudo, ou até mesmo, para que o coeficiente aerodinâmico seja maior, representando uma situação mais desfavorável, para obter-se um resultado mais seguro.

Loredo-Souza et al. (2004, p. 7) colocam que:

Próximo ao modelo instrumentado foram reproduzidas as edificações mais próximas, na escala do modelo, para que as condições de escoamento próximas ao edifício correspondessem o mais fielmente possível às condições reais às quais a edificação estará sujeita depois de concluída.

O primeiro passo da metodologia para a avaliação dos ensaios em túnel de vento é a determinação dos coeficientes de pressão, que são definidos pela fórmula 1.

$$\bar{c}_p = \frac{1}{T} \int_0^T p(t) dt \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde,

p(t) – pressão instantânea na superfície de referência;

t = tempo;

T = período de amostragem;

q = pressão dinâmica do vento.

Apesar das pressões de pico não agirem simultaneamente sobre toda a estrutura, as pressões médias podem ser integradas para fornecerem valores médios das forças cortantes, momentos fletores e de torção atuantes na edificação (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 9).

Portanto, a Norma toma pressões médias para o cálculo do efeito do vento e depois majora esse efeito através dos coeficientes de arrasto.

Segundo Loredo-Souza et al. (2004, p. 9), os coeficientes de pressão permitem o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos de forma a serem relativos ao efeito do vento agindo perpendicularmente a uma face inteira do edifício. A fórmula do coeficiente de forma externo é dada pela fórmula 2.

$$C_f = (\text{Força}) / (\text{pressão dinâmica}) * (\text{Área}) \quad (\text{fórmula 2})$$

Loredo-Souza et al. (2004, p. 9) indicam que:

Para algumas incidências do vento, valores elevados de sucções externas aparecem em zonas restritas da edificação, zonas estas situadas nas proximidades das bordas. Estas sucções não aparecem simultaneamente em todas estas zonas, e são usadas apenas para o dimensionamento, verificação e ancoragem de elementos de vedação.

Ou seja, há zonas de intensa sucção nas bordas da edificação que não são levadas em conta pela Norma quanto à análise global, porém, a mesma fornece os coeficientes de pressão necessários para que os elementos de vedação agüentem estas grandes pressões.

Os coeficientes de força referem-se ao efeito global da força na estrutura. São tomados a partir da projeção ortogonal do edifício em relação ao vento incidente. Estes coeficientes aerodinâmicos são determinados através das fórmulas 3 e 4 (LOREDO-SOUZA et al., 2004 p. 10).

$$C_x = \frac{F_x}{q B_y H} \quad (\text{fórmula 3})$$

$$C_y = \frac{F_y}{q B_x H} \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde,

$C_x$ ,  $C_y$  = coeficientes de força globais nas direções x e y, conforme indicado na figura 8;

$F_x$ ,  $F_y$  = forças globais nas direções x e y, conforme indicado na figura 8;

$B_x$ ,  $B_y$  = dimensões nominais da seção transversal do prédio;

$H$  = altura de referência (100metros).

O coeficiente de torção é usado nos ensaios do túnel de vento para a determinação do momento torçor. A Norma contempla a questão da torção através da idéia de excentricidade entre o ponto de carregamento do vento e o centro elástico do pavimento em questão (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 10).

$$C_t = \frac{M_t}{q B_x B_y H} \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde,

$M_t$  = momento torçor em relação ao ponto de origem dos eixos x e y, conforme figura 8;

$q$  = pressão dinâmica;

$B_x, B_y$  = dimensões nominais da seção transversal do prédio;

$H$  = altura de referência (100 metros).

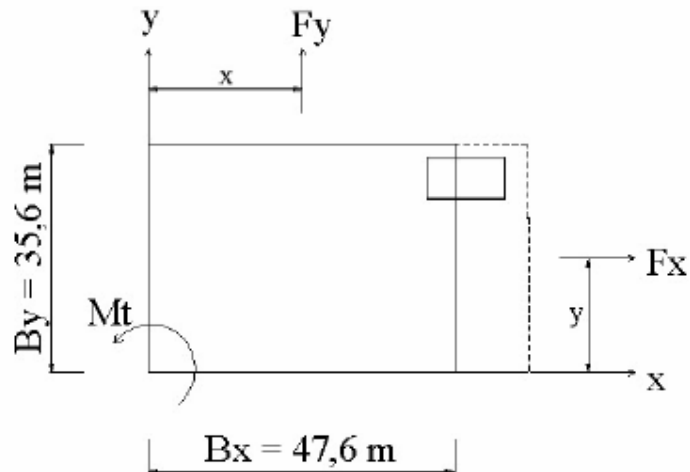


Figura 8: referência para os coeficientes de força e torção (fonte: LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 10)

Para o cálculo dos coeficientes aerodinâmicos é preciso conhecer-se a velocidade básica. Esta velocidade adotada foi de 38 m/s para a cidade de São Paulo. Isto verifica-se nas isopletas, representadas na figura 9, que são curvas que indicam a velocidade básica em todas as regiões do Brasil. A velocidade básica é a máxima velocidade média de uma rajada de 3 segundos de duração e que tem a probabilidade de ser excedida em um período de retorno de 50 anos, a 10 metros do nível do terreno, em uma região plana e sem obstáculos (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 11).

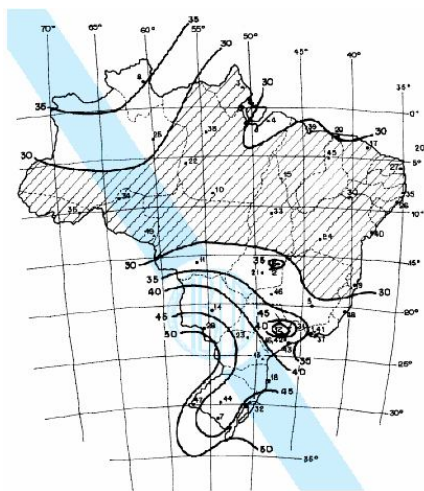


Figura 9: mapa das isopletas da NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 6)

“Existem diversos mecanismos que causam excitação em edifícios altos. Estes incluem a excitação direta pela energia cinética contida na turbulência atmosférica, o desprendimento cadenciado de vórtices, além de outros associados a efeitos aeroelásticos”. Foi concluído com o estudo que a existência de edifícios altos na vizinhança pode aumentar os esforços em até 40% no edifício em questão (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 11).

Blessmann (1992 apud LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 11) relata que:

Pode-se citar o caso do edifício do Citibank, na Avenida Paulista, em São Paulo, SP, em que o **momento torsor** devido ao vento sofreu um acréscimo de até 125% para certas condições de incidência do vento, em relação ao que sofreria caso a vizinhança não existisse.

Segundo Loredo-Souza et al. (2004, p. 12), a adoção de medidas construtivas, tais como a realização de chanfros nas arestas vivas da edificação afim de eliminá-las, podem reduzir em até 40% os esforços do vento, resultando em coeficientes aerodinâmicos menores.

### 3.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os resultados dos ensaios são mostrados nos quadros 1 e 2.

Ângulo $\alpha$	Vizinhança		Isolado	
	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$
0°	0,18	0,96	0,06	0,80
45°	0,54	0,75	0,46	0,59
90°	0,09	0,15	0,52	-0,03
135°	0,04	-0,57	0,47	-0,56
180°	-0,07	-0,61	0,05	-0,69
225°	-0,45	-0,23	-0,46	-0,60
270°	-0,38	0,15	-0,54	-0,02
315°	0,15	0,66	-0,44	0,61

Quadro 1: coeficientes de força em função do ângulo de incidência do vento (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 12)

Ângulo $\alpha$	Vizinhança $C_t$	Isolado $C_t$
0°	0,69	0,60
45°	0,35	0,23
90°	0,08	-0,21
135°	-0,36	-0,55
180°	-0,39	-0,53
225°	0,03	-0,31
270°	0,37	0,17
315°	0,49	0,67

Quadro 2: coeficientes de torção em função do ângulo de incidência do vento (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 12)

A presença de edifícios altos, ao lado do prédio estudado, provoca a aceleração do escoamento nas laterais do edifício, o que causa uma sucção bastante elevada nas faces de sotavento e, como consequência, um aumento nos coeficientes aerodinâmicos. Com relação à força na direção x, para os ângulos de incidência de 90° a 135° e de 270° a 315°, é notável o efeito de proteção causado pelos mesmos prédios, que anteriormente foram responsáveis por um acréscimo da força na direção y com o ângulo de 0°.

Ressalta-se aqui a importância do ensaio no túnel de vento, já que a configuração de vizinhança é muito influente nos esforços devidos ao vento. Os mesmos edifícios que aumentam os esforços para uma direção, na outra, protegem o prédio estudado. O coeficiente de força na direção y ( $C_y$ ), para o vento a 0°, é 20% maior que no estudo feito sem os efeitos de vizinhança (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 13). Os resultados também são mostrados em formas de gráficos, nas figuras 10 e 11.

De acordo com Loredou-Souza et al. (2004, p. 13), “Para o caso de torção, percebe-se uma inversão no sentido de aplicação da solicitação para o ângulo de incidência do vento de 90° e 225°”. Os momentos torçores dobraram para alguns ângulos de incidência do vento, mostrando como são drásticos o efeito do vento oblíquo e os efeitos de vizinhança sobre o edifício. São valores acima do que os estimados pela Norma Brasileira.

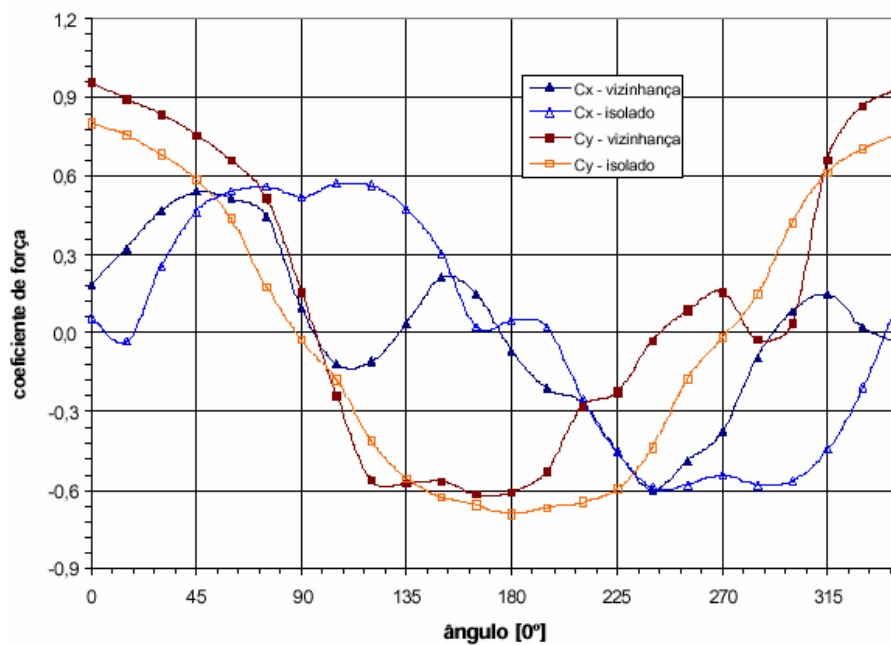


Figura 10: variação dos coeficientes de força nas direções x e y, com ou sem os efeitos de vizinhança (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 13)

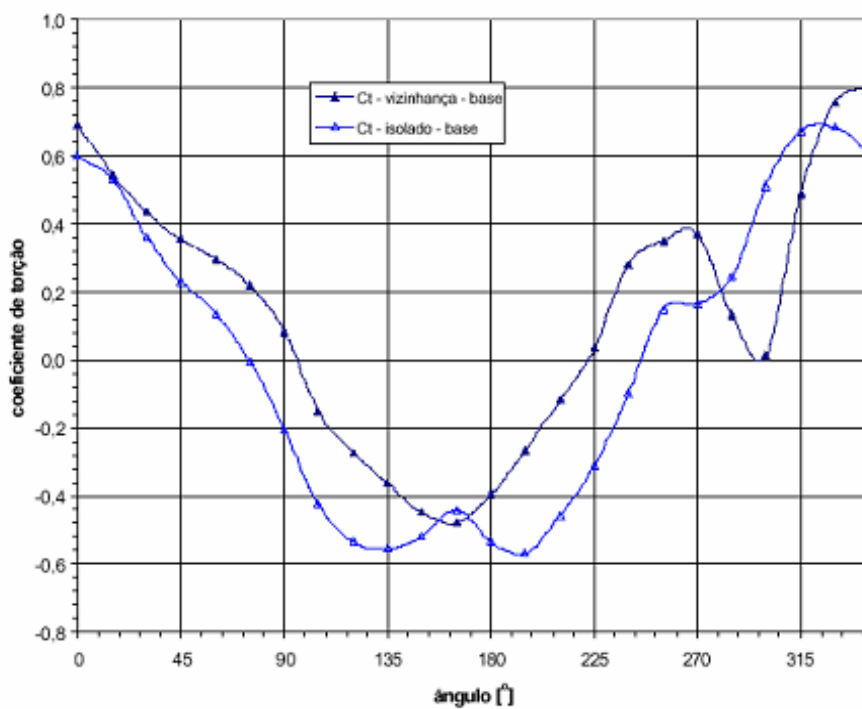


Figura 11: variação dos coeficientes de torção nas direções x e y, com ou sem os efeitos de vizinhança (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 14)



## 4 EFEITOS ESTÁTICOS DE TORÇÃO DEVIDOS AO VENTO EM EDIFÍCIOS ALTOS

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS SOBRE OS EFEITOS ESTÁTICOS DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS

Segundo Carpeggiani et al. (2004, p. 1), as Normas apenas consideram os efeitos dos ventos incidentes perpendicularmente às fachadas de edifícios de formato retangular, o que faz com que o projetista ignore os esforços de torção pela suposição da distribuição uniforme de cargas na fachada, anulando-se lateralmente. Lembra-se que isso raramente acontece, aparecendo efeitos de torção provocados pela turbulência do vento, o que faz a distribuição de pressão ser assimétrica. Os esforços de torção dependem principalmente de três fatores: forma externa da edificação, efeitos de vizinhança e efeitos dinâmicos na estrutura.

Este estudo, mostrado a seguir, apresentará resultados ensaiados em túnel de vento, para a ação estática do vento incidente sobre edifícios altos com diversas seções transversais diferentes, além de comparar-se os resultados prático e teórico de cada modelo entre os ensaios do túnel de vento, a Norma Brasileira, a Canadense e a Alemã.

“As cargas devidas à torção tornam-se mais evidentes quando a incidência do vento for oblíqua a uma das fachadas ou mesmo quando o sistema estrutural não for simétrico (o eixo de torção não coincide com o eixo geométrico)” (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 2).

Portanto, percebe-se que estudos de laboratório têm mostrado que a incidência de ventos oblíquos às fachadas tende a causar maiores efeitos de torção.

Carpeggiani et al. (2004, p. 2) colocam que há estudos que mostram que mesmo em edifícios de seção retangular, com o eixo de torção coincidindo com o eixo geométrico, aparecem grandes esforços de torção para incidências oblíquas de ventos. Além disso, não é possível eliminar-se a torção, mas é possível reduzi-la ou projetar adequadamente a estrutura para suportar esse tipo de esforço.

O uso do túnel de vento como ferramenta para a obtenção dos coeficientes de torção para edifícios com algumas características acima descritas é imprescindível, conduzindo a resultados coerentes e aceitáveis para o cálculo estrutural (CARPEGGIANI et al., 2005, p. 2).

## 4.2 MODELOS ENSAIADOS

O estudo é feito realizando-se um modelo reduzido do edifício em análise. No presente trabalho, os modelos de cada edifício variam entre as escalas 1/220 e 1/400, para que possam ser ensaiados em túnel de vento. Os modelos receberam tomadas de pressão nas fachadas, sendo as mesmas distribuídas de modo a permitir um levantamento representativo das pressões em toda a edificação, girando-se o modelo em 360°, com medidas a cada 15° de incidência do vento. Nos estudos de Carpeggiani et al. (2004, p. 2), nas figuras 12 a 20, há a representação dos modelos que serão estudados.

O Modelo 1 é um prédio de altura total de 118,0 m e dimensões máximas transversais de 29,35 x 18,35 m. Modelo na escala 1/250, local: Londrina –PR, conforme figura 12.

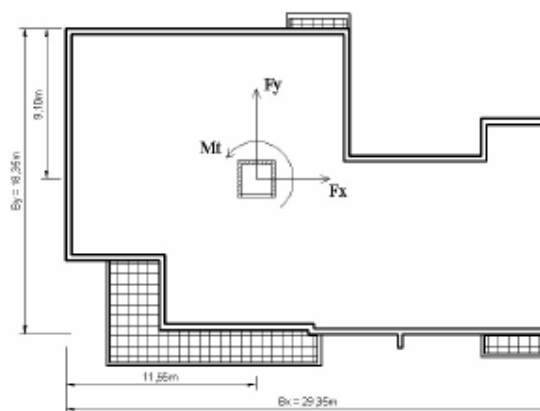


Figura 12: ensaios de esforços de torção-modelo 1 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 3)

O Modelo 2 é um prédio de altura total de 120,1 m e dimensões máximas transversais de 40,74 x 17,26 m. Modelo na escala 1/250, local: São Paulo – SP, conforme figura 13.

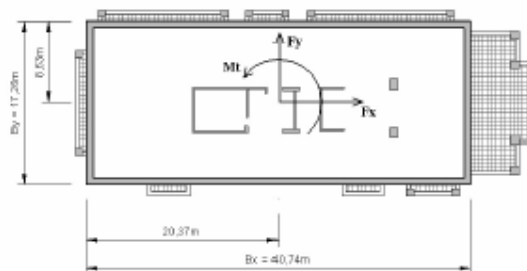


Figura 13: ensaios de esforços de torção-modelo 2 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 3)

O Modelo 3 é um empreendimento que possui quatro edificações, sendo somente duas instrumentadas a fim de verificar as pressões nas fachadas. Primeiramente ambas isoladas e, posteriormente, com os demais prédios existentes para efeitos de vizinhança. Os mesmos têm altura total de 75,0 m e dimensões transversais na base de 35,6 x 47,6 m. Modelo na escala 1/400, local: São Paulo – SP, conforme figura 14.

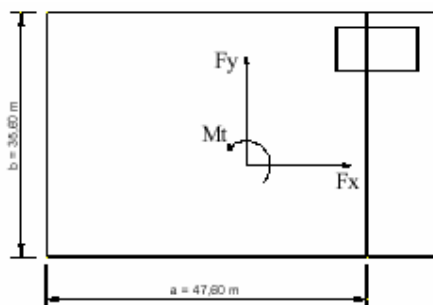


Figura 14: ensaios de esforços de torção-modelo 3 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 3)

O Modelo 4 trata de um conjunto de quatro prédios de dimensões 33,20 x 32,00 m, com altura de 93,50m e situados sobre um bloco com lojas de departamentos e estacionamentos, com dimensões 132,10 x 96,60 m. O modelo está na escala 1/400, local: São Paulo – SP, conforme figura 15.

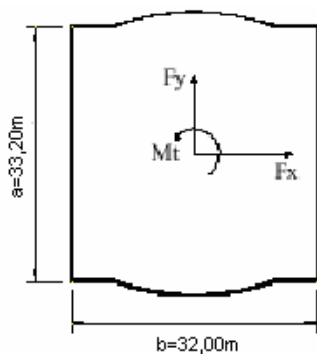


Figura 15: ensaios de esforços de torção-modelo 4 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 4)

O Modelo 5 é um prédio que tem forma transversal em “L” com altura total de 108,6 m e dimensões máximas transversais de 37,58 x 37,58 m”. Escala: 1/350, local: São Paulo – SP, conforme figura 16.

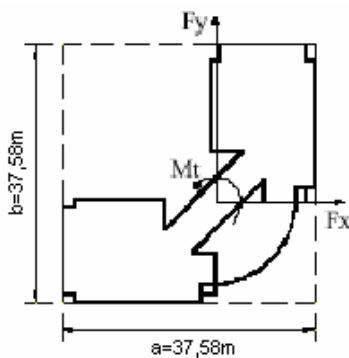


Figura 16: ensaios de esforços de torção-modelo 5 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 4)

O Modelo 6 é um prédio de altura total de 72,52 m e dimensões máximas transversais de 45,61 x 22,80 m, com secção transversal em forma de “U”. Modelo reduzido na escala 1/250. local: São Paulo – SP, de acordo com a figura 17.

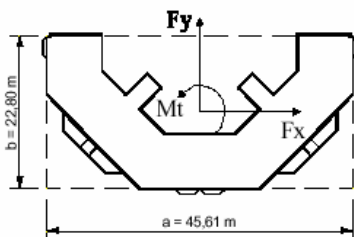


Figura 17: ensaios de esforços de torção-modelo 6 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 4)

O Modelo 7 trata de um prédio com uma altura total de 142,50 m e dimensões máximas transversais de 53,00 x 42,72. Escala: 1/400, local: São Paulo – SP, conforme a figura 18.

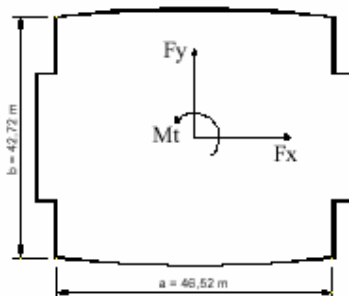


Figura 18: ensaios de esforços de torção-modelo 7 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 5)

O Modelo 8 é um prédio de altura total de 149,5 m e dimensões máximas transversais da torre de 36,50 x 15,70 m. Escala: 1/333, local: São Paulo – SP, de acordo com a figura 19.

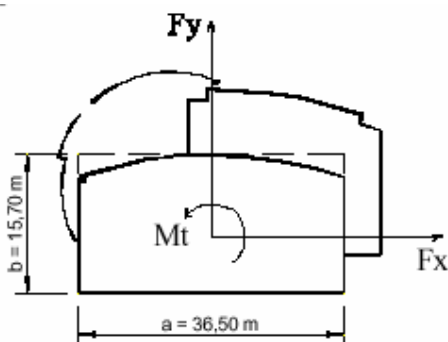


Figura 19: ensaios de esforços de torção-modelo 8 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 5)

O Modelo 9 trata de um prédio com uma altura total de 63,5 m, com secção em forma de L e dimensões máximas transversais de 73,26 x 62,76 m. Escala 1/220. Duas situações de ensaio: com efeitos de vizinhança parcial e com vizinhança total, local: Rio de Janeiro – RJ, de acordo com a figura 20.

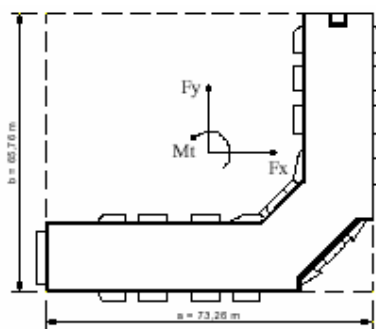


Figura 20: ensaios de esforços de torção-modelo 9 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 5)

#### 4.3 METODOLOGIA DE ANÁLISE E CONSIDERAÇÕES SOBRE CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS

A seguir é resumida a metodologia utilizada nos ensaios de túnel de vento. O perfil de velocidades médio, para o túnel de vento, é dado pela expressão da fórmula 6.

$$\frac{V(z)}{V_{ref}} = \left( \frac{z}{z_{ref}} \right)^p \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde,

$z_{ref}$  = 450 mm – cota do eixo longitudinal do túnel;

$V_{ref}$  = velocidade média em uma altura de referência;

$V$  = velocidade média na altura  $z$ .

Os modelos foram ensaiados para diferentes tipos de terrenos e rugosidades (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 7):

- a) usou-se um  $p = 0,19$ , que corresponde às características de rugosidade da superfície da categoria III da Norma (terreno plano ou ondulado com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas);

- b) usou-se um  $p = 0,23$  que corresponde às características de rugosidade da superfície situadas entre a categoria III e categoria IV (terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada);
- c) usou-se um  $p = 0,34$ , que corresponde às características de rugosidade da superfície da categoria V da Norma (terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados).

Foram considerados, para cada modelo estudado, os efeitos de vizinhança e a respectiva categoria do local do edifício.

De acordo com Carpeggiani et al. (2004, p. 8), com o passar dos anos, mais edificações vizinhas vão sendo construídas, o que poderá causar reduções dos esforços estáticos em algumas zonas da edificação, podendo também causar nocivos efeitos de vizinhança em outras zonas.

Os coeficientes aerodinâmicos são calculados de acordo com o procedimento mostrado no capítulo 3 do presente trabalho, através das fórmulas 1 a 5.

Carpeggiani et al. (2004, p. 8), de acordo com a figura 21, mostram que

As pressões devidas ao vento, que atuam nas faces verticais das edificações, causam esforços que podem ser reduzidos às forças binárias  $F_x$  e  $F_y$ , sobre os dois eixos coordenados, e quando aplicadas com uma excentricidade  $e_a$  e  $e_b$ , respectivamente, ao centro de torção, originam momento torçor.

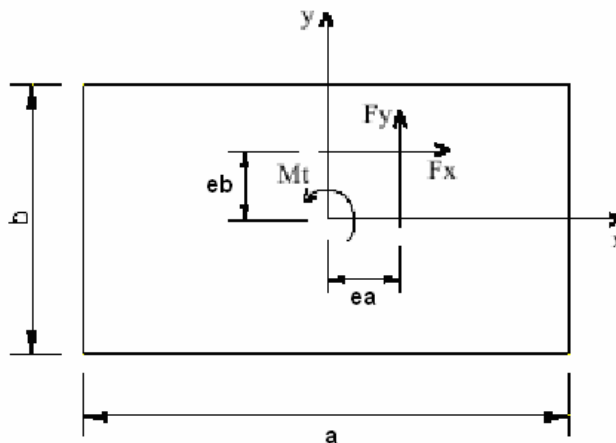


Figura 21: eixos de coordenadas, excentricidades e esforços (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 10)

A excentricidade da figura 21 é determinada pela fórmula 7 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 10).

$$ea = (Ct * By) / Cy \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde,

ea = excentricidade na direção x;

Ct = coeficiente de torção;

By = dimensão nominal na direção y da seção transversal do prédio;

Cy = coeficiente de força global na direção y;

(ea/a) = excentricidade normalizada na direção x (similar para direção y).

Após esta etapa, esta excentricidade é normalizada dividindo-a pelo comprimento a.

Segundo a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988 p. 4), para que seja possível a comparação dos ensaios com as Normas, as forças externas serão recompostas através das fórmulas 8, 9 e 10.

$$F = C * q * A \quad (\text{fórmula 8})$$

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (\text{fórmula 9})$$



$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde,

$q$  = pressão dinâmica de vento;

$V_0$  = velocidade básica de vento;

$S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  = parâmetros de correção topográfico, de rugosidade e de uso de ocupação, respectivamente;

$A$  = área da seção;

$F$  = força global e vento;

$C$  = coeficiente de força global da direção.

Quanto aos efeitos de torção, para comparar-se os resultados do túnel de vento com os da Norma, foram obtidas as excentricidades de acordo com a fórmula 11 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 11):

$$\hat{e} = \frac{M_t \text{ TÚNEL}}{F_{NBR-6123}} \quad (\text{fórmula 11})$$

Onde,

$F_{NBR 6123}$  = força estimada pela Norma;

$M_t$  túnel = momento torçor na base da edificação, obtido no túnel de vento.

Carpeggiani et al. (2004, p. 11) mostram que a Norma simplifica o cálculo das excentricidades devidas ao efeito de torção através de excentricidades fixas, de acordo com os seguintes critérios:

- a) sem considerar os efeitos de vizinhança, através da fórmula 12;
- b) considerando os efeitos de vizinhança, através da fórmula 13.

$$e_a = 0,075a \quad e_b = 0,075b \quad (\text{fórmula 12})$$

$$e_a = 0,15a \quad e_b = 0,15b \quad (\text{fórmula 13})$$

Carpeggiani et al. (2004, p. 12) consideram que

Os efeitos da vizinhança serão considerados somente até a altura do topo da ou das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b, adotando-se o menor valor destes dois valores.

Portanto, estes são os limites teóricos estabelecidos por Norma, para as edificações que irão causar efeitos significativos ao edifício em questão.

O procedimento da Norma Canadense (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 12) consiste no seguinte: edifícios e elementos estruturais devem ser capazes de resistir a pelo menos uma das duas condições a seguir:

- a) a carga total do vento sobre toda a superfície;
- b) 75% da carga total do vento agindo sobre qualquer parte da superfície e carga total no restante da mesma, considerando-se a que produza os maiores efeitos no edifício ou elemento estrutural em estudo.

Segundo esta Norma, essa redução de 25% da carga de vento deve-se ao comportamento das pressões observadas em ventos turbulentos. Aplicando-se o critério da Norma Canadense a uma edificação paralelepípedica, de seção retangular a x b, com centro de torção coincidindo com o centro geométrico, obtém-se uma excentricidade normalizada ( $e_a/a$ ) igual a 0,03 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 12).

Pela Norma Alemã (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 12), a determinação do carregamento de vento é dada pela fórmula 14.

$$F = C_f q(z) A_e \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde,

$C_f$  = coeficiente aerodinâmico;

$q(z)$  = pressão de referência do vento na altura  $z$ ;

$A_e$  = área de referência.

Carpeggiani et al. (2004, p. 13) explicam que:

A Norma Alemã apresenta um mapa com velocidades médias sobre 10 minutos, porém indica correções para transformação em velocidade de rajada de acordo com cada um dos quatro tipos de terreno apresentados. A Norma Brasileira disponibiliza diretamente a velocidade média de rajada (sobre 3 segundos).

Ou seja, há duas diferenças básicas entre a Norma Alemã e a Brasileira: a Alemã trata de quatro formas principais de seção de edifício, enquanto a Brasileira só trata de uma e a Norma Brasileira coloca diretamente a velocidade para uma rajada de três segundos, enquanto a Norma Alemã apresenta a velocidade para rajadas de dez minutos e fatores de correção.

Além destes métodos, ainda há o Método de Izyumov: são equações empíricas baseadas em ensaios do túnel de vento da universidade de Ontário, Canadá. Foi produzido um gráfico da velocidade reduzida do modelo em função da torção média, para diversos modelos diferentes (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 14).

#### 4.4 RESULTADOS E CONCLUSÕES FINAIS DOS ENSAIOS

Carpeggiani et al. (2004, p. 15) mostram abaixo, nos gráficos das figuras 22 a 30, os quais apresentam os coeficientes de excentricidade normalizada corrigidos, a relação entre os momentos torçores adquiridos nos ensaios e a força de arrasto estimada pela NBR 6123, para cada prédio submetido aos ensaios no túnel de vento.

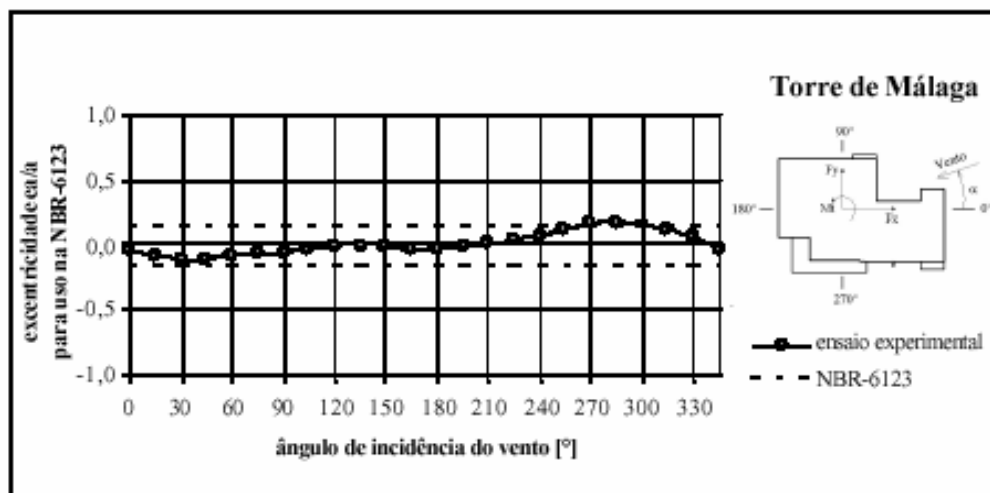


Figura 22: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 1 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 15)

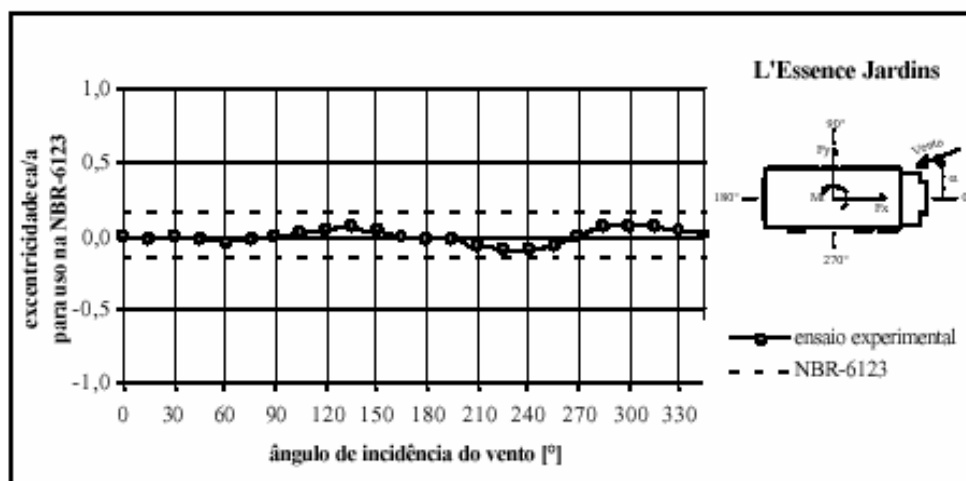


Figura 23: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 2 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 15)

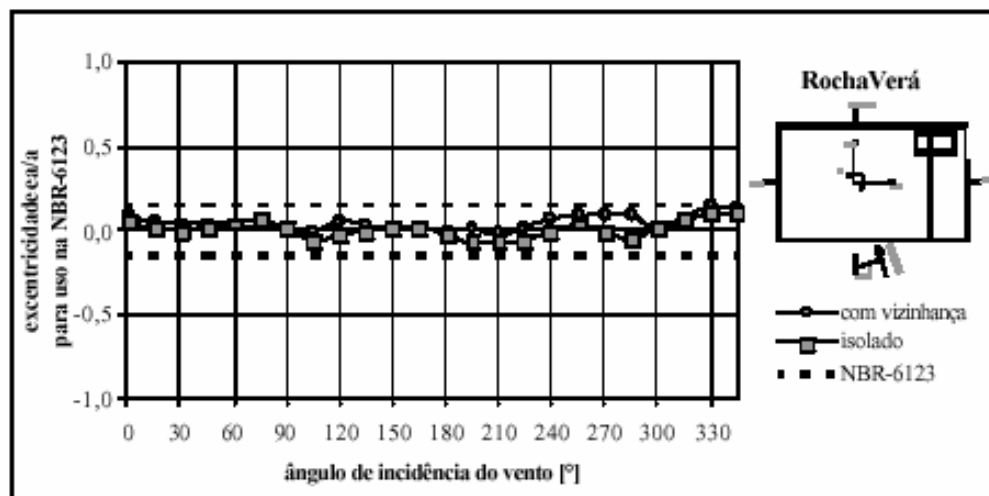


Figura 24: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 3 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 16)

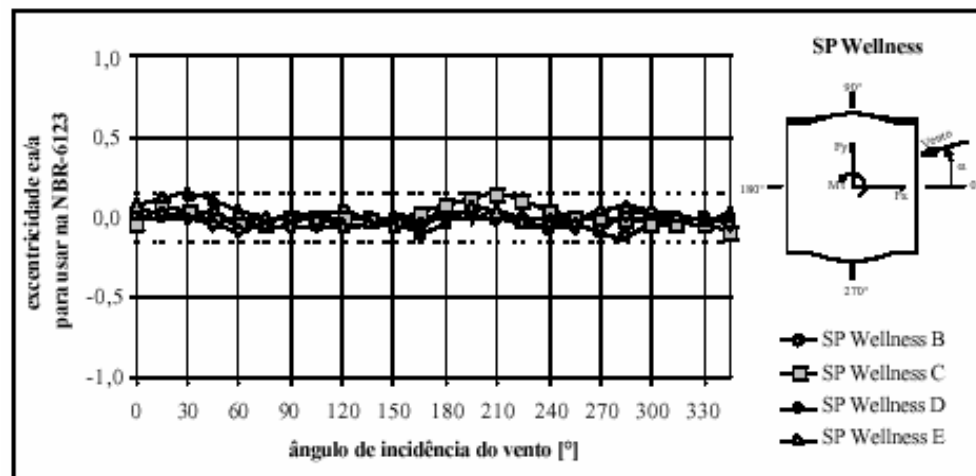


Figura 25: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 4 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 16)

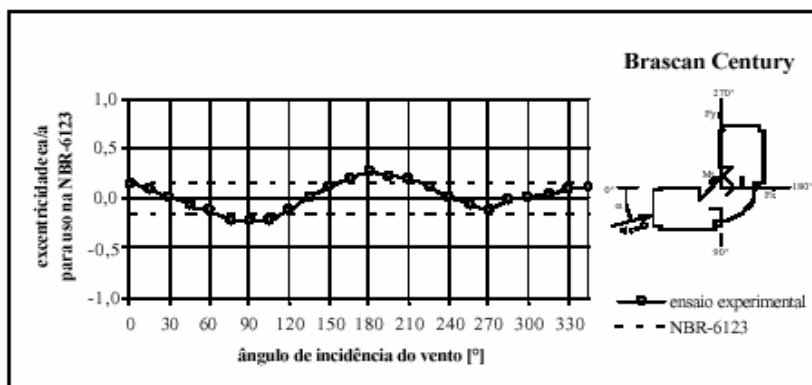


Figura 26: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 5 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 16)

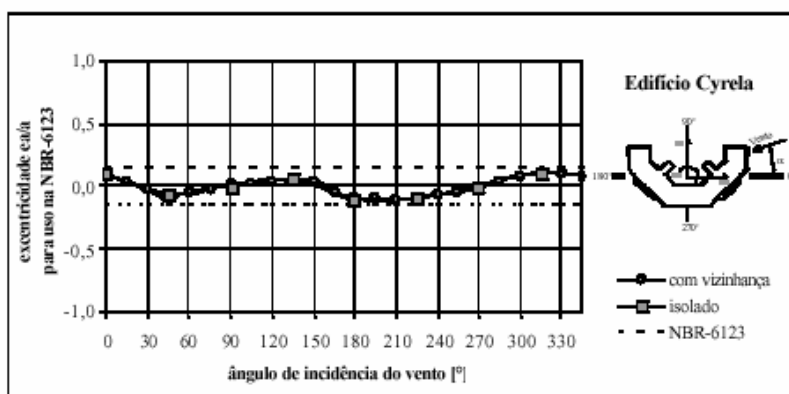


Figura 27: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 6 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 16)

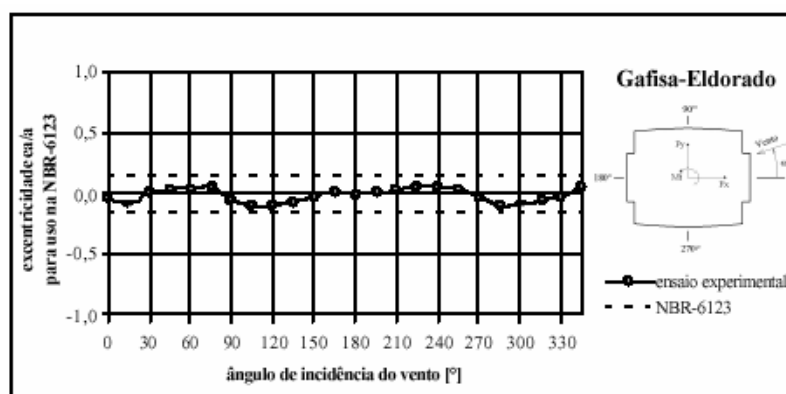


Figura 28: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 7 (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 16)

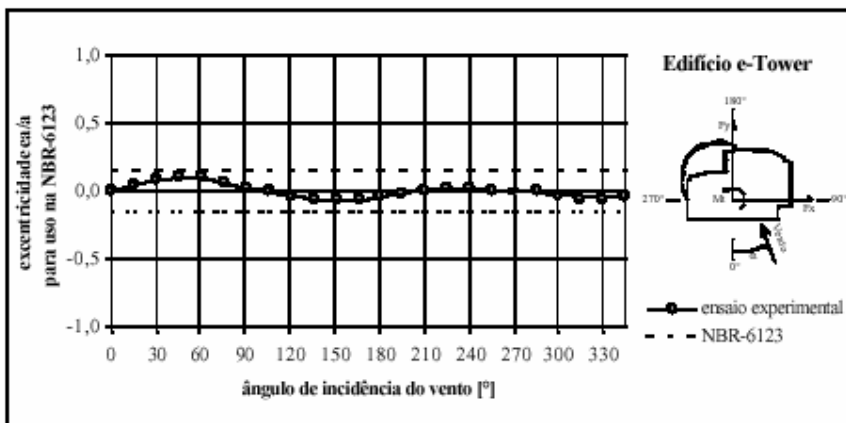


Figura 29: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 8 (CARPEGIANI et al., 2004, p. 16)

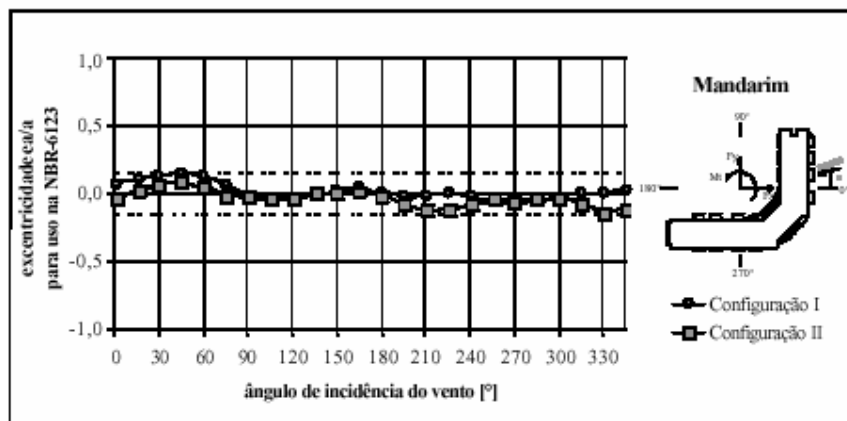


Figura 30: variação da excentricidade normalizada em função do ângulo de incidência do vento, para o Modelo 9 (CARPEGIANI et al., 2004, p. 16)

Percebe-se, portanto, que a Norma Brasileira contempla razoavelmente bem a questão das excentricidades como forma de avaliação dos efeitos de torção. Apenas os modelos 1, 5 e 9 obtiveram resultados ensaiados maiores que os da Norma. No quadro 3 são representados os resultados dos ensaios e a comparação entre as Normas, no que se refere a coeficientes aerodinâmicos.

Observa-se que, realmente, pelo quadro 3, os modelos 1, 5 e 9 foram os que mais apresentaram problemas de previsão em Normas relativos a coeficientes de torção. São seções bastantes recortadas e fora do convencional (paralelepípedo). Uma prova disso é que as seções do modelo 5 e 9 possuem formatos em “L”. Os modelos 6 e 8 foram os em que os

resultados dos esforços de torção do túnel de vento foram muito inferiores aos obtidos pela Norma. Quanto aos coeficientes de arrasto global  $C_x$  e  $C_y$ , os maiores problemas foram nos prédios das seções 6 e 8, ocorrendo o seguinte: a torção nos dois foi menor, pois possuem seções mais ou menos simétricas ou uniformes, ao contrário das seções dos modelos 5 e 9, que possuem seções assimétricas. Lembra-se que o edifício do modelo 6 é um pouco mais robusto se comparado aos outros. Quanto aos coeficientes de força, os principais problemas foram nos modelos 6 e 8 porque, para certas direções, a aproximação de uma área retangular de projeção ortogonal à direção do vento é muito ruim (exemplo: modelo 8 apresentou problema grave no  $C_x$ , na direção x, que é justamente a direção que contempla o detalhe circular da seção. Na direção y, o coeficiente não apresentou problemas, porque a área ortogonal da projeção do edifício era basicamente de uma área real aproximadamente retangular). Além disso, em relação às Normas Alemã e Canadense, percebe-se que a Norma Brasileira é muito mais precisa e oferece esforços mais reais e mais seguros.



Modelo	$H$ [m]	$B_x$ [m]	$B_y$ [m]	Escala do modelo	Vento [ $\bar{v}$ ]	Túnel de Vento*			NBR-6123			NBCC			DIN-1055		
						100  $C_d$	$C_d$	$C_s$	100  $C_d$	$C_d$	$C_s$	100  $C_d$	$C_d$	$C_s$	100  $C_d$	$C_d$	$C_s$
1	118,00	29,35	18,35	1:250	0,23	42,41	1,21	1,46	28,42	1,20	1,45	9,13	1,30	1,30	16,86	1,20	1,20
2	120,10	40,74	17,26	1:285	0,23	25,42	1,54	1,01	30,74	1,20	1,45	14,87	1,30	1,30	17,92	1,20	1,20
3	75,00	47,60	35,60	1:400	0,23	19,37	0,60	0,96	21,66	1,18	1,32	6,77	1,30	1,30	9,51	1,20	1,20
4	93,50	33,20	32,00	1:400	0,23	11,70	1,10	1,11	16,70	1,31	1,31	11,55	1,30	1,30	5,62	1,20	1,20
5	118,60	37,56	37,56	1:350	0,23 e 0,34	21,00	0,83	0,92	12,13	0,99	0,99	8,95	1,30	1,30	7,32	1,20	1,20
6	72,52	45,61	22,80	1:250	0,23	23,67	1,10	1,62	33,38	0,98	1,35	7,62	1,30	1,30	12,73	1,20	1,20
7	142,50	46,52	42,72	1:400	0,23	8,66	0,95	1,09	15,45	1,33	1,34	9,34	1,30	1,30	8,57	1,20	1,20
8	149,50	36,50	15,70	1:333	0,23	27,11	1,42	1,20	39,47	1,07	1,51	17,96	1,30	1,30	19,70	1,20	1,20
9	63,50	73,26	65,76	1:220	0,19	10,73	1,09	1,21	11,82	1,30	0,80	4,24	1,30	1,30	4,37	1,20	1,20

Quadro 3: quadro comparativo geral entre os edifícios analisados, em relação aos coeficientes aerodinâmicos obtidos (CARPEGIANI et al., 2004, p. 17)

No quadro 4, são representados os resultados dos ensaios e a comparação entre as Normas, relativos a esforços totais globais de flexão e torção.

Percebe-se pelo quadro 4 que, realmente, os modelos 1, 5 e 9 foram os que mais apresentaram problemas de previsão em Normas relativos a coeficientes de torção. São seções bastantes recortadas e fora do convencional (paralelepípedo). Uma prova disso é que as seções do modelo 5 e 9 possuem formatos em “L”. Os modelos 6 e 8 foram os em que os resultados dos esforços de torção do túnel de vento foram muito inferiores aos obtidos pela Norma.

Modelo	$V_o$ [m/s]	Túnel de Vento		NBR-6123			NBCC			DIN-1055			Isyumov			Túnel de Vento/NBR		
		$ F_y $ [kN]	$ M_t $ [kNm]	$ F_y $ [kN]	$ M_t $ [kNm]	$e_a/a$	$ F_y $ [kN]	$ M_t $ [kNm]	$e_a/a$	$ F_y $ [kN]	$ M_t $ [kNm]	$e_a/a$	$ M_t $ [kNm]	$e_a/a$ NBR	$e_a/a$ (BCC)	$F_y$ NBR [kN]	$M_t$ TÚNEL [kNm]	$e_a/a$
1	43	5.470	35.771	5.444	23.969	0,15	3.957	3.629	0,03	4.846	14.223	0,10	8.528	0,08	0,07	5.444	35.771	0,18
2	38	8.757	24.915	6.042	36.920	0,15	4.836	6.157	0,03	4.312	17.565	0,10	14.499	0,06	0,07	6.042	24.915	0,07
3	38	4.233	27.734	5.715	20.403	0,15	4.337	6.451	0,03	3.763	17.912	0,10	12.743	0,05	0,06	5.715	27.734	0,13
4	38	3.635	17.150	3.647	18.161	0,15	2.884	2.993	0,03	2.362	7.840	0,10	12.556	0,10	0,13	3.647	17.150	0,15
5	38	3.471	21.659	3.743	21.089	0,15	3.910	4.589	0,03	3.388	12.725	0,10	15.556	0,11	0,11	3.743	21.659	0,26
6	38	4.412	18.603	3.775	12.915	0,15	2.721	3.879	0,03	2.161	9.854	0,10	5.897	0,03	0,05	3.775	18.603	0,10
7	38	7.887	29.772	6.375	44.487	0,15	6.940	10.089	0,03	6.336	29.473	0,10	32.094	0,11	0,10	6.375	29.772	0,06
8	38	7.978	28.533	7.588	41.546	0,15	5.935	6.770	0,03	5.680	20.732	0,10	18.905	0,07	0,09	7.588	28.533	0,10
9	35	1.751	33.541	2.949	16.202	0,15	2.970	6.800	0,03	1.637	11.990	0,10	11.610	0,05	0,05	2.949	33.541	0,16

Quadro 4: quadro comparativo geral entre os edifícios analisados, em relação aos esforços globais obtidos (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 18)

Quanto aos momentos torçores, os modelos que apresentaram problemas foram: 1, 3, 6 e 9, o que diverge (alguns modelos) em relação aos coeficientes de torção calculados no item anterior. Lembra-se que um coeficiente seguro da Norma não garante por si só um momento resistente seguro. Isso se deve ao fato de que o cálculo dos momentos torçores depende de outras variáveis, como velocidade básica de projeto, coeficientes de rugosidade, topografia (estimados), entre outros (além de ser um coeficiente médio), que devem ser bem estimados. O próprio coeficiente de torção é uma relação entre várias grandezas. Assim sendo, mesmo

que o resultado dessas relações seja coerente, é preciso que cada grandeza seja o mais próximo possível da realidade.

Relativo aos momentos fletores, os modelos 2, 6, 7 e 8 foram os que apresentaram problemas, o que reflete os resultados mostrados pelos coeficientes de força.

Carpeggiani et al. (2004, p. 19) afirmam que

Os ensaios em túnel de vento com modelos reduzidos comprovaram que as desiguais distribuições de pressões, ao longo das fachadas dos prédios, originam efeitos de torção, sendo esse mais significativos para edificações com secção transversal não retangular.

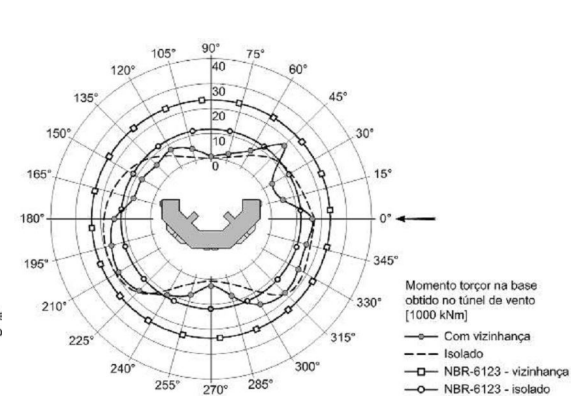
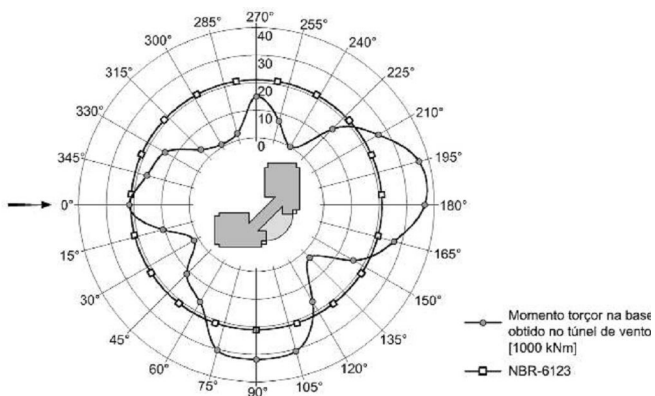
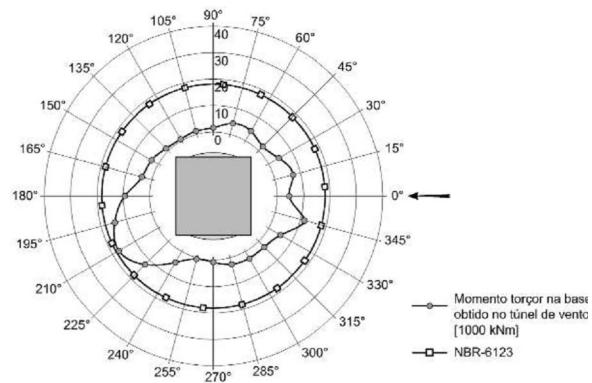
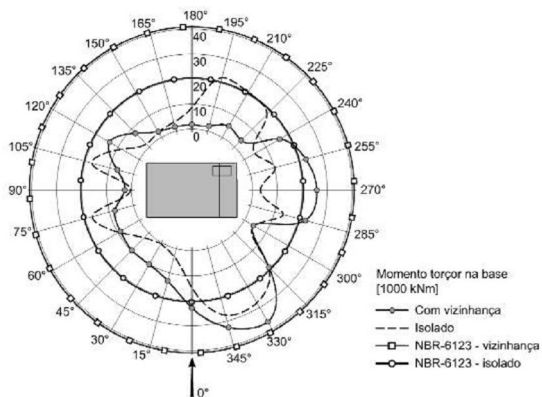
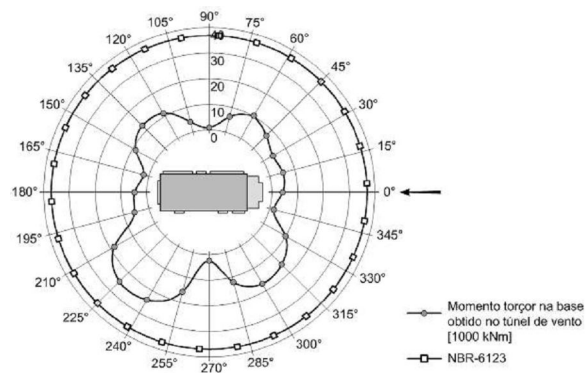
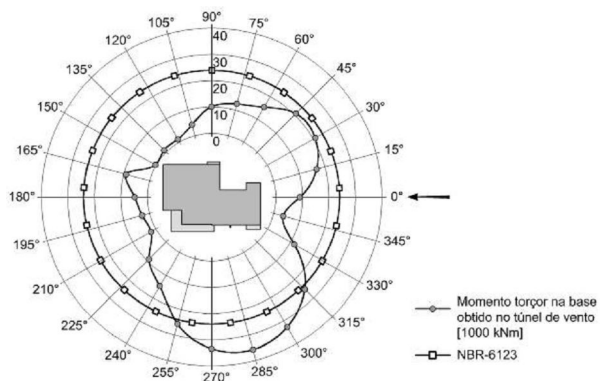
As diferentes estimativas teóricas das Normas internacionais apresentam resultados distintos para o mesmo edifício, embora o critério de análise seja o mesmo.

Analisa-se também que a aplicação da Norma Brasileira, ao tratar-se das forças de arrasto na base, conduz a uma estimativa inferior em relação aos resultados experimentais, na maioria dos casos. Já os momentos torçores medidos nos ensaios, em relação aos valores estimados pela NBR, são superestimados em alguns casos, subestimados em outros e por vezes equivalem, conforme o tipo de edificação (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 19).

Os coeficientes de torção são superestimados em alguns casos e subestimados em outros. Os valores das forças de arrasto são, na maioria, subestimados e representam um problema sério, indicando a necessidade da Norma em considerar efeitos de ventos oblíquos.

Com a intenção de conectar o momento torçor obtido no túnel de vento com as excentricidades da Norma para de obter-se este esforço, observou-se que as excentricidades, na maioria das vezes, estavam de acordo com a indicação de 15% da mesma, o que mostra que esta abordagem pela Norma é segura. A recomendação é que ela deveria adotar apenas este valor para as excentricidades, independentemente dos efeitos da vizinhança (CARPEGGIANI et al., 2004, p. 19).

Carpeggiani et al. (2005, p. 9) complementam este estudo, mostrando também gráficos mais representativos dos estudos mostrados acima, na figura 31.



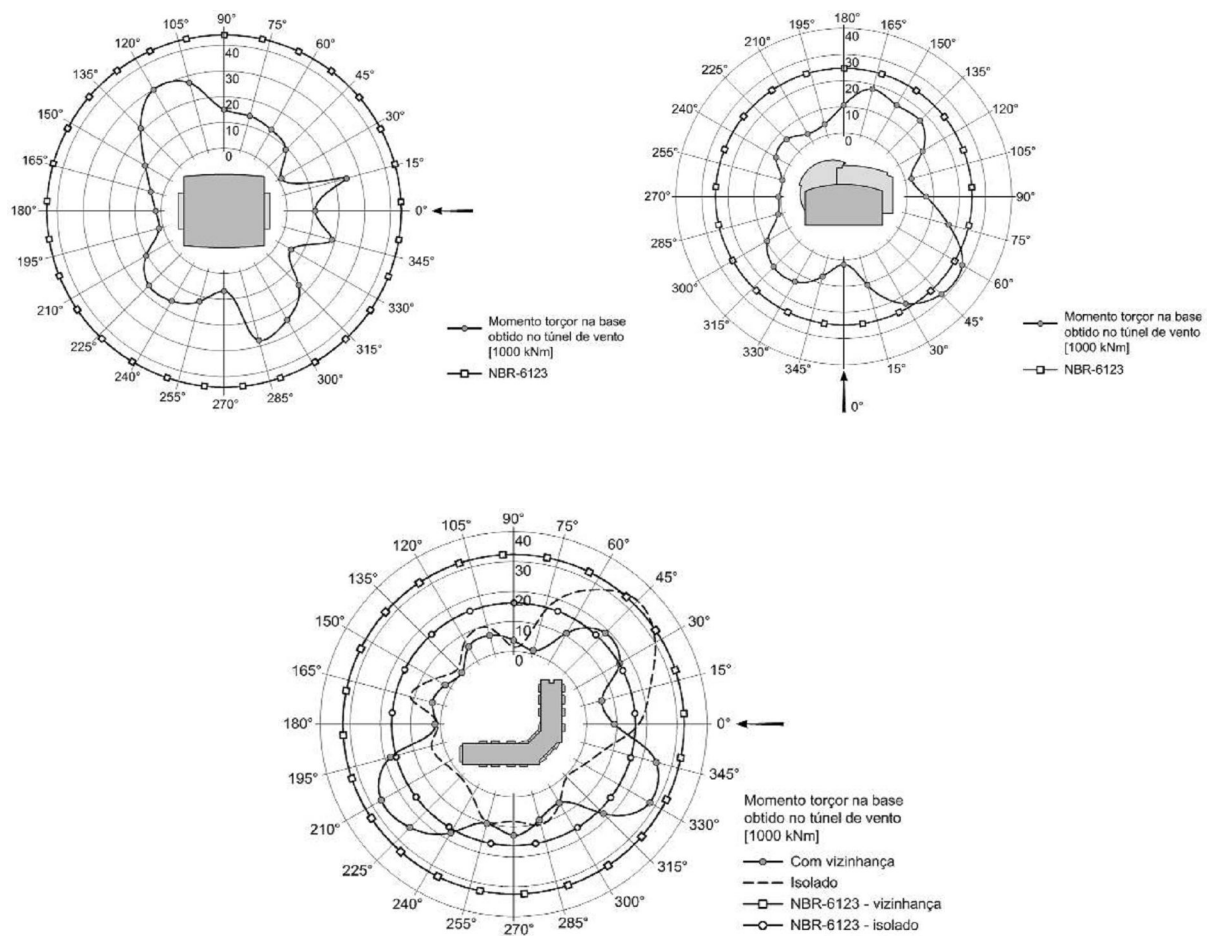


Figura 31: comparação entre os momentos torçores obtidos pelos ensaios no túnel de vento e os estimados pela Norma, para os modelos das figuras 22 a 30

## 5 CARREGAMENTO E EFEITOS EM EDIFÍCIOS ALTOS

Segundo Davenport et al. (1972, p. 147), as oscilações dinâmicas e vibrações em edifícios altos foram discutidas e medidas em algumas construções por Cole (1931) e, mais tarde, por Rathbun (1940), usando, entre outros aparelhos, pêndulos e sondas. Chegou-se à conclusão que, por exemplo, o *Empire State Building* tende a vibrar continuamente como a ponta de um garfo, por causa de uma frequência de excitação de vento próximo à frequência natural da estrutura. Desse modo, a importância da rigidez para o controle de vibrações foi reconhecida e, em 1930, muitos limites de deflexões empíricos foram propostos, porém havia um problema: toda a análise de efeitos de ventos e vibrações era complicada, pois cada edifício é diferente um do outro, além de se localizarem em lugares diferentes, possuindo diferentes distribuições de pressões para cada um deles.

A resposta da estrutura à excitação de vento pode ser de duas formas:

- a) a resposta à maioria das velocidades de vento e suas direções associadas;
- b) a máxima resposta dinâmica da estrutura devida a um dado tipo de vento, o qual será usualmente relacionado a uma oscilação no modo fundamental.

O vento é responsável por muitos problemas que serão descritos nos itens 5.1 a 5.15.

### 5.1 COLAPSO PROGRESSIVO DE MODELOS ESTRUTURAIS SUBMETIDOS AO VENTO

De acordo com Davenport et al. (1972, p. 148), muitas estruturas entraram em colapso durante a sua construção, várias delas devido à incidência do vento. Para a descrição deste processo de progressão ao colapso, devem ser levadas em conta as ações estáticas e dinâmicas de vento, analisando-se o carregamento em duas direções transversais, além dos efeitos de torção. Deve-se levar em conta também as características da estrutura, como deformações, efeitos de segunda ordem, acabamentos das fachadas, fadigas nas juntas, entre outros.

Numa análise final, a construção irá colapsar devido à deflexão produzida pelo carregamento de vento que, aliada ao carregamento permanente da estrutura, irão provocar efeitos de

segunda ordem através de excentricidades (efeito P-DELTA), tombando a estrutura. Acabamentos arquitetônicos quebrarão e rótulas plásticas serão formadas nos nós estruturais. Conseqüentemente, um importante critério no carregamento de ventos de edifícios altos é que a carga de vento prevista irá enganosamente ficar abaixo do valor da carga correspondente ao limite de estabilidade.

Enquanto o momento médio devido aos efeitos de vento depende do quadrado da velocidade de vento, a deflexão tende a aumentar mais rápido que esta velocidade ao quadrado porque possui um incremento devido a um período de freqüência e diminui proporcionalmente a:  $1/\text{raiz}(\text{amortecimento})$  (DAVENPORT et al. 1972, p. 150).

Olhando a figura 32, o carregamento de vento aumenta, ocasionando uma tendência da rigidez em diminuir e o período aumentar. Ao mesmo tempo, há um aumento do amortecimento. Vickerly (1970) sugere que o amortecimento aumenta da faixa de 0,005 a 0,02, para pequenas amplitudes até a faixa de 0,04 a 0,1, para grandes amplitudes. Estes efeitos mais ou menos se compensam e a resposta pode ser mais ou menos previsível assumindo período e amortecimento constantes.

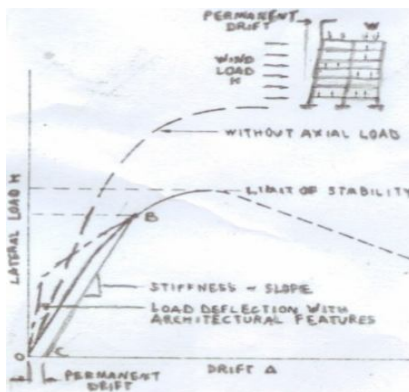


Figura 32: falha causada pela ação de vento (DAVENPORT et al., 1972, p. 150)

Davenport et al. (1972, p. 150) colocam que a carga permanente tem um papel vital na performance de colapso da estrutura. Ela pode reduzir significativamente o período de vibrações ou também pode determinar a ruína. Num efeito posterior, há um aumento da carga dinâmica efetiva e redução da rigidez.

Há muitas outras características no colapso progressivo. Muitos acabamentos arquitetônicos de construções promovem uma fonte de rigidez, se não de resistência. Isto não é desejável

porque quanto mais rigidez eles proporcionam, mais resistência é atraída e mais cedo eles quebrarão num movimento vibratório. Embora seja difícil estimar o grau de participação dos acabamentos arquitetônicos, o efeito é inconfundível.

## 5.2 DEFLEXÕES EXCESSIVAS E DANOS A ACABAMENTOS ARQUITETÔNICOS

Segundo Davenport et al. (1972, p. 151), deflexões excessivas são diretamente relacionadas com diversos problemas, em particular aos danos a acabamentos arquitetônicos e partições de equipamentos mecânicos como elevadores. Neste caso, onde não se tem cuidados construtivos como juntas, por exemplo, a boa experiência sugere que a maioria das construções não poderia agüentar distorções de corte de destruição maiores que 1/500, sem mostrar alguns perigos. Esta regra tem sido usada em Nova Iorque por vários anos e parece ser satisfatória. Condutas que podem resultar em distorções maiores que isso podem, porém, ser limitadas à probabilidade de aproximadamente de 1/100 a 1/10 de recorrência em 10 anos de ciclos repetitivos.

Em outro contexto, deflexões podem ser uma séria limitação para a performance de antenas de rádios e televisões. O critério de performance das estruturas é ocasionalmente definido em termos do número de recorrência permitida de uma função de amplitude.

## 5.3 PROJETO DE VIDRO E PEÇAS DE REVESTIMENTO – EFEITO DE EMPILHAMENTO DE PRESSÕES INTERNAS

O mecanismo é complicado. Alguns tipos de vidros são suscetíveis à pressão de vento e radiação solar. O carregamento repetitivo pode provocar fadiga e, normalmente, falhas nos vidros podem começar com pequenas arranhaduras na superfície do vidro ou, até mesmo, com partículas lançadas nele durante uma tempestade. Devido a estas e outras razões, o uso de janelas muito compridas e painéis são um grande perigo para pedestres (DAVENPORT et al. 1972, p. 152).



## 5.4 CONFORTO DE OCUPANTES E LIMITE DE ACELERAÇÃO

O limite de aceleração em estruturas é uma das maiores fontes de interesse no projeto de edifício altos. Foram descritos experimentos para determinar o limite da percepção para movimentos de baixa frequência, achados em construções altas. Os resultados são mostrados na figura 33. Parece inevitável que esses limiares serão excedidos durante a vida de uma estrutura.

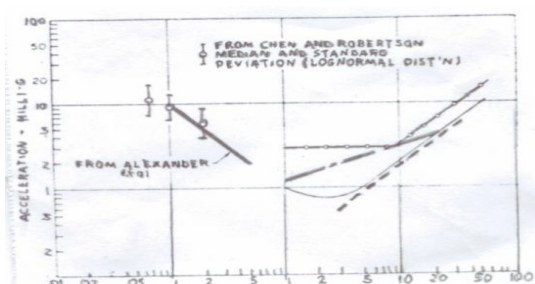


Figura 33: limiar da percepção do movimento horizontal (DAVENPORT et al., 1972, p. 155)

Destes resultados, algumas indicações podem ser derivadas do perfil da resposta estrutural a qual é aceitável do ponto de vista do conforto do inquilino (DAVENPORT et al. 1972, p. 152).

## 5.5 VENTOS EM ÁREAS PARA PEDESTRES

De acordo com Davenport et al. (1972, p. 155), o vento poderá causar uma desconfortável condição para regiões de pedestres. A obstrução causada por edificações altas pode defletir rapidamente massas de ar até o nível do solo. Regiões entre duas construções altas podem sofrer o efeito Venturi, conforme mostrado no capítulo 3, causando aceleração do escoamento de vento.

Embora a meteorologia tenha se desenvolvido cada vez mais, ainda não há um método simples para a previsão da situação de vento. Há, todavia, informação suficiente para dar indicações positivas do que aparenta a ser geralmente viável. A melhor forma de se estudar a situação de vento são ensaios em túnel de vento. É, portanto, um passo que combina tais testes com as condições meteorológicas.

## 5.6 OUTROS PROBLEMAS

O projetista deve levar também em conta muitos outros problemas associados ao vento como, por exemplo:

- a) efeitos combinados de vento e temperatura;
- b) contribuição aerodinâmica ao barulho;
- c) erosão e penetração de por chuvas associadas a ventos;
- d) disposição de efluentes e poluição.

## 5.7 DESCRIÇÃO ESTATÍSTICA DOS CRITÉRIOS DE PROJETO

O objetivo para qualquer projeto de vento é uma boa estimativa do carregamento do mesmo para o modelo estrutural, com a finalidade de analisar-se as condições de serviço da estrutura. É enfatizado que a previsão de vento só pode ser feita estatisticamente. Não é possível prever exatamente a magnitude, hora ou duração de tempestades, mas, baseado em séries históricas, é possível determinar-se uma faixa média de tempestades que podem ocorrer. Conceitualmente, a situação pode ser resumida num diagrama resposta-recorrência como na figura 34 (DAVENPORT et al. 1972, p. 157).

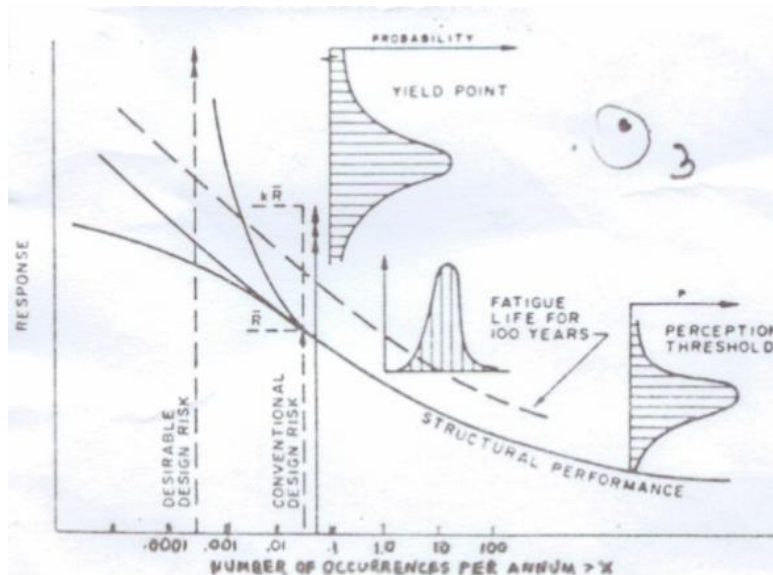


Figura 34: diagrama de recorrência da resposta e critérios estruturais (DAVENPORT et al., 1972, p. 157)

Qualquer critério de performance de vento deve ser expresso através de razão de recorrência, mesmo que ela seja muito pequena. Na maioria das previsões da performance final, outras estatísticas foram necessárias como a resistência dos materiais e a percepção das pessoas ao movimento.

Os problemas dominantes da resposta de edifícios altos estão ligados com as seguintes fases:

- a) o estabelecimento do clima de vento da região;
- b) o ajuste do clima de vento para dar conta da topografia do local, além do estabelecimento do perfil de velocidades e turbulência da estrutura;
- c) a determinação das pressões constantes e forças devidas ao principal vento;
- d) a resposta dinâmica da estrutura;
- e) a determinação das pressões flutuantes do exterior da construção;
- f) a avaliação de problemas do meio-ambiente.

## 5.8 FATORES METEOROLÓGICOS NO PROJETO DE EDIFICAÇÕES ALTAS

### 5.8.1 Escalas de movimento

Segundo Davenport et al. (1972, p. 160), é conveniente separar as escalas de flutuação em duas categorias. As flutuações de larga escala referem-se a flutuações na velocidade média. Flutuações muito pequenas, como em todos os registros no anemômetro, serão referidas como rajadas de ventos.

O período escolhido deveria ser longo o bastante para minimizar não-estacionariedades internas ao mesmo e, se possível, encurtar-se bastante para refletir tempestades curtas, como tempestades de raio. Um período de 10 minutos a uma hora parece representar um período aceitável para definir a velocidade média de vento e outras variáveis, como a resposta de um edifício alto. Então, eles podem ser classificados em dois grupos principais:

- a) aqueles associados com a velocidade média de vento, os quais são convenientemente descritos como carga estática, tempo-mediana;
- b) aqueles associados com rajadas ou turbulência do vento, os quais são predominantemente dinâmicos.

### 5.8.2 Mudanças na rugosidade do terreno

Se a rugosidade do terreno muda abruptamente de um ambiente mais aberto para centros urbanos ou vice-versa, o escoamento do vento também muda gradativamente. A parte superior do perfil de velocidades vai lentamente se ajustando à parte inferior do mesmo, como na figura 35. Conforme mostrado, o comprimento de rugosidade da superfície muda  $Z_{01}$  para  $Z_{02}$  e, com isso, uma camada limite interna se desenvolve. Ela separa o regime de escoamento cujo perfil se ajusta com a superfície do escoamento mais de fora, o qual está acima da região afetada pela superfície (DAVENPORT et al. 1972, p. 163).

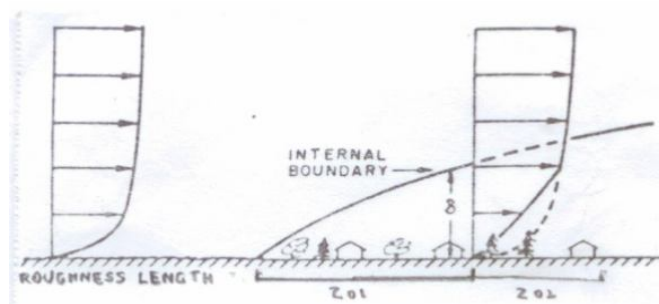


Figura 35: desenvolvimento de limite interno devido a descontinuidade da rugosidade (DAVENPORT et al., 1972, p. 163)

### 5.8.3 Ciclones, ciclones tropicais, tornados e tempestades de raio

A descrição da camada limite interna em termos meteorológicos tem sido geralmente aplicada para tempestades cuja origem é um sistema extensivo de pressões maduras, ou ciclone, como ele é livremente descrito. Outras origens de tempestades não são preocupantes neste estágio.

Ciclones tropicais ou furacões e tufões são sistemas de pressões maduras com a diferença que eles originam-se de grandes massas quentes de águas e sua energia vem do calor latente liberado pela condensação do vapor de água. Eles são um sistema ciclônico de pressões

baixas, com um forte vórtice rodando no sentido anti-horário no Hemisfério Norte e no sentido horário, no Hemisfério Sul. O sistema todo (algumas centenas de km de raio) translada randomicamente com velocidade de 0 a 10m/s. Assim que ele se aproxima da costa traz ventos fortes, chuva pesada, marés e, em muitas regiões do mundo entre os paralelos de 10 e 30 graus, norte e sul, é responsável por extremas velocidades de ventos. Uma vez na terra, o ciclone perde energia já que não há mais a água quente, fazendo as velocidades de vento decaírem, dissipando-se 30 a 40% a cada 150km de terra (DAVENPORT et al. 1972, p. 163).

## 5.9 CARREGAMENTO E EFEITOS DO VENTO

De acordo com Davenport et al. (1972, p. 170), para diminuir-se algumas dificuldades e para minimizar os erros dos aparelhos, foi proposto usar-se mapas de velocidades de vento. A Austrália também usa um método similar, com fatores de correção de altitude, rugosidade, altura, entre outros. Apesar disso, há ainda algumas dificuldades que permanecem:

- a) o método de Gumbel só usa os máximos valores e descarta a maioria dos observados. Portanto, isso requer longos períodos de observação (20 anos por exemplo) e necessita de muita confiança nos valores máximos medidos. Alguns métodos podem vencer esta dificuldade;
- b) extremos valores previstos do dado de máximo vento anual, o qual é uma mistura de uma série de fenômenos, o qual desenvolve tempestades e furacões, não são usualmente válidos. São necessários métodos que tratem cada um desses fenômenos separadamente e os representem corretamente;
- c) valores extremos previstos de hora em hora, numa base máxima média, podem virtualmente submergir o efeito de curta duração de tempestades e, para longos períodos de retorno, subestimar a velocidade de vento de projeto;
- d) qualquer projeto baseado em velocidade de vento num período de retorno específico e que aplique técnicas permitidas de tensão, pode produzir grandes riscos variados de falha onde há diferentes valores de dispersão.

## 5.10 ESTRUTURA DE TURBULÊNCIA

Segundo Davenport et al. (1972, p. 172), um estudo mostrado na figura 36 revela algumas características de rajadas que são significantes do ponto de vista de carregamento do vento. A velocidade média a cada altura se mantém efetivamente constante durante todo o período da medição, mas aumenta com a altura. A amplitude das flutuações da rajada é mais ou menos constante com a altura, com aproximadamente a mesma faixa de flutuação, mas a intensidade de turbulência diminui. A similaridade nas flutuações em alturas diferentes é insignificante no caso de mudanças rápidas, mas pequenas variações de um minuto são detectáveis em todas alturas.

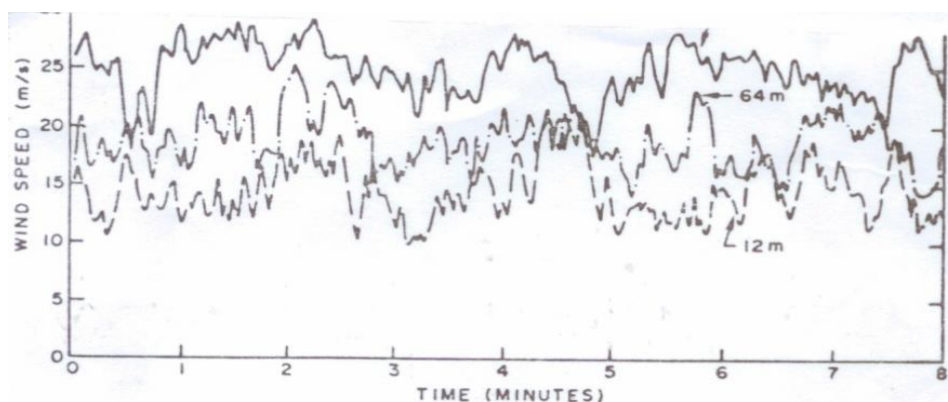


Figura 36: gravações de velocidade de vento em três alturas, num mastro em terreno aberto, na Austrália (DAVENPORT et al., 1972, p. 159)

As características de flutuação da turbulência podem ser expressas em termos do poder espectral de turbulência e distribuições de probabilidades associadas. O espectro é obtido por uma voltagem elétrica, gravando esta voltagem numa fita magnética e tocando a fita através de filtros, os quais suprimem todas as flutuações exceto aquelas que possuem uma frequência próxima à escolhida. Se este sinal filtrado é conectado a um wattímetro, o nível de resultado no aparelho indica o poder na frequência escolhida. A plotagem de poder para várias frequências dá o espectro de turbulência.

Geralmente a energia turbulenta é muito maior nas áreas das cidades do que em terreno aberto. O espectro de velocidades vertical é similar na forma, mas é de magnitude bem menor e o comprimento de escala é mais ou menos proporcional a altura. O espectro lateral de velocidades aparenta ser similar ao espectro longitudinal, mas a potência é de mais ou menos  $2/3$ .

A similaridade das flutuações em diferentes alturas pode ser expressa pela função de correlação de bandas estreitas (coerência). O coeficiente de correlação varia entre +1 e -1. Um valor de +1 indica a correlação completa de variáveis, -1 mostra uma correlação anti-física e 0 uma associação randômica.

A terceira propriedade necessária para definir-se as características de turbulência é a distribuição de probabilidades. Aparentemente, a distribuição probabilística da turbulência é Gaussiana. É dada uma fórmula para a distribuição de probabilidade que depende da velocidade média e do desvio padrão. Lembra-se que a flutuação média quadrada é a medida do poder total da turbulência.

Outra característica importante da distribuição probabilística é a razão entre o pico máximo de rajadas e o valor médio horário. Para suposições práticas é conveniente expressar a máxima rajada como (DAVENPORT et al. 1972, p.):

$$\hat{u} = u + g\sigma \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde,

$g$  = fator de pico;

$u$  = velocidade média horária;

$\sigma$  = flutuação RMS (*Route Mean Square*);

$\hat{u}$  = rajada máxima de vento.

Para rajadas de 2 a 3 segundos, um bom valor a ser considerado é  $g=3,5$ .

## 5.11 MECANISMO DE CARREGAMENTO DE VENTO

Analisando-se deformações de edifícios com a incidência de vento, é visto que, numa escala de tempo muito esparsa, da ordem de dias, a deformação tende a seguir a velocidade do vento.

Porém, numa escala de tempo muito menor, da ordem de minutos, percebe-se que significantes deformações dinâmicas ocorrem com resposta ressonante na frequência natural da estrutura. Desse modo, um edifício mais alto e mais esbelto é dissimular e revela uma forte característica ressonante. Portanto, as flutuações das respostas de edifícios altos podem ser classificadas em dois grupos: aquelas associadas com a velocidade média de vento, convenientemente descritas como estáticas, e aquelas associadas a rajadas turbulentas de vento, predominantemente dinâmicas (DAVENPORT et al. 1972, p. 178).

Densidades de potência espectral são exemplificadas na figura 37. Percebe-se que há uma pausa distinta em ambos espectros de poder, na frequência de aproximadamente 1 ciclo a cada meia hora. Há uma razão plausível para este fato. Isso sugere que uma separação situável entre **velocidade média de vento** e **rajadas** e também entre a **resposta média** e **resposta dinâmica** pode ser feita usando esta brecha. Isso também implica que os **valores principais médios** de mais de aproximadamente intervalos de meia hora são ressonáveis para a estacionariedade. Então, resumidamente, a previsão da resposta de edifícios altos pode ser subdividida em dois casos, sendo o primeiro a previsão da ocorrência de várias velocidades principais e suas direções associadas e o segundo, dada a ocorrência de vento, a previsão da máxima resposta dinâmica da estrutura. A primeira constitui um problema climatológico e o segundo é um problema aerodinâmico e aero-elástico, envolvendo a resposta constante e flutuante da turbulência de vento (DAVENPORT et al. 1972, p. 179).

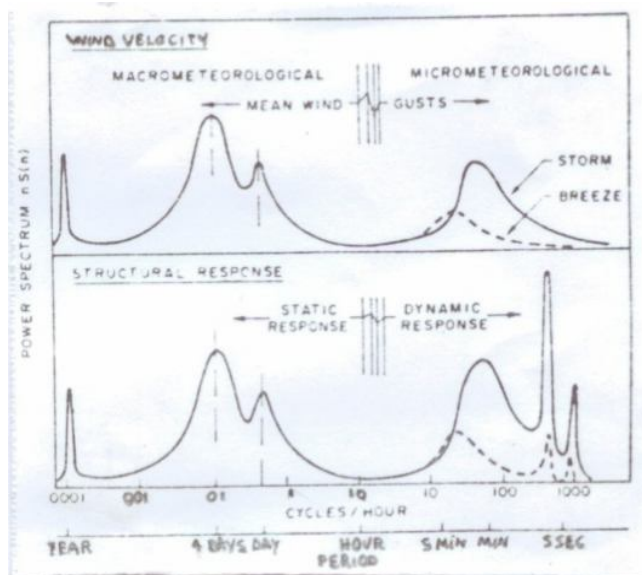


Figura 37: poder espectral da velocidade de vento e resposta estrutural sobre um intervalo de frequência estendida (DAVENPORT et al., 1972, p. 179)



### **5.11.1 Resposta de ventos longitudinais e ventos transversais**

Davenport et al. (1972, p. 179) indicam que é nítida a conveniência em dividir-se a resposta de edifícios altos, sob a ação do vento, dentro de dois movimentos, que são o vento longitudinal e vento transversal. Esta distinção de conveniência realmente relaciona-se com os mecanismos de força até um certo ponto da resposta, porque em muitos casos, o movimento de ventos longitudinais e ventos transversais são de similar magnitude, resultando numa resposta longitudinal ao longo de um caminho elíptico com o eixo principal e secundário de similar resistência.

Para justificar qualquer análise separada do movimento dos ventos longitudinal e transversal, é necessário estabelecer-se que estes movimentos não são efetivamente relacionados. Se no caso de construções simétricas houvesse uma significativa correlação entre eles, os extremos tenderiam a mover-se ao longo de alguns eixos preferenciais, que não são os eixos de ventos. Se independentes, ou seja, sem correlação, os extremos seriam simetricamente distribuídos sobre os eixos de ventos.

A falta de correlação entre esses dois tipos de movimentos de vento tem sido observada em muitos estudos e a junção da distribuição probabilística de aceleração medidas no topo da escala tende a confirmar a independência destes movimentos e, conseqüentemente, a independência dos mecanismos de excitação.

#### **5.11.1.1 Resposta do vento longitudinal**

Desde os estudos de 1960, pode ser concluído que as respostas de ventos longitudinais de muitas estruturas originam-se, quase totalmente, da ação da turbulência incidente do componente longitudinal da velocidade de vento. Os métodos analíticos, usando-se considerações correlativas espectrais e espaciais para prever-se a resposta de ventos longitudinais de muitas estruturas, têm se tornado altamente desenvolvidos, ao ponto no qual o fator de rajada aproximado é incluído em vários códigos de carregamento de vento (DAVENPORT et al. 1972, p. 180).

### 5.11.1.2 Resposta do vento transversal

Comparado com os mecanismos de força de ventos longitudinais, os ventos transversais tem provado ser tão complexos, que ainda não há um método analítico generalizado para calcular essa resposta de vento nas estruturas. Em muitos casos é o principal critério para o projeto de edifícios altos na resposta de ventos transversais. Isto significa que apenas recursos alternativos têm sido usados para determinar as respostas de modelos aero-elásticos conduzidos num modelo de túnel de vento. Infelizmente, isso significa que só há soluções para projetos específicos, significando que não há muitos métodos generalizados publicados.

Provavelmente, a principal razão pela qual métodos teóricos para prever a resposta de ventos transversais de estruturas geralmente têm provado serem intratáveis, é que há vários mecanismos de excitação identificáveis separadamente, os quais são freqüentemente superimpostos. Os mecanismos de excitação são associados principalmente com:

- a) a esteira da edificação;
- b) a turbulência incidente;
- c) o deslocamento do vento transversal.

Teorias indicam que o movimento do vento transversal de muitas, se não em todas construções altas de seção transversal retangular, sob ação de ventos fortes, é primariamente devido à energia avaliável na banda lateral de alta freqüência do mecanismo de desprendimentos de vórtice. Por isso, nesses edifícios, o movimento dos ventos transversais dessas construções é predominantemente devido à excitação de esteira.

Na prática, parece que para uma a maioria de estruturas a excitação por esteira é dominante. É apenas quando o comprimento torna-se grande o bastante para causar um re-ataque significativo do vento, que a excitação turbulenta incidente torna-se primeiro significativo e depois dominante, ou em valores muito baixos de freqüência reduzida, para certas seções quando a faixa de excitação de deslocamento (galope) torna-se dominante.

Também incluído abaixo da excitação de esteira há o efeito de interferência da esteira desprendida por uma estrutura mais alta, a qual poderia igualmente ser descrita como uma

excitação devida à turbulência incidente para a estrutura afetada (DAVENPORT et al. 1972, p. 181).

### **5.11.2 Pressões nos elementos de revestimento, em edifícios altos**

De acordo com Davenport et al. (1972, p. 184), a determinação da distribuição de pressões em elementos de revestimento e devida a congelamento tem se mostrado difícil por causa da dificuldade de estabelecimento das pressões aerodinâmicas efetivas e variabilidade do painel congelado. Há três áreas distintas de pressões num corpo:

- a) a face de cima, onde as pressões são positivas. As flutuações se relacionam com a turbulência incidente de distribuição normal;
- b) faces de maior contato com o vento, incluindo telhados, próximo a um canto superior abaixo da camada de recolamento de corte, onde as maiores pressões negativas ocorrem. As flutuações RMS dizem respeito às flutuações das pressões da esteira, mas a distribuição é longe da normal, por causa da intermitência a qual é relacionada;
- c) a face do fundo, da parte de trás do escoamento, na esteira, onde as pressões são negativas. A flutuação RMS se relaciona com as pressões da esteira e é relativamente baixa com distribuições mostrando intermitência moderada. As pressões nessa área não são normalmente críticas para os elementos de revestimento.

Nas áreas de maior pressão negativa, abaixo da camada de recolamento de corte, a qual tende a determinar projeto de elementos de revestimento, as características de turbulência, a forma da borda e o ângulo da quina são importantes, tornando complicada a criação de modelos deste fenômeno. Deve-se tomar cuidado com pressões extremamente fortes associadas com uma lâmina de vórtice originada de um canto inclinado ao escoamento local, acoplado com uma linha flutuante de recolamento. Para proposições de projeto, a natureza intermitente dos maiores picos de sucção parece ser melhor descrita usando-se um fator de pico  $g$ , definido como o número de desvios padrões pela qual a máxima média horária excede a principal.

## 5.12 APROXIMAÇÕES ANALÍTICAS PARA A ESTIMATIVA DO CARREGAMENTO E RESPOSTA

### 5.12.1 Ventos Longitudinais

Alguns métodos para determinar o carregamento de vento longitudinal e a resposta de estruturas isoladas foram desenvolvidos. Estes métodos basicamente consideram que a resposta da estrutura de ventos longitudinais resulta da ação de espectros das forças produzidas pelos componentes de velocidade longitudinal flutuantes. Isto levou ao desenvolvimento da aproximação do fator de rajada, para a previsão da resposta e carregamento de edifícios altos. Em essência, o objetivo do método é produzir um fator de pico  $G$ , o qual refere-se ao pico da resposta principal em termos de uma carga estática equivalente de projeto e do efeito de carga  $Q$ . A teoria baseia-se na força espectral que age num prisma. A admitância aerodinâmica, que relaciona o tamanho do distúrbio da rajada com o tamanho da estrutura, é muito importante e é dada através de medidas experimentais, dependendo basicamente da área frontal da edificação, da frequência de excitação e da velocidade média de vento, conforme a figura 38 (DAVENPORT et al. 1972, p. 189).

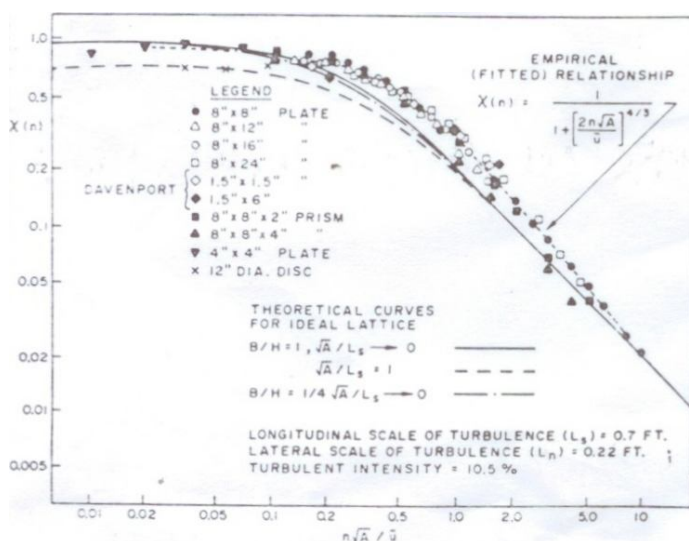


Figura 38: valores experimentais e teóricos de admitância aerodinâmica para superfícies e prismas normais ao escoamento (DAVENPORT et al., 1972, p. 189)

### 5.12.2 Avaliação da resposta do vento longitudinal

A chave para a análise é a avaliação da função de admitância. É requerida uma dupla integração para somar os produtos, para todos pares possíveis de elementos infinitesimais de área da estrutura e da tendência de ação de rajada a cada ponto até excitar o modo natural, multiplicado pela correlação dos componentes de rajadas naqueles pontos. Isto é tedioso, especialmente em respeito da banda larga de frequências, onde o cálculo deve ser repetido até permitir que o espectro seja desenhado. Várias simplificações, portanto, têm sido feitas (DAVENPORT et al. 1972, p. 195).

Os resultados de admitância da figura 38 referem-se ao total efeito, como se o modo estrutural fosse um deslocamento uniforme. Como já se tem sido implementado, a solução estrita deveria depender da forma modal. Uma outra simplificação já tem sido desenvolvida por Davenport, por meio da qual resultados para ambos efeitos de fundo e de ressonância são tabulados, na suposição que ambos função da forma do modo natural e a função da influência da estrutura são diretamente proporcionais à altura acima do solo. A forma é suficientemente exata para a maioria dos edifícios altos, de massa e distribuição de rigidez uniformes. Tais procedimentos têm sido incorporados em códigos nacionais de prática ou manuais de projeto. As equações e fórmulas destes procedimentos não serão incluídas neste trabalho (DAVENPORT et al. 1972, p. 196).

Davenport et al. (1972, p. 196) colocam que a determinação do desconto apropriado do fator de segurança devido aos efeitos dinâmicos não é muito direta. Fatores de carregamento convencional de projeto são, essencialmente, resultados da experiência obtida com procedimentos de projeto estático, mas em todos os casos, algumas respostas dinâmicas têm sido inevitáveis e em muitos deles, não podem ser negligenciadas. Uma redução apropriada de fatores de projeto é inteiramente justificada quando são usados certos métodos (não descritos aqui).

Para sumarizar a aplicabilidade dos métodos, descrevem-se algumas características (DAVENPORT et al. 1972, p. 197):

- a) os métodos são baseados numa simplificação racional do fenômeno complexo e em particular assume que flutuações de carregamento de vento são dominadas pelas flutuações na velocidade incidente de vento;

- b) dados existentes permitem apenas uma entrada generalizada da velocidade de vento, excluindo assim casos onde a entrada será dominada pelo efeito de estruturas discretas de tamanho similar na região do escoamento;
- c) o efeito de esteira torna-se um fator de projeto mais significativo quando efeitos de carga aumentam, os quais são especialmente sensíveis a cargas numa seção limite da estrutura;
- d) as suposições básicas não justificam refinamento excessivo de cálculos, mas numa vista da rápida extensão do conhecimento de dados de entrada de vento, isso pode ser valioso para checar ou recalcular resultados cotados.

### 5.12.3. Critérios de Análise da Aceleração (conforto)

As acelerações da estrutura devidas ao vento são dominadas pelos componentes ressonantes da resposta. A aceleração  $\sigma$  RMS, contribuição da resposta no modo mais baixo, é  $(2 \pi n_0)^2$  vezes o deslocamento RMS do componente ressonante. O esperado valor de pico é  $g\sigma$ , como antes. O menor modo é geralmente dominante, mas outros modos deveriam ser checados se houver razão para supor que há frequências naturais não muito maiores que o valor mais baixo, como no caso de estrutura de menor rigidez torcional. O valor RMS de rede é obtido pela adição das raízes (variância) das contribuições modais individuais (DAVENPORT et al. 1972, p. 198).

### 5.12.4 Vento Transversal

Têm sido apresentadas fórmulas baseadas em séries de medições de túnel de vento, as quais permitem uma aproximação de rugosidade para respostas de ventos transversais de edifícios altos. O método tem sido feito com dados para construções retangulares isoladas e é baseado num espectro de força de vento transversal generalizado de cada resposta espectral e, conseqüentemente, a resposta RMS pode ser calculada.

Uma aproximação mais compreensiva, ainda baseada em dados empíricos de túnel de vento e a qual pode levar em conta as variáveis de turbulência, geometria do edifício, faixa de operação de frequência reduzida, rigidez estrutural, densidade e amortecimento, já foi criada (DAVENPORT et al. 1972, p. 198).

### 5.12.5 Pressão de projeto para Vidros e Elementos de Revestimento

Davenport et al. concluem que os elementos de revestimento e vidros podem ser considerados como uma estrutura estaticamente carregada, porque a frequência natural do painel de metal e do vidro varia de 5 a 50Hz e, na maioria dos casos, esta frequência é maior que a maioria das frequências causadas por turbulência de vento. Durante deformações elásticas, um painel pode ser representado como uma estrutura estaticamente carregada e a amplificação dinâmica pode ser desconsiderada. Apenas para altas frequências locais, causadas pelos cantos do edifício ou por irregularidades significantes da superfície, deve-se considerar a amplificação dinâmica. Não há uma expressão analítica genérica para a determinação do projeto de pressões nos elementos de revestimento, porém, houve alguns testes “Ad Hoc” (experiência de profissionais) de projetos particulares para determinar este tipo de carregamento.

Há ainda alguns comentários sobre o grande coeficiente de variação associado com a resistência do vidro. No código Australiano, recomenda-se uma espessura do vidro, para um período de retorno de 50 anos e para pressões de vento, tal que o coeficiente de variação da resistência do vidro seja de 25% e a probabilidade de falha de 0,2%. A tensão de projeto do vidro para estas condições é igual à tensão principal de quebra dividida por 3,5 (DAVENPORT et al. 1972, p. 200).

## 5.13 APROXIMAÇÕES DE MODELOS DE TÚNEL DE VENTO PARA PROJETO

Historicamente, os efeitos do vento em estruturas têm se tornado objetivo de modelos experimentais. Um ressurgimento do interesse nos efeitos do vento ocorreu por causa do colapso da primeira ponte suspensa de Tacoma.

Embora estabelecida similaridade aero-elástica e aerodinâmica ao modelo, com propriedades específicas das estruturas, pouca atenção foi dada para condições ativas de escoamento do vento, representativo das condições naturais. Não é surpresa, portanto, que geralmente houve discrepâncias entre os resultados de túnel de vento e medidas reais. É necessária a simulação exata das condições de escoamento locais, sendo que esta necessidade de modelos de

estruturas e características de turbulência de vento natural mais precisas tem aumentado proporcionalmente à competitividade comercial de projetos, freqüentemente de construções muito altas e esbeltas e com baixo amortecimento (DAVENPORT et al. 1972, p. 201).

Os testes de túnel de vento podem ser divididos em dois tipos. O primeiro é relativo às determinações dos efeitos do carregamento de vento para habilitar o projeto de uma estrutura resistente ao mesmo. O segundo é relativo aos campos de escoamento induzidos ao redor da estrutura, por exemplo, como o efeito do conforto de pedestres e segurança ao nível do solo, ou a subida de uma nuvem de poluentes numa chaminé. Os tipos de testes usados para determinar efeitos do vento podem ser divididos nos quase-permanentes e naqueles que exigem uma modelagem dinâmica do vento na estrutura (DAVENPORT et al. 1972, p. 202).

Os tipos quase-permanentes de testes usualmente envolvem a medição da distribuição principal de pressões ou força numa construção, numa velocidade de vento nominalmente permanente. As pressões ou coeficientes de força então determinados são usados para calcular carregamentos reais por meio de uma máxima velocidade de rajada de vento, usualmente chamada de velocidade de vento de projeto. Esta aproximação é relativamente simples e satisfatória para muitas estruturas, sendo que esta aproximação é usada na maioria dos códigos de vento. Contudo, mesmo medições principais dependem da turbulência do vento incidente e por isso ela deve ser modelada (DAVENPORT et al. 1972, p. 202).

As limitações do modelo quase-permanente ocorrem quando o carregamento de vento na construção é significativamente aumentado ou diminuído pela resposta da construção à energia avaliável em freqüências de ressonância, ou quando ele é devido à excitação de vento transversal. Quando isto ocorre, um teste dinâmico completo é usualmente necessário para determinar o carregamento do vento. Este tipo de teste, para cobrir os efeitos da resposta estrutural, requer que o perfil de velocidades e propriedades de turbulência do vento natural sejam modelados corretamente, com uma simulação correta do amortecimento da estrutura (DAVENPORT et al. 1972, p. 202).



### 5.13.1 Requerimentos de Modelos em Escala

Segundo Davenport et al. (1972, p. 202), a modelagem em túneis de vento requer primeiramente que um modelo satisfatório do vento natural seja produzido e então que uma similaridade de escala estrutural seja testada em túnel de vento. Os princípios do modelo aeroelástico das estruturas têm sido discutidos em muitos artigos. O método mais direto e confiável de previsão da resposta de uma construção à ação do vento, durante o estágio de projeto, é a construção e teste de um modelo aero-elástico. Os requerimentos de similaridade devem ser satisfeitos para garantir a mesma conduta entre o modelo e a realidade e podem ser determinados por análise dimensional ou argumentos de similaridade. Um sumário dos principais pontos no desenvolvimento de critérios para modelagem da resposta de uma construção à ação do vento é dado nos itens 5.13.1.1 e 5.13.1.2.

#### 5.13.1.1 Propriedades principais nas quais o processo depende das propriedades do fluido

Segundo Davenport et al. (1972, p. 203), as propriedades mais importantes do fluido são:

- a) velocidade principal de vento na altura de referência –  $u$ ;
- b) densidade –  $\rho$ ;
- c) viscosidade dinâmica –  $\mu$ ;
- d) perfil de velocidades médias;
- e) as características de turbulência do vento, em particular para o componente longitudinal.

#### 5.13.1.2 Propriedades principais da edificação

De acordo com Davenport et al. (1972, p. 203), as propriedades principais da edificação são:

- a) formato aerodinâmico, isto é dimensão linear  $L$ ;
- b) distribuição de rigidez elástica com um típico módulo de elasticidade;
- c) distribuição de massa com uma típica densidade estrutural;

- d) distribuição de um amortecimento estrutural, caracterizado por um decremento logarítmico para oscilações decedentes, ou razão de amortecimento crítico.

Com uma escala correta de distribuição de massa e rigidez, com uma correta escala de turbulência e corretas propriedades do perfil de velocidades, o modelo será dinamicamente similar à realidade se os seguintes parâmetros adimensionais possuírem os mesmos valores: razão de densidade, parâmetro de rigidez, parâmetro de viscosidade e parâmetro de amortecimento.

É raramente possível construir-se um modelo como uma réplica da realidade em materiais, com propriedades físicas prescritas por estes requerimentos de similaridade e compromissos aceitáveis devem ser buscados por parâmetros ignorados, que tem pequena influência na resposta estrutural à ação de vento.

Para edifícios altos com arestas vivas, o número de Reynolds tem pequeno efeito no modelo de escoamento de vento e, conseqüentemente, campos de pressões ao redor da construção são usualmente ignorados. Também, em muitos casos o modo fundamental de oscilação na flexão pode ser aproximado por uma linha reta. O modelo pode, portanto, ser construído como uma réplica rígida na forma externa, mas montado em um modelo aero-elástico com molas e fluido (DAVENPORT et al. 1972, p. 203).

### **5.13.2 Modelos de Vento Natural**

Davenport et al. (1972, p. 204) indicam que para a boa similaridade do vento natural, alguns parâmetros devem ter similaridade: perfil de velocidades, intensidade de turbulência e densidade de poder espectral da componente longitudinal.

Várias técnicas têm sido usadas para ativar estes requerimentos mínimos. Basicamente o vento natural, para ventos fortes, é uma camada limite com uma faixa de parede turbulenta, com algumas escalas super-impostas e, conseqüentemente, é melhor modelado na mesma maneira. Infelizmente, o desenvolvimento de uma camada limite de faixa de parede requer muitos estudo em túnel de vento.

### 5.13.3 Modelos Aeroelásticos

Segundo Davenport et al. (1972, p. 207), o carregamento de vento numa estrutura é apenas verdadeiramente modelado quando o vento e a estrutura são ambos completamente modelados, isto é, a estrutura do modelo pode responder ao sistema de carregamento da mesma maneira que o protótipo real.

Em termos de requerimentos de escala, é essencial que as escalas de comprimento da estrutura, de tempo e de força inercial sejam as mesmas do modelo do vento natural. Então, com respeito aos requerimentos de rigidez, a razão entre modelo e protótipo, no que se refere à inércia e forças elásticas, pode ser expressa pelo parâmetro  $E / \rho u^2$ , que deve permanecer constante. A razão de amortecimento deve também ser a mesma para o modelo e realidade.

Em muitos casos algumas distorções destes critérios específicos podem ser permitidas sem causar significativa violação do modelo. O caminho mais simples para ilustrar isto é colocar alguns exemplos. É conveniente se referir a razões de escala de modelo sobre o real com o índice  $r$  (como por exemplo,  $L_r = \text{Comprimento do modelo} / \text{Comprimento do protótipo}$ ).

A derivação das escalas de tempo ou velocidade é importante. Na forma mais simples o número de Strouhal (ou frequência reduzida) deve ser igual ao da realidade ( $n_r L_r / u_r = 1$ ).

Para uma torre, construção, ou parte de uma estrutura onde o modo de resistência é de flexão pura ou torção, o critério do parâmetro de rigidez pode ser modificado. Isto pode acontecer também para cabos, onde o modo de resistência é puramente axial.

A distribuição de massa de um modelo pode ser aproximada de diversas maneiras. Se a densidade de ar no modelo e na realidade é a mesma, então para manter a razão de forças inerciais constante, a densidade da estrutura deve ser a mesma. Não é frequentemente necessário manter-se a exata densidade para todos os pontos escalados no modelo provido de distribuição de massa, ela pode ser realocada pelo correto momento de inércia de massa sobre qualquer eixo sobre os quais rotação pode ocorrer.

Para uma construção alta, o modo fundamental de deslocamento, criado pela combinação de ações fletoras e de corte, pode ser aproximada por uma linha reta. Em termos de modelagem aerodinâmica, não importa como este modo é ativado. A maneira mais fácil é usar-se um modelo rígido restringido por molas, o qual é livre devido a um pivô sobre um ponto na base.

Usando esta aproximação, não é necessário ativar a correta distribuição de densidade, já que o momento de inércia de massa  $I_m$  sobre a base é o mesmo como no caso da correta distribuição de densidade. A rigidez da mola é determinada pela necessidade de ativar-se uma frequência natural de escala fixa de oscilação, a qual é determinada pela razão de velocidade usada nos modelos ou vice-versa (DAVENPORT et al. 1972, p. 208).

#### **5.13.4 Medições de Pressão em Modelos**

Medições de pressões estáticas podem ser feitas através de pancadas de superfície de pressão na face de um modelo. O requerimento de escala com respeito a disfarçar formas com arestas vivas é essencialmente a manutenção dos parâmetros de ventos naturais do perfil de velocidade, perfil de intensidade e de espectro de turbulência. Provavelmente, o parâmetro mais importante é a ativação da escala de turbulência e intensidades com o domínio do raio de curvatura das camadas de corte, para a proposição de projeto das maiores pressões negativas, que freqüentemente ocorrem em regiões dentro da camada de corte, perto da borda principal. A conduta intermitente do raio de curvatura destas camadas de corte parece ser responsável pelo pico das mais negativas pressões, as quais ocorrem nestas regiões para condições de ataque de ângulos críticos.

É essencial que as medições sejam das pressões médias, RMS e de pico ou probabilidades de distribuições de pressões, das quais o fator de pico  $g$  pode ser avaliado. Isto significa que transdutores de pressão com uma resposta de frequência de 1kHz a 2kHz são requeridos para escalas de modelo na ordem de 1/400. Isto também significa que tubos de pancadas de pressão têm de ser muito curtos para manter a resposta de frequência requerida (DAVENPORT et al. 1972, p. 211).

#### **5.13.5 Distribuições de Vento ao Nível do Solo**

Estudos de modelos para a determinação da distribuição de escoamento de vento no nível do solo têm sido empregados para uma grande variedade de aplicações. Mais comumente, o almejo de tais estudos é avaliar o clima ao nível do solo, ao redor das construções. Outras aplicações incluem o uso de modelos de escalas topográficas pequenas para examinar-se

perfis de velocidade de vento e transferir dados meteorológicos de uma estação de medições no campo para o lugar da estrutura principal. Estudos similares têm sido usados para mapear as velocidades de vento ao nível do solo (DAVENPORT et al. 1972, p. 212).

### **5.13.6 Dispersão de Gases Poluentes**

De acordo com Davenport et al. (1972, p. 213), a dispersão de poluentes gasosos no meio ambiente de edifícios altos é proximamente dependente de um escoamento de vento sobre as construções. Há dois tipos de problemas de interesse dos projetistas:

- a) a altura da chaminé, levando várias descargas de gases, deve ser eficiente para segurar que estes poluentes se dispersem rapidamente, mantendo limpas as construções vizinhas;
- b) onde poluentes são exauridos dentro de regiões de esteira de construções, é necessário determinar-se concentrações resultantes que ocorrem no condicionamento de ar no nível da rua.

### **5.13.7 Expectativas de Túnel de Vento**

Segundo Davenport et al. (1972, p. 216), em particular foi notado que o projetista pode esperar obter previsões de ressonância satisfatórias de resposta de edificações apenas se:

- a) dados meteorológicos completos forem avaliáveis;
- b) o vento natural for modelado levando em conta as distribuições de escala e intensidade de turbulência;
- c) a estrutura for modelada para levar em conta as escalas de comprimento (a qual deve ser a mesma que no modelo de vento natural), massa e rigidez, além dos modos que afetam características aerodinâmicas e amortecimento;
- d) as medidas forem feitas e analisadas com base probabilística que incluam correlações de carregamento e resposta em duas direções perpendiculares no caso de edifícios altos.

Davenport et al. (1972, p. 216) também indica que isto sugeriu que houvesse algumas outras questões nas quais o projetista deveria tomar respostas satisfatórias para assegurar que as suas expectativas fossem satisfeitas, como as seguintes:

- a) a primeira questão seria sobre que correlações de blocos de túnel de vento foram usadas. Esta questão é válida para todos os tipos de modelos num túnel de vento de camada limite, particularmente para corpos disfarçados, como construções. Por exemplo, mesmo num modelo onde blocos de 3% da seção de trabalho, são necessárias correções para medidas de escoamento de pressão de velocidade de 10%. Observa-se que num modelo em que a seção transversal exceda 20% do valor correto, já torna-se inútil;
- b) a segunda questão é se foram os dados meteorológicos sido corrigidos para erros de anemômetro;
- c) a terceira questão é se tem o alcance da rugosidade ou propriedades turbulentas sido satisfatoriamente modeladas para todas direções de vento;
- d) a quarta questão é se o modelo corretamente permite todos os modos que podem influenciar na entrada aerodinâmica, particularmente vento transversal;
- e) a última questão seria se são os máximos carregamentos de vento como ocorrem em condições de tempestades. Caso isso for verdade, então há muitas razões para ser conservador, porque pouco é conhecido sobre tempestades e gravações meteorológicas curtas e poderá acontecer de não serem permitidas estimativas satisfatórias. Um comentário similar se aplica a ciclones e furacões.

#### 5.14 INTEGRAÇÃO DA RESPOSTA E DADOS DE VENTOS PARA PROPOSIÇÕES DE PROJETO

Qualquer combinação de velocidades médias de vento, com as suas direções, possui uma estrutura que é condicionada pela superfície sobre a qual o vento tem passado e haverá uma probabilidade de ocorrência. Para determinar-se os parâmetros de projetos relativos ao carregamento de vento, é necessário combinar-se os dados estatísticos dos mesmos com respostas ou estimativas de pressão para várias condições obtidas de qualquer forma analítica ou de túneis de vento. A finalidade do processo é prever a resposta ou histórico de carga da construção ou de seus componentes durante a sua vida útil e então determinar valores

extremos de carregamento de vento para usar em qualquer estado limite ou métodos de tensão admissível de projeto (DAVENPORT et al. 1972, p. 217).

### 5.14.1 Previsão de Resposta Extrema

A palavra **resposta** é usada geralmente aqui para cobrir qualquer função de resposta que seja linearmente relatada, como deflexões, acelerações, momentos fletores, entre outros. Note que, contrária a suposições convencionais de projetos, a resposta neste exercício é sempre considerada bi-direcional e pode ser resolvida ao longo dos eixos x e y. Diferentes métodos podem ser usados para a determinação da resposta extrema, porém, não é objetivo deste trabalho relatar estes diferentes métodos. Apenas algumas considerações sobre os mesmos serão feitas.

Davenport et al. (1972, p. 217) indicam que, quanto ao fator de pico, se ele não pode ser tratado como constante, o procedimento é um pouco mais comprido. Quando se usam dados de testes de túnel de vento, o fator de pico é usualmente estabelecido de uma distribuição de probabilidade de resposta medida. Se for usada alguma técnica analítica, uma suposição que o processo possui uma distribuição normal permite usar o método dado por Davenport. Contudo, a resposta de vento transversal de uma construção não pode sempre ser considerada normalmente distribuída e, por isso, há um número de probabilidade de distribuições para várias frequências reduzidas operantes. Deve-se levar em conta também os efeitos de rugosidade e de vizinhança na previsão da resposta extrema.

### 5.14.2 Previsão de Número de Ocorrências

Outro procedimento, que pode ser de grande importância, é a previsão do diagrama de ocorrência de carga. Resumidamente, o primeiro passo é estabelecer-se a distribuição dos vários valores RMS a serem esperados durante intervalos quase-estacionários de duração apropriada, como uma hora. Desse modo, é possível aplicar-se a fórmula de Rice para a distribuição de máximos, a qual segue uma distribuição de Rayleigh. A integral definida pelo método então produz a distribuição do número esperado de vezes por ano que dadas amplitudes de resposta são excedidas. Desta estimativa do número de ocorrências de carga, é

possível computar-se as faixas esperadas de danos causados pela ação da fadiga (DAVENPORT et al. 1972, p. 222).

### **5.14.3 Previsão de Carregamentos em elementos de revestimento**

De acordo com os estudos de Davenport et al. (1972, p. 223), para obter-se dados para o projeto de elementos de revestimento e vitrais em particular, é necessário combinar-se estimativas de pressão com dados meteorológicos, a fim de estabelecer-se pressões extremas para várias probabilidades de ocorrência. Todos os métodos são baseados em ensaios de túnel de vento. Conseqüentemente, assume-se que este é o recurso de dados de pressão e que eles são avaliáveis em forma de coeficientes pressão. Isto é, para cada direção do vento, a pressão máxima da média horária em coeficiente de forma é conhecido sobre toda a superfície do edifício.

O problema de determinar-se as máximas pressões num teste de edificação para suficientes incrementos de direções de vento (incrementos de 1° a 2° são comumente necessários para obter os máximos valores em situações críticas), para adequadas escalas de turbulência e possível efeito de edificações vizinhas, muito tempo é consumido. Contudo, um grande problema ainda permanece e que é definitivo para o projeto da máxima pressão. Não é suficiente confiar-se no máximo valor gravado durante uma medição de pressão e nem nas características da resposta do sistema de medição das pressões, que não são bem conhecidas. Isto é devido ao fato de que pode estar ocorrendo uma freqüência na qual haverá um aumento devido à resposta ressonante, seguida por uma interrupção nas freqüências mais altas ou, alternativamente, pode haver suficiente amortecimento viscoso para a resposta de freqüência. Portanto, através de uma distribuição de probabilidades de certa pressão ser excedida, distribuição de Weibull, o fator de pico pode então ser mais razoavelmente selecionado como sendo associado com um dado nível de probabilidade e tem-se sugerido que o fator de pico baseado numa probabilidade de exceder  $10e^{-5}$ , em relação a 1 hora, é aproximadamente 1/30 segundos e este fator cobriria a maioria dos carregamentos de peças de revestimento e de vidro. Contudo, há um problema, porque seria incorreto aplicar-se carregamentos determinados para curtas durações de tempo a vidros, material cuja resistência de projeto tem sido determinada de carregamentos aplicados para um longo período de tempo, já que é conhecido que os vidros possuem uma resistência aumentada para curtas durações.



Conseqüentemente, o problema não é que as cargas previstas para curta duração dos ensaios em túnel de vento não ocorram realmente, mas que a carga de projeto usada deve levar em conta o conhecimento das características de performance dos elementos de revestimento (DAVENPORT et al. 1972, p. 223).

### 5.15 CRITÉRIOS DE VELOCIDADE DE VENTO NATURAL.

O problema mais importante causado por velocidades de vento ao nível do solo é o efeito nas pessoas. Há uma imensidão de outros efeitos como, por exemplo, aumento de transferência de calor convectivo, maior penetração de chuva através do revestimento da edificação e aceleração das patologias, aumento do nível de ruído, partículas finas como areias, poeiras que são levadas pelo vento, entre outros. Embora isto seja importante para um projeto completo, o efeito do vento nas pessoas é o fator de maior consideração. Na avaliação da aceitabilidade de uma velocidade de vento ao nível do solo, questões de segurança e de impedimento de movimento são primordiais. É também uma grande consideração econômica, já que as condições de vento desencorajam pessoas a freqüentar shoppings, lojas, entre outros (DAVENPORT et al. 1972, p. 229).

Segundo Davenport et al. (1972, p. 230), a preocupação com a segurança e alguns impedimentos de movimento ao redor de edificações altas, mesmo em moderadas condições de vento, não é nenhum exagero. Há vários relatos de pessoas que possuem grandes dificuldades com o equilíbrio, nas rajadas de vento com velocidades maiores que 10m/s ao redor de uma laje exposta de uma edificação alta. Ainda mais, pessoas podem ser empurradas pelo vento ao redor das edificações, com rajadas de 23m/s. Em 1974 foi reportada a morte de duas mulheres idosas na Grã-Bretanha, como o resultado de duas lesões no crânio recebidas quando elas foram empurradas pelo vento ao redor de um edifício. A velocidade de rajada em um destes casos foi estimada em 25m/s. Embora a força de vento necessária para tombar uma pessoa varia com a área da superfície, altura, forma geométrica, direções do vento, entre outros, é aceitável um nível máximo de velocidade de 20m/s antes de haver perigo físico.

Davenport et al. (1972, p. 238) sugerem algumas dicas para um projeto mais seguro em relação ao vento no nível do solo:

- a) as edificações vão apenas induzir altas velocidades no nível do solo se uma parte significativa delas é exposta diretamente a fluxos de vento, principalmente se a edificação for isolada;
- b) como uma regra geral, uma edificação pode ser considerada como de grande potencialidade de indução de fluxo de vento, em qualquer direção, se metade de sua altura encontra-se isolada acima de suas edificações vizinhas, principalmente devido a sua grande esteira de pressões baixas;
- c) se a característica descrita no item b ocorre, algumas características podem ser levadas em conta,
  - construções retangulares com uma face principal subindo livre acima do nível do solo, se possível, devem ser evitadas porque é muito comum causarem problemas de aceleração de escoamento de vento no nível do solo;
  - construções circulares promovem escoamento lateral e pouco escoamento vertical de vento. É uma boa opção para evitar aumento de velocidade no nível do solo;
- d) proteções aos cantos da edificação podem ser feitas para evitar que pedestres passem por estas áreas de intensa turbulência de vento;
- e) podem ser criados elementos arquitetônicos para quebrar o escoamento vertical de vento, protegendo os pedestres.

## 6 ENSAIOS REALIZADOS NO TÚNEL DE VENTO E RESULTADOS

Para a realização do presente trabalho foram ensaiados três modelos de edifícios reais em túnel de vento, que serão construídos futuramente no Brasil. Preocupadas com uma boa estimativa do carregamento de vento dos edifícios e, por conseguinte, com um bom projeto de cada um deles, as empresas responsáveis por tais projetos contrataram o túnel de vento da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) para a realização dos ensaios e determinação de carregamento do vento.

Através de um estudo minucioso da realidade na qual os edifícios serão construídos, são montados modelos em escala que retratam fielmente o que ocorrerá a cada um deles depois de prontos, no que se refere ao carregamento do vento.

### 6.1 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS

Primeiramente é realizado um estudo prévio da concepção do projeto arquitetônico e do local ao qual será construído o edifício. Através de tais projetos, de perspectivas arquitetônicas e do diálogo com o cliente, possibilita-se a construção de um modelo do edifício em estudo com dimensões reduzidas, que se aproxime o melhor possível do que realmente será construído. Observa-se que o uso de materiais adequados para o modelo é de vital importância e que a similaridade de escalas obtidas pela análise dimensional deve ser respeitada o máximo possível, conforme mostrado no capítulo 5.13. Se um edifício possui detalhes nas fachadas em metal, por exemplo, o modelo também deverá simular tal material para que não haja uma resposta distorcida da realidade. Um exemplo é mostrado na figura 39.



Figura 39: exemplo da perspectiva de um edifício e seu modelo para ensaio

Após esta etapa inicial, são observados todos os fatores e condições do local do futuro empreendimento como, por exemplo, o endereço da obra, condições topográficas, construções vizinhas, ente outros. Fotos do local e perspectivas do edifício também podem ser de grande auxílio para o entendimento do ambiente em questão, conforme exemplificado na figura 40.



Figura 40: exemplo de perspectiva e situações de vizinhança de um empreendimento

Analisado todo o projeto e as condições de vizinhança, é possível a construção do modelo de laboratório. Esta é uma etapa trabalhosa e delicada, em que se deve tomar o maior cuidado possível para que o modelo seja feito exatamente em escala, com as mesmas características do edifício real e similaridade das diversas escalas das grandezas, através de análise dimensional. Deve-se fazer também a simulação das exatas condições locais, colocando-se todas as construções vizinhas no modelo, não se esquecendo de prováveis edificações futuras que poderão ser construídas próximo ao local e que influenciarão no campo aerodinâmico do edifício em questão. Portanto, muitas vezes é necessário ensaiar uma situação conforme a realidade e comparar-se com uma situação futura possível, de curto prazo, ensaiando-se também esta situação em túnel de vento. Um exemplo de modelo de túnel de vento é mostrado na figura 41.



Figura 41: exemplo de modelo ensaiado em túnel de vento

Além da construção do modelo, instalam-se também os medidores de pressão que serão responsáveis pela tomada de pressão em muitos pontos diferentes do edifício, possibilitando-se assim a futura obtenção dos coeficientes aerodinâmicos globais da estrutura. A figura 42 mostra vários medidores de pressão usados em um modelo ensaiado em túnel de vento. Cada filamento do emaranhado da figura é um medidor de pressão. Estes medidores são dispostos ao longo de cada fachada do modelo.



Figura 42: medidores de Pressão em modelo de túnel de vento

Num ensaio de túnel de vento, mais de duzentas tomadas de pressão podem ser feitas para ângulos de incidência de vento variando a cada  $15^\circ$ , ao longo de todo o modelo, totalizando milhares de registros de pressão. Define-se também a referência para os esforços externos causados pelo vento. Depois de realizados os ensaios, através dos procedimentos já explicados nos capítulos 3 e 4 do presente trabalho, obtêm-se os coeficientes de força globais

nas direções dos eixos de referência, para vários ângulos de incidência do vento. Algumas fotografias do laboratório são mostradas no Apêndice A.

## 6.2 MODELOS ENSAIADOS EM TÚNEL DE VENTO

Três diferentes estudos de edifícios que serão construídos futuramente foram acompanhados durante o período de agosto a outubro deste ano. Os ensaios e seus resultados são mostrados nos próximos itens.

### 6.2.1 Torre Residencial Mundo Plaza

Este edifício localiza-se na cidade de Salvador, Bahia e é representado pela sua perspectiva na figura 43 e pelas suas fachadas na figura 44. Algumas das seções tipos dos pavimentos deste edifício encontram-se no Apêndice B. Há também outro edifício (Torre Empresarial Mundo Plaza), conforme mostrada na figura 43, que será tema de estudo do capítulo 6.2.2.



Figura 43: perspectiva do empreendimento Residencial Mundo Plaza

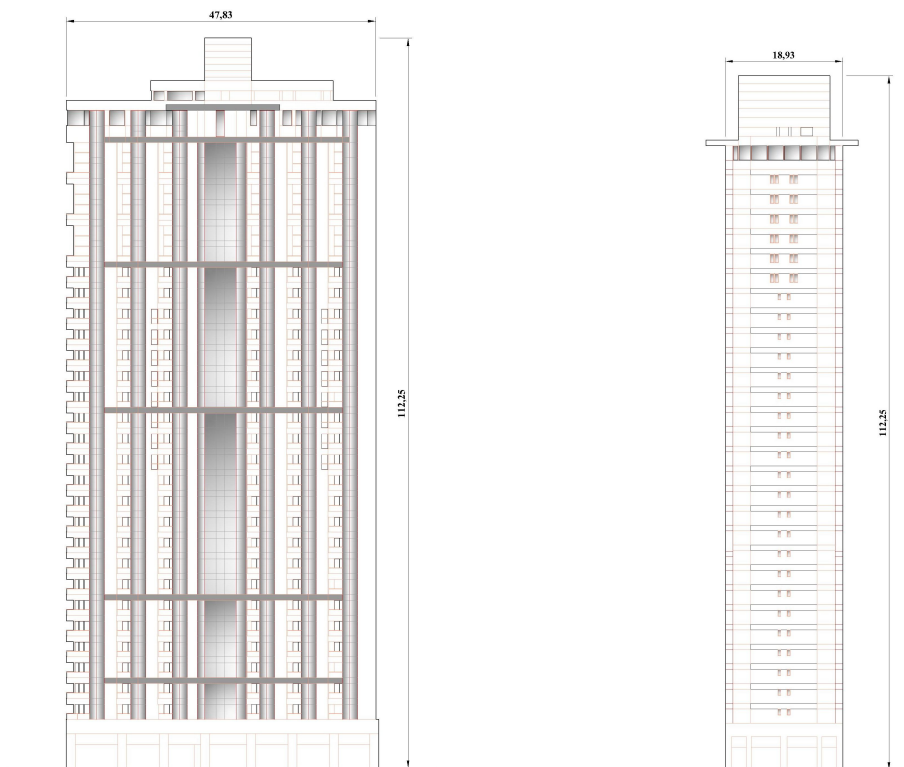


Figura 44: fachadas frontal (esquerda) e lateral direita (direita) do edifício

O edifício Residencial Mundo Plaza possui dimensões em planta de 47,83m x 18,93m e uma altura total de 112,25m (pé-direito de 3,20m). Uma foto da vizinhança do empreendimento é mostrada na figura 45. Percebe-se que é uma região bastante habitada, com várias edificações, porém com poucos edifícios altos em sua volta. Para o ensaio foi considerada uma categoria de rugosidades entre as categorias III e IV da Norma.

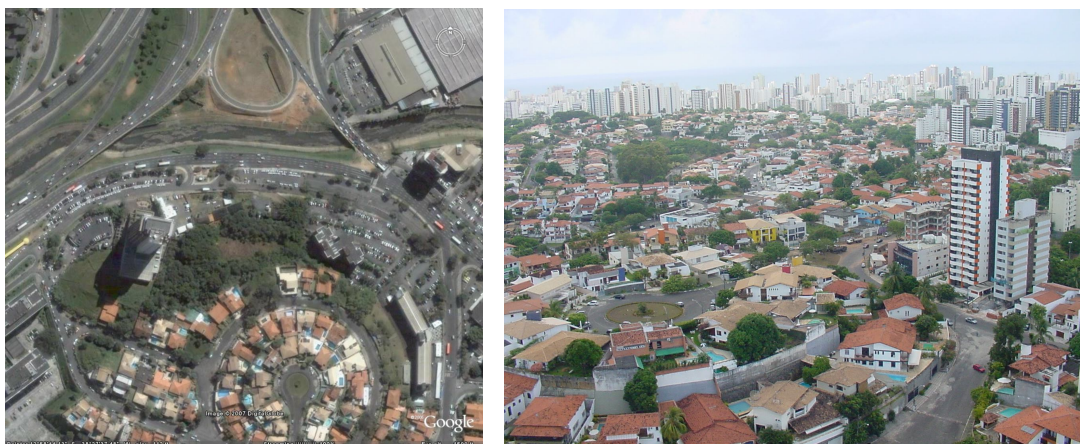


Figura 45: vizinhança do empreendimento

Conhecendo-se o local do futuro edifício e o seu projeto arquitetônico, elabora-se o modelo do edifício que será ensaiado no túnel de vento. O modelo construído e sua vizinhança são mostrados na figura 46.



Figura 46: modelo do edifício Residencial Mundo Plaza

Além da modelagem também deve-se instrumentar o modelo com os medidores de pressão. Este edifício foi instrumentado com 245 medidores de pressão dispostos conforme a figura 47, onde cada ponto representa uma tomada de pressão.

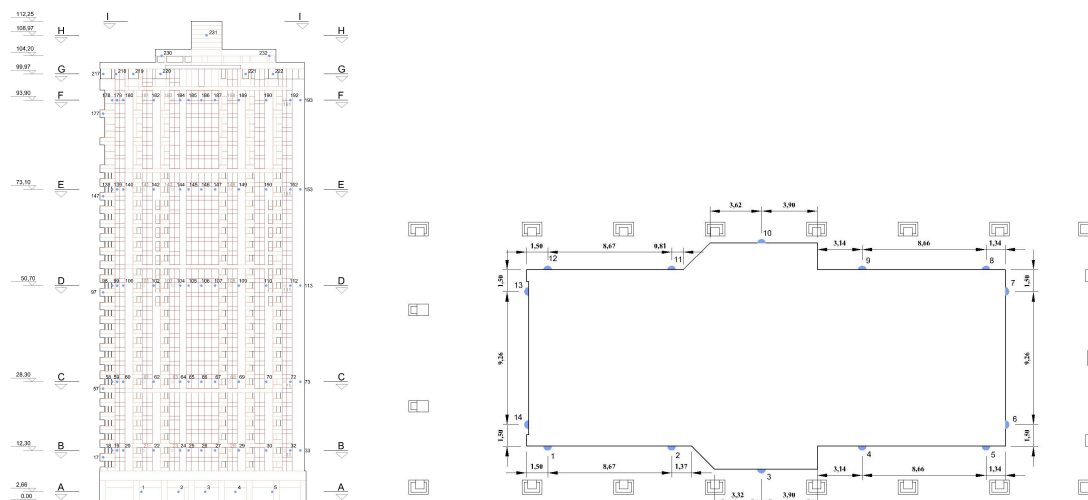


Figura 47: pontos de tomada de pressão na fachada frontal e o corte A-A da mesma



Conforme mostrado na figura 47, os pontos de tomada de pressão são representados nas fachadas e são feitos vários cortes do edifício mostrando, em planta, a localização destes pontos. Como as medições são feitas para ventos incidentes a cada 15°, totalizou-se 5.880 registros de pressão nos ensaios realizados. A figura 48 mostra a referência para o ângulo de incidência do vento em relação ao edifício e a figura 49 mostra os eixos de referências para a aplicação dos esforços.

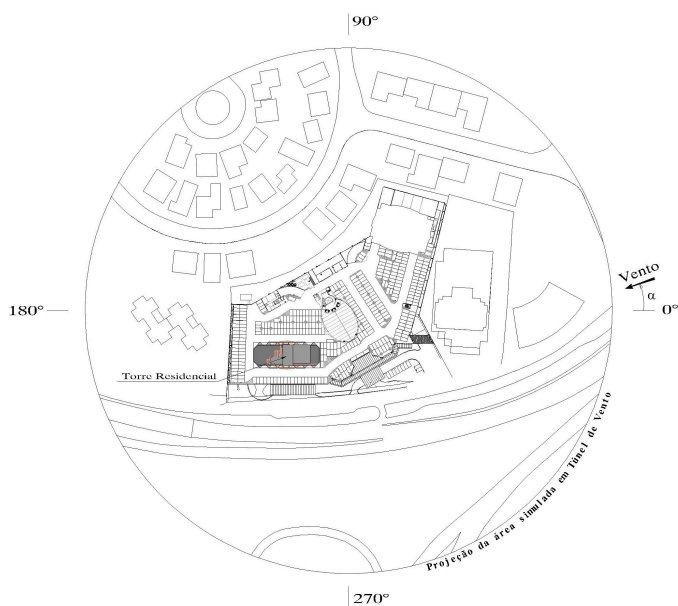


Figura 48: referência do ângulo de incidência do vento.

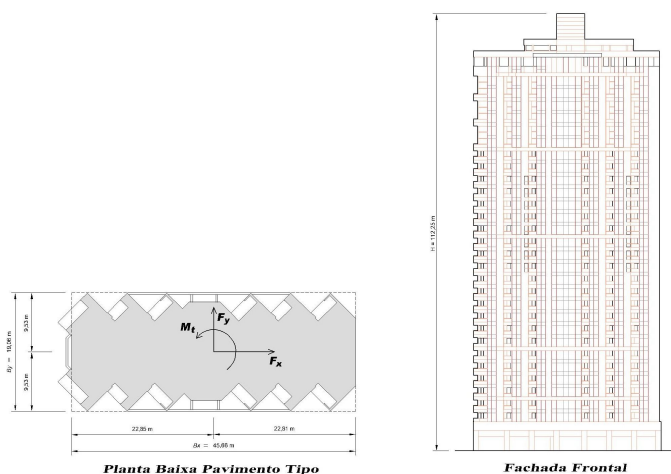


Figura 49: referência para a aplicação dos esforços devidos ao vento.

Com todos estes elementos, realizam-se os ensaios e obtêm-se os resultados do efeito de vento no edifício. O resultado que mais interessa a este trabalho é a variação da magnitude dos coeficientes de força globais nas direções x e y de referência, para os vários ângulos de incidência do vento, conforme mostrados na figura 50. Os estudos em túnel de vento também fornecem todos os valores das 5.880 tomadas de pressão, além dos esforços globais nas direções x e y para cada pavimento e também a envoltória de pressões nas fachadas (esforços atuantes nos elementos de revestimento das mesmas), que serão mostrados no apêndice B. A pressão dinâmica exercida foi obtida tomando-se uma velocidade básica de 30m/s (vinda das isopletas), coeficientes  $S1=S3=1,0$  e  $S2=1,18$ . Isto resultou numa pressão dinâmica de 768Pa, lembrando que estes procedimentos foram explicados nos capítulos 3 e 4 do presente trabalho.

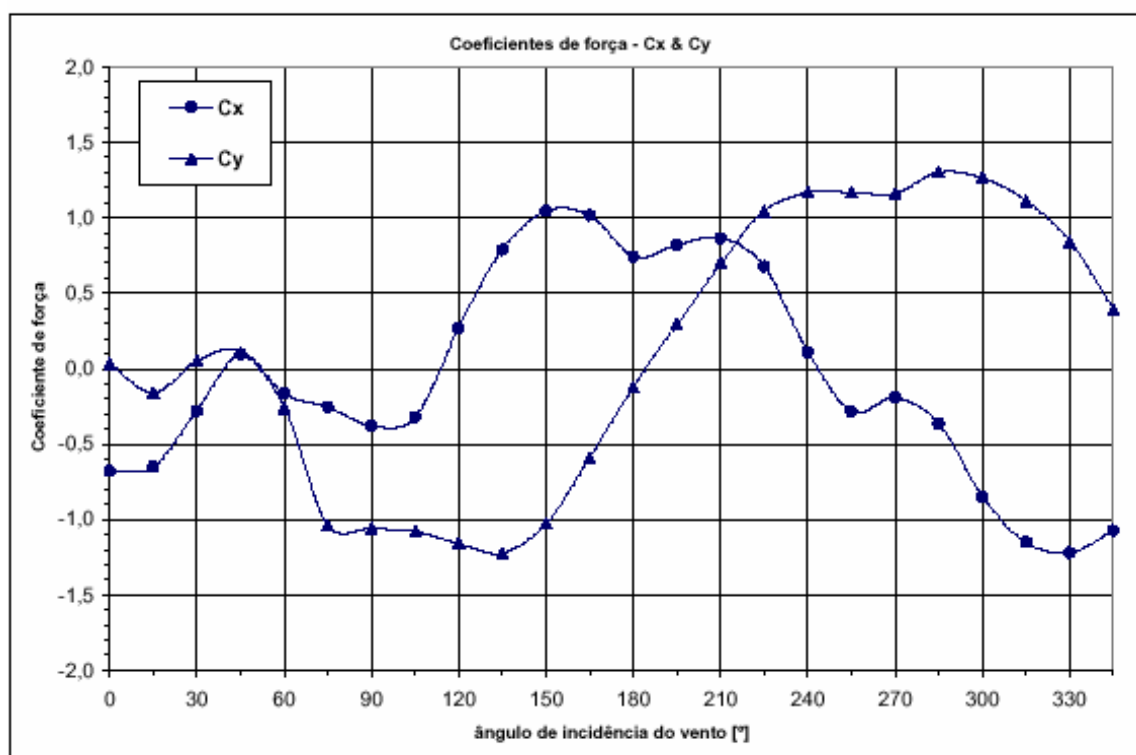


Figura 50: coeficientes de força globais Cx e Cy para diversos ângulos de incidência do vento.

Alguns dados:

a) Áreas Projetadas (Projeção perpendicular à direção em questão):

$A_x = 2.139,49\text{m}^2$  (19,06m x 112,25m).  $A_y = 5.125,34\text{m}^2$  (45,66m x 112,25m);

b) Volume total considerado =  $97.668,89\text{m}^3$  ( $45,66\text{m} \times 19,06\text{m} \times 122,25\text{m}$ );

Observando-se os resultados, percebe-se que, para a direção x, os esforços mais críticos de vento foram para os ângulos de  $150^\circ$  para sobrepressão ( $C_x=1,04$ ) e  $330^\circ$  para sucção ( $C_x=-1,22$ ). Para a direção y, os esforços mais críticos foram para os ângulos de  $285^\circ$  para sobrepressão ( $C_y=1,3$ ) e  $135^\circ$  para sucção ( $C_y=-1,22$ ). Percebe-se que, em nenhum dos casos, o vento mais crítico ocorreu para ângulos perpendiculares às fachadas, mais uma vez mostrando a falta de uma melhor abordagem pela Norma de ventos. Conclui-se que a presença de edifícios ao lado do prédio estudado acelera o escoamento para alguns ângulos de incidência do vento, aumentando a esteira em relação ao prédio isolado, mas também, há claros efeitos de proteção para outros ângulos de incidência.

### 6.2.2 Torre Empresarial Mundo Plaza

Este edifício também se localiza na cidade de Salvador, Bahia e é representado pela sua perspectiva na figura 51 e pelas suas fachadas na figura 52. Esta construção faz parte do mesmo empreendimento estudado, o empreendimento Mundo Plaza, porém analisado particularmente a exemplo do ocorrido com o Edifício Residencial estudado no item anterior.



Figura 51: perspectiva do empreendimento Empresarial Mundo Plaza

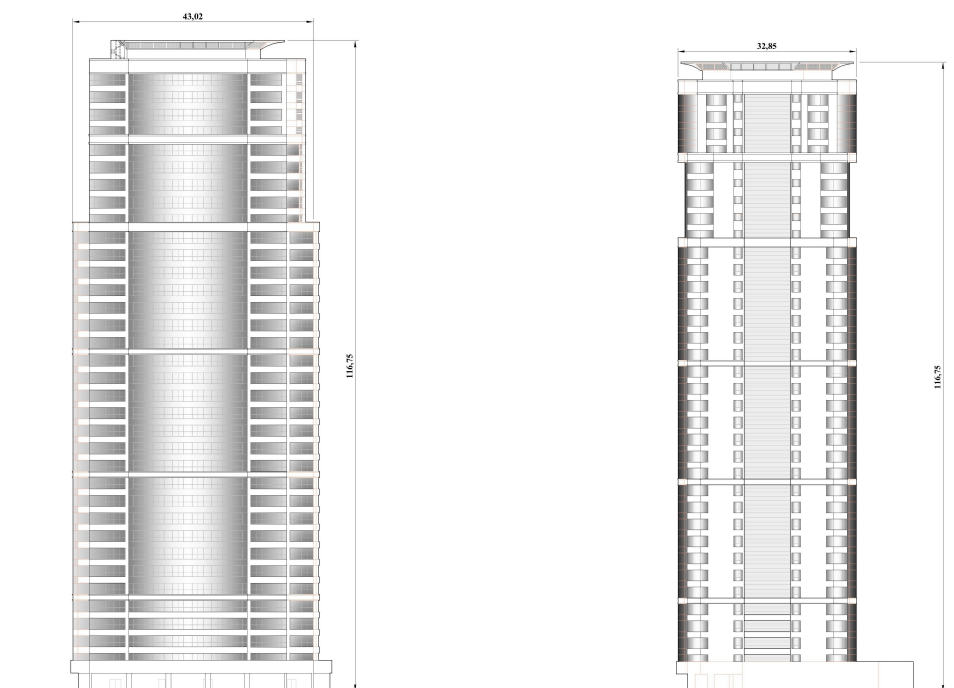


Figura 52: fachadas frontal (esquerda) e lateral direita (direita) do edifício

A localização é a mesma do Residencial Mundo Plaza, portanto, as características da vizinhança e do modelo usado são as mesmas mostradas no item 6.2.1. O procedimento de ensaio é exatamente o mesmo, conforme já mostrado: depois da criação do modelo, realiza-se a instrumentação do mesmo com os medidores de pressão. Este edifício recebeu 237 tomadas de pressão, a cada  $15^\circ$ , totalizando 5.688 registros de pressão. Ele possui dimensões em planta de 32,85m x 43,02m e uma altura total de 116,75m. A figura 53 mostra a referência do vento.

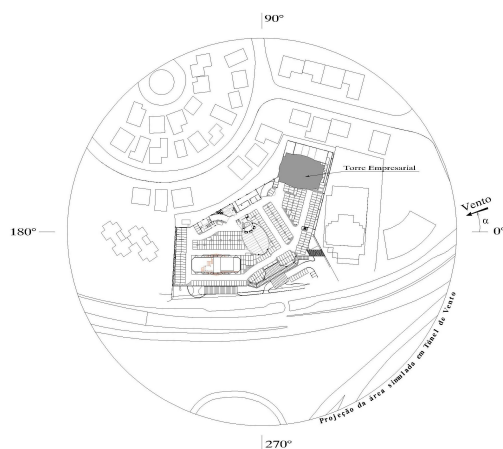


Figura 53: referência de ângulo de incidência do vento

Foi considerada uma categoria de rugosidade entre as Categorias III e IV da Norma. O pé-direito do edifício é de 3,25m. A área projetada na direção x é  $A_x=3.835,24 \text{ m}^2$  e na direção y,  $A_y=5.132,33 \text{ m}^2$ . As condições topográficas, de rugosidade do terreno e da importância de ocupação são as mesmas que as do edifício Residencial Mundo Plaza, bem como a velocidade básica de vento, resultando na mesma pressão dinâmica de 768Pa. As referências da aplicação dos esforços estão mostradas na figura 54 e o resultado é apresentado na figura 55.

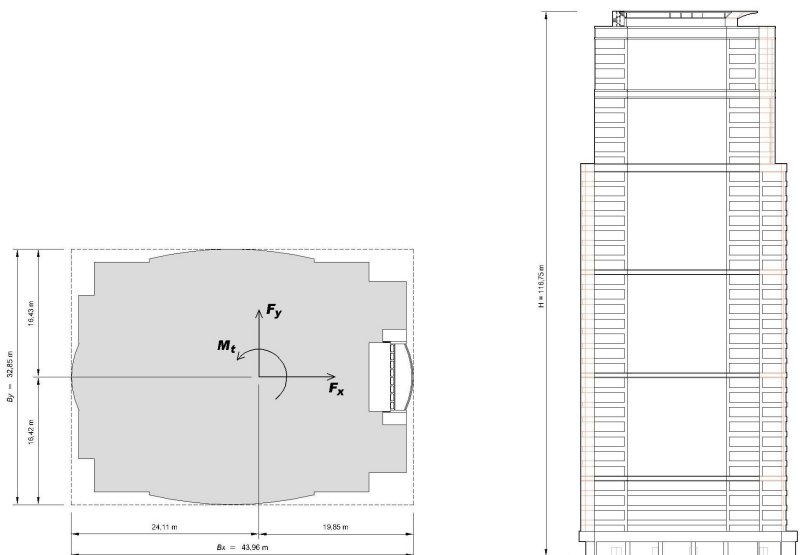


Figura 54: referência para a aplicação dos esforços devidos ao vento do edifício Empresarial Mundo Plaza.

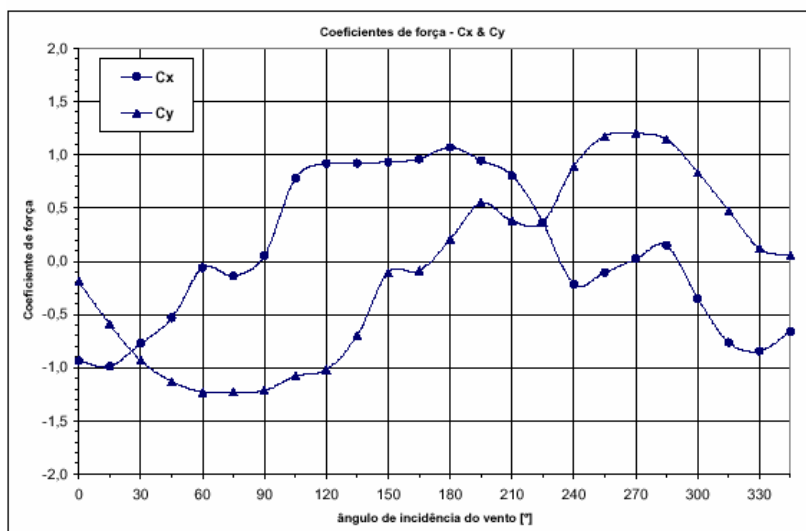


Figura 55: coeficientes de força globais Cx e Cy para diversos ângulos de incidência do vento.

Observa-se pela figura 55, que os maiores valores do coeficiente global de força  $C_x$  ocorreram para os ângulos de  $180^\circ$  ( $C_x=1,07$ , sobrepressão) e para  $15^\circ$  ( $C_x=-0,99$ , sucção). Da mesma forma, os maiores valores do coeficiente global de força  $C_y$  ocorreram para os ângulos de  $270^\circ$  ( $C_y=1,20$ , sobrepressão) e para  $60^\circ$  ( $C_y=-1,23$ , sucção). Novamente observa-se que alguns dos maiores esforços foram para ventos que incidem obliquamente às fachadas, representando a necessidade de uma melhor consideração dos esforços pela Norma.

### 6.2.3 Empreendimento Blue Marlin Towers

Este empreendimento é composto de dois edifícios e localiza-se na cidade de Natal, Rio Grande do Norte. Para a realização dos ensaios deste edifício, foram realizadas três configurações de modelos diferentes. Isto é feito para:

- a) Configuração I: simulação dos esforços de vento exercidos sobre a primeira torre a ser construída, portanto isolada;
- b) Configuração II: simulação das duas torres já concluídas, portanto, haverá mudanças drásticas nas condições de vizinhança dos edifícios;
- c) Configuração III: simulação das duas torres prontas, porém com mais um complexo de edifícios de outro empreendimento (Luau de Ponta Negra), que possuem projeto e poderão ser construídos futuramente na vizinhança.

A escala dos modelos será 1/300, recebendo cada modelo 231 tomadas de pressão a cada  $15^\circ$ , totalizando, nos três ensaios, 27.720 registros de pressão. A perspectiva do empreendimento é mostrada na figura 56 e as fachadas da Torre Norte e Sul estão representadas na figura 57.



Figura 56: perspectiva do empreendimento Blue Marlin Towers



Figura 57: fachadas frontais da Torre Norte (direita) e Torre Sul (esquerda)

As dimensões dos edifícios são 43,68m x 19,67m (Torre Norte) e 43,68m x 19,57m (Torre Sul) e uma altura de 123,45m para ambos os edifícios. A vizinhança do empreendimento é mostrada na figura 58.

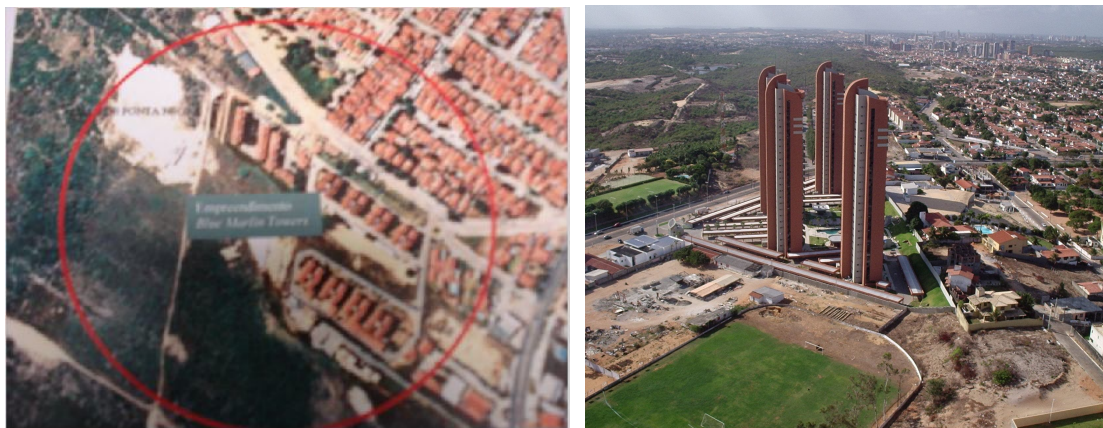


Figura 58: condições locais atuais (esquerda) e simulação das condições locais com o empreendimento Luau de Ponta Negra (direita)

Percebe-se pela figura 58 a discrepância dos efeitos de vizinhança que serão causados sobre os edifícios, caso forem realmente construídos os edifícios do Luau de Ponta Negra. Isto não significa que, necessariamente, os esforços devidos ao vento irão aumentar, pois conforme já visto, estes edifícios poderão causar efeitos nocivos ou de proteção às Torres, de acordo com

o ângulo de incidência do vento. Isto mostra a grande necessidade da realização de diferentes ensaios em túnel de vento. Os modelos ensaiados estão mostrados na figura 59. Mais detalhes do projeto arquitetônico do empreendimento podem ser vistos no Apêndice 3.



Figura 59: modelo de ensaio para túnel de vento para a configuração I (superior, à esquerda), configuração II (superior, à direita) e configuração III (inferior)

A figura 60 apresenta a referência para os ângulos de incidência do vento no empreendimento. Para um estudo mais detalhado, optou-se por considerar-se dois padrões de rugosidades diferentes, de acordo com a vizinhança. Isto está indicado na figura 60, onde a faixa mais clara indica uma rugosidade com o expoente da lei do perfil de velocidades (fórmula 6) de  $p=0,19$ , ou seja, uma rugosidade entre as Categorias II e III da Norma e a faixa mais escura indica uma rugosidade com um expoente de  $p=0,23$ , ou seja, uma rugosidade entre as Categorias III e IV da Norma.



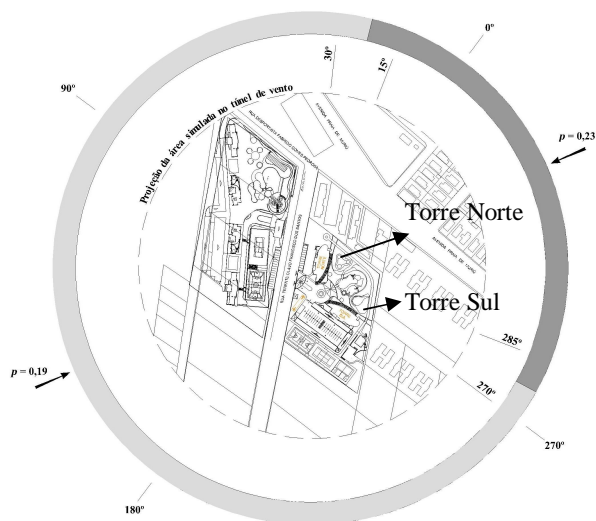


Figura 60: referência do ângulo de incidência do vento para o empreendimento Blue Marlin Towers

Após a elaboração e instrumentação dos três modelos, estabelece-se a referência para os eixos globais de força para a Torre Sul, conforme mostrado na figura 61. A Torre Norte é simétrica em relação ao eixo vertical.

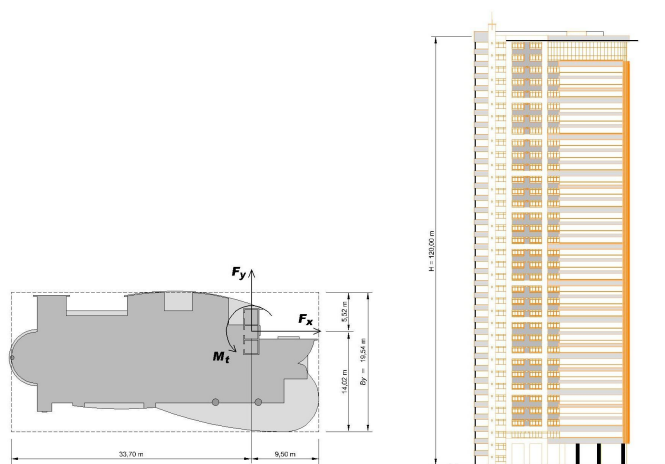


Figura 61: referência para a aplicação dos esforços devidos ao vento na Torre Sul do empreendimento Blue Marlin Towers

Tanto a Torre Norte, quanto a Torre Sul possuem pé-direito de 3,40m, sendo que o pilotis possui 3,325m. Foi adotada uma velocidade básica de vento de 30m/s, fator de rugosidade de 1,22 para a categoria entre II e III, obtendo-se uma pressão dinâmica de 821Pa, e fator de

rugosidade de 1,18 para categoria entre a III e IV, obtendo-se uma pressão dinâmica de 768Pa. As áreas projetadas na direção x e y, tanto para a Torre Norte, quanto para a torre Sul são de  $A_x=2.344,8\text{m}^2$  e  $A_y=5.184\text{m}^2$ . Os resultados são dados nas figuras 64 e 65.

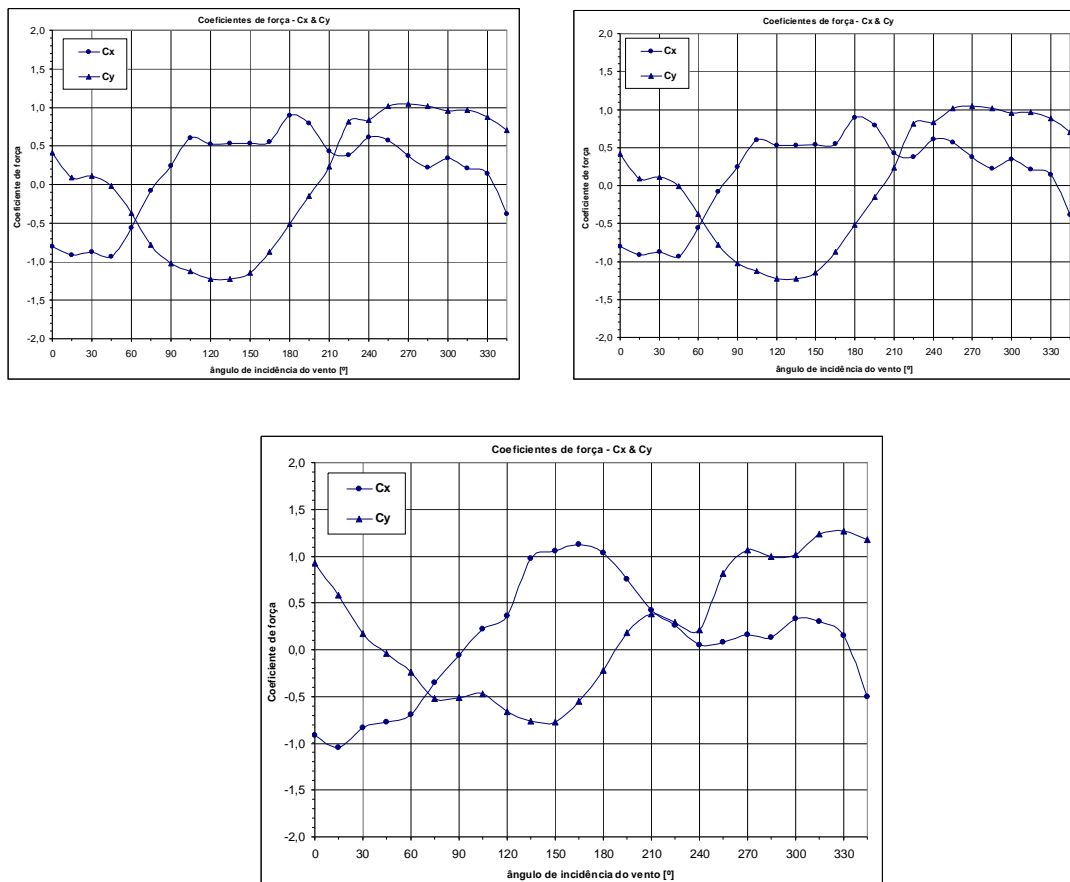


Figura 62: coeficientes de força globais Cx e Cy para diversos ângulos de incidência do vento, da Torre Norte, para as configurações I (superior, à esquerda), II (superior, à direita) e III (inferior)

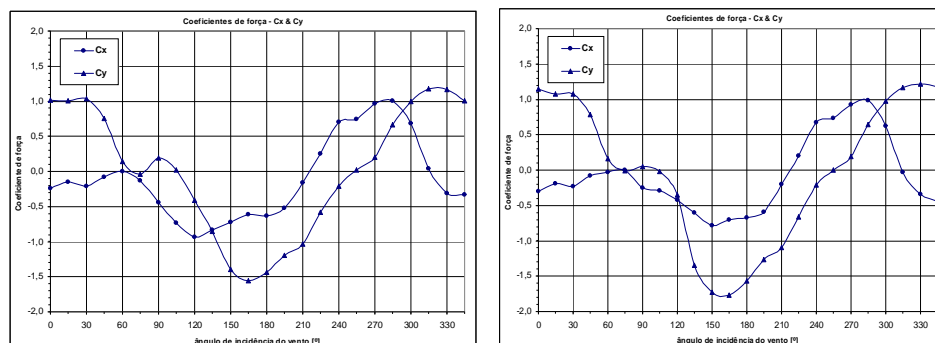


Figura 63: coeficientes de força globais Cx e Cy para diversos ângulos de incidência do vento, da Torre Sul, para as configurações II (esquerda) e III (direita)

Os coeficientes de força globais foram:

- a) Torre Norte, configuração I:  $C_x = 0,89$  ( $180^\circ$ ),  $C_x = -0,93$  ( $45^\circ$ ),  $C_y = 1,05$  ( $270^\circ$ ),  $C_y = -1,23$  ( $135^\circ$ );
- b) Torre Norte, configuração II:  $C_x = 0,95$  ( $15^\circ$ ),  $C_x = -1,03$  ( $15^\circ$ ),  $C_y = 1,13$  ( $330^\circ$ ),  $C_y = -1,53$  ( $135^\circ$ );
- c) Torre Norte, configuração III:  $C_x = 1,13$  ( $165^\circ$ ),  $C_x = -1,04$  ( $15^\circ$ ),  $C_y = 1,27$  ( $330^\circ$ ),  $C_y = -0,77$  ( $150^\circ$ );
- d) Torre Sul, configuração II:  $C_x = 1,01$  ( $285^\circ$ ),  $C_x = -0,94$  ( $120^\circ$ ),  $C_y = 1,17$  ( $315^\circ$ ),  $C_y = -1,56$  ( $165^\circ$ );
- e) Torre Sul, configuração III:  $C_x = 0,99$  ( $285^\circ$ ),  $C_x = -0,78$  ( $150^\circ$ ),  $C_y = 1,22$  ( $330^\circ$ ),  $C_y = -1,76$  ( $165^\circ$ ).

O fator de vizinhança FV resultou igual a 1,3. A excentricidade usada para o cálculo do momento torçor foi de 15% da respectiva dimensão em planta da edificação, acrescida da distância escolhida até o ponto de aplicação do momento torçor.

Os resultados indicaram as ações das forças globais atuantes nas torres Norte e Sul para as duas direções de referência x e y. Os valores encontrados pela Norma são comparados com as solicitações geradas pelo ensaio em túnel de vento para as etapas construtivas (configurações I a III), que seguem o que irá ser construído em campo. Os ensaios consideraram um fator estatístico igual a 1,0 para a edificação concluída e 0,83 durante a fase de construção do empreendimento.

Analisando-se os resultados, percebe-se que, na maioria dos casos, os ventos oblíquos produziram os maiores coeficientes globais de força. A situação mais crítica é para a Torre Sul na configuração II, ou seja, quando as duas torres do empreendimento estiverem prontas. Nota-se que para este caso houve elevadíssima sucção para ângulos oblíquos de incidência do vento, principalmente por causa dos efeitos de vizinhança. Já na Torre Norte, ocorreu um efeito de proteção, resultando num projeto mais econômico devido às baixas solicitações. As figuras 64 e 65 mostram, em forma de envoltórias, as solicitações geradas nos edifícios em função do ângulo de incidência do vento, para cada configuração de ensaio, mostrando também a comparação com a Norma NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Verifica-se que os maiores valores são os que foram resumidos neste item.

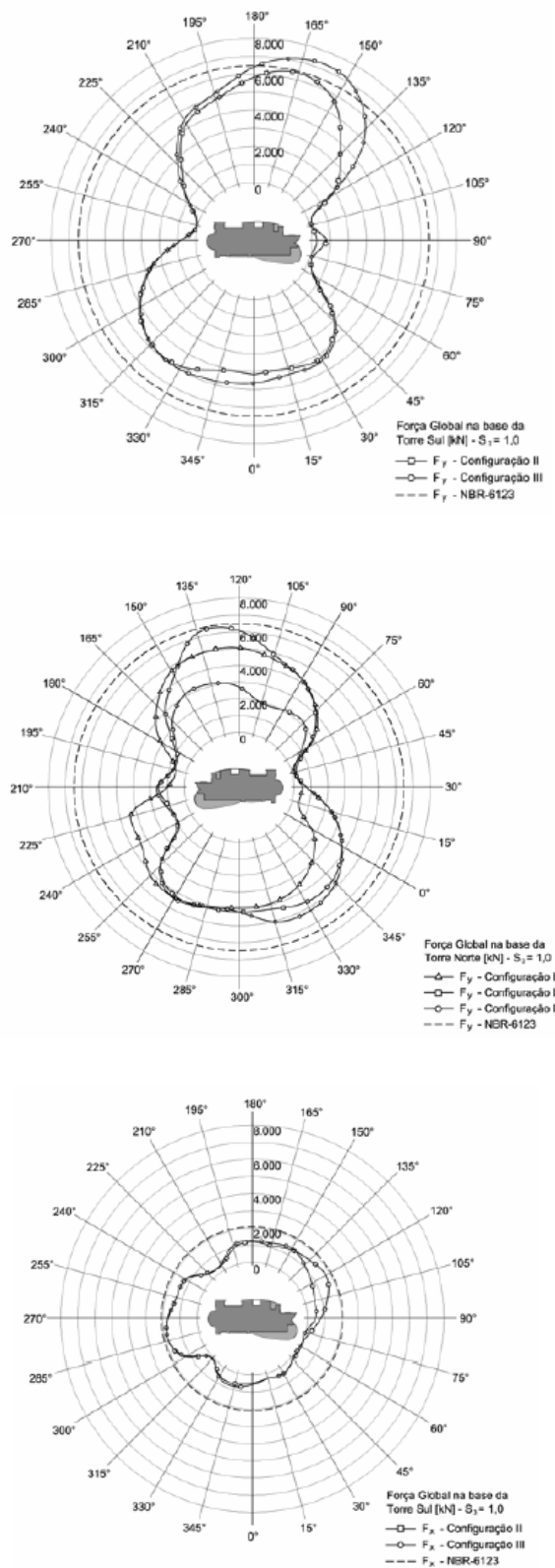


Figura 64:  $F_y$  para a Torre Sul (superior),  $F_y$  para a Torre Norte (meio) e  $F_x$  para a Torre Sul (inferior)

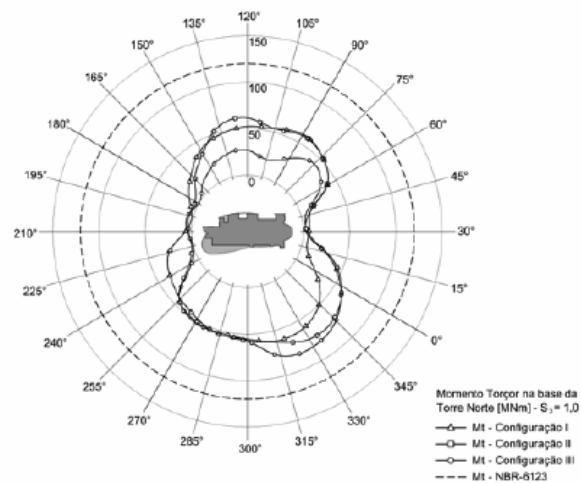
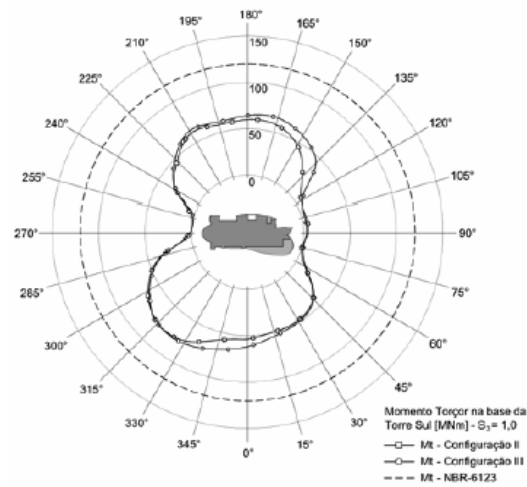
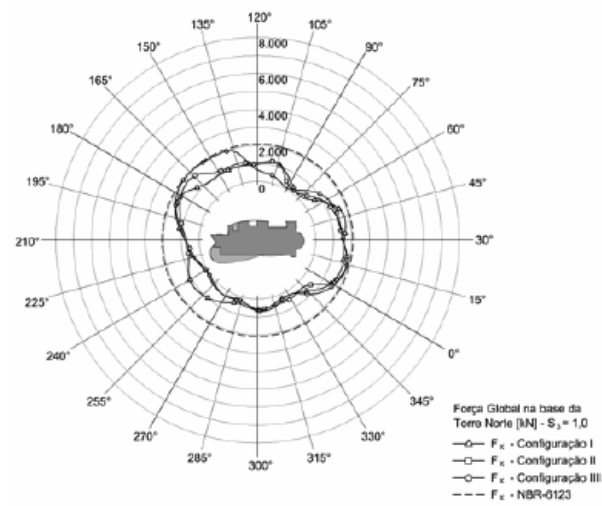


Figura 65:  $F_x$  para a Torre Norte (superior), momento torção para a Torre Sul (meio) e momento torção para a Torre Norte (inferior)

## **7 ANÁLISE DOS DADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS, CUMPRIMENTO DOS OBJETIVOS E VERIFICAÇÃO DA HIPÓTESE**

### **7.1 CUMPRIMENTO DOS OBJETIVOS DO TRABALHO**

#### **7.1.1 Cumprimento do Objetivo Principal**

Este trabalho teve por objetivo principal a determinação de coeficientes aerodinâmicos para os carregamentos devidos aos ventos incidentes nas direções oblíquas às fachadas, que melhor representariam a realidade, para três empreendimentos ensaiados em túnel de vento. Conforme mostrado nos resultados dos ensaios, para cada edifício ensaiado e suas configurações de modelo, foram obtidos os coeficientes aerodinâmicos globais das direções x e y de referência para ângulos a cada 15°, em toda a volta do edifício. Desse modo, foi possível a determinação do ângulo de incidência de vento mais crítico para cada um dos coeficientes globais de força dos edifícios estudados.

Portanto, o objetivo principal deste trabalho, que foi a determinação desses coeficientes para alguns ensaios em túnel de vento, foi atingido com sucesso, mostrando-se como é importante um estudo de laboratório para a correta análise das condições reais em que o edifício estará inserido. Ressalta-se que, unido a este objetivo principal, há o objetivo secundário que se refere à formulação de tabelas e figuras como uma sugestão para a Norma e que será abordado no item 7.1.2.

Com a finalidade de comparação dos coeficientes obtidos com o método da Norma NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20), através da figura 4 da mesma (coeficientes de arrasto para edificações paralelepípedicas de baixa turbulência), também mostrada no Anexo A do presente trabalho, foram obtidos os valores dos coeficientes de arrasto para os edifícios estudados. Estes valores são comparados com os dos ensaios e são mostrados no quadro 5. Verificou-se que, em quase metade dos casos, a metodologia da Norma forneceu coeficientes não seguros para os edifícios, sub-dimensionando os esforços devidos aos ventos. Porém, mesmo os outros coeficientes sendo maiores, nenhum ofereceu

uma segurança significativa, mostrando mais uma vez a necessidade de uma reformulação da Norma.

Modelo ensaiado em túnel de vento	Maior coeficiente obtido nos		Coeficientes de arrasto obtidos da figura 4 da NBR 6123		Segurança da Norma	
	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy
Residencial Mundo Plaza	1,22	1,3	0,95	1,4	0,78	1,08
Empresarial Mundo Plaza	1,07	1,23	1,23	1,33	1,15	1,08
Blue Marlint T. - Configuração I (Torre Norte)	0,93	1,23	1,02	1,44	1,10	1,17
Blue Marlint T. - Configuração II (Torre Norte)	1,03	1,53	1,02	1,44	0,99	0,94
Blue Marlint T. - Configuração III (Torre Norte)	1,13	1,27	1,02	1,44	0,90	1,13
Blue Marlint T. - Configuração I (Torre Sul)	1,01	1,56	1,02	1,44	1,01	0,92
Blue Marlint T. - Configuração II (Torre Sul)	0,99	1,76	1,02	1,44	1,03	0,82

Quadro 5: comparação dos coeficientes máximos obtidos nos ensaios com a metodologia da Norma NBR 6123

## 7.1.2 Cumprimento dos Objetivos Secundários

### 7.1.2.1 Quadros e Figuras de Coeficientes Aerodinâmicos para Diversos Formatos de Edifícios

Primeiramente, foram definidos os formatos de edifícios a serem usados nos quadros. Logicamente, foram escolhidos os formatos dos edifícios ensaiados no presente trabalho, além de abordar alguns formatos apresentados na referência bibliográfica do capítulo 4.

Dois quadros foram criados, sendo o primeiro referente a coeficientes de edifícios isolados e o segundo referente a coeficientes de edifícios com efeitos de vizinhança em sua volta. Como foram feitos apenas ensaios de três edifícios e suas configurações, para a criação de tais quadros foram, logicamente, necessárias extrapolações dos valores obtidos.

Considerou-se como edifícios isolados o Empreendimento Residencial Mundo Plaza, o Empreendimento Empresarial Mundo Plaza e a configuração I (Torre Norte isolada) do edifício Blue Marlin Towers. Reitera-se que estes edifícios, com exceção da Configuração I do Blue Marlin Towers, foram ensaiados com toda a vizinhança a sua volta. Porém, como não

havia edifícios de proporções similares aos mesmos – ao contrário, a maioria das edificações eram de proporções muito menores, como mostrado no capítulo 6 do presente trabalho – foi considerado, para fins de montagem dos quadros, como se fossem isolados, além do fato de os dois edifícios do Empreendimento Mundo Plaza estarem relativamente distantes um do outro. Logicamente há erros, já que as edificações, por menores que sejam, influenciam o campo aerodinâmico dos edifícios, além de haver a influência mútua das duas edificações do Empreendimento Mundo Plaza no campo aerodinâmico, embora não estando muito próximos um do outro. Este procedimento, apesar de possuir os erros descritos, foi necessário devido a falta de ensaios de modelos isolados.

Foram considerados como edifícios com efeitos de vizinhança, as Configurações II a V do edifício Blue Marlin Towers e os ensaios da revisão bibliográfica do presente trabalho.

Cada formato de edifício possui coeficientes aerodinâmicos de acordo com a relação de sua altura com sua dimensão em planta menor e com a relação de suas duas dimensões em planta, conforme mostrado nos quadros 6 e 7. Além disso, há nestes mesmos quadros um coeficiente aerodinâmico de força global para a direção x e um para a direção y. Basicamente, cada ensaio de edifício simula a incidência de vento a cada 15°, ao redor de todo o edifício, de acordo com a referência imposta. Porém, os resultados dos coeficientes e forças dos ensaios são obtidos somente para as duas direções de referência, x e y, do edifício, originando coeficientes  $C_x$  e  $C_y$  em função dos diversos ângulos de incidência do vento, que são o resultado final do estudo. Portanto, cada direção de referência possui um coeficiente máximo de sobrepressão e um coeficiente máximo de sucção, conforme foi apresentado nos ensaios mostrados no item 6 do presente trabalho. Desse modo, cada coeficiente dos quadros 6 e 7 é o maior coeficiente resultante, para cada direção de referência, não importando se é sucção ou sobrepressão. Estes coeficientes estão grifados na cor azul nestes mesmos quadros, sendo que os demais dados são extrapolações realizadas e os ângulos de incidência que originaram estes coeficientes obtidos nos ensaios também são apresentados. Nos quadros está escrito **ângulo provável de incidência**, porque como são quadros a serem usados para outros futuros edifícios a serem estudados, não necessariamente serão os mesmos ângulos de incidência de vento que originarão os coeficientes.

De posse dos coeficientes resultantes de ensaios, os demais dados dos quadros foram obtidos por extrapolação, já que, se não fosse desse modo, seriam necessários ensaios para cada



situação diferente dos quadros, o que seria inviável. Para haver-se uma idéia, seriam necessários mais 5 ensaios para cada formato de edifício além dos realizados, totalizando-se mais 25 ensaios para edifícios isolados e mais 25 ensaios para edifícios com edificações vizinhas, justificando-se, portanto, a extrapolação realizada.

A realização das extrapolações não é algo linear, como por exemplo, se o edifício tem o dobro da altura então o coeficiente seria o dobro do ensaiado. Isto não é correto. Na verdade, para a realização de tais extrapolações necessita-se de um método condizente com a realidade.

A Norma NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20) fornece um gráfico de coeficientes de arrasto para edificações retangulares, para ventos de baixa turbulência (caso mais crítico) em função de suas dimensões em planta, apresentada no Anexo A. O método utilizado neste trabalho para as extrapolações foi, basicamente, tomar-se um coeficiente aerodinâmico equivalente para cada um dos edifícios estudados de acordo com suas dimensões, resultantes do gráfico da Norma, como se os edifícios fossem todos retangulares. Após esta etapa, repetiu-se o procedimento para cada situação dos quadros 6 e 7, onde variou-se as dimensões dos edifícios, obtendo-se outros coeficientes do gráfico da Norma. Então, para cada caso, foi comparado o valor obtido no gráfico com o valor considerando-se as dimensões reais dos edifícios, para descobrir-se, para cada um destes casos, um fator multiplicador a ser aplicado aos coeficientes reais dos ensaios. Uma observação muito importante a ser feita é que os valores obtidos da Norma são os mais críticos para cada caso, ou seja, como os quadros 6 e 7 abrangem muitas extrapolações de alguns ensaios apenas, deve-se haver uma maior segurança ao se sugerir os coeficientes extrapolados. Por exemplo: se o vento é na direção perpendicular à maior fachada, pelo esquema da Norma (mostrado abaixo do gráfico, na mesma página e no Anexo A) deveria-se entrar no gráfico com o valor de  $H/l_1$ , onde  $l_1$  seria a maior dimensão em planta e  $l_1/l_2$ , onde  $l_2$  seria a menor dimensão em planta. Porém, não interessando se o coeficiente é na direção  $x$  ou  $y$ , sempre os valores retirados do gráfico da Norma para este trabalho, foram obtidos entrando-se com os valores de  $a/b$  e  $H/b$  (onde **a** é a maior dimensão em planta; **b** é a menor dimensão em planta e **H** é a altura) que são os valores que produzem os maiores coeficientes possíveis, gerando um maior fator multiplicador e, por conseguinte, dando mais segurança aos valores sugeridos nos quadros. Portanto, os esquemas da Norma não foram utilizados.

Exemplo de extrapolação: no quadro 6, para o edifício Empresarial Mundo Plaza, que possui as dimensões em planta de 32,85m x 43,02m e altura de 116,75m, foi obtido um coeficiente do gráfico da Norma de 1,35. Este edifício enquadrou-se no caso em que  $1 \leq a/b \leq 2$ , onde **a** é a dimensão maior em planta, **b** é a dimensão menor e  $H/b \leq 5$ , onde **H** é a altura. Portanto, para realizar-se a extrapolação para o caso em que  $5 < H/b < 7$  e  $1 \leq a/b \leq 2$ , percebe-se pelo gráfico da Norma que o coeficiente estará no máximo entre 1,50 e 1,60, que é 1,11 a 1,18 vezes maior que o coeficiente de 1,35 para o caso ensaiado. Escolheu-se um valor médio de 1,14, sendo este o fator multiplicador para esta extrapolação. Desse modo, o coeficiente real resultante do ensaio de 1,23, nesta extrapolação, é 1,14 vezes maior, resultando em um coeficiente de aproximadamente 1,40. Assim as demais extrapolações foram feitas para o mesmo quadro.

Finalmente, realizaram-se extrapolações também de um quadro para o outro, já que algumas edificações foram consideradas com vizinhança e algumas isoladas, necessitando-se os seus complementos, ou seja, uma edificação considerada isolada estudada no quadro 6, deve apresentar valores de coeficientes caso possuísse edificações vizinhas, no quadro 7. Estas extrapolações são mais subjetivas já que não existe um método já desenvolvido. Portanto, foi tomado um procedimento bastante simples para obter-se tais dados. O edifício Blue Marlin Towers é o único dos três ensaiados que possuía configurações de ensaios consideradas com efeitos de vizinhança. Portanto, por exemplo, se no ensaio do edifício isolado o maior coeficiente na direção y obtido foi 1,23 e, para os ensaios com vizinhança, o maior coeficiente obtido para a direção y foi de 1,76, o fator de multiplicação seria de 1,43 vezes. Ou seja, o resultado da extrapolação dos coeficientes na direção y dos demais edifícios que não foram considerados com vizinhança, será obtido tomando-se os valores dos coeficientes isolados e multiplicando-se por 1,43, somente para a direção y, repetindo-se o mesmo processo para a direção x. Observa-se que, é preciso realizar este tipo de extrapolação só para os coeficientes reais obtidos dos ensaios, já que para os demais casos dentro do mesmo quadro, são realizadas as extrapolações conforme o método anterior, utilizando-se o gráfico da Norma. É uma extrapolação muito grosseira, porém conservadora, já que o fator multiplicador é bastante elevado. Além disso, ao passar-se então os coeficientes dos edifícios que foram considerados com influência da vizinhança para o quadro dos edifícios isolados, ao invés de dividir-se os coeficientes pelo mesmo fator multiplicador do exemplo anterior, por razões de segurança e por ser um processo grosseiro, reduziu-se os coeficientes no máximo em 15%. Seria necessário, para uma boa aprimoração desta tabela, mais ensaios futuros em túnel de vento.

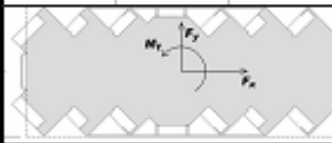


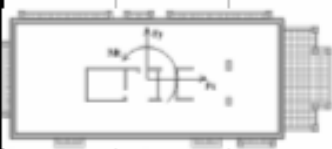
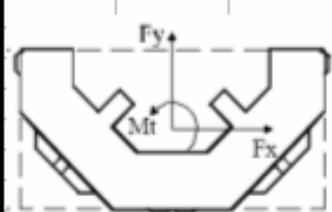
Observa-se também que o Empreendimento Blue Marlin Towers apresenta quatro configurações de ensaios com vizinhança, referente aos seus dois edifícios. Para o quadro 7, tomou-se os maiores coeficientes  $C_x$  e  $C_y$  entre todos os máximos de cada ensaio.

Para a consulta dos quadros 6 e 7, que estão nas páginas seguintes, lembra-se que:

- a) **a** é sempre a maior dimensão em planta;
- b) **b** é sempre a menor dimensão em planta;
- c) **H** é sempre a altura total do edifício;
- d)  $C_{ox}$  e  $C_{oy}$  são os coeficientes aerodinâmicos sugeridos para as dimensões de referência, devido aos efeitos da incidência oblíqua de vento.

FORMAS	Esbeltez	Dimensões	C0z	C0y	Ângulo provável de Incidência	
	$H/b \leq 5$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,00	1,07		
		$a/b > 2$	1,10	1,17		
	$5 < H/b < 7$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,16	1,24		
		$a/b > 2$	1,22	1,30	330°	285°
	$7 < H/b < 10$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,29	1,37		
		$a/b > 2$	1,34	1,43		
	$H/b \leq 5$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,07	1,23	180°	60°
		$a/b > 2$	1,15	1,32		
	$5 < H/b < 7$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,22	1,40		
		$a/b > 2$	1,26	1,45		
	$7 < H/b < 10$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,30	1,49		
		$a/b > 2$	1,34	1,54		
	$H/b \leq 5$	$1 \leq a/b \leq 2$	0,86	1,14		
		$a/b > 2$	0,91	1,20		
	$5 < H/b < 7$	$1 \leq a/b \leq 2$	0,93	1,23	45°	135°
		$a/b > 2$	0,96	1,27		
	$7 < H/b < 10$	$1 \leq a/b \leq 2$	0,98	1,30		
		$a/b > 2$	1,02	1,35		
	$H/b \leq 5$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,18	0,78		
		$a/b > 2$	1,22	0,80		
	$5 < H/b < 7$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,27	0,83		
		$a/b > 2$	1,34	0,88		
	$7 < H/b < 10$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,39	0,91		
		$a/b > 2$	1,43	0,94		
	$H/b \leq 5$	$1 \leq a/b \leq 2$	0,92	1,36		
		$a/b > 2$	0,96	1,41		
	$5 < H/b < 7$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,03	1,52		
		$a/b > 2$	1,10	1,63		
	$7 < H/b < 10$	$1 \leq a/b \leq 2$	1,12	1,65		
		$a/b > 2$	1,18	1,74		

Quadro 6: coeficientes aerodinâmicos para alguns edifícios isolados.

FORMAS	Esbeltez	Dimensões	C0z	C0y	Ângulo provável de Incidência	
	H/b ≤ 5	1 ≤ a/b ≤ 2	1,23	1,53		
		a/b > 2	1,34	1,67		
	5 < H/b < 7	1 ≤ a/b ≤ 2	1,42	1,77		
		a/b > 2	1,49	1,86	330°	285°
	7 < H/b < 10	1 ≤ a/b ≤ 2	1,57	1,96		
		a/b > 2	1,64	2,04		
	H/b ≤ 5	1 ≤ a/b ≤ 2	1,31	1,76	180°	60°
		a/b > 2	1,40	1,89		
	5 < H/b < 7	1 ≤ a/b ≤ 2	1,49	2,00		
		a/b > 2	1,54	2,07		
	7 < H/b < 10	1 ≤ a/b ≤ 2	1,58	2,13		
		a/b > 2	1,63	2,20		
	H/b ≤ 5	1 ≤ a/b ≤ 2	1,05	1,63		
		a/b > 2	1,10	1,72		
	5 < H/b < 7	1 ≤ a/b ≤ 2	1,13	1,76	45°	135°
		a/b > 2	1,17	1,82		
	7 < H/b < 10	1 ≤ a/b ≤ 2	1,19	1,86		
		a/b > 2	1,24	1,93		
	H/b ≤ 5	1 ≤ a/b ≤ 2	1,36	0,89		
		a/b > 2	1,40	0,92		
	5 < H/b < 7	1 ≤ a/b ≤ 2	1,46	0,96		
		a/b > 2	1,54	1,01		
	7 < H/b < 10	1 ≤ a/b ≤ 2	1,60	1,05		
		a/b > 2	1,65	1,08		
	H/b ≤ 5	1 ≤ a/b ≤ 2	1,06	1,56		
		a/b > 2	1,10	1,62		
	5 < H/b < 7	1 ≤ a/b ≤ 2	1,19	1,75		
		a/b > 2	1,27	1,87		
	7 < H/b < 10	1 ≤ a/b ≤ 2	1,29	1,90		
		a/b > 2	1,36	2,00		

Quadro 7: coeficientes aerodinâmicos para alguns edifícios considerados com efeitos nocivos de vizinhança.

### 7.1.2.2 Determinação da Magnitude dos Esforços de Torção

Os esforços de torção causados no edifício Blue Marlin Towers foram significativos, porém ficaram abaixo dos limites estimados pela Norma, para as diversas configurações de ensaio, conforme mostrado na figura 65. Isto mostra que, para estes ensaios, a estimativa de arbitrar-se uma excentricidade da força de vento de 15% da respectiva dimensão em planta do edifício para cada lado do centro da fachada, provoca um momento torçor relativamente alto, dando uma boa margem de segurança. Porém, há casos em que mesmo esta segurança é superada, devendo-se haver cuidado no dimensionamento da estrutura, conforme mostrado nos modelos do item 4 do presente trabalho.

Para a Torre Norte, de acordo com a figura 65, resultou um momento torçor máximo em torno de 75kNm, em relação à base do edifício, para um ângulo incidente de vento de 330°. Percebe-se que, analisando os maiores coeficientes obtidos para os ensaios da Torre Norte, este ângulo de incidência gera um dos maiores coeficientes para uma das configurações de ensaios, porém, o maior coeficiente gerado é  $C_y = -1,53$ , para um ângulo de incidência de 135°, que não é o da maior torção. Lembra-se que isto ocorre devido ao fato de que o vento incidente possui uma parcela que empurra a edificação sem torcê-la e uma que provoca a torção. Estas parcelas dependem das rigidezes de cada pórtico do edifício e de suas demais estruturas de contraventamento e rigidez torcional do sistema, ocorrendo que, para alguns ângulos de incidência da força de vento, mesmo não sendo a direção que provocou a maior força, possa ser a que exerce o maior momento torçor.

Para a Torre Sul, de acordo com a figura 65, resultou em uma envoltória de momento torçor quase idêntica a da Torre Norte. O momento torçor máximo também foi de 75kNm, em relação à base do edifício, para um ângulo de incidência de vento de 315°. Analisando-se as envoltórias, percebe-se que elas são praticamente simétricas. Isto é relacionado principalmente aos fatos de que os edifícios são geometricamente simétricos e que este ângulo de incidência é justamente onde há o problema do efeito Venturi, que acelera o escoamento entre os edifícios, resultando em coeficientes aerodinâmicos relativamente altos e no maior momento torçor, que é auxiliado pelo ângulo oblíquo formado entre os dois edifícios e o vento. Isto pode ser claramente visto na figura 60.

Comparando-se estes resultados com a metodologia da Norma, que resulta em um momento torçor de 125kNm conforme a figura 65, constata-se que ela oferece uma boa segurança para

os edifícios ensaiados. Este valor é de magnitude de 2/3 maior que os máximos dos ensaios, lembrando-se que estes máximos ocorrem para as situações mais críticas e envolve uma velocidade de projeto, proveniente das isopletas e dos coeficientes de correção, relativamente alta. Percebe-se que este método de aplicar 15% da respectiva dimensão em planta para cada lado da fachada, como excentricidade para o momento torçor, é um método bastante conservador, porém, podendo ser em algumas vezes superado, conforme exemplos mostrados no item 4 do presente trabalho. Portanto, uma dica para os projetistas seria o uso deste método conservador com o valor de 15% ao invés de usar-se um valor de 7,5%, como possibilita a Norma ou também, ensaios em túnel de vento para edifícios mais elaborados, para assegurar-se dos reais esforços ocorrentes e, assim, possibilitando-se um projeto mais econômico e seguro.

Para os edifícios do empreendimento Residencial Mundo Plaza e Empresarial Mundo Plaza não foram realizadas estas envoltórias de pressão, considerando-se este problema menos crítico, já que possuem uma vizinhança de menor porte e que os edifícios estão afastados um do outro de tal forma que os seus campos aerodinâmicos não sofram tanta interferência. Como visto no caso do Blue Marlin Towers, a Norma oferece um método simples, porém muito conservador no que se refere à estimativa da torção. Mesmo para o caso deste empreendimento, em que havia muitas edificações de mesmo porte à sua volta e que possuía problemas de efeito Venturi pela presença muito próxima das duas Torres, os esforços sugeridos pela metodologia da Norma foram seguros. Portanto o projetista, de posse dos dados dos esforços de ventos em cada pavimento dos edifícios do empreendimento Mundo Plaza, deveria aplicar a metodologia apresentada na Norma, obtendo um dimensionamento seguro relativo à torção dos mesmos.

## 7.2 COMPROVAÇÃO DA HIPÓTESE DO TRABALHO PARA OS ENSAIOS DESENVOLVIDOS NO MESMO

Primeiramente, para a confirmação da hipótese proposta pelo presente trabalho, onde foi afirmado que na existência de edificações vizinhas de dimensões semelhantes ao edifício estudado, os maiores coeficientes aerodinâmicos serão, no mínimo em 85% dos casos, para ângulos oblíquos de incidência do vento e a magnitude de tais coeficientes será de 1,5 a 2,5

vezes maior que a média dos mesmos, tanto para sucção, quanto para sobrepressão, em ambas direções x e y de referência, serão tomados os resultados dos ensaios em túnel de vento dos três modelos. Estes resultados estão representados no quadro 8.

Incidência do Vento	Empresarial Mundo Plaza		Empresarial Mundo Plaza		Blue Marlin Towers									
					Config. I - Torre Norte		Config. II - Torre Norte		Config. III - Torre Norte		Config. II - Torre Sul		Config. III - Torre Sul	
					Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy
Ângulo (°)	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy	Cx	Cy
0	-0,94	-0,19	-0,68	0,03	-0,8	0,41	-0,79	0,92	-0,91	0,92	-0,24	1,02	-0,3	1,14
15	-0,99	-0,59	-0,65	-0,16	-0,92	0,1	-1,03	0,59	-1,04	0,58	-0,16	1	-0,19	1,08
30	-0,77	-0,93	-0,28	0,05	-0,87	0,11	-0,84	0,18	-0,83	0,17	-0,21	1,04	-0,23	1,08
45	-0,53	-1,13	0,1	0,11	-0,93	-0,02	-0,74	-0,66	-0,78	-0,04	-0,08	0,75	-0,09	0,79
60	-0,06	-1,23	-0,17	-0,26	-0,56	-0,37	-0,56	-0,36	-0,7	-0,24	0	0,14	-0,03	0,17
75	-0,14	-1,23	-0,25	1,04	-0,08	-0,79	-0,19	-0,75	-0,35	-0,53	-0,13	-0,04	0	-0,01
90	0,05	-1,22	-0,38	-1,06	0,24	-1,02	0,14	-1,02	-0,06	-0,51	-0,45	0,19	-0,25	0,05
105	0,78	-1,08	-0,32	-1,08	0,6	-1,12	0,65	-1,19	0,22	-0,48	-0,73	0,02	-0,29	-0,02
120	0,92	-1,02	0,27	-1,16	0,53	-1,23	0,58	-1,49	0,37	-0,66	-0,94	-0,41	-0,42	-0,35
135	0,92	-0,7	0,79	-1,22	0,53	-1,23	0,62	-1,53	0,97	-0,76	-0,83	-0,86	-0,6	-1,34
150	0,93	-0,11	1,04	-1,02	0,53	-1,14	0,61	-1,08	1,06	-0,77	-0,72	-1,39	-0,78	-1,73
165	0,96	-0,09	1,02	-0,59	0,55	-0,87	0,95	-0,71	1,13	-0,56	-0,62	-1,56	-0,7	-1,76
180	1,07	0,21	0,74	-0,12	0,89	-0,52	0,93	-0,27	1,03	-0,23	-0,63	-1,43	-0,67	-1,56
195	0,95	0,55	0,82	0,29	0,8	-0,15	0,66	0,2	0,75	0,18	-0,53	-1,2	-0,6	-1,27
210	0,8	0,38	0,86	0,7	0,43	0,24	0,39	0,37	0,42	0,39	-0,11	-1,03	-0,2	-1,1
225	0,36	0,37	0,68	1,04	0,38	0,82	0,23	0,26	0,26	0,29	0,23	-0,59	0,2	-0,66
240	-0,22	0,89	0,11	1,17	0,61	0,83	0,06	0,23	0,05	0,21	0,7	-0,21	0,68	-0,21
255	-0,11	1,17	-0,28	1,17	0,57	1,02	0,12	0,81	0,08	0,81	0,75	0,02	0,74	0
270	0,02	1,2	-0,19	1,16	0,37	1,05	0,16	1,04	0,16	1,07	0,96	0,2	0,92	0,19
285	0,15	1,14	-0,37	1,3	0,22	1,02	0,13	1,02	0,13	0,99	1,01	0,66	0,99	0,64
300	-0,36	0,83	-0,83	1,27	0,34	0,95	0,29	1,01	0,33	1,02	0,69	0,99	0,63	0,98
315	-0,76	0,47	-1,15	1,11	0,21	0,96	0,25	1,03	0,3	1,23	0,04	1,17	-0,03	1,17
330	-0,84	0,12	-1,22	0,84	0,14	0,88	0,27	1,13	0,15	1,27	-0,31	1,17	-0,35	1,22
345	-0,66	0,05	-1,07	0,39	-0,38	0,71	-0,21	1,12	-0,5	1,17	-0,33	1,01	-0,44	1,17
Soma dos Coeficientes de Sucção	-6,38	-9,52	-7,84	-6,67	-4,54	-8,46	-4,36	-9,06	-5,17	-4,78	-7,02	-8,72	-6,17	-10,01
Soma dos Coeficientes de Sobrepressão	7,91	7,38	6,43	11,67	7,94	9,10	7,04	9,91	7,41	10,30	4,36	9,38	4,16	9,68
Média dos Coeficientes de Sucção	-0,53	-0,79	-0,56	-0,74	-0,65	-0,77	-0,62	-0,91	-0,65	-0,48	-0,44	-0,87	-0,36	-0,91
Média dos Coeficientes de Sobrepressão	0,66	0,62	0,64	0,78	0,47	0,70	0,41	0,71	0,46	0,74	0,63	0,67	0,69	0,81
<b>C<sub>smáx</sub>/C<sub>sméd</sub> e C<sub>ymáx</sub>/C<sub>yméd</sub> - Sucção</b>	<b>1,86</b>	<b>1,55</b>	<b>2,18</b>	<b>1,65</b>	<b>1,43</b>	<b>1,60</b>	<b>1,65</b>	<b>1,69</b>	<b>1,61</b>	<b>1,61</b>	<b>2,14</b>	<b>1,79</b>	<b>2,15</b>	<b>1,93</b>
<b>Ângulo do C<sub>máx</sub> de Sucção</b>	<b>15,00</b>	<b>60 e 75</b>	<b>330,00</b>	<b>135,00</b>	<b>45,00</b>	<b>120 e 135</b>	<b>15,00</b>	<b>135,00</b>	<b>15,00</b>	<b>150,00</b>	<b>120,00</b>	<b>165,00</b>	<b>150,00</b>	<b>165,00</b>
<b>C<sub>smáx</sub>/C<sub>sméd</sub> e C<sub>ymáx</sub>/C<sub>yméd</sub> - Sobrepressão</b>	<b>1,62</b>	<b>1,95</b>	<b>1,62</b>	<b>1,67</b>	<b>1,91</b>	<b>1,50</b>	<b>2,29</b>	<b>1,60</b>	<b>2,44</b>	<b>1,73</b>	<b>1,61</b>	<b>1,75</b>	<b>1,43</b>	<b>1,51</b>
<b>Ângulo do C<sub>máx</sub> de Sobrepressão</b>	<b>180,00</b>	<b>255,00</b>	<b>150,00</b>	<b>285,00</b>	<b>180,00</b>	<b>270,00</b>	<b>165,00</b>	<b>330,00</b>	<b>165,00</b>	<b>270,00</b>	<b>285,00</b>	<b>315 e 330</b>	<b>285,00</b>	<b>330,00</b>

Quadro 8: máximos valores de Cx e Cy dos ensaios, em relação à média

O quadro 8 mostra os coeficientes obtidos nos ensaios de túnel de vento para os três modelos ensaiados e suas várias configurações de ensaio. O procedimento foi tomar-se o maior valor dos coeficientes resultantes de cada ensaio, tanto para Cx, quanto para Cy, e dividi-lo pela média dos valores de tais coeficientes, tanto para sucção, quanto para sobrepressão. Assim é possível saber qual é a magnitude dos picos dos coeficientes aerodinâmicos em relação a média dos mesmos. Desse modo, pode-se ter uma visão clara da importância de uma boa



estimativa de coeficientes, evitando-se assim, a falsa sensação de pouca variabilidade entre ângulos de incidências críticos de vento e demais ângulos, no que se refere a estimativa de carregamento. Esta hipótese serviu para a consolidação da necessidade de boas previsões de coeficientes aerodinâmicos, pois percebe-se que há casos em que o valor de pico foi maior do que o dobro da média dos coeficientes, para ângulos oblíquos de incidência do vento.

A hipótese foi comprovada porque, realmente, para 24 ângulos de incidência do vento, entre sucção e sobrepressão, o vento de maior magnitude foi para direções oblíquas às fachadas e apenas em 4 situações os maiores coeficientes foram para ângulos perpendiculares às mesmas. Comparando-se estes dois dados, verifica-se uma relação de aproximadamente 85%, o que confere com a sugestão da hipótese. Além disso, para quase a totalidade dos valores de pico obtidos, realmente estes valores foram de magnitude entre 1,5 a 2,5 vezes maior que a média destes ensaios. Apenas em dois casos a hipótese não foi comprovada: ambas para o empreendimento Blue Marlin Towers e de coeficientes aerodinâmicos do vento em relação a x. O primeiro deles foi para a configuração I, Torre Norte e de sucção. O ângulo de incidência foi de 45° e o valor de pico resultou em 1,43 vez maior que a média. Isto é explicado justamente pelo fato de que a configuração I é referente à Torre Norte isolada, ou seja, analisando-se a figura 60, percebe-se que o vento, ao incidir obliquamente à uma das fachadas maiores do edifício, provoca sucção numa das fachadas menores do mesmo, mas nada comparado a uma sucção elevada provocada por um nocivo efeito de vizinhança. O segundo caso foi para a configuração III, Torre Sul e de sobrepressão. O ângulo de incidência foi de 285° e o valor de pico resultou também em 1,43 vez maior que a média. Analisando-se este ângulo na figura 60, realmente era de se esperar que o maior coeficiente ocorresse para este ângulo, já que, para este edifício, nesta direção, há poucas influências de vizinhança e ele é próximo ao de 270°, que é onde a fachada fica mais exposta ao vento, embora seja uma direção perpendicular ao mesmo. Justamente a falta dos efeitos nocivos de vizinhança é que foram responsáveis por este resultado mais favorável.

Verifica-se então como os coeficientes são elevados e, na maioria dos casos, muito agravados pelos efeitos de vizinhança provocados por edificações vizinhas. De posse dos resultados acima, para estes três ensaios, mais uma vez é corroborada a condição imposta na hipótese em existir edificações vizinhas de proporções semelhantes ao edifício estudado, já que justamente para os dois casos onde falhou tal hipótese (em que os valores de pico foram menores que 1,5 vez da média), os efeitos de vizinhança eram poucos expressivos.

## 8 ANÁLISES FINAIS E CONCLUSÕES

Os esforços devidos ao vento em edificações são, para a maioria delas, um dos principais carregamentos a ser considerado, necessitando-se de uma boa estimativa do mesmo para um projeto mais econômico e seguro. Isto decorre do fato das edificações serem cada vez mais esbeltas, sendo muito influenciadas pelos efeitos aerodinâmicos da região ao qual estão inseridas.

Verificou-se, através dos estudos realizados no presente trabalho, a grande importância em realizar-se ensaios em túnel de vento e o desenvolvimento de novas metodologias que façam uma melhor estimativa dos esforços dos ventos nas edificações. Foram encontrados para o empreendimento Blue Marlin Towers, por exemplo, coeficientes aerodinâmicos de até 1,76 para a Configuração II na Torre Sul e 1,53 para a Configuração II na Torre Norte, que é justamente o ensaio dos dois edifícios juntos, onde estão sujeitos a um grande efeito Venturi pela sua proximidade. Quando foram ensaiados com toda a vizinhança futura, percebeu-se que alguns os coeficientes foram menores, constatando-se que havia uma proteção causada pelas edificações vizinhas para algumas direções de incidência do vento. Concluiu-se também que os edifícios do empreendimento Mundo Plaza apresentaram coeficientes aerodinâmicos relativamente baixos – um dos maiores coeficientes foi 1,30 – mostrando que o seu dimensionamento pode ser mais econômico se comparado ao carregamento proveniente do uso da Norma.

Comparando-se os valores dos ensaios com os da Norma, como mostrado no quadro 5, percebe-se a insuficiência e insegurança da sugestão dos coeficientes aerodinâmicos por parte da mesma. A hipótese de que, em no mínimo 85% dos casos, os ventos que geram os maiores esforços são para ângulos oblíquos de incidência dos mesmos e que os coeficientes serão de 1,5 a 2,5 vezes maiores do que a média de todos eles, foi comprovada, mostrando a importância de uma estimativa mais segura para o projeto. Já os esforços de torção fornecidos pela Norma são bastante seguros se usada a excentricidade de 15% da respectiva dimensão em planta da edificação em relação ao centro da fachada. A estimativa de torção da Norma para o empreendimento Blue Marlin Towers foi de 2/3 maior que a máxima torção obtida nos ensaios. Foram também fornecidos quadros com diferentes formatos de edifícios que melhor contemplem esta questão de carregamento de ventos oblíquos, onde, para nocivos efeitos de vizinhança, há casos em que os coeficientes superam o valor de 2,0.

Enfim, a importância de uma boa estimativa dos coeficientes aerodinâmicos para edifícios é muito relevante para a execução de um projeto mais econômico e seguro. Este trabalho explorou um pouco mais desta área que ainda não possui abordagem pela Norma Brasileira, tentando auxiliar e conscientizar os projetistas a darem mais importância aos efeitos do vento nas estruturas. Muitos estudos futuros ainda devem ser feitos para o desenvolvimento de procedimentos mais seguros na estimativa correta do carregamento aerodinâmico dos edifícios e somente assim serão minimizados os acidentes e desastres provocados pelo vento, salvando-se a vida de muitas pessoas e contribuindo-se com um maior desenvolvimento social.

## REFERÊNCIAS

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

CARPEGGIANI, E. A.; LOREDO-SOUZA, A. M.; ROCHA, M. M.; NUÑEZ, G. J. Z.; PALUCH, M. J.; RIPEL, L. I. Efeitos estáticos de torção devidos ao vento em edifícios altos. In: JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 2004, Mendoza-Argentina. **Resumo...** Porto Alegre [s.n], 2005. p. 20.

CARPEGGIANI, E. A.; LOREDO-SOUZA, A. M.; NUÑEZ, G. J. Z.; PALUCH, M. J. Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos de concreto armado devidos ao vento. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Recife. **Anais...** Porto Alegre [s.n], 2005. p. XII382-387.

LOREDO-SOUZA, A. M.; ROCHA, M. M.; FRANCO, M.; PALUCH, M. J.; NUÑEZ, G. J. Z.; CARPEGGIANI, E. A. Influência dos efeitos de vizinhança nas ações devidas ao vento em edifícios altos. In: JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, 2004, Mendoza-Argentina. **Resumo...** Porto Alegre [s.n], 2004. p. 15.

DAVENPORT, A. G.; MACKEY, S.; MELBOURNE, W. H. Wind Loading and Wind Effects, n. 7. In: COMMITTEE OF THE COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBANS HABITAT, 1972, Lehigh University of Bethlehem, Pennsylvania-Etados Unidos. **Resumo...** Bethelhem [s.n], 1972. p. 105.

**APÊNDICE A – Fotografias do Laboratório de Aerodinâmica das  
Construções (LAC)**



Figura A1: exemplo de modelo ensaiado em túnel de vento



Figura A2: túnel de vento

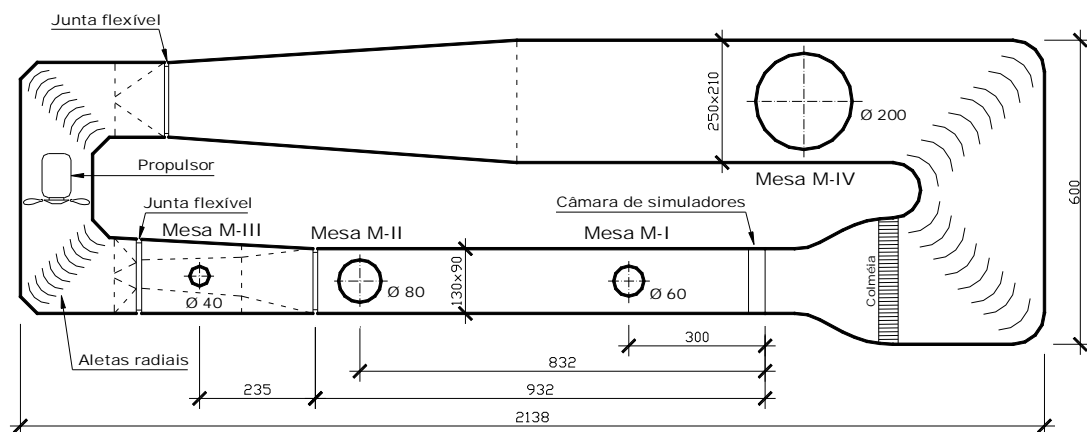


Figura A3: croqui do túnel de vento Professor Joaquim Blessmann

**APÊNDICE B – Empreendimento residencial Mundo Plaza**

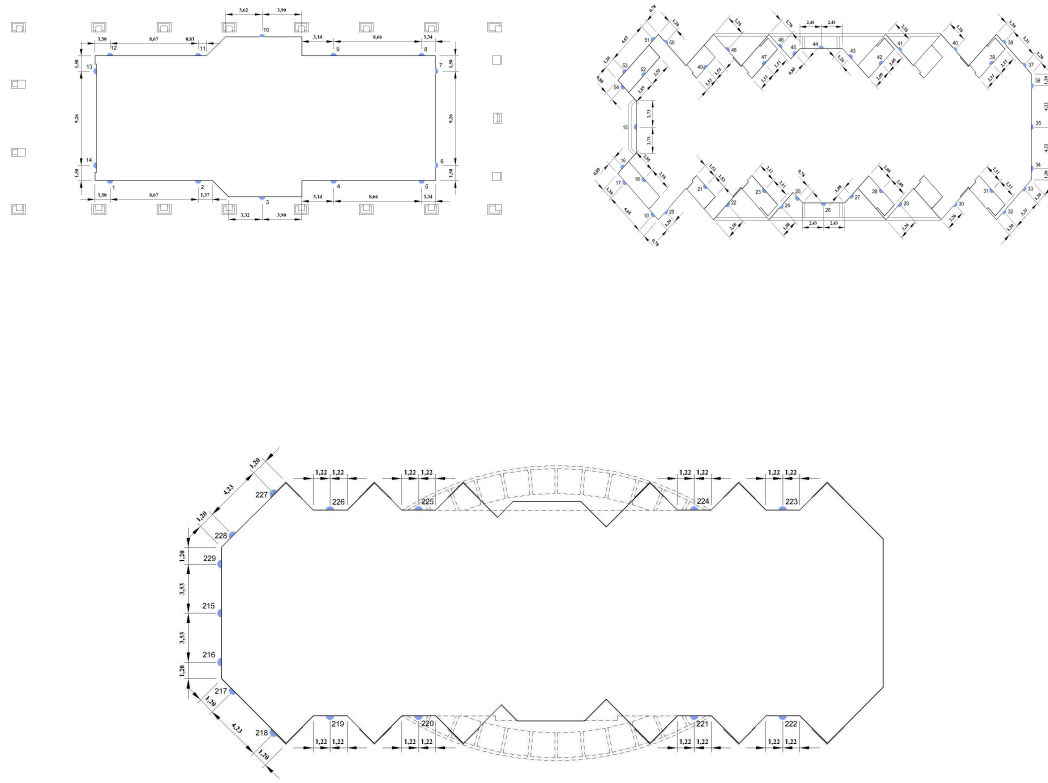


Figura A4: algumas seções tipo do edifício Residencial Mundo Plaza

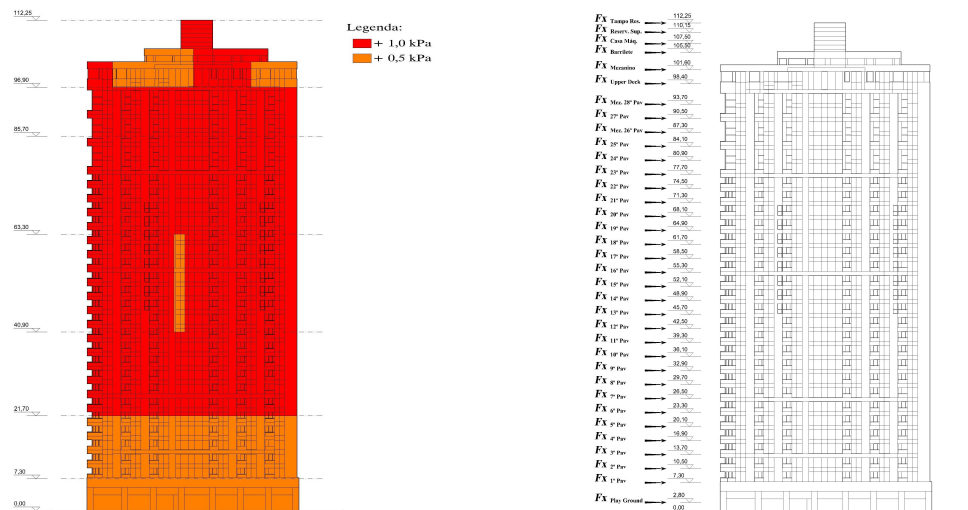


Figura A5: resultados de laboratório para elementos de revestimento (à esquerda) e referência para obtenção da força por pavimento (à direita)



## **APÊNDICE C – Empreendimento Blue Marlin Towers**

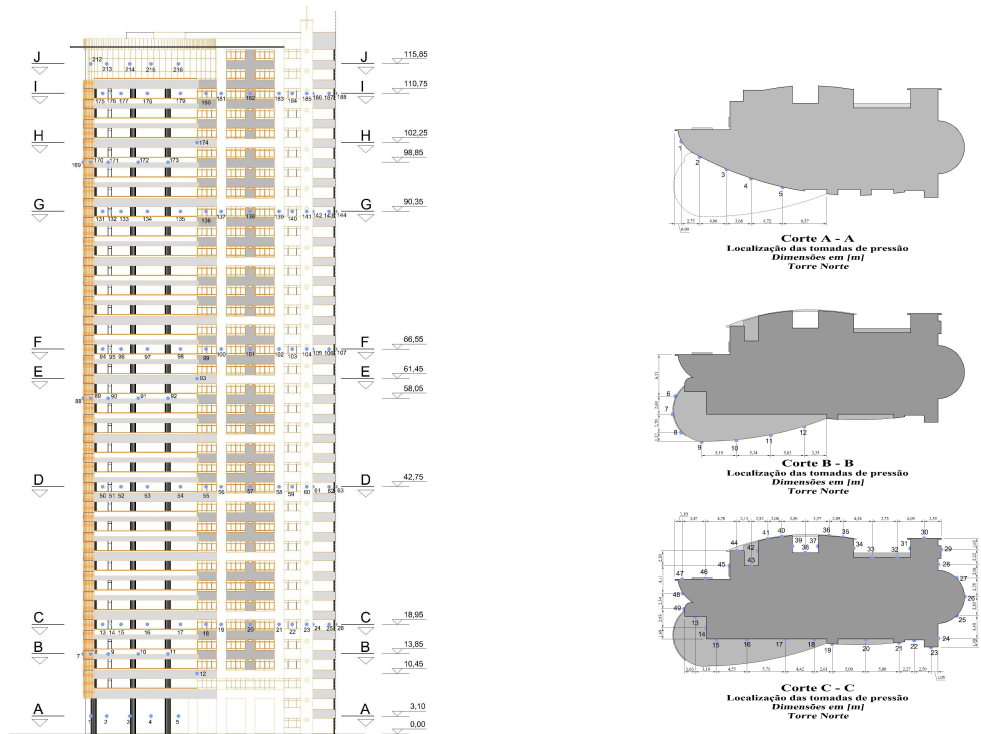


Figura A6: fachada frontal da Torre Norte (à esquerda) e três cortes (à direita)

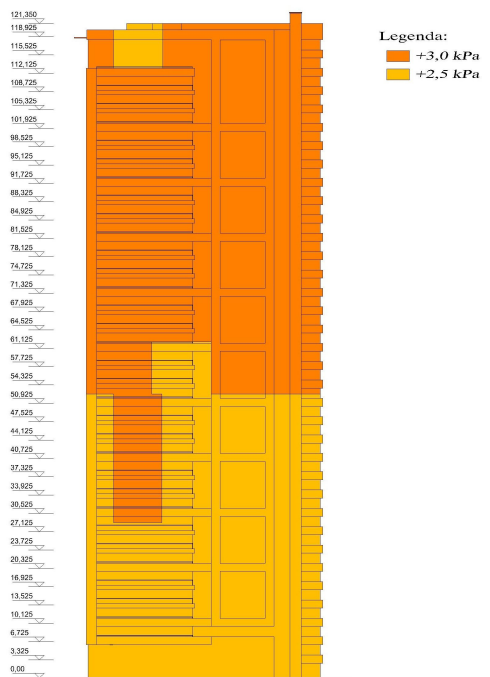


Figura A7: resultados de laboratório para elementos de revestimento, da Torre Norte do Blue Marlin Towers

**ANEXO A – Coeficientes de arrasto da Norma NBR 6123 para ventos de  
baixa turbulência**

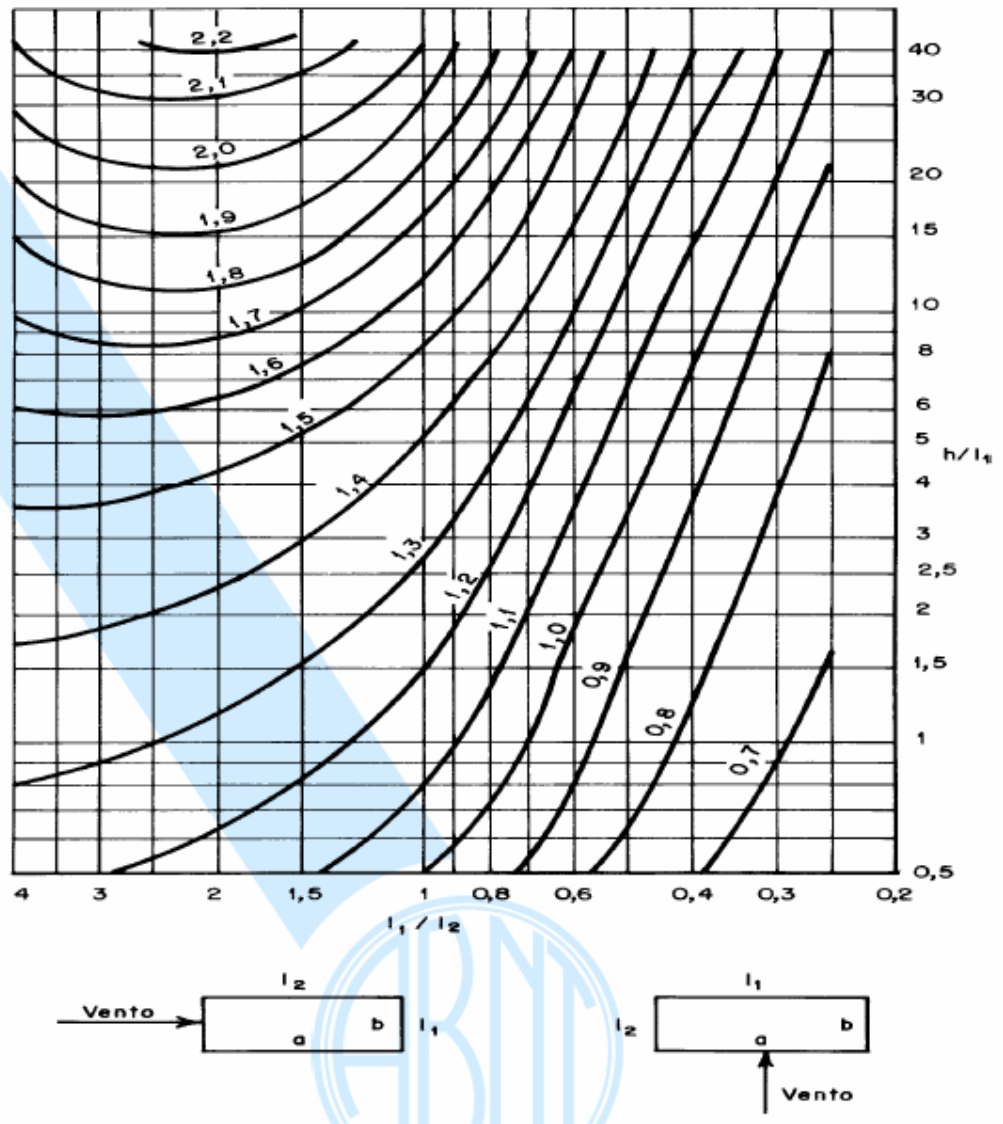


Figura AN1: coeficientes de arrasto para ventos de baixa turbulência da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20)