

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

JÉSSICA LUCIANI VIGETA

**DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS À AÇÃO DO VENTO
EM ESTRUTURA DE GRANDE ALTURA**

FLORIANÓPOLIS/SC
JUNHO DE 2017

JÉSSICA LUCIANI VIGETA

**DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS À AÇÃO DO VENTO
EM ESTRUTURA DE GRANDE ALTURA**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D.

FLORIANÓPOLIS/SC

JUNHO DE 2017

VIGETA, Jéssica Luciani
Determinação dos efeitos estáticos devidos à ação do vento
em estrutura de grande altura / Jéssica Luciani VIGETA ;
orientador, Ivo José PADARATZ, 2017.
104 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2017.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Edifícios altos e esbeltos. 3.
Ação estática do vento. 4. Ensaio em túnel de vento. I.
PADARATZ, Ivo José. II. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

JÉSSICA LUCIANI VIGETA

**DETERMINAÇÃO DOS EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS À AÇÃO DO VENTO
EM ESTRUTURA DE GRANDE ALTURA**

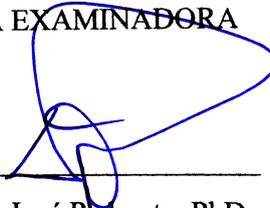
Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, julgado adequado e aprovado para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Florianópolis, 19 de junho de 2017.

Prof.^a Dr.^a Luciana Rohde

Coordenadora do Curso

BANCA EXAMINADORA

A handwritten signature in blue ink, consisting of several loops and a long horizontal stroke, positioned above a horizontal line.

Prof. Ivo José Pádaratz, PhD

Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Jano d'Araújo Coelho

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel

Universidade Federal de Santa Catarina

*Aos meus pais, Neide e Joufre,
aos meus avós, Ana e Fridolino,
e ao meu namorado, Lucas,
com amor,
dedico este trabalho.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por me conceder a vida, proteger-me de todos os males e me propiciar saúde por todos esses anos.

Aos meus pais, Neide e Joufre, aos meus avós, Ana e Fridolino, e ao meu namorado, Lucas, por me apoiarem incondicionalmente em minhas escolhas e acreditarem em minha capacidade.

Agradeço ao Prof. Ivo José Padaratz, por toda sua atenção, paciência e dedicação para que eu pudesse ter confiança na elaboração deste trabalho.

Aos meus amigos do curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, pelo apoio nos momentos que surgiam obstáculos e principalmente por serem grandes amigos em todas as horas.

A todos aqueles que de alguma maneira contribuíram positivamente para que eu pudesse completar mais esta etapa da minha vida acadêmica e pessoal.

“A persistência é o menor caminho para o êxito.”

Charles Chaplin

RESUMO

Por mérito de aprimoramentos na área da construção civil, os projetos puderam ser pouco a pouco mais ousados e os edifícios mais altos e esbeltos e, neste contexto, torna-se necessário que os engenheiros projetistas de estruturas dominem das ferramentas existentes para determinar com exatidão os carregamentos devidos às ações do vento ocorrentes em uma estrutura. Estimativas de valores mais realistas têm sido alcançadas com o auxílio de ensaios com modelos reduzidos em túneis de vento. Por meio desse método, é possível validar os cálculos prévios realizados com base em prescrições de norma e, assim, se for o caso, racionalizar a estrutura. Objetivou-se, neste trabalho, apresentar princípios e o procedimento básico para o cálculo dos efeitos estáticos devidos às ações do vento de acordo com as prescrições da norma brasileira (NBR 6123/1988) e comparar os valores estimados de acordo com as prescrições dessa norma com os resultados alcançados com base em relatório técnico de ensaio com modelo reduzido, no que diz respeito aos esforços cortantes na base, bem como aos momentos fletores e aos momentos de torção. Um projeto de edifício foi apresentado, cuja escolha teve como critérios a inexistência de coeficientes aerodinâmicos específicos para a configuração arquitetônica da estrutura em estudo e a disponibilidade de um relatório técnico de ensaio em túnel de vento. A análise dos resultados demonstrou que as recomendações da norma brasileira conduzem a estimativas superiores em relação aos resultados experimentais, na maioria dos casos, todavia, para o caso de momentos de torção, apesar de a diferença ter sido pequena neste trabalho, os dados experimentais superaram a estimativa.

Palavras-chave: Edifícios altos e esbeltos. Ação estática do vento. Ensaio em túnel de vento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Perfil de velocidades médias do vento na camada limite atmosférica	32
Figura 2 – Linhas de corrente	33
Figura 3 – Perfis aerodinâmicos e rombudos.....	35
Figura 4 – A ação do vento em uma edificação.....	36
Figura 5 – Os efeitos das cargas laterais de vento	37
Figura 6 – A influência das proporções	37
Figura 7 – Formação de redemoinhos e vórtices	38
Figura 8 – Os efeitos da força do vento sobre as estruturas.....	39
Figura 9 – O comportamento de um edifício alto sujeito às cargas de vento	41
Figura 10 – Momento de tombamento.....	41
Figura 11 – Torção acumulada e rotação total da estrutura	42
Figura 12 – Efeito Venturi	43
Figura 13 – Deflexão do vento na direção vertical.....	44
Figura 14 – Turbulência da esteira.....	45
Figura 15 – Ensaio com emprego de blocos paralelepípedicos	51
Figura 16 – Combinação de métodos para simulação da camada limite atmosférica	52
Figura 17 – Dispositivo emissor de jatos.....	53
Figura 18 – Sugestões para evitar altas velocidades próximo ao terreno	56
Figura 19 – Gráfico das isopletas da velocidade básica V_o (m/s) no Brasil	63
Figura 20 – Fator topográfico S_1	65
Figura 21 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	70
Figura 22 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência.....	71
Figura 23 – Perspectiva artística do edifício <i>Barra Tower</i>	75
Figura 24 – Túnel de vento <i>Professor Joaquim Blessmann</i>	76
Figura 25 – Referência para os ângulos de incidência dos ventos simulados	77
Figura 26 – Modelo reduzido com vizinhança no interior do túnel de vento ($p = 0,11$)	78
Figura 27 – Modelo reduzido com vizinhança no interior do túnel de vento ($p = 0,23$)	78
Figura 28 – Referência para a aplicação das forças e dos momentos fletores.....	85
Figura 29 – Referência para a aplicação das forças e dos momentos de torção	87

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Coeficientes de força globais nas direções x e y para o edifício <i>Barra Tower</i>	81
Gráfico 2 – Esforço cortante na base na direção x para o edifício <i>Barra Tower</i>	83
Gráfico 3 – Esforço cortante na base na direção y para o edifício <i>Barra Tower</i>	84
Gráfico 4 – Momento fletor na base na direção x para o edifício <i>Barra Tower</i>	85
Gráfico 5 – Momento fletor na base na direção y do edifício <i>Barra Tower</i>	86
Gráfico 6 – Momento de torção na base do edifício <i>Barra Tower</i>	87
Gráfico 7 – Variação da excentricidade e_a / a	89
Gráfico 8 – Variação da excentricidade e_b / b	89
Gráfico 9 – Variação da excentricidade \hat{e}_a / a	90
Gráfico 10 – Variação da excentricidade \hat{e}_b / b	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos.....	48
Tabela 2 – Parâmetros meteorológicos.....	68
Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico S_3	69
Tabela 4 – Quadro comparativo de solicitações na base do edifício <i>Barra Tower</i>	91
Tabela 5 – Valores estimados para forças globais, momentos fletores e momentos de torção, com base nos dados experimentais, de acordo com o ângulo de incidência do vento na fachada do edifício	99
Tabela 6 – Valores estimados para forças globais, momentos fletores e momentos de torção, por pavimento, com base nas prescrições da NBR 6123/1988, para o ângulo de incidência do vento de 0°	101
Tabela 7 – Valores estimados para forças globais, momentos fletores e momentos de torção, por pavimento, com base nas prescrições da NBR 6123/1988, para o ângulo de incidência do vento de 90°	103

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
LAC	Laboratório de Aerodinâmica das Construções
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	25
1.1	OBJETIVOS	26
1.1.1	Objetivo geral.....	26
1.1.2	Objetivos específicos	26
1.2	JUSTIFICATIVA	27
1.3	DELIMITAÇÕES	27
1.4	ESTRUTURA	27
1.5	METODOLOGIA DE TRABALHO.....	28
2	REVISÃO DA LITERATURA	31
2.1	O VENTO NATURAL	31
2.1.1	Camada limite atmosférica	32
2.1.2	Turbulência	33
2.1.3	Esteira	34
2.2	A AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES	36
2.2.1	Edificações de grandes alturas	39
2.2.2	As cargas laterais em edifícios altos	40
2.3	OS EFEITOS DE VIZINHANÇA.....	42
2.3.1	O efeito Venturi	43
2.3.2	Deflexão do vento na direção vertical	44
2.3.3	A turbulência da esteira	44
2.4	EFEITOS DINÂMICOS.....	45
2.4.1	O desprendimento de vórtices.....	46
2.4.2	Martelamento	46
2.4.3	A instabilidade aerodinâmica por galope.....	47
2.4.4	Drapejamento.....	47
2.4.5	A energia cinética contida nas rajadas	48

2.5	OS ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO.....	49
2.5.1	Considerações gerais.....	49
2.5.2	A simulação das características do vento natural	50
2.5.3	Métodos de simulação da camada limite atmosférica.....	51
2.6	OS EFEITOS DO VENTO AO CONFORTO HUMANO.....	54
2.6.1	Conforto dos usuários	54
2.6.2	Conforto dos pedestres.....	55
3	METODOLOGIA DE CÁLCULO	57
3.1	COEFICIENTES AERODINÂMICOS	57
3.1.1	Coeficientes de pressão externa média, c_{pe} média.....	57
3.1.2	Coeficientes de forma externos, C_e	58
3.1.3	Coeficientes de força globais, C_f	60
3.1.4	Coeficientes de torção, C_t	61
3.1.5	Coeficientes de excentricidade, e	62
3.2	A NBR 6123/1988	63
3.2.1	Velocidade básica do vento, V_o	63
3.2.2	Velocidade característica do vento, V_k	64
3.2.2.1	Fator topográfico, S_1	64
3.2.2.2	Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, S_{266}	
3.2.2.3	Fator estatístico, S_3	68
3.2.3	Pressão dinâmica ou de obstrução, q	69
3.2.4	Força de arrasto, F_a	69
3.2.4.1	Coeficientes de arrasto, C_a	70
3.2.5	Excentricidade, e	72
3.2.6	Efeitos de vizinhança	72

4	EXEMPLO PRÁTICO	75
4.1	PROJETO <i>Barra Tower</i>	75
4.1.1	Descrição do equipamento.....	76
4.1.2	Estudo da ação estática do vento em modelo reduzido.....	77
5	ANÁLISE DOS RESULTADOS	81
5.1	PROJETO <i>Barra Tower</i>	81
5.1.1	Esforço cortante na base	82
5.1.2	Momento fletor na base	84
5.1.3	Momento de torção na base	86
5.1.3.1	Critério de comparação para momentos de torção.....	88
5.2	QUADRO RESUMO.....	91
5.3	A FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL	92
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
	REFERÊNCIAS	97
	APÊNDICE A	99
	APÊNDICE B	101

1 INTRODUÇÃO

Existe, no âmbito da construção civil, uma ampla disponibilidade de técnicas construtivas e de materiais, que cada vez mais permite a otimização de projetos para redução de custos e desperdício de matéria prima, bem como torna as construções mais imponentes, arrojadas e complexas. O uso mais racional dos materiais, juntamente com a otimização das estruturas civis, concede aos engenheiros projetistas de estruturas a possibilidade de apresentar, no dimensionamento de estruturas em concreto armado, uma maior confiabilidade nos coeficientes de segurança empregados no passado.

Graças a esses aprimoramentos, os projetos puderam ser pouco a pouco mais ousados e os edifícios mais altos e esbeltos. Por outro lado, deve-se levar em consideração que toda e qualquer estrutura está sujeita às ações variáveis do vento. No caso de estruturas de grande altura, essas ações podem ocasionar situações de instabilidade e outros imprevistos na construção. Neste contexto, é importante que os engenheiros projetistas dominem das ferramentas existentes para determinar com maior exatidão os carregamentos ocorrentes em uma estrutura.

Em geral, os engenheiros projetistas, ao elaborarem um projeto de construção civil no Brasil, no que diz respeito às ações do vento, baseiam-se em parâmetros contidos na Norma Brasileira Regulamentadora (NBR) 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), 1988). Essa norma, todavia, atende às estruturas de geometria simplificada, uma vez que já foram exaustivamente estudadas em diversos países e apresentam um significativo banco de dados. Em projetos de estruturas mais complexas, o método normativo pode estimar valores acima dos reais, o que prejudica à medida que gera maiores custos de construção, bem como aquém dos níveis de segurança pré-estabelecidos.

Em contrapartida, cada vez mais, as estimativas de valores mais realistas têm sido alcançadas com o auxílio de ensaios em túneis de vento, em detrimento do método normativo. Esses ensaios permitem uma previsão mais apurada dos carregamentos, visto que os engenheiros se atentam em reproduzir o vento natural do local da construção, e em um modelo em escala reduzida, o terreno, as características geométricas da estrutura e a presença de obstáculos na vizinhança. À vista disso, por meio desse método, é possível validar os cálculos prévios realizados a partir do método normativo e, assim, se for o caso, racionalizar a estrutura.

A capacidade de realizar ensaios com protótipos bem executados tem contribuído consideravelmente para o entendimento das características do vento natural, sobretudo os efeitos de turbulência, de modo a estimular cada vez mais seu aperfeiçoamento. Os textos normativos geralmente consideram os efeitos de vizinhança com a aplicação de coeficientes que visam majorar os esforços determinados nas edificações, inicialmente tratadas como isoladas. A NBR 6123/1988, por exemplo, em seu Anexo G, apresenta um coeficiente de majoração, porém válido somente para edificações com forma geométrica paralelepípedica.

Em suma, esses métodos têm evoluído de maneira consistente nos últimos tempos, mas existe ainda muito espaço para pesquisas e desenvolvimento nesse campo, que é de extrema importância para a manutenção da segurança e do bem-estar dos usuários. A segurança e os custos de construção estão diretamente atrelados à precisão com que as ações do vento são estimadas e consideradas no momento da elaboração dos projetos, de modo a alcançar o equilíbrio esperado entre as solicitações e a resistência necessária à estrutura.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Visa-se, na realização deste Trabalho de Conclusão de Curso, aprofundar os conhecimentos na área de *Estruturas* e apresentar a importância de se considerar o cálculo de esforços devidos às ações do vento no dimensionamento de estruturas.

1.1.2 Objetivos específicos

– Apresentar princípios e o procedimento básico para o cálculo dos carregamentos estáticos devidos às ações do vento de acordo com as prescrições da norma brasileira;

– Apresentar de modo sucinto conceitos sobre os efeitos dinâmicos decorrentes das ações do vento e a importância de sua consideração no dimensionamento de estruturas;

– Comparar os resultados alcançados com base em relatório de ensaio em túnel de vento e os valores estimados de acordo com as prescrições da norma brasileira, no que diz respeito aos esforços cortantes na base, bem como aos momentos fletores e aos momentos de torção.

1.2 JUSTIFICATIVA

Apresenta-se, no cenário construtivo atual, uma tendência para explorar cada vez mais as áreas disponíveis em espaços urbanos por meio da construção de edifícios mais altos e esbeltos. Diante da escassez de terrenos disponíveis para se construir em grandes cidades, a dimensão vertical dos edifícios vem tornando-se mais acentuada. Em certos contextos, além de necessários, esses edifícios tornam-se instrumentos de ostentação para grandes empresas e razão de orgulho para os profissionais envolvidos na sua construção. Em edifícios mais altos e esbeltos, o vento interage de maneira mais complexa com a construção e, também, esta condição pode ser agravada nos casos em que aqueles edifícios se encontram na presença de vizinhança.

A grande dimensão em altura de um edifício e, por consequência, sua suscetibilidade às ações horizontais decorrentes, principalmente, por ação do vento, torna a estabilidade lateral um fator determinante para o cálculo dos elementos estruturais em seu projeto. O emprego de *softwares* específicos para a realização do cálculo estrutural, baseados em parâmetros contidos na NBR 6123/1988, tem sido uma ferramenta de eficiência satisfatória. Caso haja a entrada de dados equivocados, os resultados obtidos serão correspondentes. Em contrapartida, com a realização de ensaios em túnel de vento, a análise estrutural torna-se mais consistente para detectar possíveis imprecisões e monitorar os efeitos do vento natural.

1.3 DELIMITAÇÕES

- Neste trabalho foram estudados somente os carregamentos estáticos;
- Os efeitos dinâmicos do vento não foram considerados;
- O ensaio em túnel de vento já havia sido realizado para outras finalidades, apenas os resultados foram disponibilizados e adotados para este estudo.

1.4 ESTRUTURA

O conteúdo deste trabalho está estruturado em seis capítulos e dois apêndices:

– O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao estudo, esclarece seus objetivos, geral e específicos, justifica a escolha do tema e, também, realiza algumas delimitações;

– No Capítulo 2, discorre-se sobre os princípios e conceitos básicos para o trabalho, em grande parte necessários para o entendimento dos demais capítulos, de modo a esclarecer a abrangência do tema e a importância de seu estudo;

– O Capítulo 3 apresenta a metodologia de cálculo dos carregamentos estáticos, com base em relatório de ensaio em túnel de vento e nas prescrições da norma brasileira;

– No Capítulo 4 é apresentado um exemplo prático de projeto de edifício, bem como as características do ensaio em modelo reduzido;

– No Capítulo 5, analisa-se os valores estimados para os parâmetros aerodinâmicos e para as solicitações de esforço cortante, momento fletor e momento de torção na base do edifício em estudo;

– O Capítulo 6 apresenta considerações finais e a conclusão deste trabalho;

– Os Apêndices A e B apresentam tabelas referentes ao desenvolvimento dos cálculos com base em dados experimentais do relatório de ensaio em túnel de vento e nas prescrições da norma brasileira, respectivamente.

1.5 METODOLOGIA DE TRABALHO

Este trabalho foi realizado por meio de etapas que basicamente se assemelham à sua estrutura.

A primeira etapa foi a escolha de um objeto de estudo. O tema *ventos* é bastante abrangente e, por este motivo, foi necessário delimitar o conteúdo, de modo a torná-lo coerente com a proposta de um Trabalho de Conclusão de Curso.

A segunda e terceira etapas foram a busca por referências e a descrição da metodologia de cálculo. Este trabalho aborda princípios e conceitos básicos que enfatizam a importância de

seu estudo e, apesar de seu foco estar no cálculo dos carregamentos estáticos, apresenta-se sucintamente conceitos sobre os efeitos dinâmicos.

A etapa seguinte compreende a busca por um projeto de edifício. A escolha do projeto teve como critérios a inexistência de coeficientes aerodinâmicos específicos para a configuração arquitetônica da estrutura em análise e a disponibilidade de um relatório técnico de ensaio em túnel de vento.

A quinta etapa resume-se aos cálculos. Os dados experimentais do ensaio foram selecionados e organizados em tabelas e gráficos no *software* Excel, para posteriormente serem comparados com os resultados obtidos a partir dos cálculos com base nas prescrições da norma brasileira. Os cálculos estão disponíveis neste trabalho, em dois apêndices, A e B.

A sexta etapa foi, enfim, concluir o estudo.

2 REVISÃO DA LITERATURA

De acordo com Carvalho & Pinheiro (2009, p. 192), as edificações em geral, desde as mais simples, estão sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais, decorrentes, principalmente, da incidência dos ventos sobre suas superfícies. Esta situação tem ainda maior relevância quando se refere a edifícios de grandes alturas, ou em que a relação entre a altura e a menor dimensão em planta seja grande. Deste modo, é indispensável avaliar o quanto estas ações podem ser significativas e a necessidade de serem consideradas nos cálculos. O vento tem caráter aleatório e, por este motivo, o projetista deve adotar a situação mais desfavorável para cada estrutura.

Antes de iniciar o conteúdo deste capítulo, é preciso definir alguns termos importantes. Conforme a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 3):

- Barlavento: é a região de onde sopra o vento, em relação à edificação;
- Sotavento: é a região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação;
- Sobrepressão: pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo);
- Sucção: pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo);
- Viscosidade dinâmica: é a propriedade que, no caso de um fluido, resiste ao seu escoamento e controla sua velocidade de deformação;
- Ponto de estagnação: é o ponto em que a velocidade do escoamento é nula;
- Amortecimento: é a força associada à dissipação da energia cinética em uma estrutura que vibra.

2.1 O VENTO NATURAL

Em conformidade com Blessmann (1995, p. 9), o movimento do ar sobre a superfície terrestre ocorre basicamente em consequência de diferenças na pressão atmosférica, causadas por variações na temperatura do ar. Esse desequilíbrio de pressões origina forças que deslocam parcelas do ar atmosférico de zonas de maior pressão para as de menor pressão.

Esse movimento sofre influência da aceleração Coriolis, que se manifestará sempre que houver massas de ar em movimento em relação à superfície da Terra, cuja força correspondente

é denominada força de Coriolis. Existe também a força de inércia causada pela trajetória curva das partículas de ar, denominada força centrífuga.

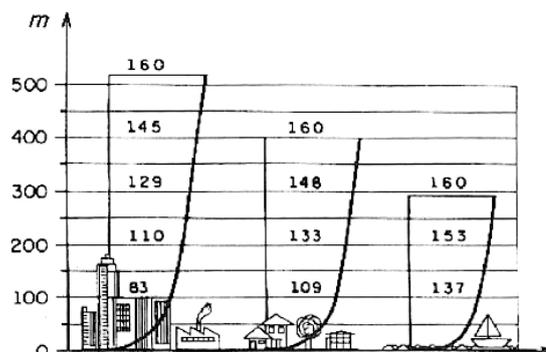
Em outras palavras, as diferenças na pressão atmosférica resultam em uma força de pressão que é equilibrada por outras duas forças, a força de Coriolis e a força centrífuga. O movimento de ar correspondente é designado *vento gradiente* (BLESSMANN, 1995, p. 9).

2.1.1 Camada limite atmosférica

Conforme Blessmann (1995, p. 14), a camada limite atmosférica corresponde à região em que “as características do vento natural dependem principalmente da topografia do terreno, da forma, dimensões e distribuição dos obstáculos naturais e artificiais (a chamada rugosidade superficial) e da variação da temperatura na direção vertical.”. Estes fatores dão origem à *turbulência*, uma agitação do escoamento médio, que rapidamente se dissemina por toda a camada limite atmosférica.

A velocidade média do vento nessa camada varia desde zero, junto à superfície, até a velocidade gradiente, na *altura gradiente*. Admite-se que nessa altura, o estado de pressões se mantém constante por um tempo suficiente para o estabelecimento de um vento em condições permanentes. A altura gradiente é maior em uma cidade do que em campo aberto ou sobre o mar, por exemplo, conforme indica a Figura 1.

Figura 1 – Perfil de velocidades médias do vento na camada limite atmosférica



Fonte: GONÇALVES et al. (2004, p. 12).

2.1.2 Turbulência

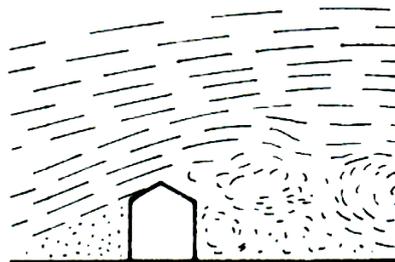
De acordo com Blessmann (1995, p. 19), é de interesse à engenharia de estruturas conhecer a velocidade média do vento e as variações ou flutuações em torno desta média. Em condições de estabilidade neutra, isto é, gradiente térmico vertical adiabático, as flutuações da velocidade média são causadas quase que exclusivamente pela rugosidade natural e artificial da superfície terrestre, com a formação de um grande número de turbilhões ou redemoinhos.

Em conformidade com Blessmann (1995, p. 29), as dimensões desses redemoinhos vão desde a ordem de grandeza da altura da camada limite atmosférica até a ordem de grandeza de um milímetro. Esses redemoinhos, por natureza, são instáveis. A energia cinética, em parte retirada pela rugosidade superficial, é transferida, por um processo de cascata, de redemoinhos maiores até os menores, até que, por fim, é dissipada em calor pela viscosidade dinâmica do ar.

A presença de redemoinhos estabelece variações na velocidade do ar, designadas por *rajadas*, que ocorrem em uma sequência aleatória de frequências e de intensidades. As rajadas mais velozes são as de menor duração (fração de segundo) e atuam sobre uma pequena região (BLESSMANN, 1995, p. 101).

De acordo com Blessmann (1983, p. 31), as partículas presentes na massa de ar em movimento, imediatamente em contato com a superfície de escoamento, aderem a mesma e transferem o atrito em camadas, de modo a originar as designadas *linhas de corrente* (FIG. 2). Essas linhas de corrente formam-se tangentes ao vetor de velocidade, em um determinado instante, e descrevem, de maneira visual, a trajetória, a escala de velocidade e o turbilhonamento das partículas contidas no escoamento de vento.

Figura 2 – Linhas de corrente



Fonte: BLESSMANN (1983, p. 27).

Conforme Blessmann (1995, p. 101), “além da solicitação estática do vento, que depende de sua velocidade média, aparecem solicitações dinâmicas, que dependem da energia cinética contida nas flutuações e de como esta energia se distribui pelas diversas frequências.”. A resposta da estrutura depende muito mais da energia contida em uma sequência de rajadas do que da intensidade de uma única rajada.

Redemoinhos que envolvem toda a estrutura, ocasionam forças de baixa frequência, que poderão estar em fase, ao menos aproximadamente, ao longo de toda a estrutura. As rajadas que resultam de redemoinhos de dimensões menores, que agem local e desordenadamente, apesar de apresentarem frequências maiores, são menos nocivas à estrutura.

Durante muito tempo, o estudo da turbulência foi inteiramente empírico. Seu estudo matemático foi iniciado por Theodore von Kármán, que definiu a turbulência como “flutuações irregulares da velocidade governadas por equilíbrio estatístico.”. Essa irregularidade trata-se de um fenômeno aleatório, que não permite um tratamento determinístico, mas conduz a um estudo por meio de teorias de probabilidade e de médias estatísticas (BLESSMANN, 1995, p. 103).

2.1.3 Esteira

De acordo com Blessmann (1983, p. 88), a sotavento de um determinado obstáculo, junto a sua superfície, o escoamento tem sentido inverso e caracteriza-se pela formação de turbilhões ou redemoinhos. Esses redemoinhos se enrolam e geralmente se desprendem, sendo arrastados na direção da corrente e substituídos por outros que se formam da mesma maneira, junto ao contorno do obstáculo. A esta região, dá-se o nome de *esteira*.

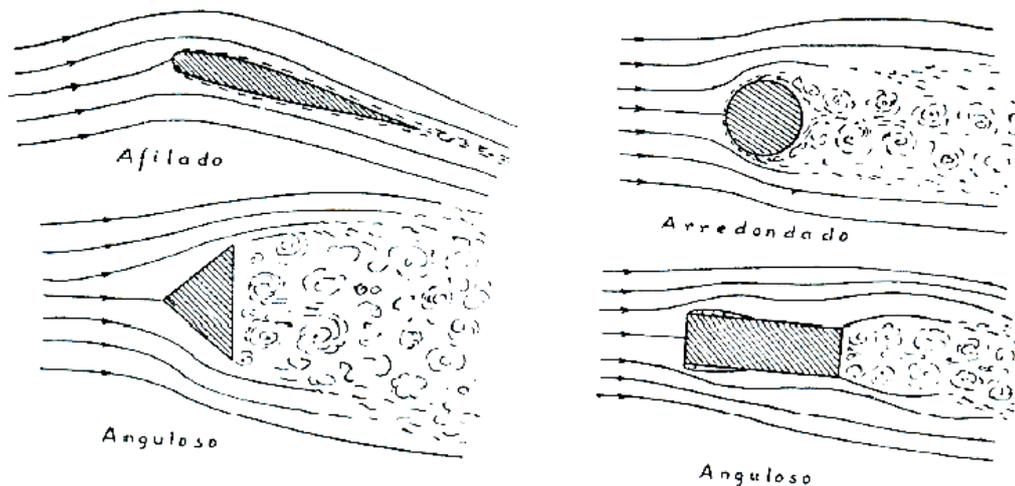
A esteira caracteriza-se pela existência de redemoinhos de tamanhos e velocidades bastante variáveis, porém, em geral, mais lentos do que o escoamento médio. Ocorre, na formação desses redemoinhos, uma grande degradação de energia em calor, irrecuperável. Esses redemoinhos dão origem a uma grande turbulência no escoamento do ar a sotavento do obstáculo, reduzindo ainda mais a energia da corrente de ar.

Conforme Blessmann (1983, p. 88), em corpos aerodinâmicos, ou corpos afilados, o gradiente de pressões é suave, isto é, o escoamento se dá sem separação e a esteira é de pequenas dimensões, bastante estreita. A esteira torna-se muito mais larga e turbulenta para corpos

rombudos, em que o estrangulamento das linhas de corrente altera a forma do escoamento e, conseqüentemente, a distribuição de pressões (FIG. 3).

Nos corpos rombudos arredondados, por exemplo, um cilindro circular ou esférico, ou até mesmo uma esfera, o gradiente de pressões e a separação variam dentro de certos limites relativamente amplos, uma vez que dependem das condições de escoamento, das características da camada limite, do acabamento da superfície do corpo e do terreno. Em corpos rombudos angulosos, por exemplo, as construções paralelepípedicas, a separação se dá em pontos determinados: as arestas. As esteiras são ainda mais largas que as do caso anterior, com uma turbulência, por vezes, mais acentuada. Os corpos rombudos angulosos são os de maior importância para o estudo.

Figura 3 – Perfis aerodinâmicos e rombudos



Fonte: BLESSMANN (1983, p. 99).

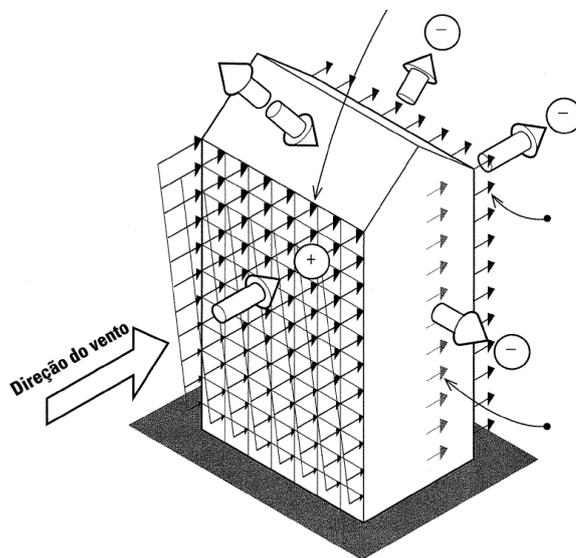
Em conformidade com Blessmann (1983, p. 88), a separação, isto é, o ponto em que se inicia a reversão do movimento, pouco após o ponto de maior estrangulamento, ocorre em região de alta velocidade e, portanto, de pressão reduzida. Deste modo, na zona de corrente invertida, a pressão estática estará abaixo da existente no escoamento médio. Em outras palavras, na esteira ocorre sucção. O escoamento a barlavento da separação também sofre modificações, porém em escala muito menor. As pressões não mais se equilibram. A força resultante é designada *força de forma*.

2.2 A AÇÃO DO VENTO EM EDIFICAÇÕES

De acordo com Ching et al. (2010, p. 188), “as cargas de vento resultam das forças exercidas pela energia cinética de uma massa de ar em movimento [...]”. O vento é uma massa de ar em movimento. Toda construção representa um obstáculo que desvia ou impede a passagem dessa massa de ar, de modo que transforma a energia cinética em uma combinação de pressão positiva (sobrepessão) e negativa (sucção), além de impor esforços às estruturas e, particularmente, à sua vedação externa (FIG. 4).

Os ventos submetem as estruturas a um carregamento dinâmico, que geralmente apresenta mudanças rápidas em termos de magnitude e ponto de aplicação. Em comparação com as cargas de gravidade, os efeitos das cargas de vento variam, uma vez que estas cargas se intensificam rapidamente à medida que a altura aumenta. Apesar de sua natureza dinâmica, as cargas de vento, em certos casos, podem ser tratadas como cargas estáticas equivalentes, que agem lateralmente (CHING et al., 2010, p. 188).

Figura 4 – A ação do vento em uma edificação

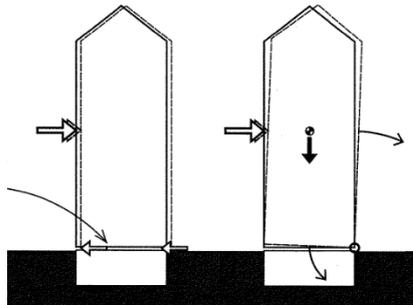


Fonte: CHING et al. (2010, p. 190).

Em conformidade com Ching et al. (2010, p. 189), toda e qualquer construção estará sujeita às cargas laterais de vento. Todavia, estruturas altas e esbeltas costumam ser dominadas por estas cargas, visto que podem impor grandes momentos fletores sobre os elementos

verticais e causar seu deslocamento devido ao esforço cortante gerados entre a estrutura e sua fundação (FIG. 5).

Figura 5 – Os efeitos das cargas laterais de vento

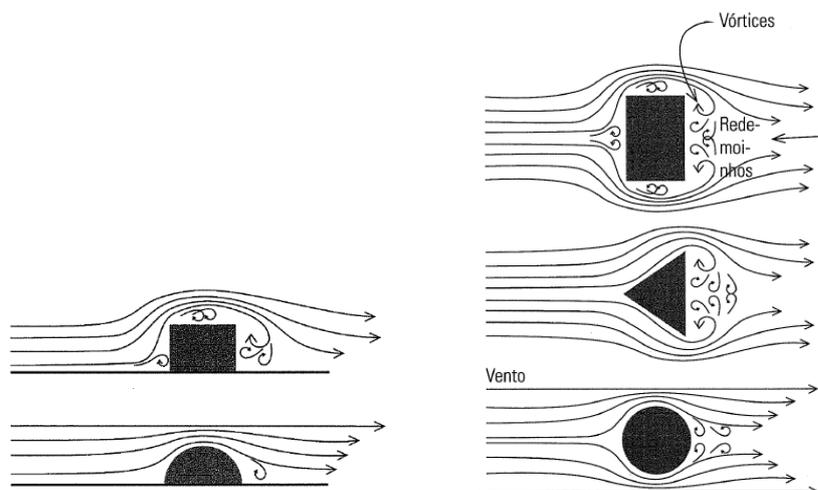


Fonte: CHING et al. (2010, p. 190).

O projeto de estruturas mais alargadas do que alteadas é governado predominantemente por cargas de gravidade. As cargas de vento impostas têm um impacto pequeno sobre o dimensionamento de suas componentes, porém devem ser igualmente consideradas (CHING et al., 2010, p. 189).

O perfil e a forma de uma edificação são capazes de aumentar ou diminuir os efeitos do vento. Um perfil aerodinâmico, por exemplo, que apresenta forma arredondada ou curva, costuma oferecer menos resistência às cargas de vento do que uma forma retangular, com superfícies retas (FIG. 6).

Figura 6 – A influência das proporções



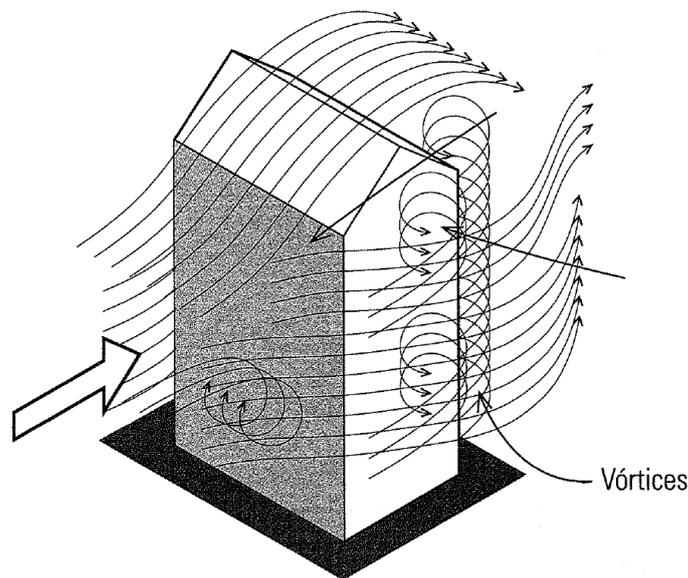
Fonte: CHING et al. (2010, p. 191).

De acordo com Ching et al. (2010, p. 191), quanto maiores forem as superfícies expostas de formas retangulares, maiores serão os efeitos do vento sobre as solicitações de esforço cortante e momento fletor desenvolvidas na base da edificação.

A velocidade da massa de ar em movimento aumenta à medida em que passa por um obstáculo. As quinas e as bordas agudas, que comprimem as partículas de ar, aumentam mais essa consequência, em comparação às bordas arredondadas ou aerodinâmicas.

Em conformidade com Ching et al. (2010, p. 191), nos casos em que o movimento da massa de ar é muito rápido, a massa de ar deixa a superfície da edificação e cria zonas de sucção, com pouco ar. Os redemoinhos e vórtices caracterizam-se por correntes circulares de ar geradas pelos ventos turbulentos nessas áreas de baixa pressão (FIG. 7). Os redemoinhos movem-se devagar, enquanto os vórtices apresentam alta velocidade, de modo que criam zonas de sucção e correntes ascendentes circulares nos lados da edificação, conforme mostrados na Figura 6.

Figura 7 – Formação de redemoinhos e vórtices



Fonte: CHING et al. (2010, p. 191).

Em conformidade com Loredo-Souza et al. (2012, p. 12), devido às características próprias, tais como frequências naturais e amortecimento, nem todas as estruturas submetidas à ação do vento apresentam resposta dinâmica relevante. Todavia, a investigação de possíveis efeitos dinâmicos é importante para que a estrutura apresente o comportamento esperado.

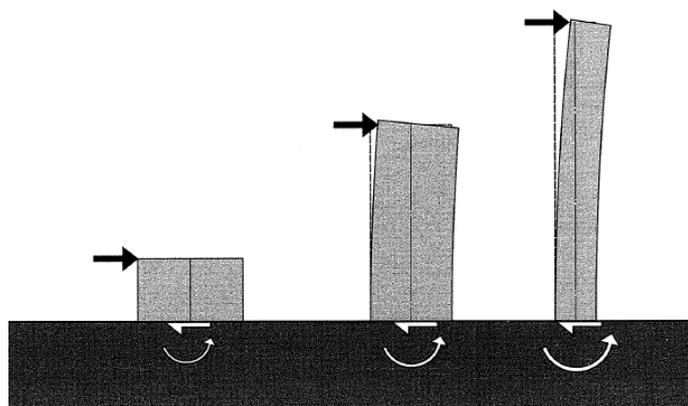
Os efeitos estáticos do vento, em contrapartida, ocorrem em todas as estruturas submetidas a um escoamento de ar. A correspondente resposta estática será caracterizada pela distribuição de pressões na fachada da edificação, que gera forças. Estas forças, decompostas em direções específicas, dão origem aos *coeficientes aerodinâmicos*. A maneira mais básica de avaliar o comportamento aerodinâmico de uma determinada estrutura é através da medição de seus coeficientes aerodinâmicos (LOREDO-SOUZA et al., 2012, p. 12).

2.2.1 Edificações de grandes alturas

Em conformidade com Ching et al. (2010, p. 258), os mesmos princípios básicos de projetos de estruturas se aplicam aos edifícios de grandes alturas e aos demais tipos de construção. As componentes individuais de uma estrutura e a estrutura como um todo devem ser projetadas de modo a apresentar resistência adequada às cargas de gravidade e às cargas de vento, vistas como cargas estáticas equivalentes e que agem lateralmente, além de apresentar rigidez suficiente para limitar os deslocamentos a níveis aceitáveis.

As estruturas altas e esbeltas costumam ser dominadas pela necessidade de resistir às cargas laterais de vento, posto que os efeitos das forças laterais sobre uma estrutura aumentam significativamente com sua altura e esbeltez (FIG. 8). As considerações referentes às cargas laterais de vento, ao controle de oscilações ou vibrações, ao comportamento dinâmico e à resistência ao momento fletor na base superam as considerações relacionadas à capacidade de resistir às cargas de gravidade (CHING et al., 2010, p. 258).

Figura 8 – Os efeitos da força do vento sobre as estruturas



Fonte: CHING et al. (2010, p. 258).

De acordo com Ching et al. (2010, p. 192), as cargas dinâmicas de vento sobre as edificações altas e esbeltas podem ultrapassar os níveis convencionais de projeto. Os projetistas de estruturas podem, em certos casos, usufruir de relatórios de ensaios em túneis de vento e modelagens por computador para determinar o esforço cortante máximo na base, o momento fletor máximo e a distribuição de pressões sobre uma estrutura, entre pavimentos. Esses recursos permitem coletar informações referentes à maneira como as oscilações afetam o conforto dos usuários.

2.2.2 As cargas laterais em edifícios altos

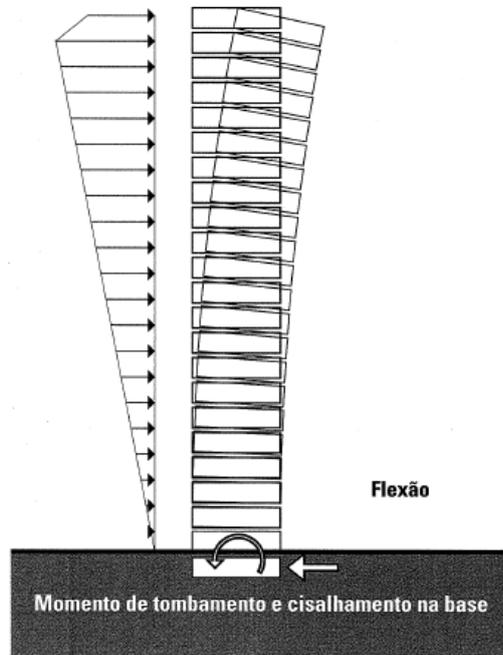
Em conformidade com Ching et al. (2010, p. 262), ao projetar um edifício alto, é necessário, primeiramente, minimizar a probabilidade de colapso em decorrências das cargas de vento. Em segundo lugar, é preciso considerar o risco de rompimento de materiais empregados para vedação em fachadas e cobertura, de elementos arquitetônicos, de instalações e serviços.

De acordo com Ching et al. (2010, p. 262), submetidos a ventos constantes, os edifícios altos comportam-se como vigas verticais em balanço engastadas no solo. Em geral, considera-se as cargas de vento que agem sobre o edifício em níveis crescentes de pressão, e que aumentam em magnitude à medida que cresce sua altura em relação ao terreno (FIG. 9). Essas cargas de vento são consideradas como normais ou perpendiculares às superfícies verticais afetadas do edifício.

Conforme Ching et al. (2010, p. 190), as cargas de vento podem fazer com que uma edificação se desloque lateralmente em decorrência de esforços de corte, ou de cisalhamento, gerados entre a estrutura e sua fundação. Uma ancoragem adequada é necessária para impedir que ocorra este tipo de colapso.

As cargas laterais, aplicadas a uma distância acima da cota do terreno, geram um momento fletor máximo, ou momento de tombamento, na base da estrutura. Conforme Ching et al. (2010, p. 264), “esse momento de tombamento deve ser compensado por um momento externo contrário e por um momento de resistência interna produzido pelas forças desenvolvidas nos pilares e nas paredes de cisalhamento.”.

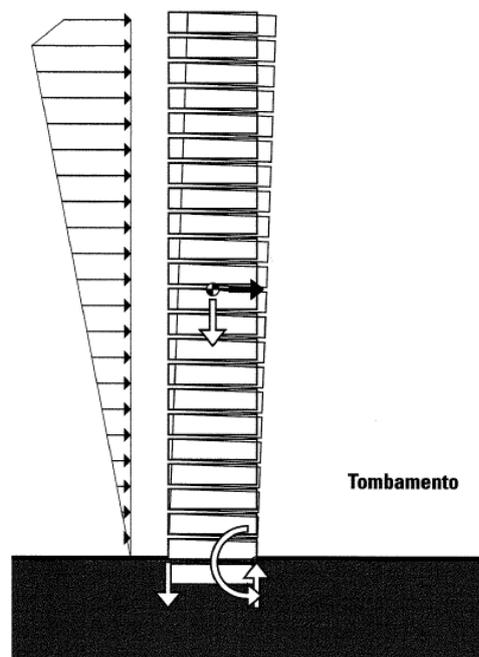
Figura 9 – O comportamento de um edifício alto sujeito às cargas de vento



Fonte: CHING et al. (2010, p. 262).

Os edifícios altos, cuja planta baixa é pequena em relação à altura, sofrem deslocamentos horizontais intensas no topo, de modo que a tornam particularmente suscetíveis aos momentos de tombamento, conforme ilustra a Figura 10.

Figura 10 – Momento de tombamento

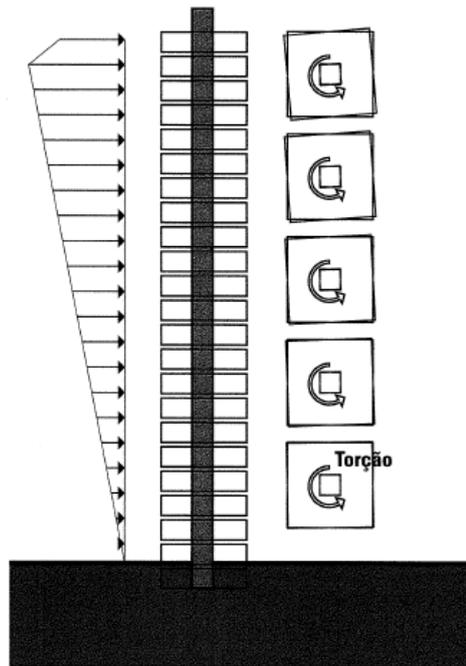


Fonte: CHING et al. (2010, p. 262).

De acordo com Ching et al. (2010, p. 264), o momento de torção pode estar presente em edificações de qualquer altura, porém costuma apresentar valores particularmente críticos em edifícios altos. Em decorrência de sua extrema altura, a torção de um pavimento, que em geral seria considerada aceitável, às vezes se acumula sobre vários pavimentos e causa uma rotação total da estrutura (FIG. 11). Esta condição é inaceitável.

Os movimentos de rotação associados à torção podem se somar ao movimento de vibração ou oscilação ao longo do eixo do edifício, de modo a criar transmissões e acelerações inaceitáveis (CHING et al., 2010, p. 264).

Figura 11 – Torção acumulada e rotação total da estrutura



Fonte: CHING et al. (2010, p. 264).

2.3 OS EFEITOS DE VIZINHANÇA

Os coeficientes aerodinâmicos podem variar amplamente para diferentes condições de vizinhança. Essas variações podem ser algumas vezes benéficas, outras vezes nocivas. Em conformidade com Blessmann (1989, p. 24), “um obstáculo natural ou artificial existente nas proximidades de uma edificação ou elemento estrutural pode afetar consideravelmente o campo aerodinâmico e, conseqüentemente, os esforços exercidos pelo vento.”.

O Anexo G da NBR 6123/1988 (ABNT, p. 58) alerta que não é possível indicar valores numéricos que atendam os efeitos de vizinhança de modo genérico e normativo. Esses efeitos podem ser determinados através de ensaios em túneis de vento, uma vez que reproduzem as condições de vizinhança e as características do vento natural que possam exercer influência sobre os resultados. Todavia, existe a possibilidade de alterações desfavoráveis durante a vida útil da edificação em consideração, devido a prováveis futuras urbanizações.

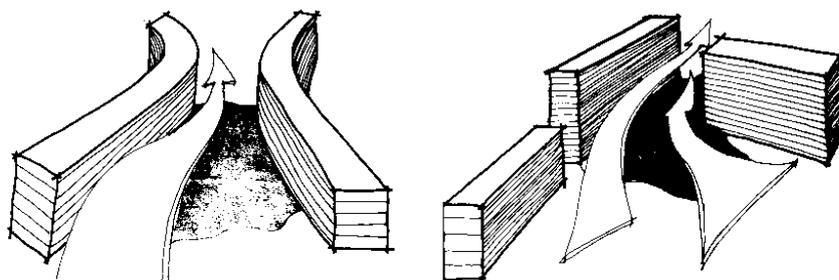
De acordo com Blessmann (1989, p. 25), estudos confirmaram que, em certas condições de afastamento entre faces confrontantes e de ângulo de incidência do vento, a força do vento em uma edificação pode ser reduzida pela presença de outras nas proximidades. Este fenômeno pode ser chamado de *efeito de proteção*, que, na maioria dos casos, é benéfico. Existem, porém, situações em que o efeito é controverso. É o caso, por exemplo, de edificações vizinhas que podem causar um “afunilamento” do vento, que acelera o fluxo de ar e produz severas sucções entre as faces confrontantes (efeito Venturi).

Os efeitos de vizinhança podem causar aumento dos esforços do vento de três modos diferentes, de acordo com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 58).

2.3.1 O efeito Venturi

O efeito Venturi é caracterizado por um “afunilamento” do vento (FIG. 12), devido às dimensões, forma e orientação de edificações vizinhas, de modo que acelera o fluxo de ar entre as paredes confrontantes, com conseqüentes mudanças nas pressões (ABNT, NBR 6123/1988, p. 58).

Figura 12 – Efeito Venturi



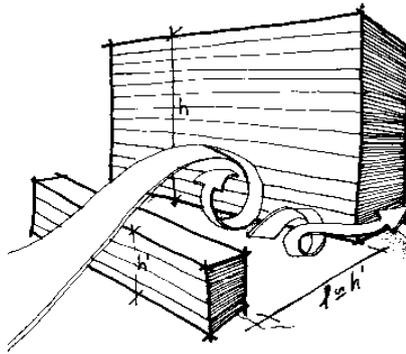
Fonte: MASCARÓ (1991, p. 73).

Em conformidade com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 58), este efeito aparece sobretudo entre edificações bastante próximas. As pontas de sucção verificam-se nas paredes confrontantes das edificações, próximo à aresta de barlavento.

2.3.2 Deflexão do vento na direção vertical

Este fenômeno ocorre, particularmente, em edificações altas, que defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada a barlavento, aumentando a velocidade em zonas próximas ao terreno (FIG. 13). As edificações mais baixas, situadas nestas zonas, podem ter as cargas de vento acentuadas por este efeito (ABNT, NBR 6123/1988, p. 58).

Figura 13 – Deflexão do vento na direção vertical

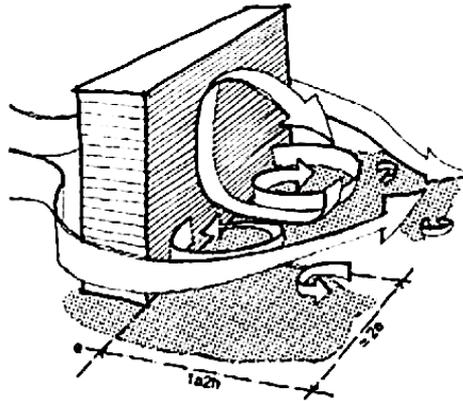


Fonte: MASCARÓ (1991, p. 80).

2.3.3 A turbulência da esteira

De acordo com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 58), uma edificação situada a sotavento de outra pode ser sensivelmente afetada por turbulência gerada na esteira da edificação a barlavento (FIG. 14). Esta turbulência da esteira pode causar efeitos dinâmicos (“efeitos de golpe”), consideráveis, além de mudanças nas pressões, cuja consideração é particularmente importante em edificações com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves.

Figura 14 – Turbulência da esteira



Fonte: MASCARÓ (1991, p. 81).

2.4 EFEITOS DINÂMICOS

Em conformidade com o Anexo H da NBR 6123/1988 (ABNT, p. 59), certas estruturas altas e esbeltas tendem a apresentar comportamento intrinsecamente dinâmico em referência à exposição ao vento. Esta resposta dinâmica depende não apenas de suas dimensões ou forma, mas também dos materiais empregados, do amortecimento e da rigidez da estrutura.

A velocidade mais desfavorável à estrutura não é necessariamente a velocidade máxima prevista para o vento. “Torna-se necessário estudar sua estabilidade, por via matemática e/ou experimental, em uma gama bastante extensa de velocidades do vento.” (ABNT, NBR 6123/1988, p. 59).

Em conformidade com Blessmann (1998, p. 114), não é possível apresentar uma condição inequívoca a partir da qual se consideram os efeitos dinâmicos do vento. Um modo aceitável é calcular os esforços devidos ao vento com e sem a consideração dos efeitos dinâmicos, para verificar qual a diferença percentual entre os dois resultados. Com a prática, o engenheiro projetista define um erro percentual tolerável e se a estrutura em questão pode ser dimensionada considerando apenas o carregamento estático do vento.

De acordo com Blessmann (1998, p. 114), é recomendado recorrer a ensaios em túnel de vento nos casos em que a estrutura, por suas dimensões e/ou forma, causa perturbações importantes no escoamento, e/ou quando há uma perturbação notável causada por obstáculos vizinhos. Nestes ensaios são simuladas as principais características do vento natural no local da

construção. O modelo em escala reduzida deve apresentar características elásticas, de modo a permitir a determinação da resposta dinâmica da estrutura às rajadas. Também devem ser reproduzidos os obstáculos existentes nas vizinhanças.

Em geral, as vibrações podem ser originadas por uma ou mais causas, resumidamente abordadas a seguir.

2.4.1 O desprendimento de vórtices

De acordo com Blessmann (1998, p. 161), em muitos corpos rombudos, desprendem-se vórtices de um e outro lado do corpo, com uma frequência bem definida. Estes vórtices, designados por *vórtices de Kármán*, originam forças periódicas, transversais em relação à direção do vento médio, que atuam ao longo do comprimento do corpo (forças laterais). As componentes dessas forças tendem a produzir oscilações nas direções em que agem.

Para que este fenômeno ocorra de um modo coerente e preciso ao longo de uma estrutura, é necessário que esta tenha uma forma rombuda de contorno curvo ou poligonal e que seja de alongamento considerável. O escoamento de ar deve ser de baixa turbulência e ao menos aproximadamente uniforme em sua velocidade média. “Na prática, diversas causas impedem que se consiga uma coerência perfeita no desprendimento dos vórtices [...]” (BLESSMANN, 1998, p. 162).

2.4.2 Martelamento

Em conformidade com Blessmann (1998, p. 129), uma estrutura, situada a sotavento de vários obstáculos naturais ou artificiais, estará imersa na esteira por eles gerada e pode sofrer efeitos dinâmicos causados por turbulência. A turbulência nesta região é do mesmo tipo da turbulência existente no vento natural incidente nesses obstáculos, mas com uma gama bastante grande de frequências e dimensões de redemoinhos.

Se, todavia, a edificação estiver situada na esteira de somente uma ou poucas edificações, de dimensões semelhantes, situadas convenientemente, poderá sofrer um martelamento, por redemoinhos gerados na esteira da edificação a barlavento, com uma frequência predominante. Uma força excitadora periódica causará efeitos dinâmicos de maior

ou menor frequência. Estes efeitos podem ser considerados críticos no momento em que uma das frequências naturais da edificação coincidir com a frequência dominante dos redemoinhos (BLESSMANN, 1998, p. 129).

2.4.3 A instabilidade aerodinâmica por galope

De acordo com Blessmann (1998, p. 213), “estruturas ou elementos estruturais leves e flexíveis, com pequeno amortecimento, podem sofrer oscilações causadas pelo fenômeno de instabilidade aerodinâmica denominado galope.”. A amplitude destas oscilações aumenta conforme a velocidade do vento, sem um limite superior. Entre as seções usuais na construção civil que são sensíveis a este fenômeno estão prismas de seção quadrada, retangular e triangular, por exemplo.

Em conformidade com a Blessmann (1998, p. 213), o galope acontece ao ser excedida uma certa velocidade do vento, denominada *velocidade de disparo*, produzindo oscilações transversais à direção do vento. Durante estas oscilações, o ângulo de incidência do vento em relação ao corpo oscilante muda continuamente e, em resposta a esta incidência variável, pode ser desenvolvida uma força na direção e sentido do movimento do corpo, o que retira a energia do vento e mantém a oscilação.

Uma vez que a velocidade de disparo é diretamente proporcional à primeira frequência natural, é possível evitar este efeito com o aumento da frequência natural através da adoção de uma estrutura mais rígida. Outra alternativa para reduzir os efeitos de galope seria alterar a forma ou orientação da estrutura, de tal modo que os coeficientes aerodinâmicos se tornem estabilizantes (BLESSMANN, 1998, p. 241).

2.4.4 Drapejamento

Conforme a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 59), “é um fenômeno típico de estruturas esbeltas com proporções semelhantes às de asa de avião, tal como um edifício muito alto e esbelto, de seção retangular não próxima do quadrado.”. Este efeito dinâmico envolve dois ou mais graus de liberdade da estrutura, com um acoplamento de vibrações nestas direções.

Em conformidade com Blessmann (1998, p. 214), em asas submetidas ao drapejamento, as forças aerodinâmicas podem ser suficientemente grandes para causar notáveis deslocamentos das frequências naturais. Além disso, o drapejamento é em geral produzido pela interação de um modo de torção com uma de flexão.

2.4.5 A energia cinética contida nas rajadas

De acordo com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 33), admite-se que o vento natural mantém uma velocidade média constante durante um intervalo de tempo de 10 min ou mais, produzindo efeitos puramente estáticos, denominados *resposta média*. Todavia, as rajadas podem induzir, em estruturas muito flexíveis, principalmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, designadas por *resposta flutuante*.

Em conformidade com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 33), em que T_1 corresponde ao período fundamental de vibração: em edificações com $T_1 \leq 1$ s, a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator S_2 ; em edificações com $T_1 > 1$ s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar uma importante resposta flutuante na direção do vento médio.

A Tabela 1 apresenta para vários tipos de estruturas usuais equações aproximadas que permitem a determinação direta da frequência fundamental, f_1 (Hz). Os valores, também aproximados, de parâmetro γ , e de razão de amortecimento crítico, ζ , devem ser considerados para uma análise mais completa dos efeitos dinâmicos.

Tabela 1 – Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos

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

Fonte: NBR 6123/1988 (ABNT, p. 35).

Nota: onde lê-se $0,05h + 0,015h$, leia $0,05 + 0,015h$; e onde lê-se $0,05h + 0,012h$, leia $0,05 + 0,015h$.

2.5 OS ENSAIOS EM TÚNEL DE VENTO

2.5.1 Considerações gerais

De acordo com Blessmann (1983, p. 110), os primeiros ensaios para a determinação dos esforços devidos à ação dos ventos em edificações datam do fim do século XIX. Nessa época, os primeiros túneis aerodinâmicos eram utilizados principalmente para o estudo de modelos de construções e de sólidos geometricamente simples. Porém, com o advento da aviação, o aperfeiçoamento desses túneis foi feito de maneira a atender às necessidades desse novo meio de transporte. O interesse da engenharia aeronáutica está em estudar os aviões que se deslocam em corrente de ar calma e uniforme, isenta de turbulência.

Até poucas décadas atrás, esses eram os únicos meios disponíveis para a determinação dos esforços desenvolvidos em consequência do vento, e neles foram efetuados os ensaios com modelos de construções civis. Os resultados experimentais assim obtidos foram largamente empregados, e fazem parte da maioria dos textos normativos que tratam a ação dos ventos. Todavia, em certos casos, esses resultados afastam-se bastante dos reais, uma vez que, nesses ensaios, “[...] quase sem exceção o fluxo de ar era tão suave e uniforme quanto possível; nisto ele diferia do vento natural, que não é apenas turbulento e em rajadas, mas também contém importantes variações de velocidade com a altura.” (BLESSMANN, 1983, p. 111).

Estudos referentes ao comportamento de construções reais chamaram a atenção dos pesquisadores para as diferenças entre as forças aerodinâmicas reais e as medidas em modelos reduzidos em túneis aerodinâmicos. Esses estudos mostraram quão importante é simular corretamente, e na escala dos modelos, uma camada limite atmosférica similar a que será encontrada ao vento natural. Além disso, constatou-se que certas formas e proporções são bastante sensíveis a determinadas características da turbulência, especialmente a intensidade e a macro-escala da componente longitudinal da turbulência.

Em conformidade com Blessmann (1983, p. 114), uma maior precisão dos resultados tornou-se necessária nos últimos tempos, à medida que os desenvolvimentos arquitetônico e estrutural permitiram a construção de edificações mais arrojadas, leves e esbeltas. A fim de obter resultados mais fiéis das características do vento natural, para aplicações à construção

civil, diversos laboratórios projetaram e construíram, ou adaptaram túneis existentes, para essa finalidade específica, que se tem designado por *túneis de vento*.

2.5.2 A simulação das características do vento natural

A melhor maneira de comprovar a importância da simulação correta das características do vento natural é através da comparação das medidas efetuadas em uma edificação real e em seu modelo reduzido ensaiado em túnel de vento. Com base em vários estudos comparativos realizados anteriormente, concluiu-se que não existe uma regra geral ou um parâmetro numérico que permita transformar os resultados de ensaios em fluxo de ar uniforme e suave para as ações correspondentes ao vento natural (BLESSMANN, 1991, p. 90).

Abaixo, de acordo com Blessmann (1991, p. 90), seguem as características principais do vento que são geralmente simuladas. As três primeiras características são as que devem ser consideradas no estudo de efeitos estáticos do vento. A quarta característica é de importância no estudo de efeitos dinâmicos.

- Perfil de velocidades médias, em função da rugosidade do terreno situado em uma extensa região a barlavento da edificação;
- Intensidade da componente longitudinal da turbulência, que é uma medida da energia cinética total contida nas flutuações da velocidade do vento (rajadas);
- Macro-escala, ou escala integral, da componente longitudinal da turbulência, que indica as dimensões dos maiores turbilhões do vento incidente;
- Espectro de potência das rajadas, ou densidade espectral da variância das flutuações, que indica a distribuição, em frequência, da energia cinética contida nas rajadas

No que diz respeito ao modo em que o vento simulado influencia nos resultados, geralmente as ações do vento diminuem à medida que aumenta a rugosidade do terreno, ou seja, a turbulência aumenta conforme a rugosidade, porém a velocidade média diminui de tal modo que as pressões são geralmente menores com terreno mais rugoso. Todavia, às vezes, a variação da turbulência pode causar alterações sensíveis no campo de pressões, invertendo a situação.

Por este motivo, de modo a estar a favor da segurança, as normas de vento mais recentes, baseadas em ensaios em túneis de vento, indicam os valores de coeficientes aerodinâmicos para

terreno em campo aberto e plano, categoria II, devendo estes coeficientes ser aplicados mesmo em terrenos de rugosidade maior (BLESSMANN, 1991, p. 91).

2.5.3 Métodos de simulação da camada limite atmosférica

De acordo com Blessmann (1991, p. 112), existem três métodos de simulação de uma ou mais características do vento natural em ensaio com protótipo:

a) O primeiro método, mais antigo, consiste em cobrir um comprimento considerável do piso da câmara de ensaios com um material de rugosidade adequada, por exemplo, blocos paralelepípedicos (FIG. 15). Este método corresponde à principal fonte de turbulência da atmosfera a baixas altitudes, em ventos de condições de estabilidade neutra.

Figura 15 – Ensaio com emprego de blocos paralelepípedicos



Fonte: Website Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), 2017.

b) O segundo método compreende empregar obstáculos posicionados a barlavento do modelo reduzido, em geral no início da câmara de ensaios. Entre os dispositivos, e as características do vento simuladas, destacam-se:

- Telas curvas ou telas planas de malha variável: perfil de velocidades médias e turbulência fina;
- Grelhas de barras horizontais de seção retangular ou circular, de espaçamento e/ou espessura variável: perfil de velocidades médias e turbulência média;
- Grelhas de malha quadrada ou retangular, constituídas de barras de seção retangular: turbulência superposta a uma corrente de ar aproximadamente uniforme;

- Grelha única de malha variável ou grelhas superpostas: perfil de velocidades médias e turbulência;
- Tela uniforme: turbulência fina superposta a uma corrente de ar uniforme;
- Barras finas metálicas de seção circular, de diâmetro e/ou espaçamento variável: perfil de velocidades médias e turbulência fina;
- Triângulos de diversos tamanhos e proporções, cheios ou vazados, de lados retos ou curvos: perfil de velocidades médias e turbulência.

Em conformidade com Blessmann (1991, p. 113), a combinação dos dispositivos citados acima com os blocos paralelepípedicos disseminados no piso da câmara de ensaios permite uma melhor reprodução das características do vento natural (FIG. 16).

Figura 16 – Combinação de métodos para simulação da camada limite atmosférica

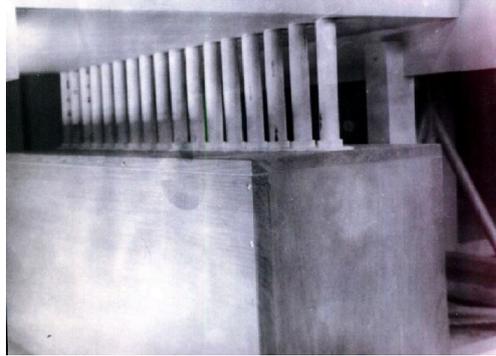


Fonte: LOREDO-SOUZA et al. (2004, p. 145).

Os dois primeiros métodos têm em comum o fato de empregarem corpos sólidos. Ambos, em maior ou menor grau, causam um efeito de bloqueio, com uma consequente diminuição da velocidade média alcançada em ensaio. Esta redução pode atingir, em casos extremos, cerca de 80%, como é o caso de grelhas de malha quadrada de elevado índice de área exposta.

c) O terceiro método, mais recente, procura reproduzir o vento natural por meios puramente aerodinâmicos, mais precisamente, com jatos de ar lançados perpendicularmente ao escoamento estabelecido na câmara de ensaios, a partir de seu piso (FIG. 17).

Figura 17 – Dispositivo emissor de jatos



Fonte: LOREDO-SOUZA et al. (2004, p. 152).

Este método apresenta duas vantagens, de acordo com Blessmann (1991, p. 114):

- Não há diminuição da velocidade média da corrente de ar, como acontece com obstáculos sólidos; pelo contrário, há um aumento desta velocidade, em virtude da quantidade de movimento adicionada à corrente longitudinal de ar pelos jatos transversais;
- Facilidade de controle das características do vento, dentro de certos limites. Este controle é feito por meio do registro que comanda a vazão de ar dos jatos e pode ser feito durante a realização do ensaio, sem necessidade de parar o funcionamento do túnel para mudança de grelhas, blocos no piso, etc.

De acordo com Loredo-Souza et al. (2004, p. 159), combinações dos elementos de rugosidade empregados nos métodos de simulação produzem as características corretas do escoamento de ar próximo a uma determinada região. Todavia, as condições nesta região específica sofrem forte influência do terreno, mais especificamente de edificações vizinhas, em seu entorno, do que do terreno mais afastado, a barlavento. A partir de uma certa distância da região em estudo, torna-se necessário modificar de uma simulação genérica para uma representação detalhada da região, comumente chamada de *modelos de vizinhança*.

A montagem de modelos detalhados de vizinhança consome tempo e é onerosa, particularmente para zonas urbanas. Caso uma área muito pequena é representada, os resultados não refletem com precisão as condições da região. Se uma área muito grande é representada, com o intuito de abranger todos os modelos de vizinhança na mesa de ensaios, a escala dos modelos pode tornar-se muito pequena (LOREDO-SOUZA et al., 2004, p. 159).

2.6 OS EFEITOS DO VENTO AO CONFORTO HUMANO

2.6.1 Conforto dos usuários

Em conformidade com Blessmann (1989, p. 48), “as oscilações dos edifícios não devem ser percebidas pelos usuários, para que se possa dizer que o projeto é bom”. Em estruturas esbeltas, e em casos de ventos de violência excepcional, é usual admitir uma leve percepção.

Esta perceptibilidade é função da amplitude e da frequência de oscilação, sendo proporcional à aceleração do movimento do edifício. O tratamento quantitativo deste problema é bastante complexo, uma vez que a sensibilidade humana à vibração de uma construção depende de fatores físicos e psicológicos.

Vale ressaltar que enrijecer a estrutura para reduzir a amplitude poucas vezes resolve o problema, uma vez que a estrutura mais rígida terá frequência maior e pode continuar a mesma sensação de enjoo ou mal-estar em pessoas mais sensíveis.

De acordo com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 36), em estruturas projetadas para a ocupação humana, a amplitude máxima de aceleração a_j em um determinado nível z acima do terreno é calculada por:

$$a_j = 4 \pi^2 f_j^2 u_j \quad (1)$$

Em que:

f_j = frequência do modo de vibração j (s^{-1});

u_j = deslocamento do nível z devido à resposta flutuante do modo de vibração j (m).

A amplitude máxima não deve exceder $0,1 \text{ m/s}^2$, porém considera-se admissível que a mesma seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos. De acordo com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 36):

A verificação do conforto deve ser efetuada para velocidades do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade do projeto estrutural, a ser definido pelo projetista.

2.6.2 Conforto dos pedestres

Em certas circunstâncias, ventos de altas velocidades ocorrem próximo ao terreno nas imediações de edifícios, causando problemas de desconforto e insegurança dos pedestres. Estes problemas merecem atenção, como regra geral, sempre que um edifício tiver no mínimo o dobro da altura dos edifícios vizinhos, situados a barlavento.

De acordo com Blessmann (1989, p. 55), embora variem com a área, peso, condições físicas, posição do corpo e direção do vento, é aceito, em geral, que velocidades de rajadas em torno de 20 m/s (72 km/h) podem causar danos físicos.

Conforme Blessmann (1989, p. 52), nas condições acima, seguem as causas dessas altas velocidades:

a) A distribuição vertical de pressões na face de barlavento, que é diretamente relacionada com a pressão dinâmica do local, aumenta com a altura acima do terreno. A partir do ponto de estagnação, na fachada de barlavento, para baixo, existe um fluxo descendente, em virtude do gradiente de pressões. Este fluxo penetra no vórtice de base, causando altas velocidades próximo ao solo.

As velocidades e pressões dinâmicas próximas ao ponto de estagnação serão maiores quanto mais alto for o edifício e, conseqüentemente, maiores serão as velocidades próximo ao terreno, uma vez que o gradiente entre estas duas regiões também será maior. Além disso, um edifício mais baixo situado a barlavento pode causar outra majoração de velocidade, pela interação entre vórtice de base do edifício maior e a esteira do menor. Este problema é próprio de edifícios paralelepípedicos.

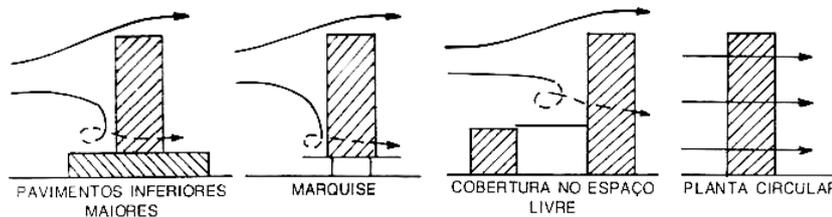
b) A distribuição horizontal de pressões, causada pela diferença de pressões entre a esteira, que compreende faces laterais e de sotavento, com baixa pressão, e a região com relativamente altas pressões situada próximo à base da fachada de barlavento.

A baixa pressão na esteira é proporcional à velocidade do vento no fluxo livre acima do vórtice de topo do edifício, que aumenta com a altura acima do terreno. Portanto, quanto mais

alto o edifício, maior esta velocidade, mais baixa será a pressão na esteira e mais altas as velocidades induzidas por este gradiente horizontal de pressões.

Em vista disso, conclui-se que fachadas planas expostas perpendicularmente ao vento, em uma direção sem proteção de edificações vizinhas, devem ser evitadas. Ademais, mudar a orientação do edifício ou adotar outras medidas, como reduzir a altura ou alterar a forma arquitetônica, podem contribuir para que essas altas velocidades não ocorram. Outras sugestões (FIG. 18): pavimentos inferiores maiores, marquises, cobertura no espaço livre entre um edifício alto e outro mais baixo, planta circular.

Figura 18 – Sugestões para evitar altas velocidades próximo ao terreno



Fonte: BLESSMANN (1989, p. 54).

3 METODOLOGIA DE CÁLCULO

Este trabalho considera apenas os efeitos estáticos, determinados a partir de coeficientes aerodinâmicos.

3.1 COEFICIENTES AERODINÂMICOS

Nos ensaios em túnel de vento, o procedimento usual para a obtenção de valores para os carregamentos estáticos em protótipos consiste em determinar os coeficientes aerodinâmicos na superfície dos mesmos. Esses coeficientes são obtidos por meio de séries temporais de pressão. Para essa finalidade, são utilizados tubos plásticos dispostos convenientemente sob a superfície do modelo reduzido, conectados a transdutores elétricos de pressão e/ou multimanômetros a álcool, que registram centenas de leituras para cada intervalo de tempo predeterminado.

Em conformidade com Loredo-Souza et al. (2007, p. 3), a partir da integração dessas séries temporais, obtém-se os coeficientes de pressão externa média na superfície do modelo reduzido.

3.1.1 Coeficientes de pressão externa média, $c_{pe\ média}$

$$c_{pe\ média} = (1 / T) \int^T p(t) dt / q \quad (2)$$

Onde:

$c_{pe\ média}$ = coeficiente de pressão externa média (adimensional);

T = intervalo de tempo de amostragem (s);

p (t) = pressão instantânea na superfície do protótipo, medida em relação à pressão estática de referência (N/m²);

t = tempo (s);

q = pressão dinâmica de referência (N/m²).

De acordo com Blessmann (1983, p. 49), determinado experimentalmente o coeficiente de pressão externa média, pode-se obter a pressão efetiva externa, Δp_e , na construção real. Entende-se por pressão efetiva externa, em um ponto na superfície, o valor definido por:

$$\Delta p_e = c_{pe \text{ média}} q \quad (3)$$

Conforme a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 12), junto às arestas, zonas de altas sucções aparecem e tem sua localização dependendo do ângulo de incidência do vento. Essas altas sucções não aparecem simultaneamente em todas as zonas, para as quais são apresentados valores médios de coeficientes de pressão externa ($c_{pe \text{ média}}$). Estes coeficientes devem ser empregados apenas para o cálculo das forças do vento nas respectivas zonas, aplicando-se ao dimensionamento, verificação e ancoragem de elementos de vedação e da estrutura secundária.

Para a determinação de carregamentos em elementos de vedação, as pressões externas devem ser combinadas com valores adequados de pressão interna, visto que as paredes e/ou a cobertura de edificações consideradas fechadas, em condições normais de serviço, permitem a passagem do ar. Os coeficientes de pressão externa são medidos diretamente nos ensaios em túnel de vento, enquanto os coeficientes pressão interna podem ser determinados a partir da metodologia indicada no Anexo D da NBR 6123/1988 (ABNT, p. 47).

Algebricamente, os coeficientes de pressão média são dados por: $c_{p \text{ média}} = c_{pe} - c_{pi}$, sendo c_{pe} e c_{pi} os coeficientes de pressão na superfície externa e interna, respectivamente.

Portanto:

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}) q \quad (4)$$

No relatório técnico de ensaio em estudo, admitiu-se que todos os elementos de vedação permanecem fechados e que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidos por acidente ($c_{pi} \cong 0$), uma vez que se objetivou determinar os possíveis valores críticos de sobrepessão e sucção externas atuantes nas fachadas do prédio.

3.1.2 Coeficientes de forma externos, C_e

Em conformidade com Blessmann (1983, p. 50), os coeficientes de pressão externa média, calculados anteriormente, permitem a determinação de coeficientes de forma externos, C_e , adimensionais, aplicáveis a uma superfície plana de área A , sendo definidos por:

$$C_e = F_e / q A \quad (5)$$

Em que:

F_e = força resultante devida à distribuição de pressões sobre a superfície plana de referência no protótipo, perpendicular a esta superfície (N);

q = pressão dinâmica de referência (N/m^2);

A = área da superfície de referência no protótipo (m^2).

Posto que:

$$F_e = \int_A \Delta p_e \, dA = \int_A c_{pe \text{ média}} q \, dA \quad (6)$$

Substitui-se então F_e na expressão (4):

$$C_e = (1 / A) \int_A c_{pe \text{ média}} \, dA \quad (7)$$

Uma vez determinado o coeficiente de forma externo pela expressão acima, em um modelo reduzido, pode-se obter a força normal sobre uma superfície externa plana de uma edificação real por:

$$F_e = C_e q A \quad (8)$$

Onde:

F_e = força resultante devida à distribuição de pressões sobre a superfície plana de referência na edificação, perpendicular a esta superfície (N);

q = pressão dinâmica de referência (N/m^2);

A = área da superfície de referência na edificação (m^2).

Algebricamente, os coeficientes de forma são dados por: $C = C_e - C_i$, sendo C_e e C_i os coeficientes de forma na superfície externa e interna, respectivamente.

Portanto:

$$F = (C_e - C_i) q A \quad (9)$$

A pressão efetiva Δp pode ser considerada constante, ou seja, uniformemente distribuída e, por isso, em superfícies planas: $c_p \text{ média} = C$. No que diz respeito aos sinais destes coeficientes, valores positivos correspondem a sobrepressões e valores negativos correspondem a sucções.

3.1.3 Coeficientes de força globais, C_f

No item anterior, apresentou-se um modo de proceder para obter as forças causadas pelas ações do vento a partir da distribuição de pressões. De acordo com Blessmann (1983, p. 55), a determinação de coeficientes de força a partir da integração dos coeficientes de pressão, obtidos em medidas realizadas em modelos reduzidos, pode poupar muito trabalho. Em certos casos, tais coeficientes são obtidos diretamente a partir das forças medidas em modelos.

Os computadores permitem uma otimização desses cálculos, visto que existem *softwares* específicos que permitem determinar as componentes das forças, as coordenadas de seus pontos de aplicação e o momento de torção, tanto para a edificação como um todo, como também para partes da mesma.

A força resultante sobre uma edificação é denominada *força global*, F_g . Esta força é decomposta em uma componente vertical, designada por força de sustentação, F_s , e em uma componente horizontal, F_h .

Existem dois critérios empregados indistintamente para a decomposição da componente horizontal. Por um dos critérios, a componente horizontal é decomposta em duas componentes paralelas aos eixos ortogonais principais, x e y . Por outro critério, a componente horizontal é decomposta em uma componente na direção do vento, que recebe o nome de força de arrasto, F_a , e outra perpendicular a esta direção, denominada força lateral, F_l .

Em conformidade com Blessmann (1983, p. 57), as componentes das forças devidas às ações do vento, em um modelo reduzido, permitem a determinação de coeficientes de força globais, expressos, de modo geral, por:

$$C_f = F / q A \quad (10)$$

Em que:

F = força resultante sobre a seção de referência no protótipo (N);

q = pressão dinâmica de referência (N/m^2);

A = área da seção de referência no protótipo (m^2).

Os coeficientes de força globais para as duas componentes paralelas aos eixos ortogonais principais, x e y , são definidos por:

$$C_x = F_x / q B_y H \quad (11)$$

$$C_y = F_y / q B_x H \quad (12)$$

Em que:

F_x = componente da força global na direção do eixo x (adimensional);

F_y = componente da força global na direção do eixo y (adimensional);

q = pressão dinâmica de referência (N/m^2);

B_x = dimensão da base de referência no protótipo, paralela ao eixo x (m);

B_y = dimensão da base de referência no protótipo, paralela ao eixo y (m);

H = altura de referência no protótipo (m).

Uma vez determinados os coeficientes de força experimentalmente, a respectiva força na edificação real será obtida, de modo geral, por:

$$F = C_f q A \quad (13)$$

Onde:

F = força resultante sobre a seção de referência na edificação (N);

q = pressão dinâmica de referência (N/m^2);

A = área da seção de referência na edificação (m^2).

3.1.4 Coeficientes de torção, C_t

Em conformidade com Blessmann (1983, p. 60), um momento de torção aparecerá caso a força aerodinâmica não atuar no eixo geométrico vertical de torção da edificação. O coeficiente respectivo, denominado coeficiente de torção, C_t , é definido por:

$$C_t = M_t / q B_x B_y H \quad (14)$$

Onde:

M_t = momento de torção em relação ao ponto de origem dos eixos x e y (N.m);

q = pressão dinâmica de referência (N/m²);

B_x = dimensão da base de referência no protótipo, paralela ao eixo x (m);

B_y = dimensão da base de referência no protótipo, paralela ao eixo y (m);

H = altura de referência no protótipo (m).

3.1.5 Coeficientes de excentricidade, e

A excentricidade é a distância entre o ponto de aplicação da força e o eixo geométrico vertical de torção da edificação. O momento de torção M_t pode ser determinado por:

$$M_t = F e \quad (15)$$

Em que:

F = força resultante perpendicular à superfície (N);

e = excentricidade em relação ao eixo geométrico vertical (m).

O coeficiente de excentricidade na direção do eixo x pode ser definido por:

$$e_x = M_t / F_y = C_t q B_x B_y H / C_y q B_x H = C_t B_y / C_y \quad (16)$$

De maneira análoga, define-se um coeficiente de excentricidade na direção do eixo y:

$$e_y = C_t B_x / C_x \quad (17)$$

Adiante, de acordo com a norma brasileira, refere-se às excentricidades nas direções dos eixos ortogonais principais, x e y, por uma dimensão de referência para a aresta menor, $b = B_y$, e para aresta maior, $a = B_x$, respectivamente.

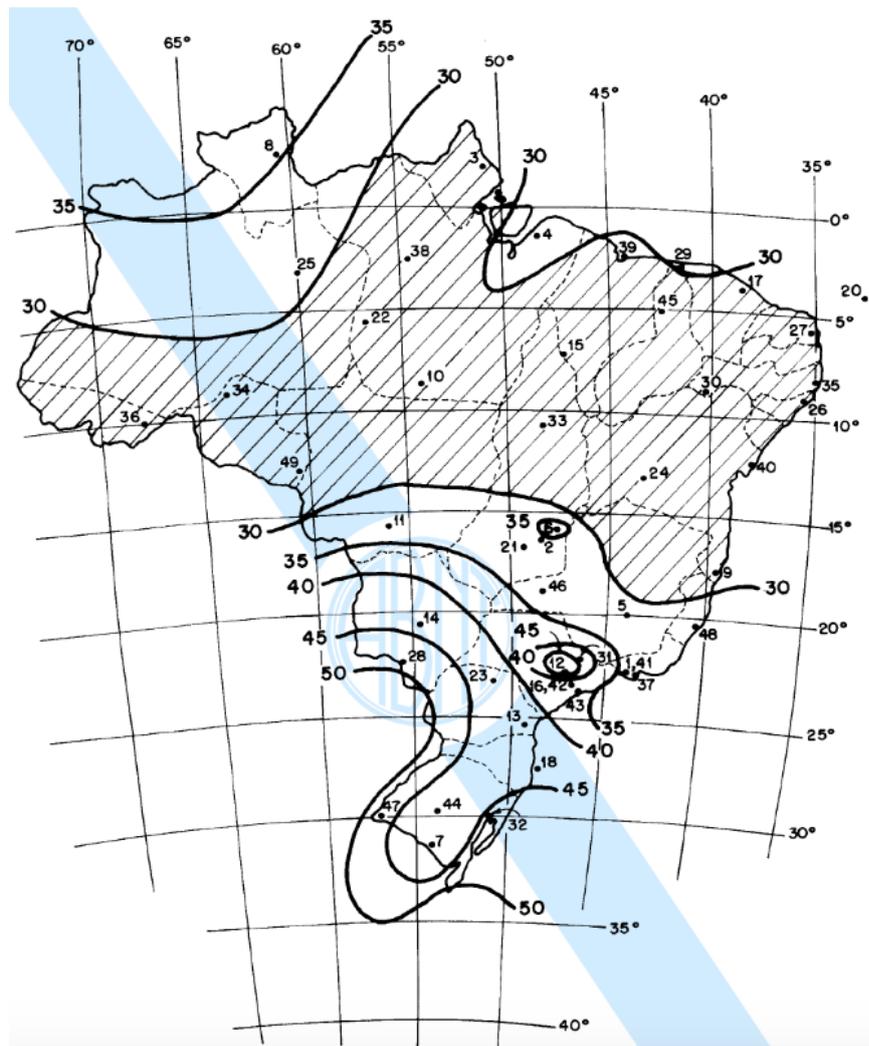
3.2 A NBR 6123/1988

Nos itens que seguem, será apresentada a sequência de cálculo para a determinação dos esforços solicitantes devidos às ações estáticas do vento, de acordo com a norma brasileira.

3.2.1 Velocidade básica do vento, V_0

Esta velocidade básica corresponde à máxima velocidade média de uma rajada de 3 segundos de duração, que pode exceder em média uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Adequada ao local onde a estrutura será construída, em referência a valores medidos próximos à região, a velocidade básica, V_0 (m/s), é determinada de acordo com o gráfico das isopletas (FIG. 19).

Figura 19 – Gráfico das isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) no Brasil



Fonte: NBR 6123/1988 (ABNT, p. 6).

3.2.2 Velocidade característica do vento, V_k

Em conformidade com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 4), a velocidade característica do vento é determinada a partir da velocidade básica do vento V_o , correspondente à localização geográfica da estrutura a ser construída. Esta é multiplicada pelos fatores S_1 (fator topográfico), S_2 (fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno) e S_3 (fator estatístico) para que se possa então obter a velocidade característica do vento, V_k (m/s), a partir da seguinte expressão:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (18)$$

De acordo com Carvalho & Pinheiro (2009, p. 205), estes fatores são empregados de modo a adequar o valor da velocidade básica do vento, medida experimentalmente, com a velocidade do vento que provavelmente atuará na estrutura em questão.

3.2.2.1 Fator topográfico, S_1

De acordo com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 5), o fator topográfico S_1 leva em consideração as características do relevo do terreno e é determinado em conformidade com as seguintes hipóteses:

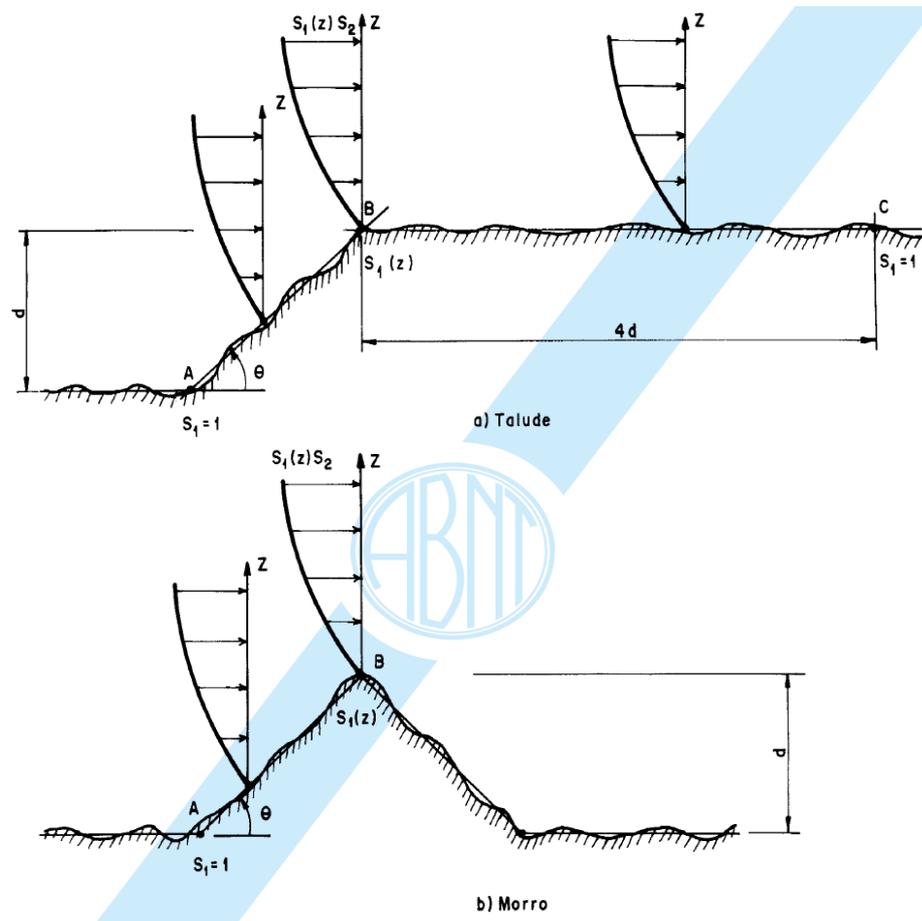
a) Terrenos planos ou fracamente acidentados: $S_1 = 1,0$;

b) Taludes e morros:

Admite-se as seguintes aproximações de incidência de ventos em fluxo de ar bidimensional (FIG. 20):

– $S_1 = 1,0$ em pontos correspondentes ao pé de talude ou morro, ponto A, e no topo do talude a uma distância da crista superior a 4 vezes a dimensão da diferença de nível entre a base e o topo (d), ponto C, conforme ilustrado.

– S_1 é dado em função da altura z , medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado, quando situado no ponto B, considerando as possibilidades de inclinação do talude ou encosta do morro (θ) e a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro (d):

Figura 20 – Fator topográfico S_1 

Fonte: NBR 6123/1988 (ABNT, p. 7).

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

Se: $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$, então:

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (19)$$

Se: $\theta \geq 45^\circ$, então:

$$S_1(z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad (20)$$

O fator S_1 para os ângulos compreendidos entre $3^\circ < \theta < 6^\circ$ e $17^\circ < \theta < 45^\circ$ é obtido mediante interpolação linear. Entre os pontos A e B (morros e taludes) e B e C (taludes), idem.

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

Os valores indicados para os itens b) e c) constituem aproximações e devem ser utilizados com precaução. A NBR 6123/1988 (ABNT, p. 5) recomenda:

Se for necessário um conhecimento mais preciso da influência do relevo, ou se a aplicação destas indicações tornar-se difícil pela complexidade do relevo, é recomendado o recurso a ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou a medidas anemométricas no próprio terreno.

3.2.2.2 Fator de rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno, S_2

O fator S_2 é dado pela combinação de efeitos da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação, ou parte da edificação em consideração, e da variação da velocidade do vento com a altura relativa acima do terreno.

A NBR 6123/1988 (ABNT, p. 8) classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias, destacadas a seguir:

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

Categoria II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.
[...]
A cota média do topo dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1,0 m.

Categoria III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas.
[...]
A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 3,0 m.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.
[...]
A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a 10 m.
Esta categoria também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser consideradas na categoria V.

Categoria V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados.
[...]
A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 m.

Em relação às dimensões da edificação tem-se as classes de edificações A, B e C, que determinam os intervalos de tempo de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente, para o cálculo da velocidade média. De acordo com Blessmann (1989, p. 57), à medida que aumenta a distância abrangida pela rajada, aumenta o intervalo de tempo a usar no cálculo da velocidade e, conseqüentemente, diminui a velocidade característica do vento (pela diminuição do fator S_2).

As classes são descritas pela NBR 6123/1988 (ABNT, p. 9) como:

Classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

Classe B: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Classe C: Toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Conforme a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 9), de um modo geral, é necessário considerar características construtivas ou estruturais que causem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação. Os exemplos são:

- Edificações com juntas que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- Edificações com pouca rigidez na direção perpendicular à direção do vento e, por isso, com pouca capacidade de redistribuição de carga.

De acordo com Blessmann (1989, p. 58), “nestes casos a dimensão horizontal a considerar será a dimensão entre juntas de dilatação ou uma dimensão que o engenheiro estrutural definir como conveniente.”.

A critério do projetista, podem ser consideradas categorias de rugosidade do terreno intermediárias, interpolando-se convenientemente os valores do parâmetro meteorológico, b , e o expoente da lei potencial de variação do fator S_2 , p , que serão descritos adiante.

Determinada à qual categoria (I a V) pertence a edificação, ou parte de edificação, bem como sua classe (A, B ou C), de acordo com suas dimensões, e conhecida a altura z acima do nível do terreno, o fator S_2 pode ser determinado por meio da expressão:

$$S_2 = b F_r (z / 10)^p \quad (21)$$

Os parâmetros que permitem determinar o fator S_2 são definidos pela tabela de parâmetros meteorológicos (TAB. 2) apresentada a seguir. Deve-se observar que o fator de rajada F_r segue sempre os valores referentes à categoria II. A expressão acima é aplicável até a altura z_g , que define o contorno superior da camada limite atmosférica.

Tabela 2 – Parâmetros meteorológicos

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

Fonte: NBR 6123/1988 (ABNT, p. 9).

Na hipótese da maior dimensão, vertical ou horizontal, da superfície frontal de toda a edificação, ou de parte da edificação em estudo, exceder 80 metros, o intervalo de tempo, entre 3 s e 1 h, pode ser determinado de acordo com o Anexo A da NBR 6123/1988 (ABNT, p. 42).

Para o estudo de elementos de vedação, recomenda-se usar o fator S_2 correspondente ao topo da edificação, ou seja, a altura z corresponde à altura de toda a edificação, ou de parte da edificação em estudo. “Esta recomendação é baseada no fato de que na fachada de barlavento e nas fachadas laterais o vento é defletido para baixo, com consequente aumento da pressão dinâmica na parte inferior da edificação.” (ABNT, NBR 6123/1988, p. 9).

3.2.2.3 Fator estatístico, S_3

Conforme a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 10), “a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade V_0 seja igualada ou excedida neste período é de 63%”. Este nível de probabilidade e tempo de vida útil são considerados adequados para edificações normais, Grupo 2.

Esta norma indica os valores mínimos para o fator S_3 , conforme a Tabela 3, baseados em conceitos estatísticos e considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da construção ou de suas partes.

Tabela 3 – Valores mínimos do fator estatístico S_3

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

Fonte: NBR 6123/1988 (ABNT, p. 10).

Na ausência de uma norma específica sobre segurança, ou de indicações correspondentes na norma estrutural em uso, o Anexo B da NBR 6123/1988 (ABNT, p. 45) apresenta valores para o fator S_3 para outros níveis de probabilidade e para outros períodos de exposição à ação do vento. Cabe ao projetista fixar a probabilidade e a vida útil de acordo com as características da construção.

3.2.3 Pressão dinâmica ou de obstrução, q

De acordo com Carvalho & Pinheiro (2009, p. 204), em condições normais de pressão (1 atm) e de temperatura (15°C), a pressão dinâmica q exercida pela ação do vento sobre uma superfície, em N/m^2 , correspondente a velocidade característica do vento V_k (m/s), é determinada pela expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (22)$$

3.2.4 Força de arrasto, F_a

De acordo com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 5), a força global do vento que atua sobre uma edificação, F_g , é obtida por meio da soma vetorial de todas as forças incidentes nas diversas superfícies que a compõem. A componente desta força na direção do vento é a força de arrasto, F_a (N), obtida por:

$$F_a = C_a q A_e \quad (23)$$

Em que:

C_a = coeficiente de arrasto (adimensional);

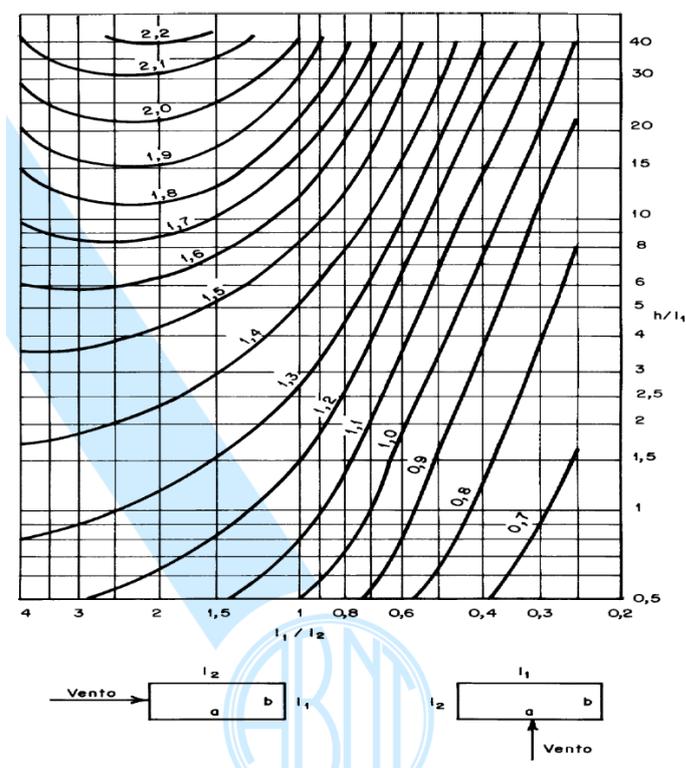
q = pressão dinâmica de referência (N/m^2);

A_e = área frontal efetiva (m^2), que corresponde à “área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (‘área de sombra’).”.

3.2.4.1 Coeficientes de arrasto, C_a

Em conformidade com a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 19), aplica-se o gráfico da Figura 21 “para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno [...]”. Os coeficientes de arrasto são dados em função das relações: h / l_1 e l_1 / l_2 . Estes coeficientes são aplicáveis a corpos de seção especificamente paralelepípedica, constante ou fracamente variável.

Figura 21 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



Fonte: NBR 6123/1988 (ABNT, p. 20).

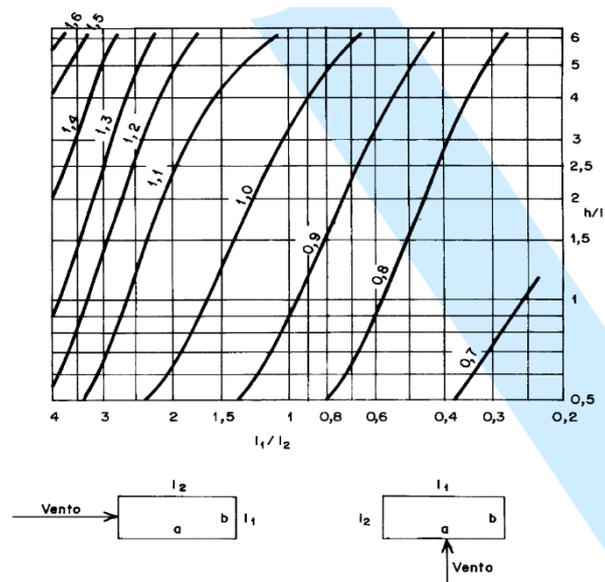
Em geral, os valores desses coeficientes aerodinâmicos foram determinados com base em testes em que o fluxo de ar assemelha-se a um vento de baixa turbulência, que ocorre em campo aberto e plano. “No vento de alta turbulência que aparece em grandes cidades, há diminuição de sucção na parede de sotavento de edificações paralelepípedicas, com consequente diminuição dos respectivos coeficientes [...]” (ABNT, NBR 6123/1988, p. 21).

Conforme a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 21), uma edificação pode ser considerada em zona de vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e no sentido do vento incidente, a uma distancia mínima de:

- 500 m, para uma edificação de até 40 m de altura;
- 1.000 m, para uma edificação de até 55 m de altura;
- 2.000 m, para uma edificação de até 70 m de altura;
- 3.000 m, para uma edificação de até 80 m de altura.

Para esse caso excepcional de vento de alta turbulência e com as exigências acima atendidas, deve-se utilizar o gráfico da Figura 22. Entretanto, apesar de satisfeitas essas condições, será usado o gráfico da Figura 21 se a edificação apresentar mais de 80 m de altura.

Figura 22 – Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência



Fonte: NBR 6123/1988 (ABNT, p. 24).

3.2.5 Excentricidade, e

Devem ser considerados, nos casos em que origine esforços de torção consideráveis, inclusive em edifícios prismáticos convencionais, os efeitos das excentricidades, causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. De acordo com Blessmann (1989, p. 63), “o momento de torção em relação ao eixo vertical de torção é calculado a partir das excentricidades das forças de arrasto em relação ao eixo geométrico vertical.”. A norma recomenda:

- Para edificações sem efeitos de vizinhança: $e_a / a = 0,075$ e $e_b / b = 0,075$;
- Para edificações com efeitos de vizinhança: $e_a / a = 0,15$ e $e_b / b = 0,15$.

Em que e_a é medida na direção do lado maior, a , e e_b na direção do lado menor, b . Os esforços de torção oriundos dessas excentricidades são calculados considerando as forças de arrasto aplicadas, respectivamente, com esses valores de excentricidades, perpendiculares à aresta maior, a , e à aresta menor, b .

Conforme a NBR 6123/1988 (ABNT, p. 21):

Os efeitos de vizinhança serão considerados somente até a altura do topo da(s) edificação(ões) situada(s) na(s) proximidade(s), 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 destes dois valores.

3.2.6 Efeitos de vizinhança

De acordo com o Anexo G da NBR 6123/1988 (ABNT, p. 58), dependendo das condições de vizinhança, os coeficientes aerodinâmicos podem sofrer um aumento de até 30%. O parâmetro s/d^* demonstra aproximadamente os aumentos que os coeficientes aerodinâmicos podem sofrer em virtude da aplicação de um fator de efeitos de vizinhança, FV . Este fator é considerado até a altura do topo dos edifícios vizinhos.

– Para coeficientes de arrasto, C_a , coeficientes de forma, C , e valor médio dos coeficientes de pressão, c_p média, em paredes confrontantes: $s/d^* \leq 1,0$, os coeficientes são majorados em 30% ($FV = 1,3$). Para valores intermediários de s/d^* entre 1,0 e 3,0, o coeficiente de majoração, FV , é interpolado linearmente, variando entre 1,0 a 1,3.

– Para coeficientes de forma, C , e valor médio dos coeficientes de pressão, c_p média, na cobertura: $s/d^* \leq 0,5$, os coeficientes são majorados em 30% ($FV = 1,3$). Para valores intermediários de s/d^* entre 0,5 e 3,0, o coeficiente de majoração, FV , é interpolado linearmente variando entre 1,0 a 1,3.

– Se $s/d^* \geq 3,0$ admite-se que não há influência de vizinhança e os coeficientes aerodinâmicos não são majorados.

Em que: s = afastamento entre os planos de paredes confrontantes de duas edificações vizinhas, sendo $a \times b$ as dimensões em planta das edificações ($a \times b$ entre 1×1 e 4×1); e d^* = o menor dos valores: dimensão menor, b , e a semidiagonal.

A norma ressalta que as recomendações anteriores se baseiam em ensaios com poucos protótipos de alturas aproximadamente iguais. Para o caso de muitos edifícios vizinhos nestas condições, os esforços causados pelo vento geralmente são menores. Entretanto, pode haver incidências de vento que causem valores de fatores de vizinhança próximos aos indicados anteriormente, principalmente quando há “vazios” nas vizinhanças do edifício em estudo.

4 EXEMPLO PRÁTICO

Neste capítulo será apresentado um projeto de edifício para demonstrar e esclarecer o conteúdo estudado anteriormente. A escolha do projeto teve como critérios a inexistência de coeficientes aerodinâmicos específicos para a configuração arquitetônica da estrutura em estudo e a disponibilidade de um relatório técnico de ensaio em túnel de vento.

O ensaio foi realizado em julho de 2007, no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), sob a responsabilidade do Professor Engenheiro Civil Acir Mércio Loredou-Souza e sua equipe técnica, a pedido de uma empresa construtora, com o intuito de otimizar o projeto frente às ações do vento.

4.1 PROJETO *Barra Tower*

Este trabalho apresentará os resultados a partir do estudo em modelo reduzido e os valores estimados com base nas prescrições da norma brasileira para a ação estática do vento sobre o empreendimento *Barra Tower*, construído em Balneário Camboriú, SC. O edifício possui altura total de 122,50 m e sua projeção em planta baixa pode ser inscrita em um retângulo de dimensões máximas de 11,30 m \times 19,55 m (índice de esbeltez crítico, $\lambda = 75,11$). Uma perspectiva artística é apresentada abaixo.

Figura 23 – Perspectiva artística do edifício *Barra Tower*



Fonte: Website da empresa construtora, 2017.

Na ocasião, construiu-se um protótipo em escala 1:250. O modelo reduzido foi instrumentado com 171 tomadas de pressão, distribuídas de modo a permitir um levantamento representativo das pressões em toda a edificação, girando-se o modelo de 360°. As pressões foram medidas a cada 15° de incidência do vento, resultando em um montante de 4.104 registros de pressões para a configuração testada. Foram simulados todos os detalhes significativos do edifício real para que as condições de semelhança fossem preservadas, bem como reproduzidas as edificações mais significativas da vizinhança do *Barra Tower*.

4.1.1 Descrição do equipamento

O túnel de vento *Professor Joaquim Blessmann*, situado no LAC da UFRGS, está em operação desde 1977. Hoje, está sob responsabilidade do Professor Engenheiro Civil Acir Mércio Loredo-Souza e sua equipe técnica. Projetado especificamente para ensaios estáticos e dinâmicos de modelos de construções civis, este túnel permite a simulação das principais características de ventos naturais (FIG. 24).

Figura 24 – Túnel de vento *Professor Joaquim Blessmann*



Fonte: ALBERTI (2015, p. 71).

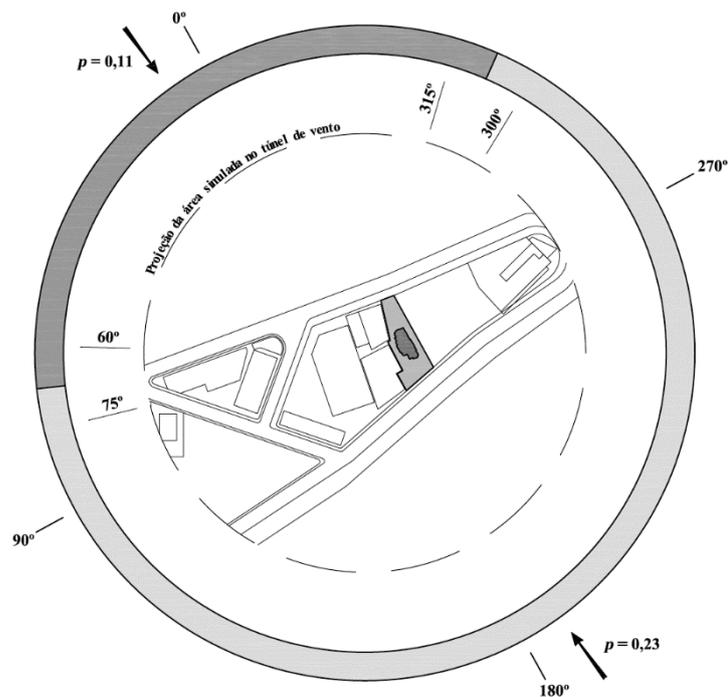
De acordo com Blessmann (1983, p. 191), entre as pesquisas que podem ser desenvolvidas neste túnel de vento, destacam-se: simulação de ventos naturais, estudos de características de camadas limites em geral, ensaios estáticos e dinâmicos em modelos reduzidos, estudos de dispersão de gases e resíduos sólidos na atmosfera, estudo sobre conforto de pedestres e esforços sobre veículos, entre outros.

De acordo com Loredo-Souza et al. (2012, p. 14), trata-se de uma câmara de retorno fechado, que simula a camada limite atmosférica do local em questão. A relação comprimento / altura da câmara de ensaios é superior a 10, e a velocidade máxima do escoamento de ar nesta câmara, com vento uniforme e suave, sem modelos, ultrapassa 46 m/s. A câmara apresenta as dimensões 1,30 m × 0,90 m × 9,32 m (largura × altura × comprimento).

4.1.2 Estudo da ação estática do vento em modelo reduzido

Em conformidade com as características do local em estudo e da gama de rugosidades existentes, optou-se por testar o modelo reduzido para ventos incidentes em dois perfis potenciais de velocidades médias de expoentes $p = 0,11$ (categoria 1) (FIG. 26) e $p = 0,23$ (categorias III e IV) (FIG. 27), de acordo com a classificação proposta pela NBR 6123/1988 (ABNT, p. 8). Em torno do modelo foram reproduzidas as edificações mais próximas, na escala do modelo, para que as condições de escoamento correspondessem o mais fielmente possível às condições reais às quais a edificação testada estará sujeita após concluída. A referência para os ângulos de incidência dos ventos simulados está indicada na Figura 25.

Figura 25 – Referência para os ângulos de incidência dos ventos simulados



Fonte: Relatório técnico Ação Estática do Vento sobre o Empreendimento Barra Tower Balneário Camboriú, SC (2007, p. 48).

Figura 26 – Modelo reduzido com vizinhança no interior do túnel de vento ($p = 0,11$)



Fonte: Relatório técnico Ação Estática do Vento sobre o Empreendimento Barra Tower Balneário Camboriú, SC (2007, p. 30).

Figura 27 – Modelo reduzido com vizinhança no interior do túnel de vento ($p = 0,23$)



Fonte: Relatório técnico Ação Estática do Vento sobre o Empreendimento Barra Tower Balneário Camboriú, SC (2007, p. 30).

Para a determinação dos coeficientes aerodinâmicos definidos no capítulo anterior, as séries temporais de pressões no modelo reduzido foram registradas por meio de transdutores elétricos de pressão e de multimanômetros a álcool. Adotou-se um valor para a velocidade básica do vento, V_0 , para a cidade de Balneário Camboriú, SC, correspondente a 43 m/s, de acordo com o gráfico das isopletras (FIG. 19), e a pressão dinâmica de referência, q , foi determinada a partir da velocidade característica do vento a uma altura correspondente a 122,50 m acima do terreno, em escala real.

Com o propósito de reproduzir os dois perfis potenciais de velocidades médias, o valor estimado para essa velocidade é aplicado, independentemente da zona ou região em estudo, a toda a edificação, porém obedece a finalidade de cálculo, que fará variar S_2 . O fator S_2 , determinado de acordo com o Anexo A da NBR 6123/1988 (ABNT, p. 42), corresponde a altura de 122,50 m acima do terreno, na respectiva classe de edificação e categoria do terreno, de acordo com a classificação proposta pela NBR 6123/1988 (ABNT, p. 8).

Em resumo, em conformidade com o relatório técnico, os valores empregados para os parâmetros de correção de velocidades, de acordo com a norma brasileira, foram:

- $V_0 = 43$ m/s (correspondente à cidade de Balneário Camboriú, SC, categoria II, 10 m);
- $S_1 = 1,0$ (os efeitos topográficos estão considerados nos valores dos coeficientes aerodinâmicos, sem necessário de adotar valores diferentes);
- S_2 (3 s, 122,5 m, categoria I, classe A) = 1,28;
 S_2 (3 s, 122,5 m, categoria III/IV, classe A) = 1,18;
- $S_3 = 1,0$ (referente à edificação para residência).

Deste modo, as velocidades de projeto são:

- V_k (3 s, 122,5 m, categoria I, classe A) = 55,04 m/s;
- V_k (3 s, 122,5 m, categoria III/IV, classe A) = 50,74 m/s.

E as correspondentes pressões dinâmicas de projeto são:

- q (3 s, 122,5 m, categoria I) = 1,857 kN/m²;
- q (3 s, 122,5 m, categoria III/IV) = 1,578 kN/m².

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados, e devidamente comparados, os resultados a partir do estudo em modelo reduzido e os valores estimados com base nas prescrições da norma brasileira para a ação estática do vento sobre o empreendimento *Barra Tower*, construído em Balneário Camboriú, SC, no que diz respeito ao esforço cortante na base, bem como ao momento fletor e momento de torção.

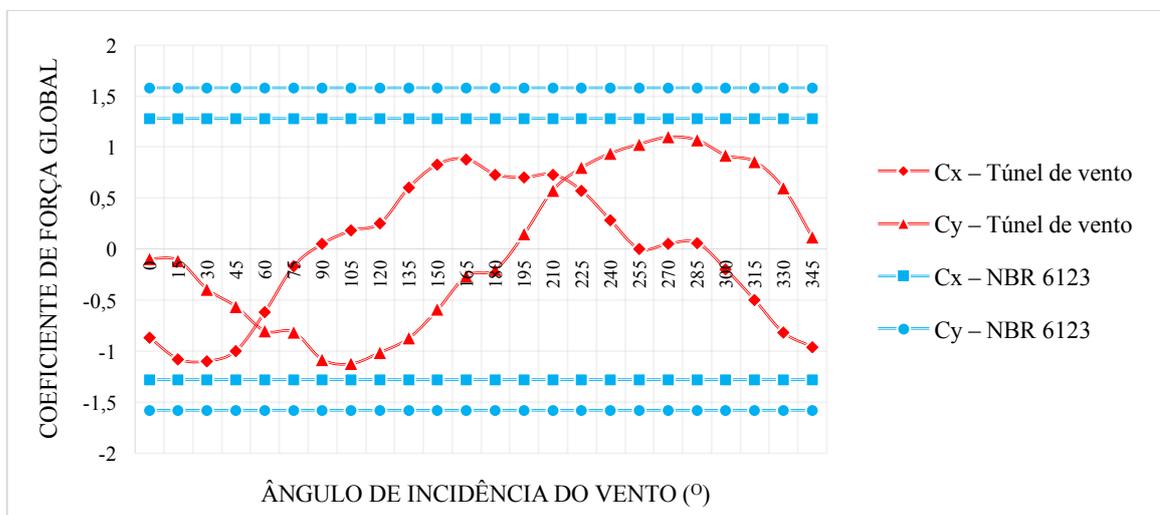
Para o estudo comparativo, foi empregado o procedimento de cálculo para a determinação de carregamentos estáticos, a partir de coeficientes aerodinâmicos, de acordo com a metodologia apresentada no Capítulo 3.

5.1 PROJETO *Barra Tower*

Os dados experimentais para os coeficientes de força globais baseiam-se em medições de pressões a cada 15° de incidência do vento. Os valores estimados com base nas prescrições da norma brasileira foram determinados para as duas principais incidências do vento, 0° e 90°, que correspondem às direções dos eixos ortogonais principais, x e y, respectivamente.

O Gráfico 1 apresenta os coeficientes de força globais de acordo com o ângulo de incidência do vento.

Gráfico 1 – Coeficientes de força globais nas direções x e y para o edifício *Barra Tower*



Fonte: Autoria própria (2017).

Em módulo, os coeficientes de força globais na direção x apresentam seu valor máximo para o ângulo de incidência de 30° , que alcança o valor de 1,10. Para a direção y, o coeficiente alcança o valor de 1,12 para o ângulo de 105° . A norma brasileira estima esses valores em 1,28 para C_x e 1,58 para C_y , com ângulos de incidência equivalentes a 0° e 90° , respectivamente, sem a majoração por meio de um fator de efeitos de vizinhança, FV. Esses valores foram extraídos do gráfico da Figura 21, uma vez que se trata de uma edificação com mais de 80 m de altura.

5.1.1 Esforço cortante na base

Após determinados os coeficientes de força globais, em ambos os métodos, nas direções dos eixos ortogonais principais, x e y, as respectivas componentes da força resultante, na edificação real, podem ser obtidas por:

$$F_x = C_x q B_y H \quad (24)$$

$$F_y = C_y q B_x H \quad (25)$$

Em que:

C_x = coeficiente de força global na direção do eixo x (adimensional);

C_y = coeficiente de força global na direção do eixo y (adimensional);

q = pressão dinâmica de referência (kN/m^2);

B_x = dimensão da base de referência na edificação, paralela ao eixo x (m);

B_y = dimensão da base de referência na edificação, paralela ao eixo y (m);

H = altura de influência na edificação (m).

A velocidade básica do vento adotada para os cálculos em conformidade com as prescrições da norma foi a mesma empregada para reproduzir os perfis potenciais de velocidades médias em ensaio com protótipo, $V_o = 43 \text{ m/s}$. Nos cálculos, o terreno é considerado plano, ou fracamente acidentado ($S_1 = 1,0$). O edifício está incluído no Grupo 2, referente às edificações para hotéis e residências, para o qual $S_3 = 1,0$.

Em referência ao fator S_2 , de acordo com Blessmann (1991, p. 63), a redação anterior da NBR 6123/1988 recomendava que, para o estudo da estrutura como um todo, a altura da edificação poderia ser dividida em partes. Em cada parte, para o cálculo da força de arrasto,

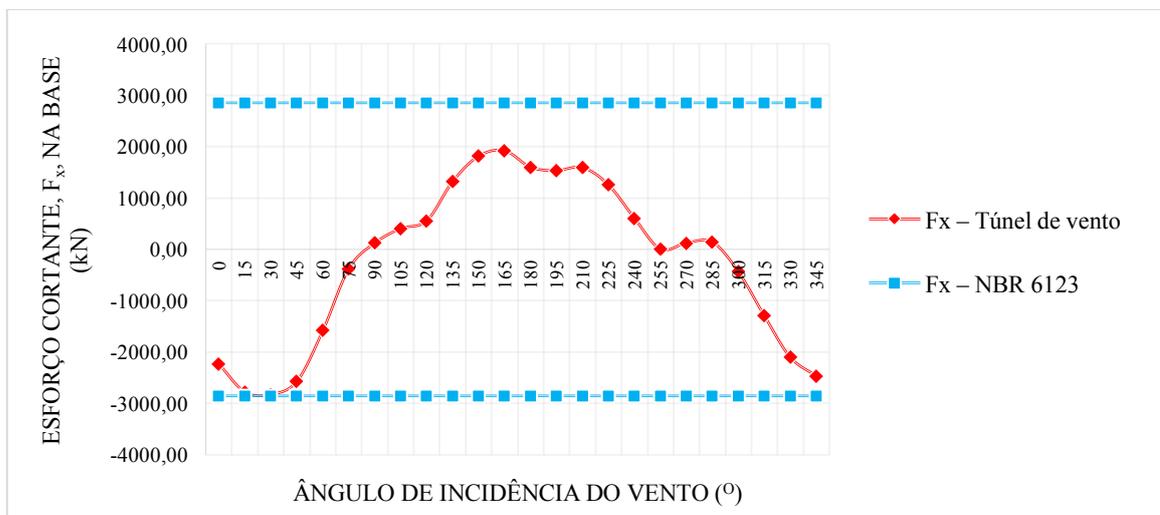
adotar-se-ia o fator S_2 correspondente à cota do topo desta parte, medida a partir do terreno, e esta força seria aplicada à metade da altura da respectiva parte. Todavia, na atual redação, essa recomendação foi retirada. Cabe ao engenheiro projetista a adoção das simplificações que julgar convenientes.

Neste trabalho, para efeitos de comparação, adotou-se a mesma referência do ensaio em protótipo para a aplicação das forças. Calculou-se a força de arrasto para cada pavimento, isto é, desde o nível do terreno, no térreo, até o topo do edifício, em que se localiza o heliponto, com base na resolução de exemplo proposta por Carvalho & Pinheiro (2009, p. 217).

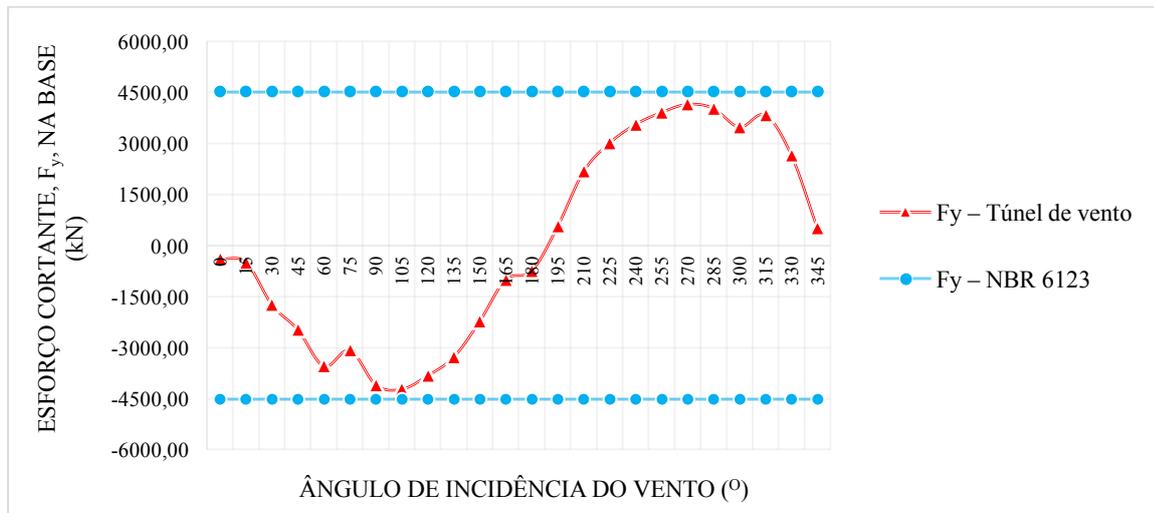
Em cada pavimento, calculou-se a pressão dinâmica do vento de acordo com o fator S_2 , correspondente à cota do respectivo pavimento. A área efetiva de referência, na respectiva direção, é igual à dimensão de referência da fachada em estudo multiplicada pela altura de influência do respectivo pavimento, isto é, média das alturas dos pavimentos adjacentes. No caso em estudo, considerou-se que para o ângulo de 0° de incidência do vento, a construção está em região que pertence à categoria 1 de rugosidade do terreno e à classe C de edificação, enquanto para o ângulo de 90° , à categoria III e IV de rugosidade do terreno e à classe C.

Os Gráficos 2 e 3 apresentam os esforços cortantes na base da edificação real, nas direções dos eixos ortogonais principais, x e y, de acordo com o ângulo de incidência do vento.

Gráfico 2 – Esforço cortante na base na direção x para o edifício *Barra Tower*



Fonte: Autoria própria (2017).

Gráfico 3 – Esforço cortante na base na direção y para o edifício *Barra Tower*

Fonte: Autoria própria (2017).

Nos Gráficos 2 e 3, observa-se que os resultados a partir do estudo em modelo reduzido para esforço cortante na base estão abaixo dos valores previstos com base nas prescrições da norma brasileira, para todos os ângulos de incidência do vento. A construção foi considerada isolada para os cálculos consoantes à norma.

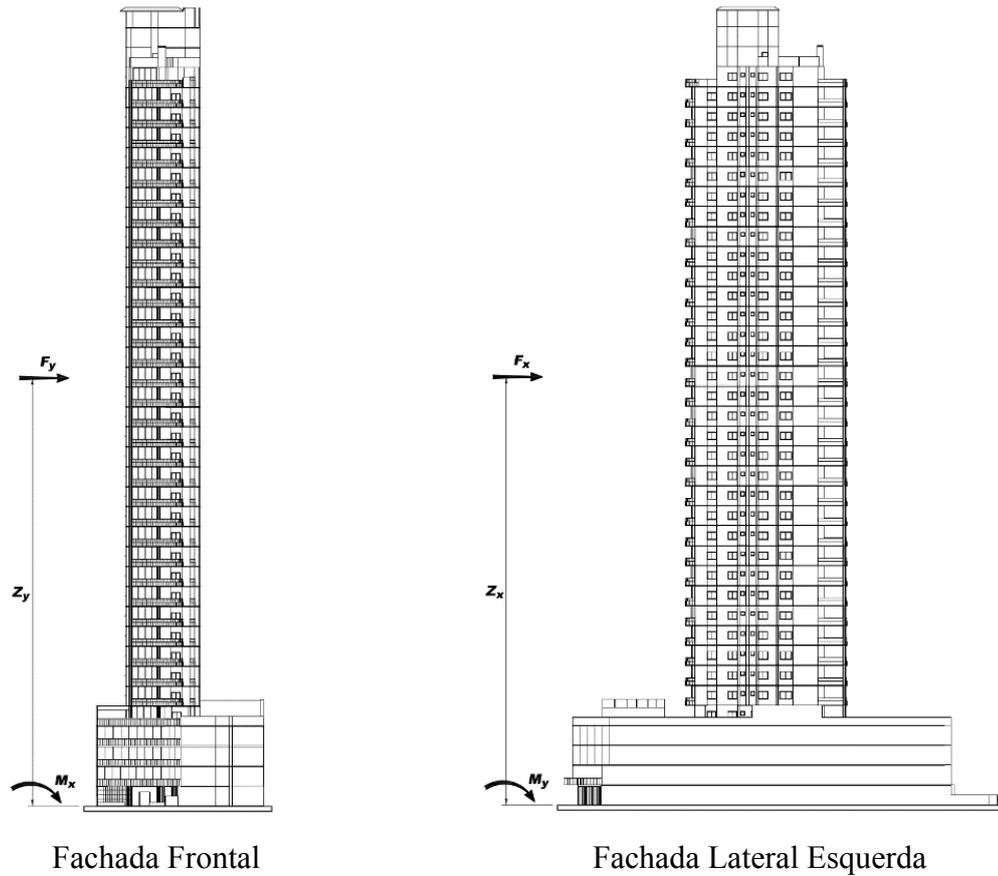
5.1.2 Momento fletor na base

Os momentos fletores foram estimados para ambos os métodos, por meio das componentes da força, por pavimento, nas direções dos eixos ortogonais principais, x e y, multiplicadas pela cota do respectivo pavimento, medida a partir do nível do terreno.

A Figura 28 apresenta a referência para o cálculo dos momentos fletores.

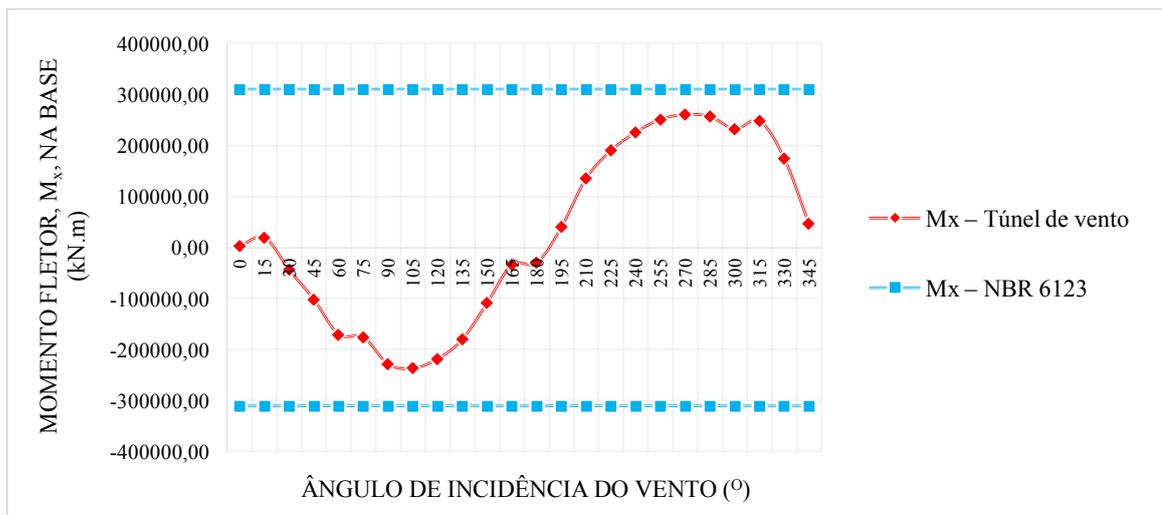
Os Gráficos 4 e 5 apresentam os momentos fletores na base da edificação real, nas direções dos eixos ortogonais principais, x e y, de acordo com o ângulo de incidência do vento.

Figura 28 – Referência para a aplicação das forças e dos momentos fletores

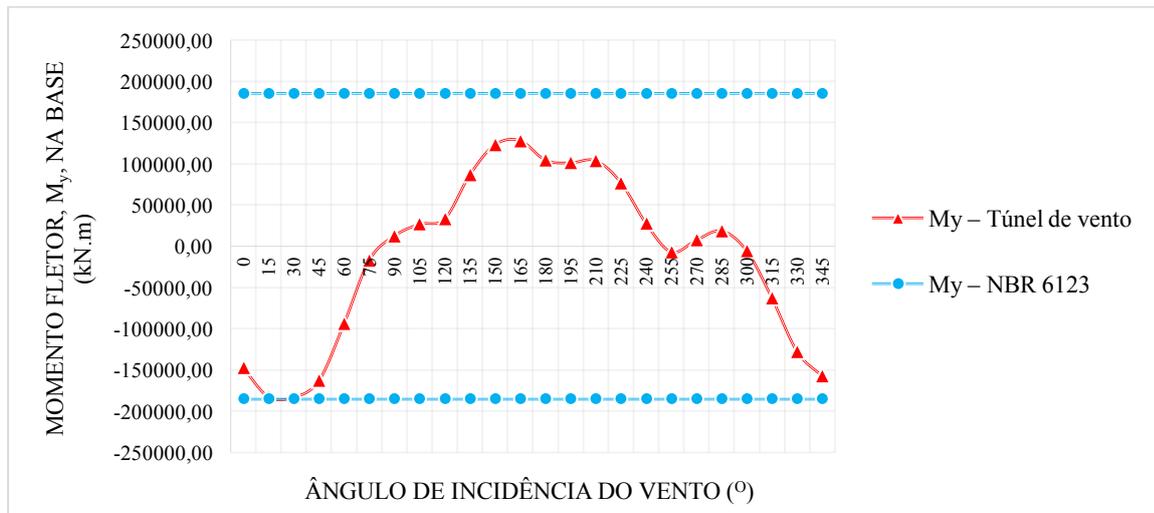


Fonte: Relatório técnico Ação Estática do Vento sobre o Empreendimento Planolar Barra Tower Balneário Camboriú, SC, 2007.

Gráfico 4 – Momento fletor na base na direção x para o edifício Barra Tower



Fonte: Autoria própria (2017).

Gráfico 5 – Momento fletor na base na direção y do edifício *Barra Tower*

Fonte: Autoria própria (2017).

Nos Gráficos 4 e 5, observa-se que os resultados a partir do estudo em modelo reduzido para momento fletor estão abaixo dos valores previstos com base nas prescrições da norma brasileira, para todos os ângulos de incidência do vento. A construção foi considerada isolada para os cálculos consoantes à norma.

5.1.3 Momento de torção na base

Os momentos de torção, com base em coeficientes de torção estimados a partir do estudo em modelo reduzido, por pavimento, para cada ângulo de incidência do vento, foram determinados por:

$$M_t = C_t q B_x B_y H \quad (26)$$

Onde:

C_t = coeficiente de torção (adimensional);

q = pressão dinâmica de referência (kN/m^2);

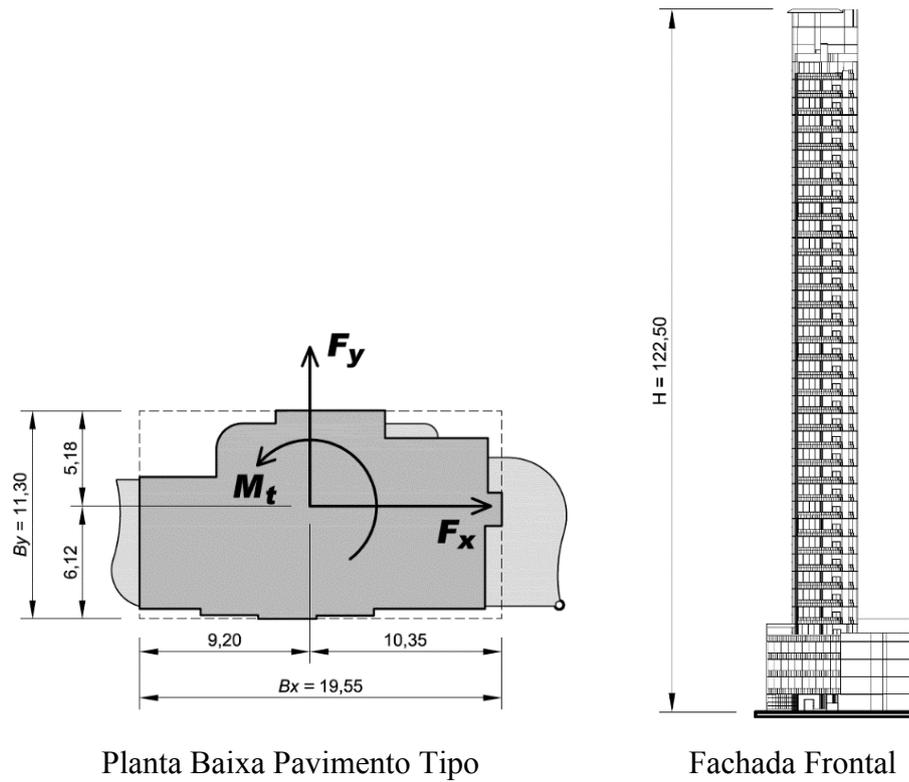
B_x = dimensão da base de referência na edificação, paralela ao eixo x (m);

B_y = dimensão da base de referência na edificação, paralela ao eixo y (m);

H = altura de referência na edificação (m).

A Figura 29 apresenta a referência para o cálculo dos momentos de torção.

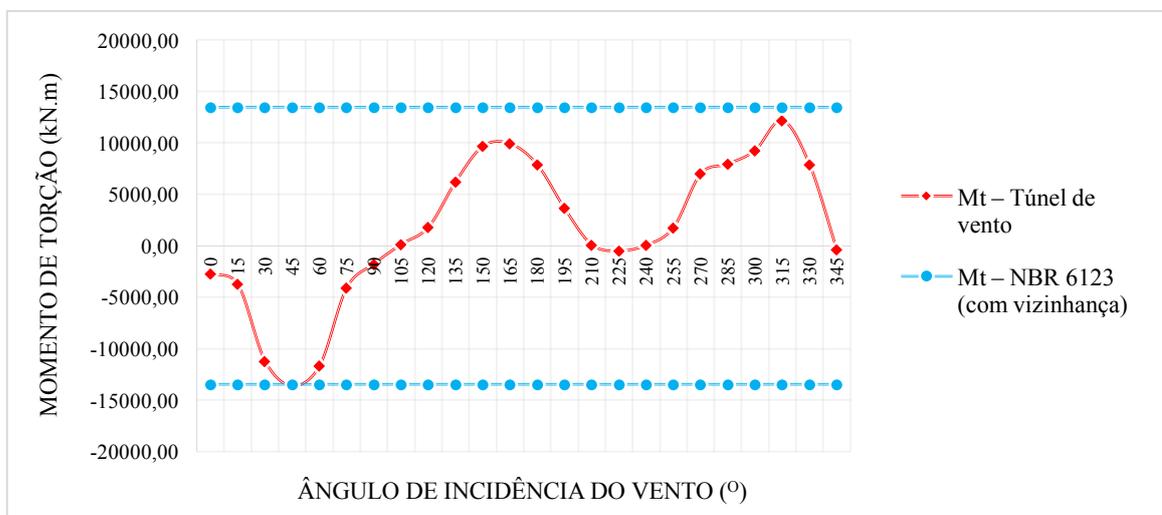
Figura 29 – Referência para a aplicação das forças e dos momentos de torção



Fonte: Relatório técnico Ação Estática do Vento sobre o Empreendimento Barra Tower Balneário Camboriú, SC, 2007.

O Gráfico 6 apresenta a variação do momento de torção na base da edificação real, de acordo com o ângulo de incidência do vento.

Gráfico 6 – Momento de torção na base do edifício *Barra Tower*



Fonte: Autoria própria (2017).

Em conformidade com as prescrições da NBR 6123/1988, e para efeitos de comparação, foram calculados momentos de torção a partir de excentricidades em relação ao eixo geométrico vertical de torção, neste caso, causadas por efeitos de vizinhança ($e_a / a = 0,15$ e $e_b / b = 0,15$).

Em vista do Gráfico 6, observa-se que o valor estimado para o momento de torção a partir do estudo em modelo reduzido supera, apenas para o ângulo de incidência de 45° , o valor máximo previsto de acordo com as prescrições da norma brasileira.

5.1.3.1 Critério de comparação para momentos de torção

Neste trabalho, será empregado o critério de comparação para momentos de torção, em termos de coeficientes de excentricidade, estabelecido por Carpeggiani (2004, p. 84).

Para essa finalidade, primeiramente, foram calculados os coeficientes de excentricidade com base nos valores estimados experimentalmente para os momentos de torção, de acordo com a respectiva força global que resulta cada momento, de modo geral, por:

$$e = M_{t \text{ exp}} / F_{\text{exp}} \quad (27)$$

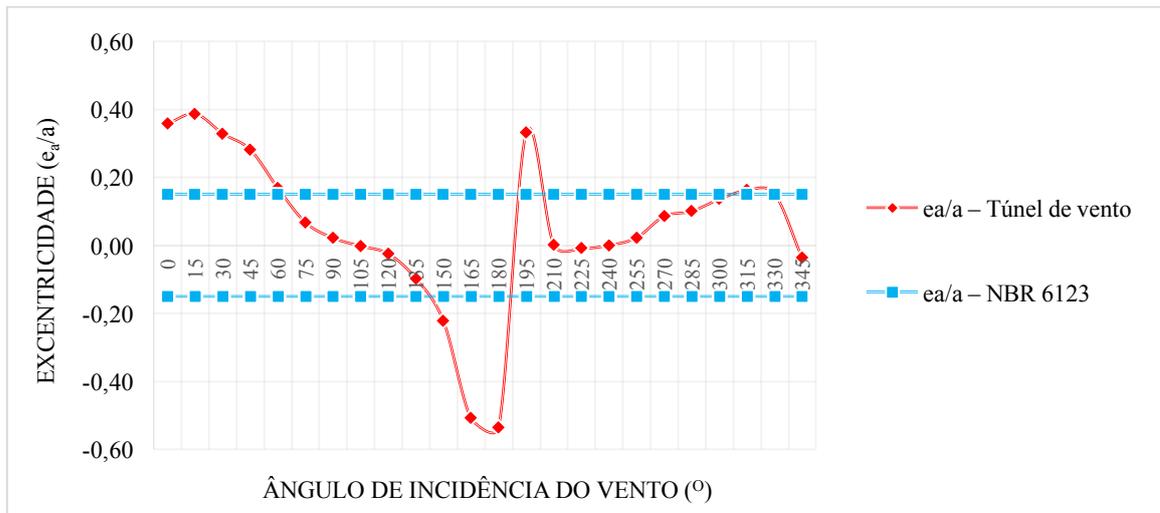
Em que:

$M_{t \text{ exp}}$ = momento de torção, estimado em ensaio com protótipo (kN.m);

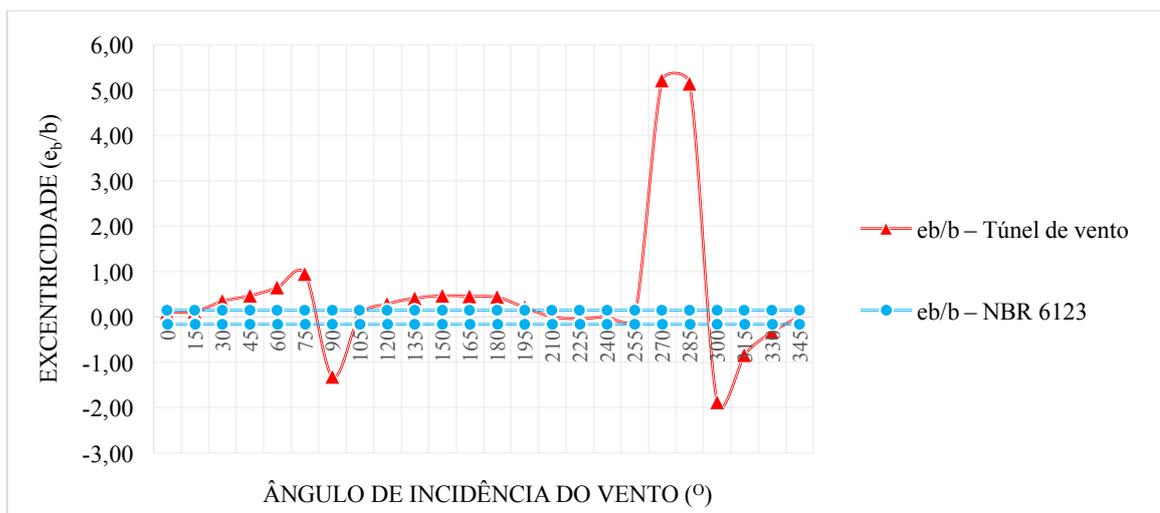
F_{exp} = força resultante, estimada em ensaio com protótipo (kN).

Os Gráficos 7 e 8 apresentam a variação dos valores de excentricidade, de acordo com o ângulo de incidência do vento.

Observa-se, em vista desses gráficos, que a excentricidade e_a / a , para a maioria dos ângulos de incidência, apresenta valores próximos às prescrições da norma brasileira, embora apresente picos a 15° e 180° , com valores que alcançam 0,39 e -0,54, respectivamente. Todavia, o mesmo não ocorre para a excentricidade e_b / b , que alcança um valor de excentricidade de 5,22 para o ângulo de incidência de 270° .

Gráfico 7 – Variação da excentricidade e_a / a 

Fonte: Autoria própria (2017).

Gráfico 8 – Variação da excentricidade e_b / b 

Fonte: Autoria própria (2017).

A força preponderante para a ocorrência de momentos de torção atua na direção y , em função de ter maior área de exposição ao vento. Logo, para o ângulo 270° , por exemplo, que apresenta coeficientes de força $C_x = 0,05$ e $C_y = 1,10$, a força na direção x seria praticamente insignificante, o que tornaria necessário um braço de alavanca na ordem de 60 m para alcançar o valor de momento de torção estimado no ensaio. Este caso é desprezável para este trabalho.

Em seguida, calculou-se uma excentricidade corrigida, ou seja, o valor de que deveria ser empregado na NBR 6123/1988, em conjunto com a força calculada com base as prescrições dessa norma, para alcançar-se os mesmos momentos de torção estimados experimentalmente.

A excentricidade corrigida é determinada por:

$$\hat{e} = M_{t \text{ exp}} / F_{\text{NBR 6123/1988}} \quad (28)$$

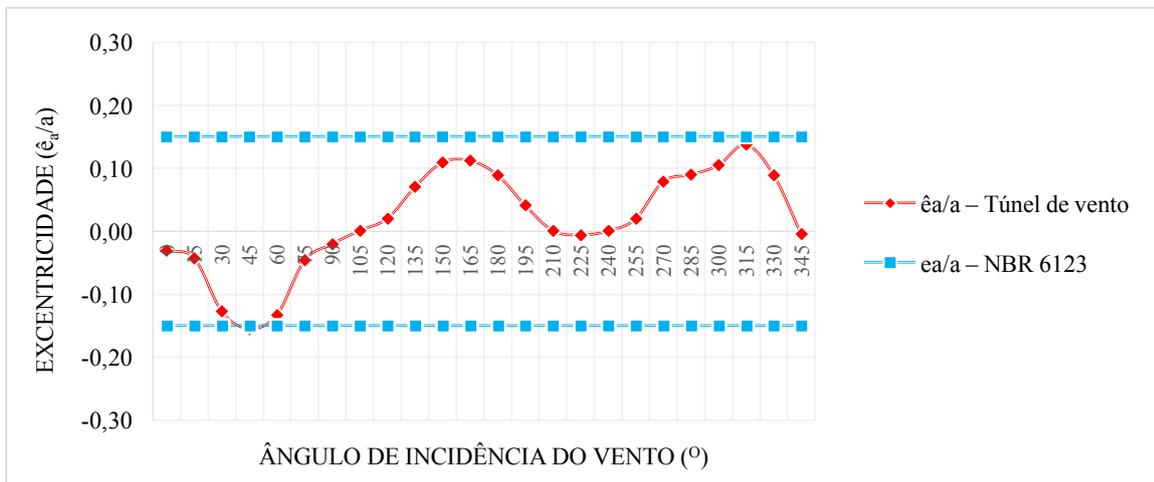
Onde:

$M_{t \text{ exp}}$ = momento de torção, estimado em ensaio com protótipo (kN.m);

F_{exp} = força resultante, estimada de acordo com as prescrições da NBR 6123/1988 (kN).

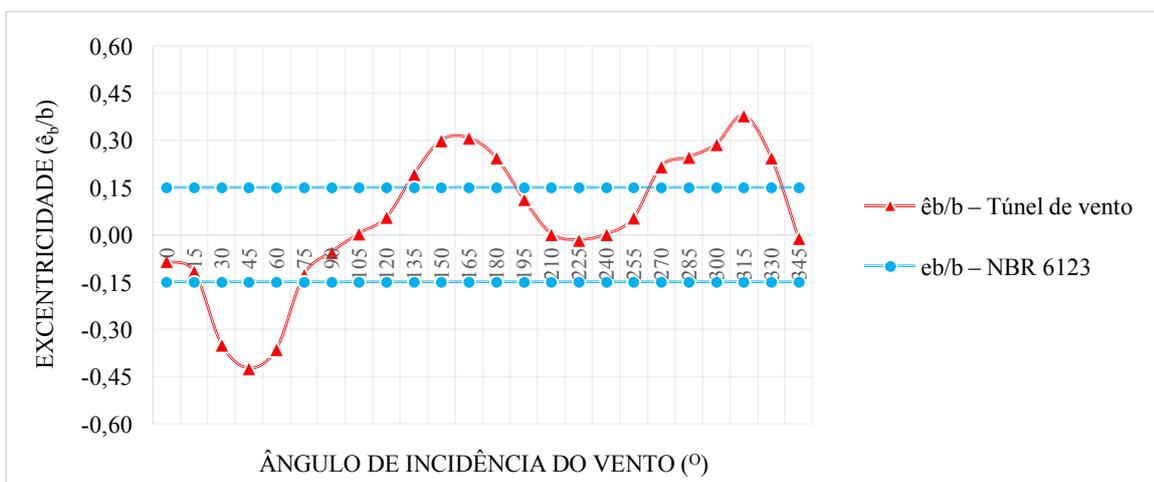
Os Gráficos 9 e 10 apresentam a variação dos valores de excentricidade corrigida, de acordo com o ângulo de incidência do vento.

Gráfico 9 – Variação da excentricidade \hat{e}_a / a



Fonte: Autoria própria (2017).

Gráfico 10 – Variação da excentricidade \hat{e}_b / b



Fonte: Autoria própria (2017).

Nota-se, em vista dos Gráficos 9 e 10, que os valores para a excentricidade corrigida \hat{e}_a / a ficaram abaixo do valor previsto de acordo com as prescrições da norma brasileira, igual a 0,15. Conclui-se que a variação da excentricidade \hat{e}_b / b foi mais significativa que \hat{e}_a / a , alcançando um valor de $\hat{e}_b / b = -0,42$ para o ângulo de incidência de 45° e $\hat{e}_b / b = 0,38$ para 315° .

5.2 QUADRO RESUMO

Neste item será apresentado um comparativo (TAB. 4) entre os valores máximos das solicitações de esforço cortante e momento fletor obtidos por meio de ensaio em modelo reduzido, com a presença de vizinhança, e os valores calculados com base nas prescrições da norma brasileira, para a edificação isolada; os valores máximos estimados para momento de torção, para ambos os métodos, foram obtidos considerando os efeitos de vizinhança. Entre parênteses estão dados os respectivos valores de ângulo de incidência do vento.

Tabela 4 – Quadro comparativo de solicitações na base do edifício *Barra Tower*

Quadro comparativo <i>Barra Tower</i>		<i>Solicitações na base do edifício Barra Tower</i>	
		<i>Esforço cortante (kN)</i>	<i>Momento fletor (kN.m)</i>
<i>Eixo x</i>	<i>Ensaio em túnel de vento</i>	2.828,90 (30°)	260.602,65 (270°)
	<i>Norma brasileira (NBR 6123/1988)</i>	2.854,02 (0°)	310.479,09 (90°)
<i>Eixo y</i>	<i>Ensaio em túnel de vento</i>	4.224,37 (105°)	184.939,68 (30°)
	<i>Norma brasileira (NBR 6123/1988)</i>	4.518,28 (90°)	185.415,59 (0°)
		<i>Momento de torção (kN.m)</i>	
<i>Ensaio em túnel de vento</i>		13.665,59 (45°)	
<i>Norma brasileira (NBR 6123/1988)</i>		13.460,98 (90°)	

Fonte: Autoria própria (2017).

Os dados experimentais demonstraram que os maiores esforços cortantes, momentos fletores e momentos de torção ocorrem com ângulos de incidência do vento oblíquos à superfície.

O valor estimado por meio de ensaio com modelo reduzido, na direção x, equivale a 99% do valor calculado com base nas prescrições da norma brasileira, porém com um ângulo de incidência de 30°. O valor estimado, na direção y, por meio de ensaio com protótipo, que ocorre a um ângulo de incidência de 105°, é 6,5% menor que o valor calculado.

O momento fletor estimado por meio de ensaio com protótipo, na direção x, apresentou um valor 16% menor que o valor calculado conforme a norma brasileira, mas com um ângulo de incidência de 270°. Este momento ocorre com a força aplicada à fachada com maior área de exposição ao vento, ou seja, corresponde à situação mais crítica. Enquanto que, na direção y, o momento fletor estimado, que ocorre a um ângulo de incidência de 30°, apresentou um valor 0,26% menor que o valor calculado.

Os resultados deste estudo comparativo indicam que, para o momento de torção na base, o valor calculado com base nas prescrições da norma brasileira equivale a 98% do valor estimado por meio de ensaio com protótipo, porém ocorre a um ângulo de incidência de 45°.

5.3 A FREQUÊNCIA FUNDAMENTAL

O período fundamental T_1 , para edifício com estrutura de concreto apertada e para edifício com estrutura de concreto com cortinas, respectivamente, extraídas da Tabela 1, é definido por:

$$T_1 = 0,05 + 0,015h \quad (29)$$

$$T_1 = 0,05 + 0,012h \quad (30)$$

Em que:

h = é a altura em relação ao terreno (m).

A frequência é o inverso do período, isto é:

$$f_1 = 1 / T_1 \quad (31)$$

O período T_1 para o edifício *Barra Tower*, cuja altura em relação ao terreno é 122,50 m, se considerado um edifício com estrutura aporticada, é de 1,89 s, e a frequência do edifício é de $0,53 \text{ s}^{-1}$ (Hz); se considerado um edifício com cortinas, para a absorção dos carregamentos horizontais, é de 1,52 s, e a frequência do edifício é de $0,66 \text{ s}^{-1}$ (Hz). Conclui-se que este edifício, caso seja fracamente amortecido, poderá apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio com modelo reduzido, de maneira coerente com as referências adotadas, comprovou que a distribuição de pressões, ao longo das fachadas do edifício em estudo, origina forças. Estas forças atuam sobre todo o edifício em níveis crescentes de pressão e aumentam em grandeza à medida que cresce sua altura em relação ao terreno.

A aplicação da NBR 6123/1988, ao tratar de esforço cortante e momento fletor na base, ainda que o edifício tenha sido considerado isolado para os cálculos de acordo com a norma, conduziu a uma estimativa superior em comparação aos resultados com base em dados experimentais, porém por pouco. Esta diferença poderia ser ainda maior caso o engenheiro projetista, para o cálculo da força global, julgasse conveniente simplificar e dividir a altura do edifício em menos partes.

Em contrapartida, o momento de torção, em relação ao valor calculado com base na norma, é subestimado em 2%. Esta diferença é pequena, todavia, visto que, em virtude de sua grande altura, a torção de um pavimento, que em geral seria considerada aceitável, poderia se acumular sobre os vários pavimentos e causar uma situação inaceitável de rotação total da estrutura, esta é a condição que necessita de mais atenção.

Os ventos simulados no ensaio englobaram a gama de rugosidades existentes na época, porém, com o passar dos anos, existe uma tendência de aumento da rugosidade das zonas construídas devido às prováveis futuras ocupações. Os coeficientes aerodinâmicos, e em consequência, as forças, podem variar amplamente para diferentes condições de vizinhança. Essas variações podem ser algumas vezes benéficas, outras vezes nocivas. Existe a possibilidade de ocorrerem mudanças desfavoráveis durante a vida útil do edifício em consideração.

De acordo com as recomendações da NBR 6123/1988, os momentos de torção foram calculados a partir de excentricidades em relação ao eixo geométrico, neste caso, causadas por efeitos de vizinhança. Na ocasião do ensaio, foram reproduzidas as edificações da vizinhança mais significativas, que em sua maioria, não ultrapassavam 20 m de altura. Apesar disso, o momento de torção estimado a partir do ensaio, em relação ao valor calculado com base na norma, já foi subestimado.

Com o propósito de vincular o valor de momento de torção estimado a partir de dados experimentais com a força calculada por meio das prescrições da norma brasileira, foi empregado um critério de comparação para momentos de torção, em termos de coeficientes de excentricidade. Foi constatado que as excentricidades estavam, para a maior área de exposição ao vento, em sua maioria, de acordo com a recomendação da NBR 6123/1988. Todavia, para a menor área de exposição ao vento, as excentricidades são superiores às recomendadas.

Salienta-se que os carregamentos estimados com base no ensaio com o modelo reduzido correspondem apenas à parcela estática. O ensaio não incluiu a consideração de possíveis efeitos dinâmicos. A importância de se considerar esses efeitos é determinada pelo engenheiro projetista da estrutura, que pode tomar como ponto de partida a frequência fundamental da edificação.

Apenas um exemplo prático não poderia ser empregado como parâmetro. Todavia, este trabalho fortalece a certeza de que técnicas experimentais são mais satisfatórias na estimativa dos esforços devidos às ações do vento em estruturas de grandes alturas, sobretudo para a obtenção de respostas para incidências oblíquas do vento, uma vez que o método normativo não é eficiente para o cálculo destas. O ensaio, nesta condição, serviu para validar os cálculos prévios realizados a partir do método normativo e, assim, se possível, economizar em alguns elementos de construção.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **NBR 6123 (NB-599). Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro, 1988.

ALBERTI, Franco A. **Determinação experimental em túnel de vento dos efeitos estáticos de proteção causados por edificações vizinhas: contribuição para a revisão dos fatores de vizinhança na NBR 6123.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, RS, 2015. 124 p.

BLESSMANN, Joaquim. **Aerodinâmica das construções.** Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1983.

BLESSMANN, Joaquim. **Ação do vento em edifícios.** 2. ed. Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1989.

BLESSMANN, Joaquim. **Ação do vento em telhados.** Porto Alegre: Editora Sagra, 1991.

BLESSMANN, Joaquim. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento.** Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1998.

BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural.** Porto Alegre: Editora da Universidade/UFRGS, 1995.

CARPEGGIANI, Elvis A. **Determinação dos efeitos estáticos de torção em edifícios altos devidos à ação do vento.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, RS, 2004. 160p.

CARVALHO, Roberto C.; PINHEIRO, Libânio M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado.** v. 2. São Paulo: Pini, 2009.

CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas estruturais ilustrados: padrões, sistemas e projeto.** Porto Alegre: Bookman, 2010.

GONÇALVES, Roberto M. et al. **Ação do vento das edificações: teoria e exemplos.** 2. ed. São Carlos: Universidade de São Paulo/USP, 2013.

LOREDO-SOUZA, Acir M. **Ação estática do vento sobre o Empreendimento Planolar Barra Tower Balneário Camboriú, SC.** Laboratório de Aerodinâmica das Construções, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Relatório Técnico. Porto Alegre. Julho, 2007. 93p.

LOREDO-SOUZA, Acir M.; NÚÑEZ, Gustavo J. Z.; ROCHA, Marcelo M. **Uso do túnel de vento como ferramenta de projeto no design aerodinâmico.** Revista Design & Tecnologia, v. 4, p. 10-23, 2012.

LOREDO-SOUZA, Acir M.; SCHETTINI, Edith B. C.; PALUCH, Mario J. **Simulação da camada limite atmosférica em túnel de vento.** IV Escola de Primavera de Transição e Turbulência. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: Associação Brasileira de Engenharia e Ciências Mecânicas (ABCM), 2004, v. 4, p. 137-163.

MASCARÓ, Lúcia. **Energia na edificação: estratégia para minimizar seu consumo.** 2. ed. São Paulo: Projeto, 1991.

APÊNDICE A

Tabela 5 – Valores estimados para forças globais, momentos fletores e momentos de torção, com base nos dados experimentais, de acordo com o ângulo de incidência do vento na fachada do edifício

Projeto <i>Barra Tower</i>	$B_x = a \text{ (m)}$		$B_y = b \text{ (m)}$		$H \text{ (m)}$	$V_o \text{ (m/s)}$	Situação	
	19,55		11,30		122,50	43,0	Ensaio com vizinhança	
Ângulo de incidência ($^\circ$)	C_x	C_y	$q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$F_x \text{ (kN)}$	$F_y \text{ (kN)}$	$M_x \text{ (kN.m)}$	$M_y \text{ (kN.m)}$	$M_t \text{ (kN.m)}$
0	-0,87	-0,09	1,857	-2.239,66	-386,76	2.743,91	-147.372,60	-2.705,98
15	-1,08	-0,11	1,857	-2.785,83	-495,44	19.876,34	-182.342,56	-3.752,65
30	-1,10	-0,39	1,857	-2.828,90	-1.745,58	-43.601,67	-182.939,68	-11.233,03
45	-1,00	-0,56	1,857	-2.574,53	-2.479,65	-101.639,60	-162.885,17	-13.665,59
60	-0,62	-0,80	1,857	-1.584,40	-3.549,99	-170.249,21	-93.825,98	-11.699,34
75	-0,17	-0,81	1,578	-379,63	-3.077,49	-175.300,95	-16.826,45	-4.082,53
90	0,05	-1,08	1,578	119,25	-4.100,32	-228.369,47	12.671,28	-1.771,76
105	0,18	-1,12	1,578	401,54	-4.224,37	-236.387,03	26.754,66	123,94
120	0,25	-1,01	1,578	550,93	-3.825,64	-217.834,17	33.145,29	1.791,50
135	0,60	-0,87	1,578	1.316,95	-3.279,45	-179.379,60	86.610,32	6.214,84
150	0,83	-0,59	1,578	1.811,66	-2.229,44	-107.614,87	123.177,69	9.676,34
165	0,88	-0,26	1,578	1.917,46	-999,38	-33.247,56	128.030,95	9.923,16
180	0,73	-0,20	1,578	1.593,26	-752,01	-29.849,80	104.264,65	7.873,15
195	0,70	0,15	1,578	1.530,57	561,32	40.526,93	101.127,40	3.639,42
210	0,73	0,58	1,578	1.588,83	2.176,64	135.827,94	103.766,16	87,24
225	0,57	0,80	1,578	1.251,34	3.010,67	190.583,68	76.929,95	-508,30
240	0,28	0,94	1,578	602,07	3.560,17	226.000,72	27.595,91	43,35
255	0,00	1,03	1,578	0,00	3.910,25	251.649,04	-7.019,56	1.757,31
270	0,05	1,10	1,578	118,53	4.152,35	260.602,65	7.577,97	6.992,11
285	0,06	1,07	1,578	136,68	4.032,82	257.085,87	18.636,59	7.944,98
300	-0,20	0,92	1,578	-437,21	3.475,55	232.341,21	-5.802,06	9.265,19
315	-0,50	0,86	1,857	-1.293,75	3.836,01	248.239,03	-63.031,13	12.191,61
330	-0,82	0,60	1,857	-2.104,23	2.658,89	175.043,39	-127.759,33	7.908,64
345	-0,96	0,12	1,857	-2.471,91	511,58	46.471,68	-157.593,13	-357,67

Fonte: Autoria própria (2017).

APÊNDICE B

Tabela 6 – Valores estimados para forças globais, momentos fletores e momentos de torção, por pavimento, com base nas prescrições da NBR 6123/1988, para o ângulo de incidência do vento de 0°

Projeto	C_a	$B_y = b \text{ (m)}$	$V_o \text{ (m/s)}$	S_I	S_2			S_3	e_b / b
					b	Fr	p		
Barra Tower	1,28	11,30	43,0	1,0	1,12	0,95	0,07	1,0	0,15
<i>Pavimento</i>	<i>Cota (m)</i>	S_2	$V_k \text{ (m/s)}$	$q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$F_x \text{ (kN)}$	$M_y \text{ (kN.m)}$	$M_t \text{ (kN.m)}$		
<i>Heliponto</i>	122,50	1,268	54,5	1,822	41,0	5.020,82	69,47		
<i>Caixa d'água</i>	119,39	1,266	54,4	1,816	81,2	9.690,73	137,58		
<i>Casa de Maq.</i>	116,33	1,263	54,3	1,809	80,2	9.331,88	135,97		
<i>Terraço</i>	113,27	1,261	54,2	1,802	79,9	9.053,00	135,47		
<i>Duplex Sup.</i>	110,21	1,259	54,1	1,796	79,6	8.775,18	134,96		
<i>Duplex Inf.</i>	107,15	1,256	54,0	1,788	79,3	8.498,42	134,44		
<i>30° Pav. Tipo</i>	104,09	1,254	53,9	1,781	79,0	8.222,78	133,90		
<i>29° Pav. Tipo</i>	101,03	1,251	53,8	1,774	78,7	7.948,26	133,35		
<i>28° Pav. Tipo</i>	97,97	1,248	53,7	1,766	78,3	7.674,90	132,79		
<i>27° Pav. Tipo</i>	94,91	1,246	53,6	1,758	78,0	7.402,73	132,21		
<i>26° Pav. Tipo</i>	91,85	1,243	53,4	1,750	77,6	7.131,78	131,61		
<i>25° Pav. Tipo</i>	88,79	1,240	53,3	1,742	77,3	6.862,10	131,00		
<i>24° Pav. Tipo</i>	85,73	1,237	53,2	1,733	76,9	6.593,70	130,37		
<i>23° Pav. Tipo</i>	82,67	1,234	53,0	1,725	76,5	6.326,65	129,72		
<i>22° Pav. Tipo</i>	79,61	1,230	52,9	1,716	76,1	6.060,96	129,05		
<i>21° Pav. Tipo</i>	76,55	1,227	52,8	1,706	75,7	5.796,71	128,35		
<i>20° Pav. Tipo</i>	73,49	1,223	52,6	1,696	75,3	5.533,92	127,64		
<i>19° Pav. Tipo</i>	70,43	1,220	52,5	1,686	74,9	5.272,65	126,89		
<i>18° Pav. Tipo</i>	67,37	1,216	52,3	1,676	74,4	5.012,97	126,12		
<i>17° Pav. Tipo</i>	64,31	1,212	52,1	1,665	73,9	4.754,92	125,32		
<i>16° Pav. Tipo</i>	61,25	1,208	51,9	1,654	73,4	4.498,59	124,49		
<i>15° Pav. Tipo</i>	58,19	1,204	51,8	1,642	72,9	4.244,03	123,62		
<i>14° Pav. Tipo</i>	55,13	1,199	51,6	1,630	72,4	3.991,33	122,72		

/continua

/continuação

<i>Pavimento</i>	<i>Cota (m)</i>	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_t (kN.m)
<i>13° Pav. Tipo</i>	52,07	1,194	51,4	1,617	71,8	3.740,59	121,76
<i>12° Pav. Tipo</i>	49,01	1,189	51,1	1,603	71,2	3.491,89	120,77
<i>11° Pav. Tipo</i>	45,95	1,184	50,9	1,589	70,6	3.245,34	119,71
<i>10° Pav. Tipo</i>	42,89	1,178	50,7	1,573	70,0	3.001,07	118,60
<i>9° Pav. Tipo</i>	39,83	1,172	50,4	1,557	69,3	2.759,22	117,42
<i>8° Pav. Tipo</i>	36,77	1,166	50,1	1,540	68,5	2.519,94	116,16
<i>7° Pav. Tipo</i>	33,71	1,158	49,8	1,521	67,7	2.283,42	114,81
<i>6° Pav. Tipo</i>	30,65	1,151	49,5	1,501	66,9	2.049,86	113,36
<i>5° Pav. Tipo</i>	27,59	1,142	49,1	1,479	65,9	1.819,52	111,78
<i>4° Pav. Tipo</i>	24,53	1,133	48,7	1,455	64,9	1.592,70	110,05
<i>3° Pav. Tipo</i>	21,47	1,122	48,3	1,428	63,8	1.369,77	108,14
<i>2° Pav. Tipo</i>	18,41	1,110	47,7	1,398	62,5	1.151,20	105,99
<i>1° Pav. Tipo</i>	15,35	1,096	47,1	1,362	61,1	937,60	103,53
<i>Conv.</i>	12,29	1,079	46,4	1,321	59,4	729,78	100,65
<i>3° Pav. Gar.</i>	9,23	1,058	45,5	1,269	57,3	528,95	97,14
<i>2° Pav. Gar.</i>	6,17	1,029	44,2	1,199	54,6	337,00	92,58
<i>1° Pav. Gar.</i>	3,11	0,980	42,2	1,090	51,0	158,76	86,52
<i>Térreo</i>	0,00	–	–	–	24,5	0,00	41,54
Somatório					2.854,02	185.415,59	4.837,56

Fonte: Autoria própria (2017).

Tabela 7 – Valores estimados para forças globais, momentos fletores e momentos de torção, por pavimento, com base nas prescrições da NBR 6123/1988, para o ângulo de incidência do vento de 90°

Projeto	C_a	$B_x = a \text{ (m)}$	$V_o \text{ (m/s)}$	S_1	S_2			S_3	e_a / a
					b	Fr	p		
Barra Tower	1,58	19,55	43,0	1,0	0,89	0,95	0,13	1,0	0,15
<i>Pavimento</i>	<i>Cota (m)</i>	S_2	$V_k \text{ (m/s)}$	$q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$F_y \text{ (kN)}$	$M_x \text{ (kN.m)}$	$M_t \text{ (kN.m)}$		
<i>Heliponto</i>	122,50	1,150	49,4	1,499	72,0	8.819,33	211,12		
<i>Caixa d'água</i>	119,39	1,146	49,3	1,489	142,4	16.998,46	417,52		
<i>Casa de Maq.</i>	116,33	1,143	49,1	1,480	140,3	16.322,36	411,46		
<i>Terraço</i>	113,27	1,139	49,0	1,470	139,4	15.788,82	408,76		
<i>Duplex Sup.</i>	110,21	1,135	48,8	1,460	138,5	15.258,86	406,01		
<i>Duplex Inf.</i>	107,15	1,131	48,6	1,450	137,5	14.732,55	403,20		
<i>30° Pav. Tipo</i>	104,09	1,127	48,5	1,439	136,5	14.209,98	400,33		
<i>29° Pav. Tipo</i>	101,03	1,123	48,3	1,428	135,5	13.691,22	397,40		
<i>28° Pav. Tipo</i>	97,97	1,118	48,1	1,417	134,5	13.176,37	394,40		
<i>27° Pav. Tipo</i>	94,91	1,114	47,9	1,406	133,4	12.665,50	391,33		
<i>26° Pav. Tipo</i>	91,85	1,109	47,7	1,395	132,4	12.158,73	388,19		
<i>25° Pav. Tipo</i>	88,79	1,105	47,5	1,383	131,3	11.656,14	384,97		
<i>24° Pav. Tipo</i>	85,73	1,100	47,3	1,371	130,2	11.157,85	381,67		
<i>23° Pav. Tipo</i>	82,67	1,095	47,1	1,359	129,0	10.663,97	378,28		
<i>22° Pav. Tipo</i>	79,61	1,090	46,9	1,346	127,8	10.174,62	374,79		
<i>21° Pav. Tipo</i>	76,55	1,084	46,6	1,333	126,6	9.689,94	371,20		
<i>20° Pav. Tipo</i>	73,49	1,079	46,4	1,319	125,3	9.210,05	367,51		
<i>19° Pav. Tipo</i>	70,43	1,073	46,1	1,305	124,0	8.735,11	363,70		
<i>18° Pav. Tipo</i>	67,37	1,067	45,9	1,291	122,7	8.265,28	359,77		
<i>17° Pav. Tipo</i>	64,31	1,061	45,6	1,276	121,3	7.800,73	355,71		
<i>16° Pav. Tipo</i>	61,25	1,055	45,3	1,260	119,9	7.341,65	351,50		
<i>15° Pav. Tipo</i>	58,19	1,048	45,1	1,244	118,4	6.888,24	347,13		
<i>14° Pav. Tipo</i>	55,13	1,041	44,8	1,228	116,8	6.440,71	342,60		
<i>13° Pav. Tipo</i>	52,07	1,033	44,4	1,210	115,2	5.999,32	337,87		

/continua

/continuação

<i>Pavimento</i>	<i>Cota (m)</i>	S_2	V_k (m/s)	q (kN/m ²)	F_y (kN)	M_x (kN.m)	M_t (kN.m)
<i>12° Pav. Tipo</i>	49,01	1,026	44,1	1,192	113,5	5.564,33	332,94
<i>11° Pav. Tipo</i>	45,95	1,017	43,7	1,173	111,8	5.136,03	327,78
<i>10° Pav. Tipo</i>	42,89	1,009	43,4	1,153	109,9	4.714,75	322,36
<i>9° Pav. Tipo</i>	39,83	0,999	43,0	1,132	108,0	4.300,87	316,65
<i>8° Pav. Tipo</i>	36,77	0,989	42,5	1,109	105,9	3.894,80	310,62
<i>7° Pav. Tipo</i>	33,71	0,979	42,1	1,086	103,7	3.497,01	304,21
<i>6° Pav. Tipo</i>	30,65	0,967	41,6	1,060	101,4	3.108,07	297,37
<i>5° Pav. Tipo</i>	27,59	0,954	41,0	1,033	98,9	2.728,62	290,02
<i>4° Pav. Tipo</i>	24,53	0,941	40,4	1,003	96,2	2.359,43	282,06
<i>3° Pav. Tipo</i>	21,47	0,925	39,8	0,970	93,2	2.001,43	273,37
<i>2° Pav. Tipo</i>	18,41	0,907	39,0	0,933	89,9	1.655,77	263,75
<i>1° Pav. Tipo</i>	15,35	0,887	38,1	0,892	86,3	1.323,95	252,93
<i>Conv.</i>	12,29	0,863	37,1	0,844	82,0	1.007,94	240,50
<i>3° Pav. Gar.</i>	9,23	0,832	35,8	0,785	77,0	710,53	225,74
<i>2° Pav. Gar.</i>	6,17	0,792	34,0	0,710	70,7	436,04	207,24
<i>1° Pav. Gar.</i>	3,11	0,727	31,2	0,598	62,3	193,74	182,68
<i>Térreo</i>	0,00	–	–	–	28,7	0,00	84,27
Somatório					4.518,28	310.479,09	13.460,98

Fonte: Autoria própria (2017).