



ACÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS

Joaquim Blessmann

Série Engenharia Estrutural/7



Editora
da Universidade

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Segunda edição
revista e ampliada

ACAS
A 638
Reserva e
ampli.

ACÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS

RESERVA TÉCNICA
Editora da UFRGS

**UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO GRANDE DO SUL**

**Reitor
Gerhard Jacob**

**Vice-Reitor
Tuiskon Dick**

**Pró-Reitor de Extensão
Waldomiro Carlos Manfrói**

**Pró-Reitor de Pesquisa e Pós-Graduação
Abílio Afonso Baeta Neves**

**Pró-Reitor de Administração
José Serafim Gomes Franco**

**Pró-Reitor de Planejamento
Edemundo da Rocha Vieira**

**Pró-Reitor de Assistência
à Comunidade Universitária
Fernando Irajá Félix de Carvalho**

**Pró-Reitor de Graduação
Darcy Dillenburg**

EDITORA DA UNIVERSIDADE

**Diretor
Sergius Gonzaga**

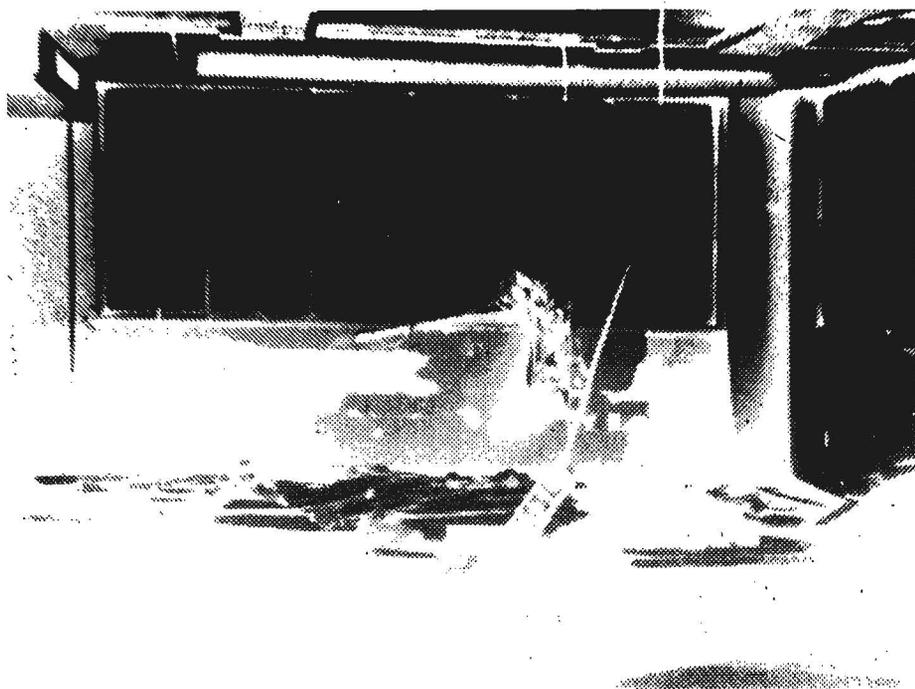
CONSELHO EDITORIAL

**Celi Regina Jardim Pinto
Fernando Zawislak
Ivo Sefton Azevedo
Joaquim B. Fonseca
Luis Alberto De Boni
Luiz Duarte Vianna
Mário Costa Barberena
Sergio Roberto Silva
Sergius Gonzaga, presidente**



EDUNI-SUL
ASSOCIAÇÃO DAS EDITORAS
UNIVERSITÁRIAS DA REGIÃO SUL

**Filiada à ABEU
e participante do PIDL.**



ACÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS

Joaquim Blessmann

Série Engenharia Estrutural/7



**Editora
da Universidade**
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Segunda edição
revista e ampliada**

RESERVA TÉCNICA
Editora da UFRGS

© de Joaquim Blessmann
1ª edição: 1978

Direitos reservados desta edição:
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Capa: Paulo Antonio da Silveira
Administração: Maria Beatriz A.B. Galarraga
Editoração: Geraldo F. Huff
Revisão: Marli de Jesus Rodrigues dos Santos,
Mônica Ballejo Canto e Sandra Gabert Masi
Montagem: Rubens Renato Abreu

JOAQUIM BLESSMANN

Engenheiro Civil
Mestre e Doutor em Ciências pela Divisão
de Engenharia Aeronáutica do Instituto Tecnológico de Aeronáutica
Professor Adjunto na Escola de Engenharia
da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

B647a Blessmann, Joaquim
Ação do vento em edifícios. — 2.ed. rev. — Porto
Alegre : Ed. Universidade/UFRGS, 1989.
81p. (Série Engenharia Estrutural/7)

1.Ventos : Estruturas : Engenharia civil. I.Título.

CDU 624.042.4

Catálogo na fonte da Biblioteca Central da UFRGS.

Nº do registro : 32

Nº de obra : 11

Data : 01/10/2009

ISBN 85-7025-177-7

SUMÁRIO

1 – Aerodinâmica: ação estática do vento/7

1.1 – Coeficientes aerodinâmicos fundamentais/7

1.1.1 – Coeficiente de pressão/7

1.1.2 – Coeficiente de forma/8

1.1.3 – Coeficiente de força/9

1.1.4 – Coeficiente de torção/10

1.1.5 – Coeficiente de excentricidade/10

1.2 – Influência das proporções e da forma da edificação/10

1.3 – Zonas com sucções elevadas/12

1.4 – Torção/12

1.4.1 – Coeficientes aerodinâmicos/15

1.4.2 – Resultados experimentais/18

1.4.3 – Indicações de normas/19

1.5 – Efeitos de vizinhança/24

2 – Efeitos nocivos do vento/46

2.1 – Danos estruturais/46

2.2 – Danos por deformação excessiva da estrutura/47

2.3 – Danos por ação das pressões/47

2.4 – Danos por projéteis/48

2.5 – Conforto dos usuários/48

2.6 – Conforto dos transeuntes/52

3 – Aplicações da Norma Brasileira NBR-6123/56

3.1 – Introdução/56

3.2 – Parâmetros meteorológicos/56

3.2.1 – Velocidade básica V_0 /57

3.2.2 – Fator topográfico S_1 /57

3.2.3 – Fator S_2 /57

3.2.4 – Fator estatístico S_3 /60

3.3 – Parâmetros aerodinâmicos/61

3.4 – Exemplos/63

3.4.1 – Informações básicas/63

3.4.2 – Expressões matemáticas/64

3.4.3 – Forças em elementos de vedação e suas fixações/68

3.4.4 – Forças em partes da estrutura/71

3.4.5 – Esforços na estrutura como um todo/71

3.4.5.1 – Força de arrasto e momento de tombamento/71

3.4.5.2 – Momento de torção/74

3.4.6 – Efeitos de vizinhança/75

Referências bibliográficas/78

1 – AERODINÂMICA: AÇÃO ESTÁTICA DO VENTO

1.1 – COEFICIENTES AERODINÂMICOS FUNDAMENTAIS

Neste trabalho será considerada apenas a ação do vento que pode ser considerada como uma ação estática equivalente à ação real, dinâmica, do vento.

A ação estática do vento é determinada a partir dos chamados coeficientes aerodinâmicos. Os mais importantes desses coeficientes são definidos nos itens seguintes. Outros coeficientes serão definidos quando necessário.

1.1.1 – Coeficiente de pressão

a) Como a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo, os coeficientes de pressão são dados para superfícies externas (c_{pe}) e para superfícies internas (c_{pi}).

Definimos como pressão efetiva (Δp), em um ponto na superfície de uma edificação, o valor definido por

$$\Delta p = \Delta p_e - \Delta p_i$$

sendo

Δp_e – pressão efetiva externa

e

Δp_i – pressão efetiva interna.

Portanto:

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi})q ; \Delta p = c_p \cdot q$$

sendo

c_{pe} – coeficiente de pressão externa

$$c_{pe} = \Delta p_e / q$$

e

c_{pi} – coeficiente de pressão interna

$$c_{pi} = \Delta p_i / q.$$

sendo

q – pressão dinâmica de referência

$$c_p = c_{pe} - c_{pi}.$$

b) Valores positivos dos coeficientes de pressão externa ou interna correspondem a sobrepressões e valores negativos correspondem a sucções.

Um valor positivo para Δp indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sobrepressão externa, e um valor negativo para Δp indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sucção externa.

1.1.2 – Coeficiente de forma

a) A força do vento sobre um elemento plano de edificação (parede, cobertura, janela, etc.) de área A atua em direção perpendicular ao mesmo, sendo dada por

$$F = F_e - F_i,$$

sendo

F_e – força externa à edificação, agindo na superfície plana de área A ,

e

F_i – força interna à edificação, agindo na superfície plana de área A .

Portanto:

$$F = (C_e - C_i)q \cdot A ; F = C \cdot q \cdot A$$

sendo

C_e – coeficiente de forma externo

$$C_e = F_e / qA$$

C_i – coeficiente de forma interno

$$C_i = F_i/qA.$$

$$C = C_e - C_i.$$

b) Valores positivos dos coeficientes de forma externo e interno correspondem a sobrepressões, e valores negativos correspondem a sucções.

Um valor positivo para F indica que esta força atua para o interior, e um valor negativo indica que esta força atua para o exterior da edificação.

1.1.3 – Coeficiente de força

a) A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela (F_g) é obtida pela soma vetorial das forças do vento que atuam em todas as suas partes.

b) A componente da força global na direção do vento, força de arrasto (F_a), é obtida por

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A,$$

sendo

C_a – coeficiente de arrasto

e

A – área de uma superfície de referência, especificada em cada caso.

c) De um modo geral, uma componente da força global é obtida por

$$F = C_f \cdot q \cdot A,$$

sendo

C_f – coeficiente de força, especificado em cada caso. Por exemplo:

– C_s → coeficiente de sustentação (componente vertical da força global do vento);

– C_x → coeficiente de força na direção x;

– A – área de uma superfície de referência, especificada em cada caso.

1.1.4 – Coeficiente de torção

a) O momento de torção, M_t , em relação ao eixo de torção da edificação, é obtido por

$$M_t = C_t \cdot q \cdot A \cdot L$$

sendo

C_t —coeficiente de torção;

A —área de uma superfície de referência, especificada em cada caso;

L —dimensão linear de referência, que também deve ser claramente indicada.

1.1.5 – Coeficiente de excentricidade

O momento de torção também pode ser obtido por

$$M_t = F_h \cdot e$$

sendo

F_h —componente horizontal da força global,

e —excentricidade: distância do suporte de F_h ao eixo de torção (vertical) da edificação.

A excentricidade pode ser obtida a partir do coeficiente de excentricidade, C_{ex} , por

$$e = C_{ex} \cdot L$$

sendo L uma dimensão linear de referência.

Portanto, o momento de torção será calculado por

$$M_t = F_h \cdot C_{ex} \cdot L$$

1.2 – INFLUÊNCIA DAS PROPORÇÕES E DA FORMA DA EDIFICAÇÃO

a) Quanto à influência das proporções, para o caso de edificações, ao menos aproximadamente paralelepípedicas, definem-se os três parâmetros:

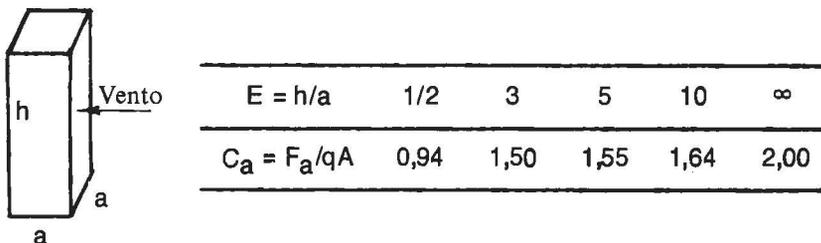
—Alteamento E : $E = \text{altura/largura}$;

—Alargamento A : $A = \text{largura/altura} = 1/E$;

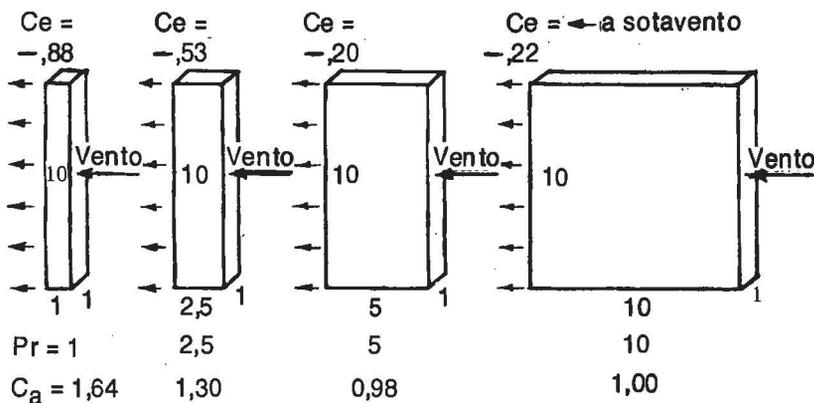
—Profundidade Pr : $Pr = \text{profundidade/menor dimensão da secção transversal}$.

Relembramos que o termo *largura* refere-se à direção perpendicular (exata ou aproximadamente), ao vento. A largura a considerar dependerá da fachada na qual estiver incidindo o vento.

b) A Fig. 1.1 mostra a influência bem sensível do Alçamento e da Profundidade. Estes resultados foram obtidos em fluxo de ar de velocidade uniforme. Conclui-se que, de duas edificações com a mesma área de fachada exposta perpendicularmente ao vento, será maior a força do vento sobre a edificação mais alteada.



Influência do alteamento



Influência da profundidade

Fig. 1.1 – Influência das proporções

O Alargamento pouco influi no coeficiente de arrasto.

1.3 – ZONAS COM SUÇÇÕES ELEVADAS

a) O vento incidindo axial ou quase axialmente em uma edificação profunda provoca sucções elevadas na zona mais de barlavento das paredes laterais e da cobertura; estas sucções decaem rapidamente na zona mais de sotavento (Fig. 1.2, vento a 0°).

Certas edificações funcionam como verdadeiras asas para vento incidindo pouco obliquamente em relação à fachada maior (pequeno *ângulo de ataque*). Na mesma Fig. 1.2 vemos um modelo paralelepípedo em que isto aconteceu para vento a 30°, com grande parte da parede de sotavento submetida a sucções correspondentes a c_p acima de 1,00 (em valor absoluto). Também a 15° as sucções nesta parede lateral foram elevadas.

b) A influência da interação aerodinâmica entre as diversas faces de uma edificação impede que se utilize expressões do tipo $k_1 \cdot \sin \alpha - k_2$, para edificações limitadas por superfícies poligonais planas ou levemente encurvadas. Tal impossibilidade é claramente destacada nos resultados dos ensaios em túnel de vento, realizados para o Edifício Pirelli, em Milão, Itália (Fig. 1.3). Alcançou-se uma sucção local com $c_{pe} = -2,86$ (vento a 15° com o eixo horizontal maior). Além disso, os ensaios indicaram um nítido *efeito de asa*, tanto na distribuição das sobrepressões e sucções como no fenômeno de estol, isto é, descolamento da corrente de ar quando o ângulo de ataque for exagerado (a cerca de 15°, nesses ensaios). Resultou também uma componente de força horizontal contra o sentido do vento.

1.4 – TORÇÃO

a) A desigual distribuição de pressões origina efeitos de torção. Essa solicitação foi muito importante no Edifício Pirelli, em que o coeficiente de torção para todo o edifício, atingiu o valor

$$C_t = 0,14,$$

sendo

$$C_t = M_t / (q a A)$$

M_t – momento de torção;

a – eixo maior em planta;

A – área da seção vertical longitudinal do edifício;

q – pressão dinâmica do vento.

b) Poucas são as normas de vento que apresentam indicações para a determinação de esforços de torção em edifícios. Em geral as normas

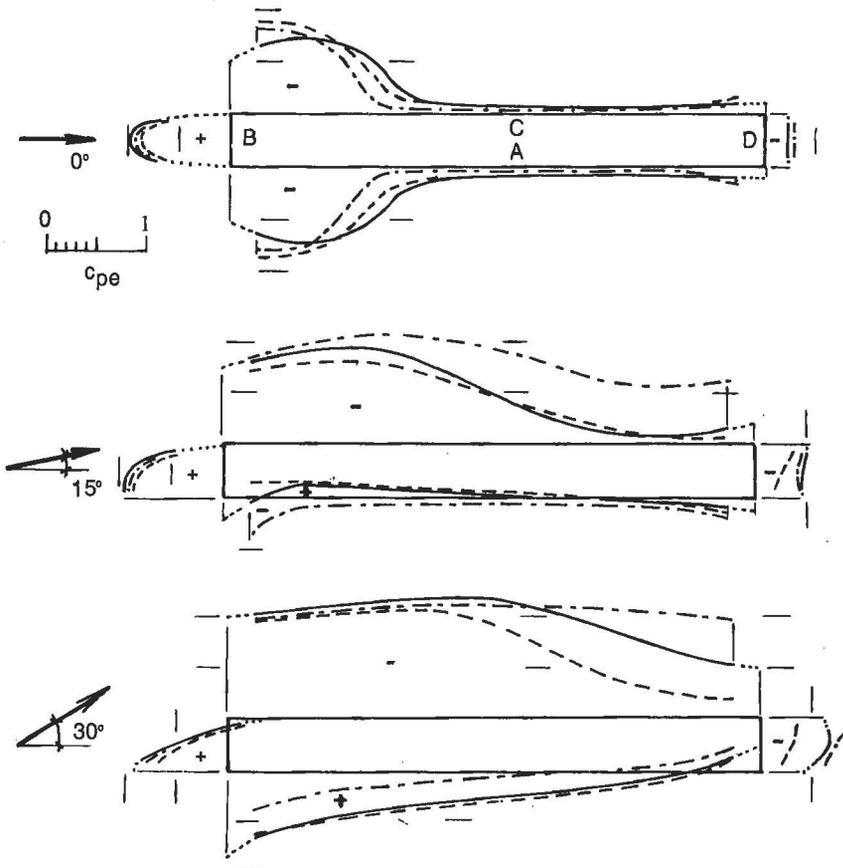
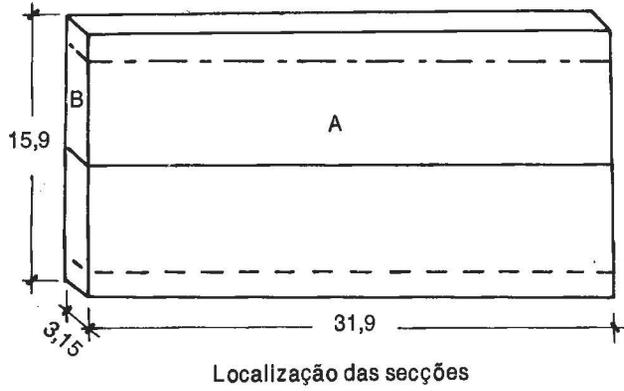


Fig. 1.2 — Perfis horizontais de pressão em edificações paralelepédicas

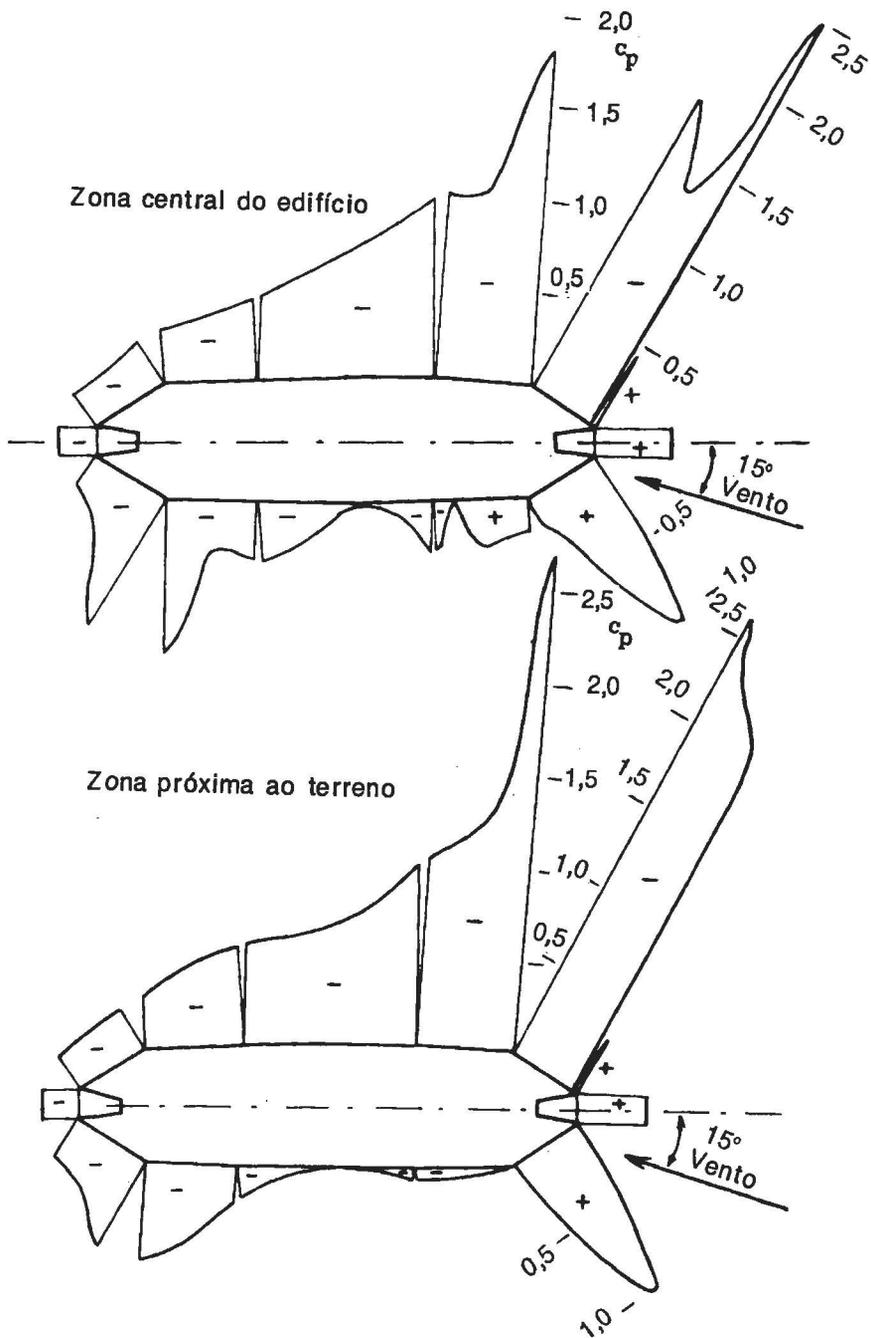


Fig. 1.3 - Perfis horizontais de pressão no Edifício Pirelli, Milão.

fornecem coeficientes de força apenas para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de edifícios de planta retangular; a força devida ao vento terá a mesma direção e sentido do vento médio. Mesmo neste caso aparecerão esforços de torção se o sistema estrutural não for simétrico ou, extrapolando dos casos simples das normas, se houver assimetria geométrica.

Entretanto, ensaios realizados em túneis de vento têm mostrado que mesmo em um edifício prismático de planta retangular (inclusive de secção quadrada) e, com o eixo de torção coincidindo com o eixo geométrico e da estrutura, aparecem esforços de torção consideráveis. Isto acontece para certas incidências oblíquas do vento médio. Porém, mesmo com o vento médio incidindo perpendicularmente a uma das fachadas, aparecem esforços de torção, devidos à turbulência do vento, que faz com que em um dado instante a distribuição de pressões seja assimétrica.

c) As cargas devidas ao vento são, na realidade, dinâmicas, pois as pressões exercidas sobre uma edificação variam tanto pelas flutuações da velocidade do vento, como pelos vórtices e pelas alterações nas linhas de corrente, causados pela própria edificação. Entretanto, valores estáticos médios — correspondentes a um “vento médio”, isto é, vento de velocidade média constante — são suficientes para o projeto estrutural no caso bastante comum em que o período torsional é suficientemente baixo e por isso podem ser desprezados os respectivos efeitos dinâmicos. Além disso, os valores médios dos esforços de torção servem de base para métodos de projeto estrutural que consideram esforços dinâmicos de torção, como o método desenvolvido por Greig em sua tese de mestrado na *University of Western Ontario, Canadá*.¹

Nos capítulos seguintes, comentaremos resultados de ensaios e indicações de normas, iniciando com a definição dos coeficientes aerodinâmicos que utilizaremos, e terminando com uma sugestão para a determinação aproximada dos esforços estáticos de torção em edifícios altos.

1.4.1 — Coeficientes aerodinâmicos

a) Seja uma edificação paralelepípedica de altura h e secção horizontal $a \times b$, sendo $a \geq b$ (Fig. 1.4). Consideremos o caso simples de eixo de torção coincidente com os eixos geométrico e estrutural verticais. A direção do vento médio forma um ângulo α com o eixo x , paralelo ao lado maior a .

As pressões devidas ao vento, que atuam nas quatro faces verticais da edificação, originam esforços que podem ser reduzidos a uma força F_h aplicada com uma excentricidade e em relação ao centro de torção

(Fig. 1.4.a), ou à mesma força F_h aplicada no centro de torção e mais um momento torsor $M_t = F_h e$.

A decomposição de F_h se faz, na prática, ou sobre os dois eixos coordenados (F_x e F_y) ou sobre a direção do vento médio (F_a , força de arrasto) e a direção perpendicular a esta (F_l , força lateral), como está indicado na Fig. 1.4.c.

b) Definiremos os seguintes coeficientes adimensionais:

$$-\text{Coeficiente de força horizontal: } C_h = F_h / (q \cdot A) \quad (1.1)$$

—Coeficientes das componentes F_x e F_y :

$$C_x = F_x / (q \cdot A) \quad \text{e} \quad C_y = F_y / (q \cdot A) \quad (1.2)$$

$$-\text{Coeficiente de arrasto: } C_a = F_a / (q \cdot A) \quad (1.3)$$

$$-\text{Coeficiente de força lateral: } C_l = F_l / (q \cdot A) \quad (1.4)$$

$$-\text{Coeficiente de momento torsor: } C_t = M_t / (q \cdot A \cdot a) \quad (1.5)$$

sendo

A—área de uma superfície de referência, a mesma para todos os coeficientes: $A = a h$ (área da fachada maior);

q—pressão dinâmica de referência: $q = 1/2 \rho V^2$;

V—velocidade média do vento.

c) Das definições acima tiramos as seguintes relações:

$$C_h = \sqrt{C_x^2 + C_y^2} = \sqrt{C_a^2 + C_l^2} \quad (1.6)$$

$$C_t = \frac{M_t}{q \cdot A \cdot a} = \frac{F_h \cdot e}{q \cdot A \cdot a} = \frac{C_h \cdot q \cdot A \cdot e}{q \cdot A \cdot a} = C_h \frac{e}{a} \quad (1.7)$$

A partir desta última expressão podemos definir o coeficiente de excentricidade da força horizontal, e/a :

$$e/a = C_t / C_h = M_t / (F_h a) \quad (1.8)$$

Neste coeficiente, C_t e C_h referem-se a uma mesma incidência do vento e estão ligados, respectivamente, aos esforços M_t e F_h que realmente atuam na edificação.

Para efeitos comparativos e, principalmente, porque muitos relatórios de pesquisa e normas só indicam coeficientes para vento perpendicular a uma fachada, definiremos o coeficiente de excentricidade normalizado, na direção x, por

$$e_x/a = C_t / C_a(90^\circ) \quad (1.9)$$

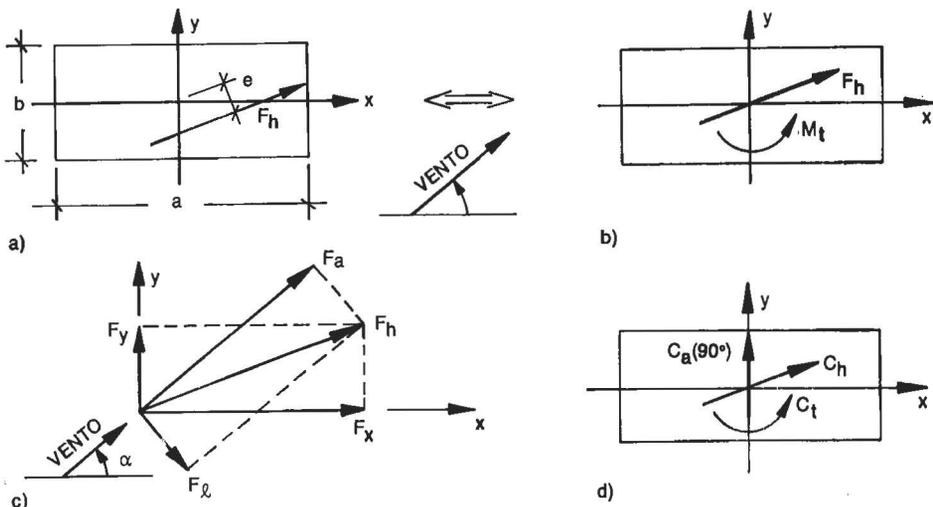


Fig. 1.4 – Esforços e coeficientes aerodinâmicos

sendo

$C_a(90^\circ)$ – coeficiente de arrasto para vento incidindo perpendicularmente à fachada maior, no modelo isolado (Fig. 1.4.d).

Analogamente, define-se um coeficiente de excentricidade normalizado na direção y:

$$e_y/a = C_t/C_a(0^\circ) \quad (1.10)$$

sendo

$C_a(0^\circ)$ – coeficiente de arrasto para vento incidindo perpendicularmente à fachada menor, no modelo isolado.

Da (1.9) tiramos

$$C_t = C_a(90^\circ) \cdot e_x/a = \frac{F_a(90^\circ) \cdot e_x}{q \cdot A \cdot a}$$

e lembrando a (1.5) chega-se a:

$$M_t = F_a(90^\circ) \cdot e_x \quad (1.11)$$

Do mesmo modo, para vento incidindo perpendicularmente à fachada menor, chega-se a

$$M_t = F_a(0^\circ) \cdot e_y \quad (1.12)$$

Obtém-se assim o valor correto de M_t (definido por $M_t = F_h \cdot e$), porém não se trata da força e da excentricidade reais, para uma incidência oblíqua do vento. Trata-se apenas de um coeficiente que permite

determinar M_t a partir de informações parciais. Ter-se-á também um valor aproximado da força correspondente sempre que for possível considerar, com erro tolerável, $F_h = F_a(90^\circ)$.

1.4.2 – Resultados experimentais

a) Lembraremos inicialmente o clássico estudo de Dryden e Hill,² que ensaiaram um modelo prismático de secção quadrada a x a e de Alteamento (h/a) igual a três. Valores dos coeficientes aerodinâmicos obtidos para diversas incidências do vento são dados na Tabela 1.1. O modelo foi ensaiado sobre uma plataforma que simulava o terreno, em corrente de ar praticamente uniforme.

b) Resultados de ensaios em modelos isolados são sintetizados na Tabela 1.2. Alguns deles²⁻⁵ referem-se a modelos paralelepípedicos, enquanto que outros^{6,7} a modelos de edifícios não paralelepípedicos, cujas secções transversais, na zona central dos mesmos, aparecem na Fig. 1.5, sendo:

–Fig. 1.5.a – edifício sede do Citibank em São Paulo. O estudo foi feito sucessivamente com o modelo isolado e com os modelos dos edifícios situados nos quarteirões vizinhos.

–Fig. 1.5.b – *Empire State Building*, Nova Iorque, com os seguintes ensaios: modelo isolado e com a adição de modelos de dois edifícios altos localizados em quarteirões vizinhos.⁷

c) Resumindo:

–mesmo em edifícios isolados, de planta quadrada, surgem esforços de torção consideráveis, equivalentes aos de uma força de arrasto aplicada com uma excentricidade que variou, nos ensaios, de 7,7 a 9,4% da aresta da base do modelo.

–em modelos de secção retangular, a excentricidade da força de arrasto foi de 4,5% da aresta maior da base, tanto para $a/b = 2$ como $a/b = 4$.

Esforços de torção com efeitos de vizinhança serão estudados no item 1.5.

TABELA 1.1 – ENSAIOS DE DRYDEN E HILL²

| α | C_a | C_t | C_h | C_t | e/a | e_x/a |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|---------|
| 0° | 1,49 | 0 | 1,49 | 0 | 0 | 0 |
| 15° | 1,25 | 0,59 | 1,38 | 0,115 | 0,083 | 0,077 |
| 30° | 1,40 | 0,11 | 1,40 | 0,062 | 0,044 | 0,042 |
| 45° | 1,50 | 0 | 1,50 | 0 | 0 | 0 |

TABELA 1.2 — COEFICIENTES AERODINÂMICOS — MODELOS ISOLADOS

| Ref | a/b | h/b | Para $ C_t _{max}$ | | | | | $C_a(90^\circ)$ Isolado | e/a | e_x/a |
|-----|-----|----------|--------------------|-------|-------|-------|-----------|----------------------------|-------|---------|
| | | | α | C_x | C_y | C_h | $ C_t _m$ | | | |
| 2 | 1 | 3 | 15° | — | — | 1,38 | 0,115 | 1,49 | 0,083 | 0,077 |
| 3 | 1 | ∞ | 15° | 1,67 | -0,03 | 1,67 | 0,14 | 1,77 | 0,084 | 0,079 |
| 4 | 1 | 4,3 | 15° | 0,88 | -0,02 | 0,88 | 0,088 | 0,94 | 0,100 | 0,094 |
| 4 | 1 | 6 | 15° | 0,89 | 0,02 | 0,89 | 0,081 | 0,90 | 0,092 | 0,091 |
| 5 | 1 | 4 | 10-15°;70° | — | — | — | 0,12 | 1,5 | — | 0,080 |
| 5 | 2 | 4 | 10-15°;70° | — | — | — | 0,09 | 2,0 | — | 0,045 |
| 5 | 4 | 4 | 45° | — | — | — | 0,09 | 2,0 | — | 0,045 |
| 7 | 1,4 | ~6 | 50° | — | — | — | — | — | 0,043 | — |
| 6 | 2,2 | 4,1 | 30° | — | — | — | 0,060 | 1,12 | — | 0,054 |

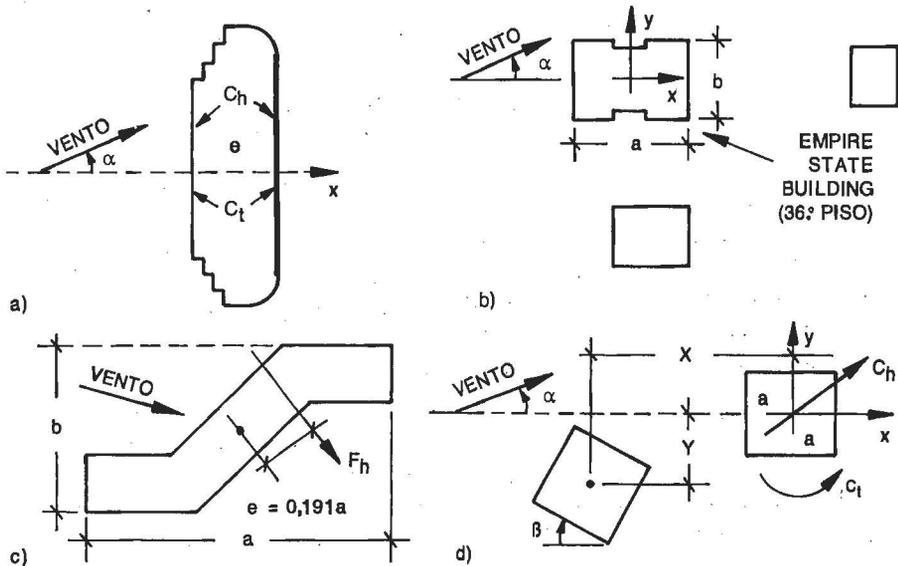


Fig. 1.5 — Edifícios com e sem vizinhança

1.4.3 — Indicações de normas

a) Um estudo comparando a indicação da norma canadense com resultados de ensaios foi feito por Surry e Lythe.⁸ Além de 26 modelos ensaiados no túnel de vento da *University of Western Ontario*, utilizaram também resultados obtidos por outros pesquisadores.

Os modelos foram divididos em dois grupos: de formas simples e de formas complexas. Os primeiros são de seção horizontal retangular,

com relação entre os lados variando de 1 a 7, ou aproximadamente retangular.

Os autores destacam que mesmo para edifícios de formas simples, com planta retangular, a indicação da norma canadense pode muitas vezes ser inadequada. Em geral, os coeficientes de torção obtidos a partir das pressões medidas nos modelos retangulares foram de 1,5 a 4 vezes maiores que os obtidos pela aplicação da norma. E, para formas complexas, embora em dois casos os coeficientes de torção tenham sido menores que os da norma, no caso extremo o coeficiente de torção foi mais de 5 vezes superior ao calculado de acordo com a norma (com o modelo da Fig. 1.5.c).

Podendo a torção devida ao vento ser considerada como causada por uma força agindo com uma certa excentricidade, os autores estudaram o comportamento destes dois fatores e concluíram que a força estimada pela norma é praticamente correta ou fica a favor da segurança; porém a excentricidade é subestimada.

b) Vejamos o que estabelecem a norma canadense⁹ e seus *Comentários*.¹⁰ A norma, em seu item 4.1.8.3 especifica o seguinte:

“Edifícios e elementos estruturais devem ser capazes de resistir aos efeitos de

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

Nos *Comentários* consta que “a remoção de 25% da carga prescrita pela norma de qualquer parte da estrutura tenciona refletir o comportamento observado da distribuição das pressões em vento turbulento. Edifícios altos deveriam ser verificados para cargas parciais que produzam efeitos torsionais. Há exemplos de ensaios em túneis de vento nos quais efeitos torsionais foram mesmo maiores do que aqueles obtidos por uma remoção de 25% das cargas de superfícies selecionadas do edifício. Efeitos torsionais são aumentados quando o centro de torção é excêntrico em relação ao centro de gravidade (carregamento inercial) ou ao centro de superfície (carregamento do vento, total ou parcial)”.

c) Apliquemos o critério da norma canadense a uma edificação paralelepípedica, de secção retangular $a \times b$, com o centro de torção coincidindo com o centro geométrico. A distribuição de cargas indicada no item (b) da norma pode ser vista na Fig. 1.6.a, em termos do coeficiente de arrasto C_a (vento perpendicular à fachada maior), e na Fig. 1.6.b, considerando as forças de arrasto em cada metade da edificação, sendo

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A \quad (1.13)$$

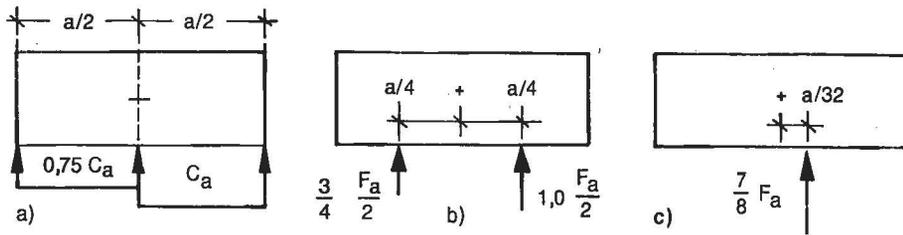


Fig. 1.6 - Aplicação da norma canadense

sendo

$$A = a \cdot h$$

q - pressão dinâmica de referência.

O momento torsor M_t será dado por

$$M_t = (F_a/2) \cdot (a/4) - 0,75(F_a/2) \cdot (a/4)$$

$$M_t = \frac{1}{32} F_a \cdot a \quad (1.14)$$

e, conforme (1.13):

$$M_t = \frac{1}{32} C_a \cdot q \cdot A \cdot a \quad (1.15)$$

Lembrando a definição de C_t :

$$C_t = \frac{M_t}{q \cdot A \cdot a} = \frac{C_a \cdot q \cdot A \cdot a}{32 q \cdot A \cdot a} ; C_t = C_a/32 \quad (1.16)$$

Finalmente, a (1.9) permite escrever

$$e_x/a = 1/32 \quad (1.17)$$

Ou seja, a excentricidade adimensional, referida ao coeficiente de arrasto para vento incidindo perpendicularmente à fachada maior, é igual a 1/32, ou, aproximadamente, 0,03.

d) Comparemos este resultado com os apresentados na Tabela 1.2. O mesmo coeficiente variou de 0,045 a 0,094, isto é, de 1,4 a 3,0 vezes o valor da norma. Nos ensaios coletados por Surry e Lythe, para modelos com a/b entre 1 e 2, a majoração se situa entre 1,5 e 3 (Fig. 1.7). Isto é, resultados perfeitamente concordes. Para $a/b = 4$, os dois resultados da Fig. 1.7 mostram ampla dispersão, e para a/b de cerca de 7, há uma excentricidade muito grande.

Tendo em vista os valores da Tabela 1.2 e da Fig. 1.7 para $a/b = 1$, cremos que, na falta de resultados mais precisos, poder-se-ia adotar, como valor mínimo,

$$\frac{(e_x) \text{ edificação}}{(e_x) \text{ norma Canadá}} = 2,4$$

e, portanto,

$$e_x/a = 0,075 \quad (1.18)$$

isto é, a força de arrasto é aplicada com uma excentricidade igual a 7,5% da receita da fachada maior.

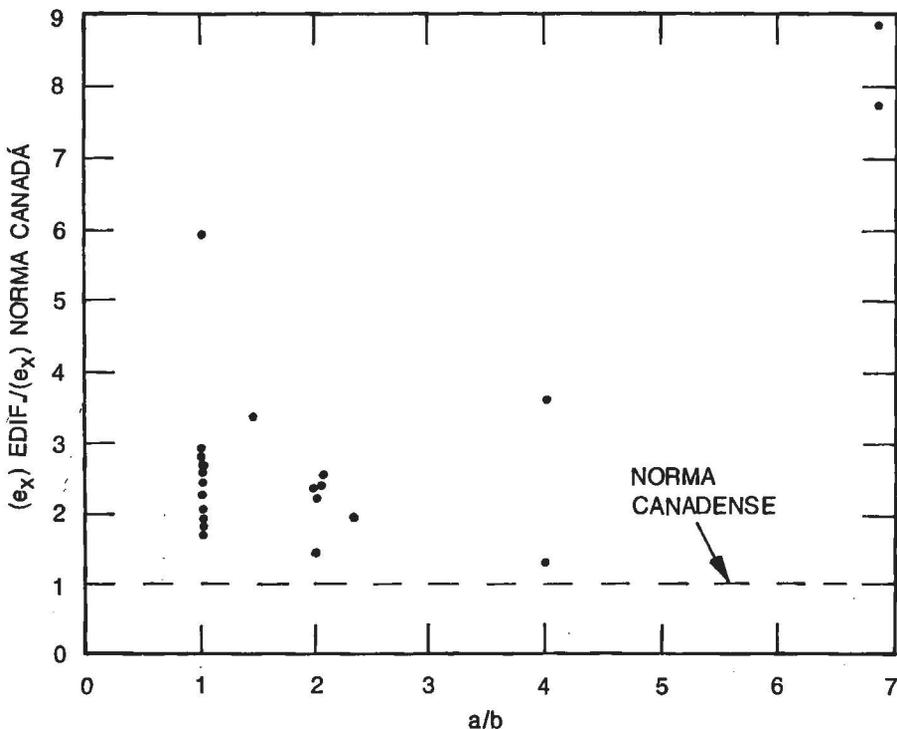


Fig. 1.7 - Excentricidades relativas - Surry e Lythe

e) Quanto ao valor da força de arrasto para a edificação paralelepípedica em estudo, de acordo com a norma canadense, ela vale 7/8 da força de arrasto calculada com $F_a = C_a q A$ (Fig. 1.6). Este valor, conforme Surry e Lythe,⁸ é "praticamente correto ou fica a favor da segurança". Entretanto, face à dispersão e imprecisão dos resultados

(que dependem inclusive do tipo de vento simulado no túnel de vento), cremos que se pode tomar F_a , e calcular M_t por

$$M_t = 0,075F_a a = 0,075C_a \cdot q \cdot A \cdot a \quad (1.19)$$

f) Como veremos, a norma alemã¹¹ é ainda mais exigente:

“para considerar uma possível excentricidade do ponto de aplicação da carga no eixo vertical, verificar com uma excentricidade de, respectivamente” (Fig. 1.8.a):

$$e_x = 0,1a \text{ e } e_y = 0,1b \quad (1.20)$$

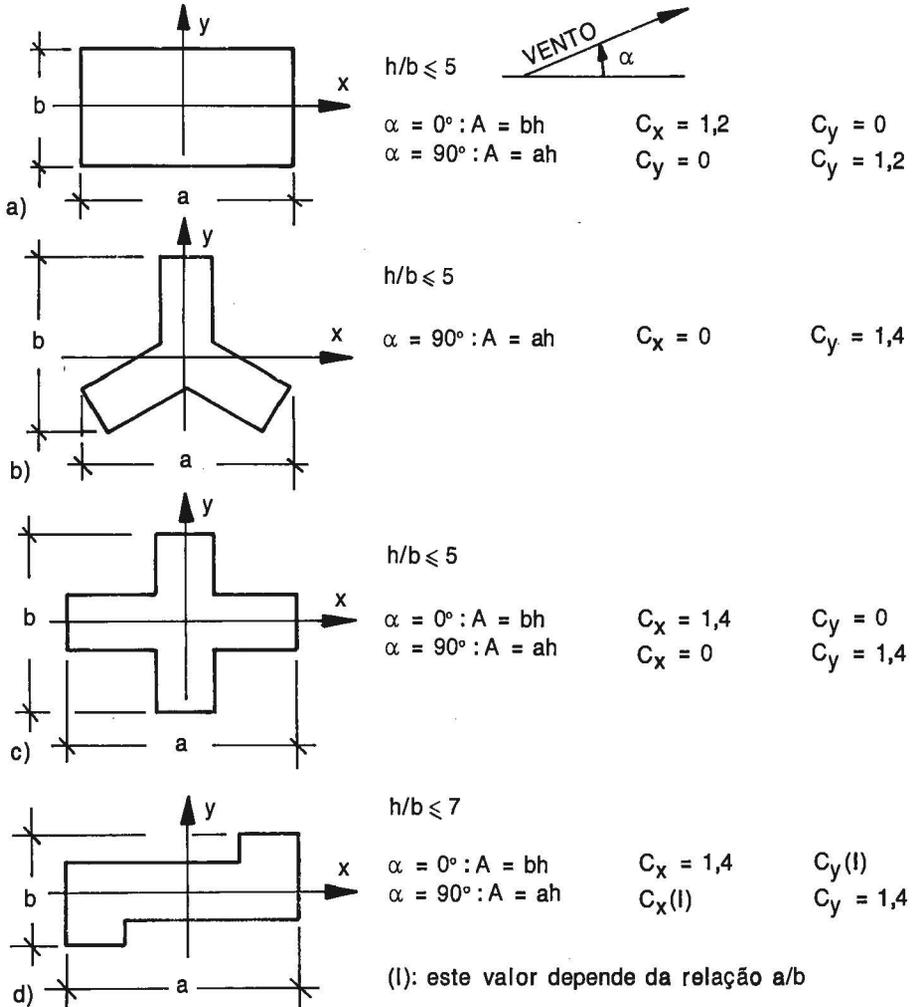


Fig. 1.8 - Norma alemã "DIN 1055, TEIL 45"

Observe-se na Fig. 1.8 que a norma alemã não considera a proporção entre os lados do retângulo, indicando valores constantes para $C_x (=C_a(0^\circ))$ e $C_y (=C_a(90^\circ))$.

O mesmo critério de aplicar a força de arrasto com uma excentricidade de 10% sobre o eixo perpendicular à direção de atuação desta força é estendido a outras formas (Fig. 1.8.b,c,d). Nestes casos, as dimensões a e b são as indicadas nesta figura (lados do retângulo envolvente).

g) Constata-se que há uma discrepância muito grande entre as excentricidades indicadas pelas duas normas estudadas, no que diz respeito aos efeitos de torção em edificações paralelepípedicas e assemelhadas:

- norma canadense: 3% da aresta respectiva;
- norma alemã: 10% da aresta respectiva.

Considerando-se o que foi apresentado neste trabalho, parece razoável admitir, como valor mínimo,

$$e_x = 0,075a \quad , \quad e_y = 0,075b. \quad (1.21)$$

Para se chegar ao valor de excentricidade relativa da norma alemã seria necessário adotar um coeficiente de correção sobre a norma canadense de 3,3, o que parece exagerado (ver Fig. 1.7).

1.5 – EFEITOS DE VIZINHANÇA

a) Os coeficientes aerodinâmicos variam muito com as condições de vizinhança. 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. Algumas vezes esta alteração é benéfica, outras vezes não.

A influência média de um grande número de obstáculos disseminados em uma região extensa nas vizinhanças da edificação ou elemento estrutural é considerada na escolha do perfil vertical de velocidades médias usado no projeto estrutural (“categorias” de terreno, da Norma NBR-6123).

b) Em 1934, Harris⁷ verificou que dois edifícios projetados para serem construídos nas proximidades do edifício Empire State, em Nova Iorque, quase duplicariam o momento torsor máximo neste edifício, até uma altura um pouco inferior ao topo dos dois edifícios projetados. Os modelos foram montados sobre uma plataforma que simulava o terreno, sem qualquer preocupação com a simulação do vento natural.

c) Bailey e Vincent¹² constataram um aumento das sucções nas coberturas e das sobrepressões nas paredes de construções baixas e de altura média, proximamente situadas. Seus ensaios foram feitos com simulação do perfil de velocidades médias do vento natural em campo aberto, sem reprodução das características da turbulência.

d) Em edifícios alteados, de proporções $a \times b \times h = 2 \times 1 \times 4$, valores bastante elevados de sucção apareceram nas faces confrontantes maiores ($a \times h$), nas proximidades da aresta de barlavento.¹³ Os valores mínimos de c_{pe} (maiores sucções) foram os seguintes (s: afastamento das faces confrontantes):

| | | | | | | |
|---------------------------|-------|-------|------|------|------|------|
| afastamento relativo s/b: | 0,075 | 0,125 | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 2,00 |
| c_{pe} : | -3,2 | -2,8 | -3,6 | -3,4 | -3,1 | -2,4 |
| incidência α : | 60° | 30° | 90° | 90° | 90° | 90° |

Incidência do vento de 90° corresponde a vento paralelo às faces confrontantes.

Quanto às sucções médias nas faces confrontantes, em alguns modelos o aumento foi de 60% em relação ao modelo isolado.

O esforço global do vento sobre os dois modelos, em certas condições de afastamento e de incidência do vento, foi menor do que sobre um modelo isolado.

Devido à grande obstrução no túnel, estes resultados têm apenas valor de ordem de grandeza. São de esperar valores reais menores. Porém a marcha do fenômeno é análoga, como o confirmam resultados obtidos por outros pesquisadores.

Os ensaios foram feitos em corrente de ar uniforme e de baixa turbulência (isto é, sem simulação do vento natural). Os modelos foram fixados em uma pequena plataforma circular.

e) D'Havé,¹⁴ na Bélgica, estudando dois edifícios vizinhos em fluxo bidimensional, mostrou que a força de arrasto em um edifício era diminuída pela presença de outro nas proximidades. Os resultados obtidos estão dados na Tabela 1.3 (90° : vento paralelo às faces confrontantes).

TABELA 1.3 — VALORES DE C_a — MODELOS BIDIMENSIONAIS. PROPORÇÃO DAS DIMENSÕES EM PLANTA: $a \times b = 2 \times 1$. ENSAIOS DE D'HAVÉ

| α | Modelo isolado | Dois modelos com afastamento $s =$ | | | |
|----------|----------------|------------------------------------|------|------|------|
| | | 0 | 0,5b | b | 2b |
| 0° | 2,10 | 1,90 | 1,25 | 1,30 | 1,40 |
| 90° | 1,50 | 1,90 | 1,60 | 1,50 | 1,40 |

f) Scruton e Newberry¹⁵ também chamam a atenção de que em conjuntos de edifícios altos podem aparecer altas sucções nas faces confron-

tantes para certas orientações do vento. Além disso, "em edifícios sobre pilares o vento passa por baixo como por um orifício; parte do vento que incide na fachada é afunilado e passa acelerado sob o edifício, dando origem a altas sucções, que devem ser consideradas no projeto do teto da parte aberta".

g) Este fato observamos também em nossos ensaios¹⁶ (90° para vento perpendicular à aresta maior, a):

Modelo de proporções: $a \times b \times h = 4 \times 1,6 \times 5$

Altura acima do solo: 0,4b

| | | | | | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| α : | 90° | 75° | 60° | 45° | 30° |
| c_{pe} : | -1,58 | -1,62 | -1,59 | -1,48 | -1,37 |

Modelo de proporções: $a \times b \times h = 8 \times 1,6 \times 4$

Altura acima do solo: 0,4b

| | | | | | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| α : | 90° | 75° | 60° | 45° | 30° |
| c_{pe} : | -1,38 | -1,59 | -2,17 | -1,59 | -0,93 |

O valor mínimo, -2,17, em uma tomada próxima à quina de barlavento.

Os ensaios foram feitos em corrente de ar uniforme e de baixa turbulência.

O mesmo fenômeno de concentração e correspondente aceleração das linhas de fluxo ocorre quando só parte do andar térreo é livre (passagem de veículos, *play-ground*, etc.). Em Porto Alegre, em uma passagem de veículos no andar térreo de um edifício de 15 pisos, as placas de revestimento do forro foram arrancadas pela sucção.

h) No campus do MIT, em Cambridge, Massachusetts, USA, há um edifício com um efeito notável de *afunilamento* (efeito Venturi.¹⁷ O prédio tem 84,43m de altura. No térreo há uma passagem aberta com 21,34 x 6, 55m. Leituras simultâneas com anemômetros indicaram uma velocidade do vento através desta abertura entre 130 e 145km/h, enquanto que ao nível do telhado variava de 65 a 80km/h. Isto é, a velocidade na passagem chegava ao dobro da existente ao nível do telhado.

i) Estes fenômenos estão muito bem assinalados nas normas de vento do Building Research Station, Grã-Bretanha:

"Quanto maior o aumento da velocidade do vento, maior será a sucção. Assim, o afunilamento do vento entre dois edifícios pode produzir severas sucções nas faces confrontantes. Passagens abertas através e sob grandes blocos em forma de placas (*slab-like blocks*, os chamados *muros habitáveis*) estão usualmente sujeitas a altas velocidades do vento através delas, devido à diferença de pressão entre as faces dianteira e traseira do edifício; as superfícies de tais passagens são particularmente propensas a altas sucções, que podem danificar as vidraças

e revestimentos.”^a Além de causar problemas aos usuários, podendo mesmo impedir o uso destas zonas.

j) Alguns problemas causados por uma falsa *proteção* são relacionados por Esquillan:

“Na Inglaterra um anemômetro situado 30m atrás de uma fileira de casas acusou acréscimos locais de velocidade do vento de 9m/s a 22m/s. Na Suíça a cobertura de uma piscina que se comportava bem há vários anos sofreu danos após a construção de um edifício alto (*immeuble-tour*) em sua vizinhança.

Na Bélgica, cortinas metálicas foram deformadas; vitrines e os objetos que elas continham foram aspirados para a rua por um vento canalizado entre duas fileiras de casas, porque esta disposição causa velocidades particularmente fortes.”^b

Também em Porto Alegre, em 1969, uma cortina metálica de portão de garagem foi deformada e parcialmente deslocada pela força do vento, em pleno centro da cidade (edifício sede do Banco do Estado do Rio Grande do Sul).

“Na Inglaterra, em Ferrybridge, duas filas de quatro torres de refrigeração hiperbólicas, de 115m de altura e 92m de diâmetro na base, sofreram o efeito de um vento de 23,6m/s (85km/h) de velocidade média horária, com pontas de rajadas de 43,2m/s (155km/h). A direção do vento estava orientada a 45° em relação ao eixo horizontal das filas de torres. Três das torres da segunda fila, na esteira da primeira, ruíram. Uma das causas deste acidente foi a aceleração da velocidade do vento, por um efeito Venturi.”^c Outras causas: velocidade máxima do vento subestimada, anel superior de enrijecimento inadequado, casca muito fina, problemas nas fundações.

k) Baines,¹⁸ estudando modelo em forma de torre, de proporções 1 x 1 x 8, chama a atenção para a existência de um fluxo com componentes para baixo, a partir da parte anterior do modelo. Com isto a velocidade do fluxo a sotavento tende para uma uniformidade (foi usado um perfil de vento semelhante ao natural). Baines conclui que uma edificação pequena, a sotavento de uma de maior altura, fica submetida a velocidades maiores do vento.

l) Hamilton^{19,20} estudou o caso de dois modelos cúbicos com as faces confrontantes convergindo para barlavento ou paralelas. Um dos cubos foi fixado em uma certa posição e o outro era girado de um

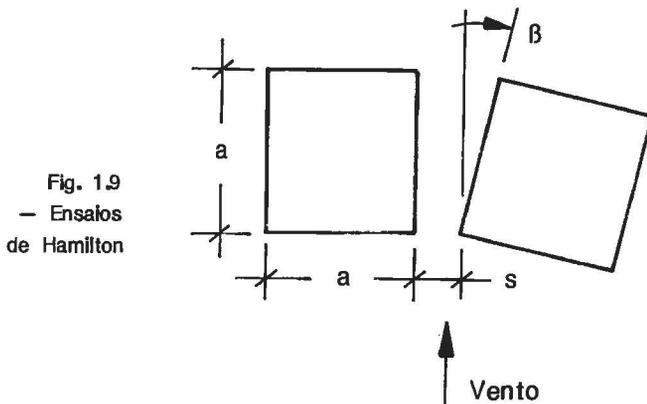
^aBUILDING RESEARCH STATION, Garston, *Wind loading on buildings - I*. Garston, 1968. (Digest, 99).

^bESQUILLAN, N. Les effets de la neige et du vent sur les constructions et le régles NV65. *Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics*, Paris, (25):1484, oct. 1968.

^cESQUILLAN, N. *Ibidem*.

ângulo β . O vento incidia sempre perpendicularmente à fachada do cubo fixo (Fig. 1.9).

Os ensaios foram feitos tanto em corrente de ar uniforme e de baixa turbulência (com os modelos fixados em uma plataforma situada acima da camada limite natural do túnel, para melhorar as condições de uniformidade do fluxo incidente) como em corrente de ar não uniforme. Neste caso um perfil vertical de velocidades médias semelhante ao perfil do vento natural foi obtido com auxílio de uma tela encurvada. A turbulência atmosférica não foi reproduzida na intensidade adequada.



As pressões sofreram grandes alterações – em relação ao caso de modelo isolado – apenas nas faces confrontantes. Os mínimos de sucção ($c_{pe\ min}$) ocorreram próximo ao topo e à borda de ataque.

O leitor encontrará uma síntese dos resultados de Hamilton na Tabela 1.4. Os valores extremos apareceram para β em torno de 5° . Para o caso do vento simulado o mínimo de sucção é superior ao dobro do mínimo para modelo isolado. Para vento uniforme (e de baixa turbulência) a diferença é ainda mais notável.

TABELA 1.4 – VALORES MÍNIMOS DE c_{pe} ENSAIOS DE HAMILTON

| Vento | β | 0° | 2° | 4° | 6° | 8° | 10° | 12° |
|------------|---------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|
| com perfil | $c_{pe\ min}$ | -1,26 | -1,60 | -1,78 | -1,78 | -1,52 | | |
| | s/a | 0,167 | 0,067 | 0,067 | 0,083 | 0,083 | | |
| "uniforme" | $c_{pe\ min}$ | -1,76 | -1,93 | -2,08 | -2,14 | -2,08 | -1,94 | -1,78 |
| | s/a | 0,417 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 | 0,25 |

Para modelo isolado: $c_{pe\ min} = -0,80$ em vento com perfil e $-0,46$ em vento uniforme e de baixa turbulência.

m) Newberry, Eaton e Mayne²¹ verificaram marcante efeito de proteção em um edifício em que estudaram a ação do vento natural. Para o vento soprando de um lado sem obstruções importantes, o coeficiente de forma foi $C_e = +0,83$. Para o vento soprando do lado oposto, com edifícios (embora nem muito próximos nem densamente situados), C_e baixou para $+0,24$. Como se vê, um efeito notável de proteção.

n) Leutheusser²² estudou os efeitos de interação em um conjunto de quatro edifícios altos, vizinhos, que constituem o Yonge-Eglinton Center. As principais conclusões a que chegou são as seguintes:

- as sobrepressões foram, globalmente, atenuadas;
- as sucções foram aumentadas, com um fator de ampliação entre 1 e 5, com uma média representativa em torno de 2.

Os modelos foram fixados no piso do túnel, sendo usada uma corrente de ar uniforme e de baixa turbulência.

o) Kelnhofer²³ realizou uma série de ensaios para determinar a influência de uma edificação vizinha (B) sobre as sucções na cobertura horizontal de um edifício paralelepípedo (A), variando a direção do vento, a relação de alturas dos modelos e o afastamento relativo (Fig. 1.10). Seus modelos foram colocados em uma plataforma na câmara de ensaios aberta de um túnel de retorno aberto (tipo Prandtl), em escoamento uniforme.

Os dois casos de maior influência do modelo B sobre as sucções extremas na cobertura do modelo A, isolado, foram os seguintes:

| α | h_2/h_1 | s/h_1 | fator de majoração |
|----------|-----------|-------------|--------------------|
| 22,5° | 1 | 0,25 e 0,50 | 3,16 |
| 0° | 0,75 | 0,25 | 2,9 |

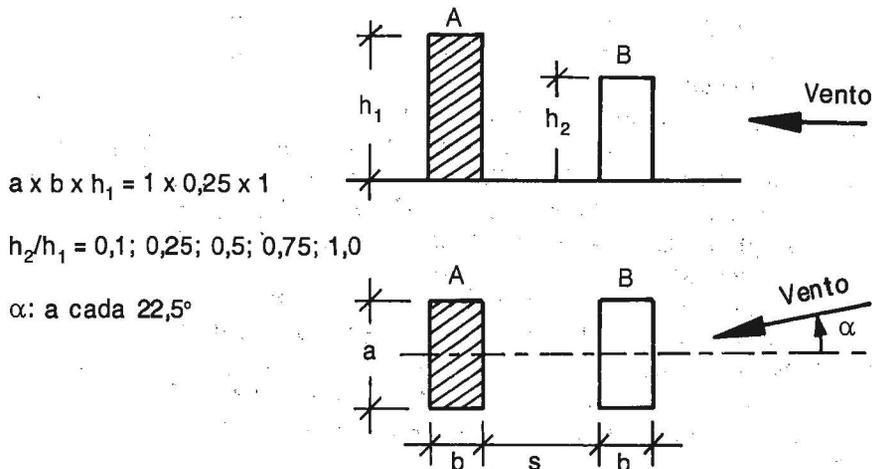


Fig. 1.10 – Ensaios de Kelnhofer

p) Ishizaki e Sung²⁴ e Wirén²⁵ preocuparam-se com a variação da velocidade do fluxo de ar entre as faces confrontantes de edificações vizinhas. Em certas condições esta velocidade pode ser sensivelmente superior à velocidade do vento incidente, não perturbado pelas edificações.

Ishizaki e Sung usaram 13 pares de modelos paralelepípedicos de diversas proporções, variando também o afastamento entre os dois modelos. Mediram a velocidade do vento sobre o eixo vertical do conjunto (isto é, no centro do vão entre os dois modelos), em três alturas: a 5mm da base e do topo dos modelos e a meia altura. O vento incidia paralelamente às duas faces confrontantes. Os ensaios foram feitos em dois tipos de escoamento: uniforme e com camada limite de 10cm de altura (altura dos modelos: 10 ou 20cm).

Entre as conclusões deste trabalho destacamos:

- o maior aumento de velocidade do vento ocorreu com o par de modelos de dimensões $a \times b \times h = 10 \times 10 \times 20\text{cm}$, afastados de 8 ou 12cm, com um fator de majoração da velocidade de 1,4, a 5mm da base;

- este fator decresceu com o aumento tanto da largura como da profundidade do par de modelos;

- há um afastamento crítico entre modelos para o qual ocorre a maior majoração de velocidade.

q) Os ensaios de Wirén foram feitos com simulação aproximada do vento natural sobre terreno plano e aberto. Tiveram por finalidade determinar a velocidade do vento em passagens entre dois edifícios iguais — colocados com as fachadas principais em um mesmo plano ou em esquadro — ou em uma passagem através de um edifício, ao nível do terreno.

As variáveis foram:

- altura (h) e lado maior da base (a) dos modelos;

- separação (s) entre modelos;

- incidência do vento (α).

A Fig. 1.11 apresenta a disposição dos diversos modelos (situações A, B, C, D) e a Tabela 1.5 as dimensões principais. A passagem através do modelo D tinha uma altura de 20mm e uma largura de 20 ou 40mm. Como a escala dos modelos era de 1/200, estas dimensões correspondem, em verdadeira grandeza, a 4m, 4m e 8m, respectivamente.

Os ensaios mostraram que:

- o fator de majoração da velocidade cresce com o aumento da altura da edificação e, de um modo menos pronunciado, com o aumento do lado maior;

- o aumento da largura da passagem através da edificação causou apenas uma pequena diminuição do fator de majoração;

—o maior fator de majoração foi de 1,9, para a situação A, com $s = 4\text{m}$, $h = 24\text{m}$, $a = 80\text{m}$ e $\alpha = 40^\circ$. Aumentando s para 8m , o fator de majoração baixou para 1,6;

—para passagem através de edificação (modelo D), o maior valor do fator de majoração foi 1,74.

Lembramos que, sendo a pressão dinâmica proporcional ao quadrado da velocidade, a majoração de 1,9 na velocidade corresponde a uma majoração de 3,6 nas pressões.

TABELA 1.5 — MODELOS DE WIRÉN

| Dimensão | Modelo (mm) | Real (m) |
|----------|-------------|----------|
| a | 100 — 400 | 20 — 80 |
| b | 60 | 12 |
| h | 30 — 120 | 6 — 24 |
| s | 20 — 40 | 4 — 8 |

altura da passagem s no modelo D: 20mm (4m)

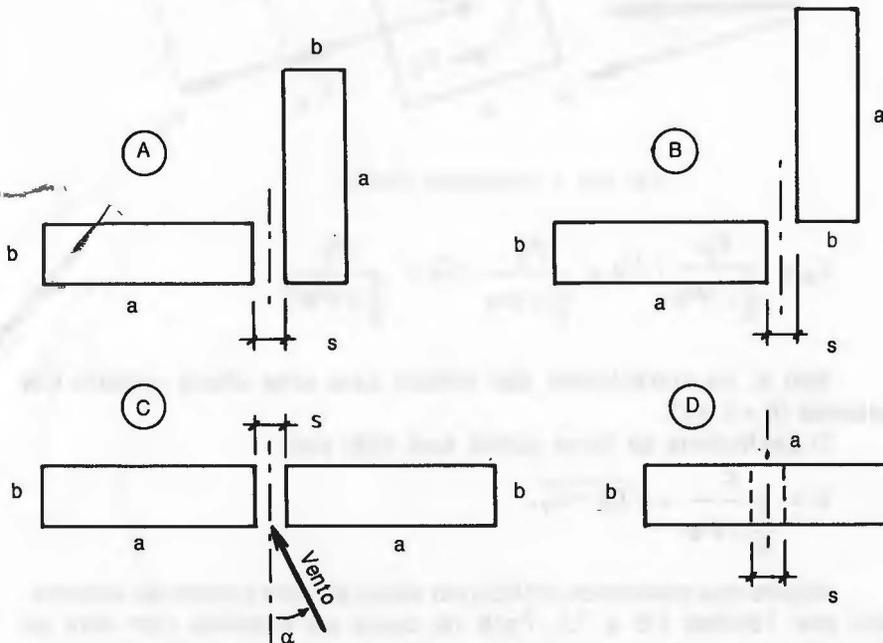


Fig. 1.11 — Ensaios de Wirén. Arranjo dos modelos

r) Reinhold, Tileman e Maher³ estudaram a interação de dois prismas de secção quadrada (com lado igual a 102mm) em dois fluxos bidimensionais, um com a pequena turbulência natural do túnel aerodinâmico (*fluxo suave*) e o outro de maior turbulência (*fluxo turbulento*), conseguida com uma grelha de malha quadrada. Para este último as características da turbulência são as seguintes:

- intensidade da turbulência longitudinal: 12%;
- escala integral da turbulência longitudinal: 160mm.

Estes autores apresentam coeficientes de arrasto, de força lateral e de momento torsor para 21 posições relativas dos dois prismas. Definiram os seguintes coeficientes (Fig. 1.12):

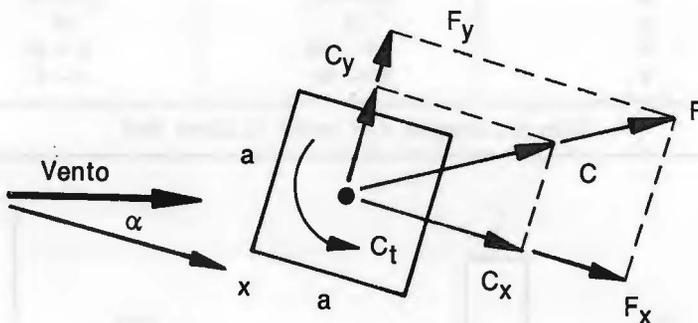


Fig. 1.12 – Convenções (Ref. 3).

$$C_x = \frac{F_x}{\frac{1}{2} \rho V^2 a} ; C_y = \frac{F_y}{\frac{1}{2} \rho V^2 a} ; C_t = \frac{M_t}{\frac{1}{2} \rho V^2 a^2}$$

Isto é, os coeficientes são válidos para uma altura unitária dos prismas ($A = a \times 1$).

O coeficiente de força global será dado por:

$$C = \frac{F}{\frac{1}{2} \rho V^2 a} = \sqrt{C_x^2 + C_y^2}$$

Alguns dos resultados obtidos por esses autores podem ser observados nas Tabelas 1.6 e 1.7. Para os casos de modelos com eixo de simetria do conjunto coincidindo com a direção do vento (situações 1 e 2, Tabela 1.6):

$$|C_x| = |C_a| = C,$$

sendo C_a o coeficiente de arrasto, isto é, o coeficiente correspondente à componente da força na direção do vento (força de arrasto). Para a *situação 2* os autores encontraram diferenças entre C_x e C_y , o que faz com que C seja um pouco diferente de C_a . Na tabela admitiu-se a igualdade, isto é, que o coeficiente C tenha a direção e o módulo de C_a .

TABELA 1.6 — EFEITOS DE VIZINHANÇA

| Situação 1 | $C_x = C_a$ | | Situação 2 | C_a | |
|------------|-------------|-------|------------|-------|-------|
| | Suave | Turb. | | Suave | Turb. |
| | +2,19 | +1,77 | | +1,82 | +1,94 |
| | -0,34 | -0,44 | | -0,28 | -0,37 |
| | -0,40 | +0,34 | | -0,42 | -0,33 |

TABELA 1.7 — EFEITOS DE VIZINHANÇA

| Situações 3 e 4 | Suave | | | | Turbulento | | | |
|-----------------|-------|-------|------|-------|------------|-------|------|-------|
| | C_x | C_y | C | C_t | C_x | C_y | C | C_t |
| | +1,20 | +0,21 | 1,22 | -0,20 | +1,01 | +0,36 | 1,07 | -0,24 |
| | | | | | +0,77 | +0,50 | 0,92 | -0,33 |

Do exame das Tabelas 1.6 e 1.7 conclui-se que:

—para modelos alinhados na direção do vento, os coeficientes de arrasto no modelo de sotavento, com uma única exceção, tiveram sentido contrário e valores menores do que no modelo isolado;

—o coeficiente de momento torsor em modelos não alinhados atingiu um valor extremo $C_t = -0,33$, com vento turbulento. Para a *situação 3*, em que os ensaios foram feitos também com vento suave, C_t foi maior, em valor absoluto, com vento turbulento.

s) Sarode e outros²⁶ trabalharam com prismas de secção circular e quadrada em escoamento deslizante e turbulento (simulação de vento natural) sendo o expoente da lei potencial do perfil vertical de velocidade

des médias igual a 0,20. Alguns dos ensaios de interação foram feitos com dois modelos alinhados na direção do vento, sendo ambos de secção circular ou ambos de secção quadrada. O alteamento, nos dois casos, foi $E = 4,09$ ($E = h/d$ para o prisma de secção circular de diâmetro d e $E = h/a$ para o prisma de secção quadrada de aresta a). O afastamento entre modelos, eixo a eixo, chegou a um valor máximo de oito vezes o diâmetro do prisma de secção circular e a oito vezes a aresta da base do prisma de secção quadrada. No âmbito dos ensaios, os autores concluíram que o arrasto no modelo situado na esteira varia fortemente com o afastamento e é consideravelmente menor que o arrasto em modelo isolado. Arrasto nulo com modelo isolado foi obtido com $s_x/d = 1,7$, no modelo de secção circular e com $s_x/a = 2,2$ no modelo de secção quadrada (s_x : afastamento eixo a eixo na direção do vento, com os modelos alinhados nesta direção). Ensaio com os dois modelos de secção quadrada dispostos em uma linha perpendicular à direção do vento: o arrasto em cada um deles não é muito diferente do arrasto sobre o modelo isolado.

“A tendência dos efeitos de interação é similar à de dados existentes em fluxo uniforme”, concluem os autores.

t) O Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) desenvolveu um extenso e sistemático estudo de efeitos de vizinhança em dois edifícios prismáticos de secção quadrada, com altura igual a seis vezes a aresta da base. Na primeira etapa foram estudados, em corrente de ar uniforme e de baixa turbulência (vento “uniforme e suave”), os efeitos do vento em 15 posições relativas de vizinhança, sendo medidas as pressões estáticas médias em mais de 67 mil pontos. A segunda etapa inclui a mesma série de casos de vizinhança com simulação das principais características do vento natural (vento “deslizante e turbulento”), com um expoente do perfil vertical de velocidades médias $p = 0,34$). A intensidade de turbulência variou de cerca de 30% (próximo à base dos modelos) a cerca de 10% (no topo dos mesmos).

A Fig. 1.13 apresenta a simbologia básica e convenções de sinais para os esforços e respectivos coeficientes.

As posições relativas estudadas foram as seguintes:

| | | | | | |
|-----------|------|------|------|------|------|
| s_x/a : | 0,10 | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 2,00 |
| s_y/a : | 0 | 0,50 | 1,00 | | |

A obstrução máxima no túnel de vento foi de 5,4%. Não foi feita correção de bloqueio; por esta razão os coeficientes aerodinâmicos apresentam um erro por excesso que varia entre 1 e 2,7%, dependendo da posição relativa dos modelos e do ângulo de incidência do vento.

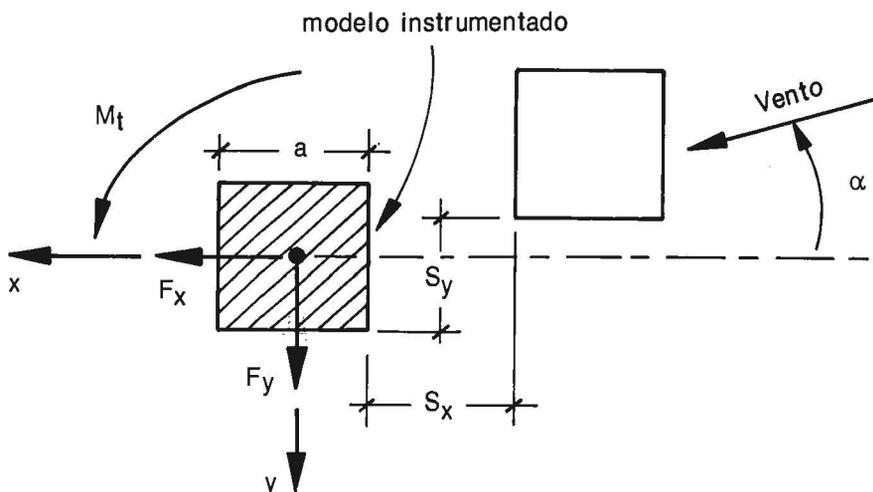


Fig. 1.13 — Simbologia e convenção de sinais

Os resultados mostraram que a distribuição das pressões, as componentes da força global do vento e o momento de torção em relação ao eixo vertical no modelo instrumentado foram bastante influenciados pela presença de um segundo modelo de mesmas dimensões nas proximidades.

Definiram-se os seguintes coeficientes aerodinâmicos:

1 — Coeficientes de força

$$C_x = F_x/(qA) \quad C_y = F_y/(qA)$$

$$C = F/(qA) \rightarrow C = \sqrt{C_x^2 + C_y^2}$$

sendo

F_x — força do vento na direção x;

F_y — força do vento na direção y;

F — resultante de F_x e F_y (força horizontal);

q — pressão dinâmica de referência (no fluxo livre, não perturbado pelos modelos, na altura do topo dos modelos);

A — área de uma das faces do modelo: $A = ah$;

h — altura do modelo;

a — aresta da base quadrada do modelo.

2 – Coeficiente de momento torsor

$$C_t = M_t/(qAa)$$

sendo

M_t —momento torsor em relação ao eixo vertical do modelo.

Para o caso dos modelos alinhados na direção do vento, modelo instrumentado a sotavento ($s_y = 0$; $\alpha = 0^\circ$), os valores do coeficiente C_x (equivalente, nestas condições, ao coeficiente de arrasto C_a e numericamente ao coeficiente de força horizontal C) foram os seguintes:

$$\begin{array}{cccccc} s_x/a = & 0,10 & 0,25 & 0,50 & 1,00 & 2,00 & \text{mod. isolado} \\ C_x = C_a = & -0,19 & -0,20 & -0,34 & -0,14 & -0,16 & +1,46 \end{array}$$

O sinal negativo está indicando que a força F_x correspondente a C_x tem sentido contrário ao do vento. O valor mínimo de C_x apareceu para um afastamento relativo igual a 50% da aresta da base do modelo.

TABELA 1.8 – VALORES MÁXIMOS DO COEFICIENTE DE FORÇA HORIZONTAL

| Vento | s_y/a | C_{max} para $s_x/a =$ | | | | | |
|-------|---------|--------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|---------------|
| | | 0,10 | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | ∞ |
| Unif. | 0 | 1,80 (135°) | 1,89 (135°) | 1,65 (135°) | 1,63 (105°) | 1,66 (105°) | 1,46 (90°) |
| | 0,50 | 1,91 (150°) | 1,72 (135°) | 1,77 (135°) | 1,65 (105°) | 1,66 (270°) | 1,46 (90°) |
| | 1,00 | 1,92 (150°) | 1,95 (150°) | 1,82 (150°) | 1,76 (135°) | 1,68 (135°) | 1,46 (90°) |
| Turb. | 0 | 1,21 (135°) | 1,32 (225°) | 1,26 (135°) | 1,19 (225°) | 1,09 (135°) | 1,02 (45°) |
| | 0,50 | 1,32 (150°) | 1,19 (135°) | 1,21 (135°) | 1,24 (135°) | 1,17 (135°) | 1,02 (45°) |
| | 1,00 | 1,37 (270°) | 1,37 (270°) | 1,36 (150°) | 1,36 (135°) | 1,22 (135°) | 1,02 (45°) |

Quanto à força horizontal do vento (F), os valores máximos do coeficiente C para cada uma das 15 posições relativas ensaiadas aparecem na Tabela 1.8. Entre parênteses estão dados os respectivos valores do ângulo de incidência do vento.

O segundo modelo sempre causou um aumento da força horizontal máxima sobre o modelo isolado, chegando-se a uma majoração de 34% para o modelo com $s_x = 0,25a$, $s_y = 1,0a$ e $\alpha = 150^\circ$.

Alterações ainda mais importantes foram observadas nos momentos torsores. A Tabela 1.9 apresenta os valores absolutos máximos de C_t para cada uma das 15 posições ensaiadas.

Houve casos em que C_t foi mais que triplicado pela existência do segundo modelo nas vizinhanças. Para o caso com $s_x = 0,25a$, $s_y = 0,50a$ e $\alpha = 345^\circ$, o coeficiente de momento torsor atingiu um valor 3,4 vezes maior que o valor máximo para modelo isolado.

TABELA 1.9 – VALORES MÁXIMOS DO MÓDULO DO COEFICIENTE DE MOMENTO TORSOR

| Vento | s_y/a | $ C_t _{\max}$ para $s_x/a =$ | | | | | |
|-------|---------|-------------------------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------|-----------------|
| | | 0,10 | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | ∞ |
| Unif. | 0 | 0,166 (150°) | 0,160 (75°) | 0,154 (90°) | 0,126 (90°) | 0,126 (15°)* | 0,080 (15°)* |
| | 0,50 | 0,270 (345°) | 0,272 (345°) | 0,244 (345°) | 0,198 (345°) | 0,174 (345°) | 0,080 (15°)* |
| | 1,00 | 0,148 (165°) | 0,175 (165°) | 0,167 (15°) | 0,121 (60°)** | 0,198 (0°) | 0,080 (15°)* |
| Turb. | 0 | 0,112 (210°) | 0,111 (165°) | 0,97 (90°) | 0,086 (285°) | 0,083 (75°) | 0,081 (15°) |
| | 0,50 | 0,175 (345°) | 0,185 (345°) | 0,161 (345°) | 0,129 (345°) | 0,105 (345°) | 0,081 (15°) |
| | 1,00 | 0,094 (165°) | 0,132 (165°) | 0,092 (15°) | 0,129 (60°) | 0,101 (75°) | 0,081 (15°) |

*Também para 75°

**Também para 330°

Os maiores valores e variações dos coeficientes de pressão externa geralmente apareceram nas paredes confrontantes dos dois modelos. Nestas paredes a tomada de pressão com valor extremo de sucção sempre estava situada na coluna de tomadas mais de barlavento.

Picos de sucção nas paredes confrontantes e em paredes quaisquer são dados nas Tabelas 1.10 e 1.11. Picos de sucção na cobertura, bem como valores extremos de C_e na cobertura, somente para vento turbulento, aparecem na Tabela 1.12.

A Fig. 1.14 apresenta os perfis horizontais dos coeficientes de pressão externa em três níveis, para alguns dos casos estudados.

Maiores detalhes sobre estes ensaios podem ser vistos nas referências^{4,27-32}.

TABELA 1.10 – PICOS DE SUÇÃO NAS PAREDES CONFRONTANTES

| Vento | s_y/a | C_{pe} min nas paredes confrontantes para $s_x/a =$ | | | | | |
|-------|---------|---|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|----------------|
| | | 0,10 | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | ∞ |
| Unif. | 0 | -2,17 (255°) | -2,11 (270°) | -1,91 (270°) | -1,43 (270°) | -1,40 (270°)* | -1,60 (15°) |
| | 0,50 | -2,20 (90°) | -1,68 (90°) | -1,73 (90°) | -1,32 (255°) | -1,65 (75°) | -1,60 (15°) |
| | 1,00 | -1,41 (90°) | -1,25 (165°) | -1,65 (105°) | -1,59 (60°) | -1,50 (75°) | -1,60 (15°) |
| Turb. | 0 | -1,76 (255°) | -1,87 (270°) | -1,85 (270°) | -1,31 (90°) | -1,09 (75°) | -1,21 (75°) |
| | 0,50 | -1,98 (90°) | -1,50 (90°) | -1,24 (75°) | -1,72 (75°) | -1,23 (75°) | -1,21 (75°) |
| | 1,00 | -1,04 (90°) | -1,09 (165°) | -1,20 (105°) | -1,82 (60°) | -1,47 (75°) | -1,21 (75°) |

*Também a 90°

TABELA 1.11 – PICOS DE SUÇÃO NAS PAREDES

| Vento | s_y/a | C_{pe} min nas paredes para $s_x/a =$ | | | | | |
|-------|---------|---|-----------------|-----------------|-----------------|------------------|----------------|
| | | 0,10 | 0,25 | 0,50 | 1,00 | 2,00 | ∞ |
| Unif. | 0 | -2,17 (255°) | -2,11 (270°) | -1,91 (270°) | -1,43 (270°) | -1,40 (285°)* | -1,60 (15°) |
| | 0,50 | -2,20 (90°) | -1,68 (90°) | -1,83 (15°) | -1,38 (270°) | -1,65 (75°) | -1,60 (15°) |
| | 1,00 | -1,61 (150°) | -1,25 (165°) | -1,65 (105°) | -1,59 (60°) | -1,50 (75°) | -1,60 (15°) |
| Turb. | 0 | -1,76 (255°) | -1,87 (270°) | -1,85 (270°) | -1,35 (285°) | -1,39 (285°) | -1,21 (75°) |
| | 0,50 | -1,98 (90°) | -1,62 (75°) | -1,51 (75°) | -1,72 (75°) | -1,40 (285°) | -1,21 (75°) |
| | 1,00 | -1,46 (75°) | -1,53 (75°) | -1,49 (165°) | -1,82 (60°) | -1,47 (75°) | -1,21 (75°) |

*Também a 90°

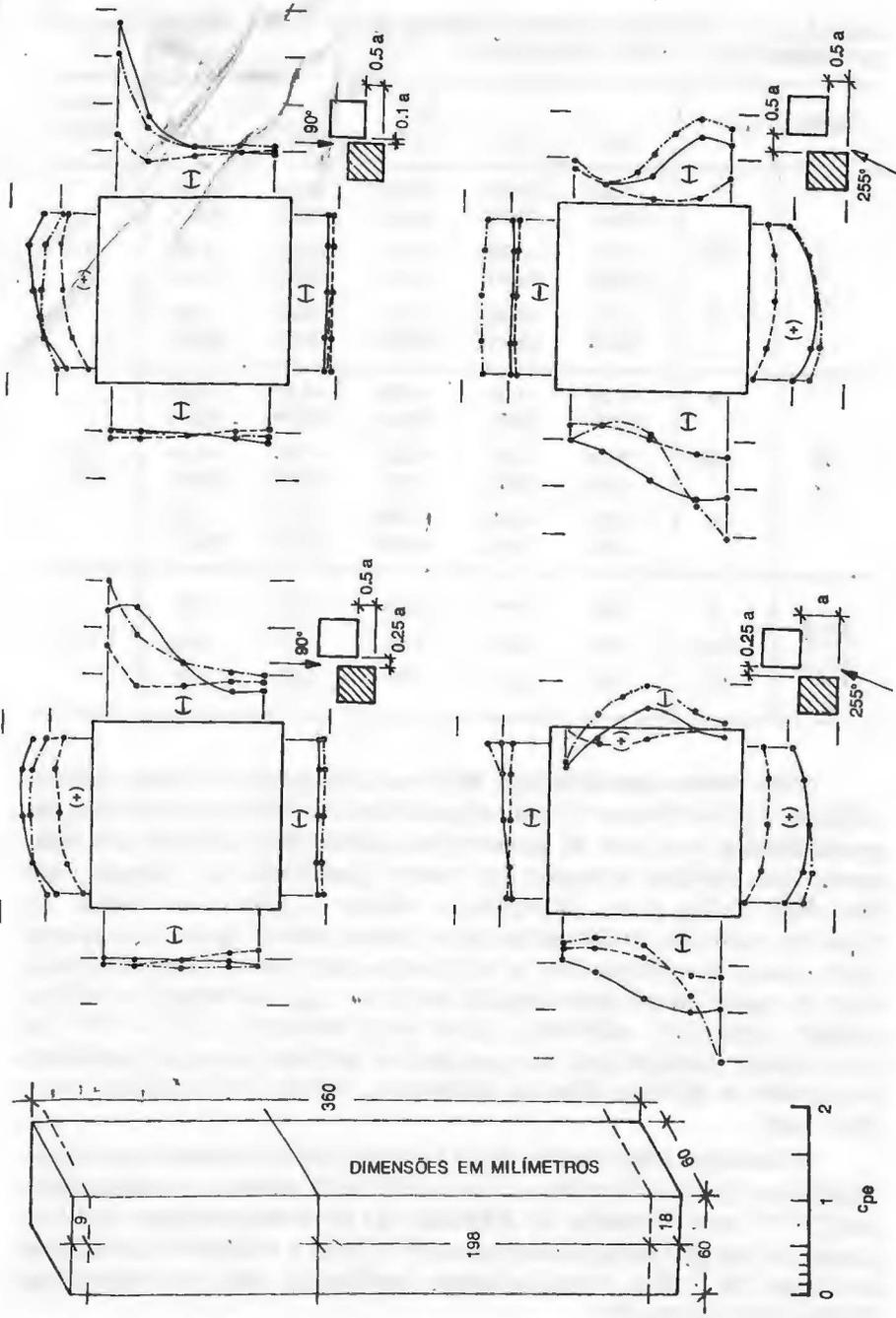


Fig. 1.14 - Perfis horizontais de pressão (c_{pe}) - vento turbulento

TABELA 1.12 – VALORES EXTREMOS DOS COEFICIENTES NA COBERTURA – MODELOS GEMINADOS – VENTO TURBULENTO

| Coefic. | s_y/a | $s_x/a =$ | | | | | Modelo isolado |
|--|---------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|----------------|
| | | 0,10 | 0,25 | 0,50 | 1,0 | 2,0 | |
| C_e min | 0 | -0,80 (105°) | -0,85 (105°) | -0,92 (105°) | -0,93 (105°) | -0,83 (270°) | -0,70 (0°) |
| | 0,50 | -0,81 (105°) | -0,89 (105°) | -0,93 (105°) | -0,95 (105°) | -0,83 (270°) | |
| | 1,0 | -0,75 (105°) | -0,86 (105°) | -0,94 (105°) | -0,88 (120°) | -0,82 (270°) | |
| C_{pe} min | 0 | -1,51 (225°) | -1,56 (315°) | -1,69 (315°) | -1,57 (315°) | -1,29 (315°) | -1,05 (45°) |
| | 0,50 | -1,25 (15°) | -1,25 (195°) | -1,61 (315°) | -1,66 (315°) | -1,42 (315°) | |
| | 1,0 | -1,47 (45°) | -1,39 (45°) | -1,60 (315°) | -1,65 (315°) | -1,39 (315°) | |
| $\frac{C_{pe} \text{ min}}{C_e \text{ min}}$ | 0 | 1,89 | 1,84 | 1,84 | 1,69 | 1,55 | 1,50 |
| | 0,50 | 1,54 | 1,40 | 1,73 | 1,75 | 1,71 | |
| | 1,0 | 1,96 | 1,62 | 1,70 | 1,88 | 1,70 | |

u) No estudo aerodinâmico feito no LAC para o edifício sede do Citibank em São Paulo⁶ foram reproduzidos os edifícios existentes nas proximidades, incluindo os situados em quarteirões vizinhos. Uma vista aérea dos edifícios situados no mesmo quarteirão do Citibank pode ser vista na Fig. 1.15. Os números indicam a altura, em metros, do topo dos edifícios ou de partes deles. Nesta mesma figura aparece uma vista lateral do edifício, com a localização das três secções horizontais para as quais foram determinados perfis de C_{pe} , tanto para o edifício isolado como com vizinhança, para vento incidindo a 30° e 315°. Há um aumento considerável das sucções na fachada curva de barlavento e na zona da fachada plana de sotavento próxima a esta fachada curva (Fig. 1.16).

v) Resultados de ensaios feitos com mais de um modelo estão sintetizados na Tabela 1.13. Estão aí incluídos tanto modelos paralelepípedicos,^{3-7,33,34} como modelos de edifícios não paralelepípedicos. Estes incluem os dois já citados anteriormente⁶⁻⁷ e mais o modelo de um edifício em forma de Z (Fig. 1.5.c), ensaiado juntamente com os modelos das edificações vizinhas.³³

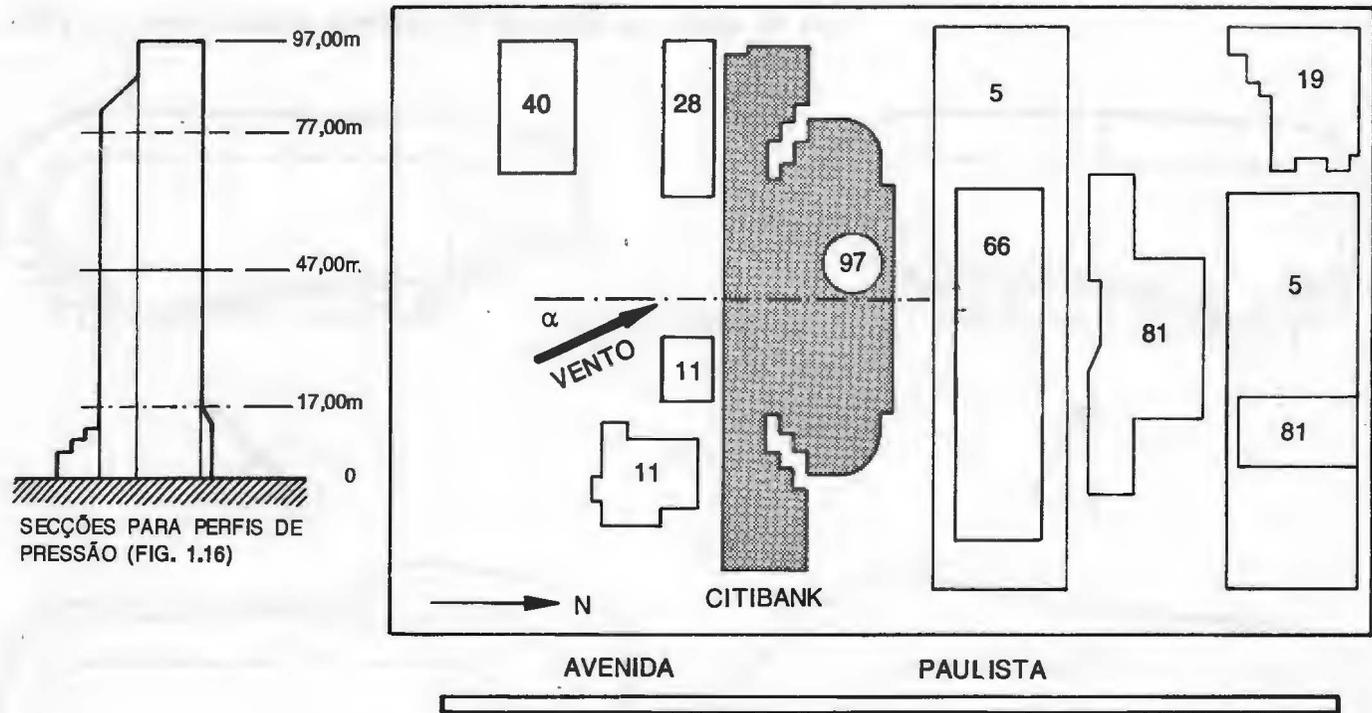


Fig. 1.15 — Situação do edifício e localização das secções dos perfis de pressão (c_{pe})

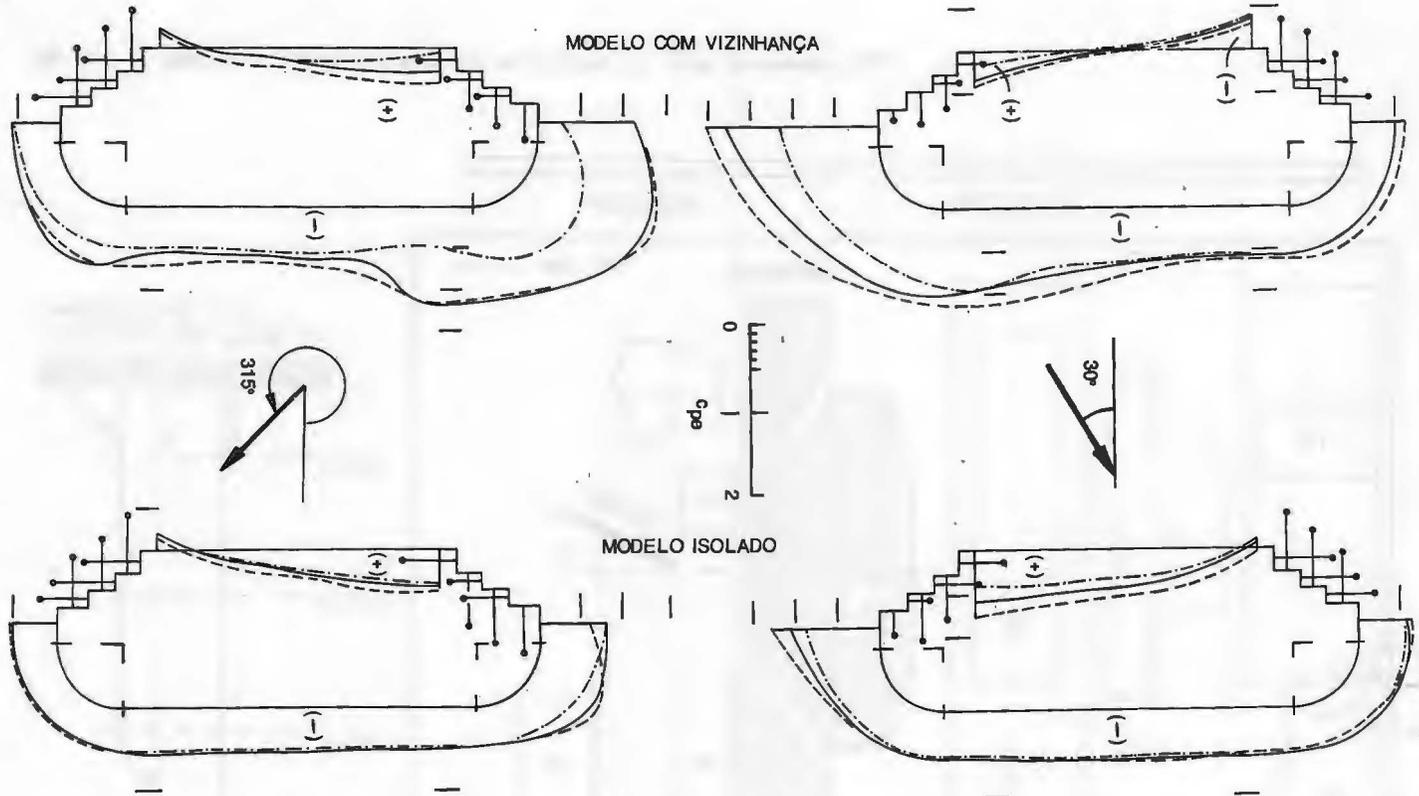


Fig. 1.16 — Perfis horizontais de pressão (c_{pe}) (localização das secções: Fig. 1.15)

TABELA 1.13 – COEFICIENTES AERODINÂMICOS – MODELOS COM VIZINHANÇA

| Ref | a/b (h/b) | Y/a | X/a | Para C _t max | | | | | e/a | e _x /a | FV |
|---------|--------------|-------------------------|-------|----------------------------|----------------|----------------|----------------|-------------------------------|-------|-------------------|------|
| | | | | α (β) | C _x | C _y | C _h | C _t _m | | | |
| 34 | 1 (6) | 0 | 1,10 | 165° | -0,094 | +0,11 | 0,95 | 0,110 | 0,116 | 0,122 | 1,36 |
| | | | 1,25 | 165° | -1,00 | -0,02 | 1,00 | 0,111 | 0,111 | 0,123 | 1,36 |
| | | | 1,50 | 90° | -0,05 | +0,97 | 0,97 | 0,097 | 0,100 | 0,108 | 1,20 |
| | | | 2,00 | 75° | +0,03 | +0,88 | 0,88 | 0,081 | 0,092 | 0,090 | 1,00 |
| | | | 3,00 | 75° | +0,10 | +0,92 | 0,93 | 0,083 | 0,089 | 0,092 | 1,02 |
| | | 0,5 | 1,10 | 345° | +0,35 | +0,11 | 0,37 | 0,175 | 0,473 | 0,194 | 2,16 |
| | | | 1,25 | 345° | +0,44 | +0,10 | 0,45 | 0,185 | 0,411 | 0,206 | 2,28 |
| | | | 1,50 | 345° | +0,56 | +0,02 | 0,56 | 0,161 | 0,288 | 0,179 | 1,99 |
| | | | 2,00 | 345° | +0,74 | +0,04 | 0,74 | 0,129 | 0,174 | 0,143 | 1,59 |
| | | | 3,00 | 345° | +0,75 | -0,09 | 0,76 | 0,105 | 0,138 | 0,117 | 1,30 |
| | | 1,0 | 1,10 | 165° | -0,97 | +0,93 | 1,12 | 0,094 | 0,084 | 0,104 | 1,16 |
| | | | 1,25 | 165° | -1,07 | +0,57 | 1,21 | 0,132 | 0,109 | 0,147 | 1,63 |
| | | | 1,50 | 15° | +0,15 | +0,12 | 0,19 | 0,092 | 0,484 | 0,102 | 1,14 |
| | | | 2,00 | 60° | -0,41 | +0,78 | 0,88 | 0,129 | 0,147 | 0,143 | 1,59 |
| | | | 3,00 | 75° | -0,08 | +0,96 | 0,96 | 0,101 | 0,105 | 0,112 | 1,25 |
| Isolado | | 15° | +0,89 | +0,02 | 0,89 | 0,081 | 0,091 | 0,090 | — | | |
| 3 | 1 (∞) | 1 | 2 | 0° | +1,42 | +0,16 | 1,43 | 0,13 | 0,091 | 0,073 | 0,93 |
| | | | 3 | 0° | +1,01 | +0,36 | 1,07 | 0,24 | 0,224 | 0,136 | 1,71 |
| | | | 3 | 0° (45°) | +0,77 | +0,50 | 0,92 | 0,33 | 0,359 | 0,186 | 2,36 |
| | | Isolado | | 15° | +1,67 | -0,03 | 1,67 | 0,14 | 0,084 | 0,079 | — |
| 7 | 1,4 | 2 modelos na vizinhança | | 40° | — | — | — | — | 0,088 | 0,09 | 2,05 |
| | | Isolado | | 50° | — | — | — | — | 0,043 | — | — |
| 6 | 2,2 (4,1) | Diversos mod | | 30° | +0,80 | — | — | 0,116 | — | 0,104 | 1,93 |
| | | Isolado | | 30° | +0,95 | — | — | 0,060 | — | 0,054 | — |
| 33 | 1,8 | Diversos mod. | | | — | — | — | — | 0,191 | — | |

*C_a(90°) para modelo isolado: 0,90

Para facilitar um estudo comparativo, esta Tabela inclui os respectivos modelos isolados, quando for o caso, com a incidência do vento que originou o maior valor de $|C_t|_{max}$.

Em sua última coluna a Tabela 1.13 apresenta o "fator de vizinhança", FV, definido, para o caso da torção, por

$$FV = \frac{|C_t|_{max} \text{ com vizinhança}}{|C_t|_{max} \text{ com modelo isolado}} \quad (1.22)$$

Lembrando a (2.9), a (2.22) fica:

$$FV = \frac{(e_x/a)_{max} \text{ viz.} \cdot C_a(90^\circ) \text{ isol.}}{(e_x/a)_{max} \text{ isol.} \cdot C_a(90^\circ) \text{ isol.}} = \frac{(e_x/a)_{max} \text{ com viz.}}{(e_x/a)_{max} \text{ isolado}} \quad (1.23)$$

Para uma análise global o parâmetro e_x/a é mais significativo, pois normaliza em $C_a(90^\circ)$ para modelo isolado e permite assim uma rápida análise comparativa dos resultados e a conseqüente determinação do caso mais nocivo. Um alto valor de $e/a (=|C_t|_{max}/C_h)$ nem sempre significa torção elevada, como pode ser constatado examinando a Tabela 1.13.

O fator de vizinhança mostra que os esforços de torção podem ultrapassar o dobro dos valores obtidos com os respectivos modelos isolados.

Para o caso de efeitos de vizinhança sugerimos que se adotem as excentricidades

$$e_x = 0,15 a \quad , \quad e_y = 0,15 b \quad (1.24)$$

TABELA 1.14 – EFEITOS DE TORÇÃO – RESUMO

| Ref. | a/b | e_x/a | $ C_t _{max}$ | FV | Modelo |
|------|-----|---------|---------------|------|----------------|
| 2 | 1 | 0,077 | 0,115 | — | Isolado |
| 3 | 1 | 0,079 | 0,14 | — | |
| 4 | 1 | 0,094 | 0,088 | — | |
| 5 | 1 | 0,080 | 0,12 | — | |
| 5 | 2 | 0,045 | 0,09 | — | |
| 5 | 4 | 0,045 | 0,09 | — | |
| 34 | 1 | 0,206 | 0,185 | 2,28 | Com vizinhança |
| 3 | 1 | 0,186 | 0,33 | 2,36 | |
| 7 | 1,4 | 0,09 | — | 2,05 | |
| 6 | 2,2 | 0,104 | 0,116 | 1,93 | |

Os efeitos de vizinhança serão considerados somente até a altura do topo da ou das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo centrado no pé do eixo vertical da edificação em estudo e de diâmetro igual à altura desta edificação ou a seis vezes o lado menor do retângulo envolvente de sua secção horizontal média, tomando-se o menor destes dois valores.

A Tabela 1.14 procura facilitar um exame sucinto e global das ações de torção, com e sem vizinhança.

2 – EFEITOS NOCIVOS DO VENTO

2.1 – DANOS ESTRUTURAIS

a) Colapso total, pela ação do vento, de edifícios prontos não é de nosso conhecimento. Os danos em edifícios geralmente são de pequena monta. Grandes danos ocorreram na Flórida, durante o furacão de 18 de setembro de 1926.^{35,36} De cerca de 25 edifícios altos existentes em Miami naquela época, dois sofreram danos apreciáveis: os edifícios Meyer-Kiser Bank e Miami Realty Board. Ambos tinham proporções semelhantes e estavam diretamente expostos à ação do vento em todas as direções.

O edifício mais danificado foi o Meyer-Kiser Bank, severamente torcido pela ação do vento. Tinha estrutura metálica, 17 pisos e dimensões em planta de 42,7 x 13,7m. Elementos estruturais foram trincados, dobrados e torcidos. Paredes fendilharam e muitas ruíram. Fortes oscilações foram sentidas pelos ocupantes.

O Miami Realty Board tinha 15 pisos, dimensões em planta de 13,7 x 29,0m, e estrutura semelhante à do Meyer-Kiser Bank. As paredes dos cinco primeiros pisos ficaram completamente fendilhadas. Na parte dos fundos o reboco exterior rachou ao longo das vigas e pisos até o oitavo piso. No interior diversas repartições transversais e longitudinais nos três primeiros pisos fendilharam ou foram derrubadas. O edifício ficou 16mm fora do prumo, enquanto que o Meyer-Kiser Bank ficou 762mm. Em nenhum dos dois edifícios foram observadas fendas nos tetos ou pisos.

b) Mais recentemente, o edifício Great Plains Life, em Lubbock, Texas, de proporções próximas às dos dois edifícios citados, sofreu danos muito semelhantes, incluindo fortes oscilações.³⁷

c) São vários os casos de colapso estrutural em edifícios em construção.³⁶

2.2 – DANOS POR DEFORMAÇÃO EXCESSIVA DA ESTRUTURA

a) Observações feitas em edifícios de grande altura (a partir de cerca de 50 pavimentos) dotados de paredes de vedação externa e divisórias de alvenaria de tijolo mostraram que nos primeiros meses após sua construção estes edifícios incliam-se na direção dominante dos ventos mais violentos. O edifício, neste estágio, não oscila como um todo; apenas apresenta microvibrações. Após alguns meses, com o crescimento da deformação permanente do edifício, a resistência dos painéis de alvenaria é vencida: eles trincam, separando-se da estrutura (ruidosamente) e o edifício passa a oscilar.

Além de paredes e rebocos, também esquadrias e vidros podem ser danificados por este processo (deformações por flexão e torção).

b) O edifício John Hancock, em Boston,^{38,39} durante o ano de 1973 teve seus vidros rompidos sempre que a velocidade do vento chegava a 22m/s (80km/h). No total foram quebrados cerca de cinco mil vidros, os quais foram sendo substituídos por placas de madeira compensada, enquanto era estudado o problema.

A causa dos sucessivos acidentes não foi nenhuma das usuais: fragmentos volantes, sobrepressão ou sucção elevadas (por rajadas violentas, pela turbulência gerada nos edifícios situados a barlavento ou por efeito Venturi). Foi constatado que o edifício apresentava uma deformação por torção demasiadamente grande, com o que as janelas se deformavam e os vidros saltavam fora.

Para solucionar o problema 300 vigas de aço em forma de cantoneira foram utilizadas para reforçar a estrutura. Um amortecedor gigante, com 600 toneladas, de chumbo e aço, foi fixado por molas ao 58.º piso. Vidro temperado mais resistente foi instalado em todas as 10334 janelas. O custo destas obras foi de 15 milhões de dólares, fazendo subir o custo total do edifício para 150 milhões de dólares.

2.3 – DANOS POR AÇÃO DAS PRESSÕES

a) Vidros podem ser rompidos, painéis de revestimento e telhados (telhas e estrutura) arrancados, paredes demolidas, quer por ação preponderante de fortes sobrepressões ou sucções externas, quer pela ação conjunta de sobrepressões internas e sucções externas ou vice-versa. Exemplos de acidentes deste tipo são dados nas Figs. 2.1 e 2.2. Também paredes internas podem ser atingidas, como se constata na Fig. 2.3. Estas três figuras foram tiradas de um trabalho de Somes, Dikkers e Boone.³⁷

b) É necessário dar atenção ao dimensionamento e ancoragem dos painéis de vedação, os quais têm sido arrancados pelas fortes sucções que podem aparecer próximo às arestas verticais dos edifícios. Isto vale tanto para painéis leves (metal, fibrocimento) como para painéis de materiais pesados (mármore, granito).

2.4 – DANOS POR PROJÉTEIS

a) Em cidades com edifícios altos, principalmente naqueles com grandes superfícies envidraçadas, pode haver rompimento de vidros por fragmentos lançados pelo vento, tais como pedaços de telhas (ou telhas inteiras) e da estrutura do telhado, placas de revestimento de paredes, esquadrias, pedaços de vidros, cascalho solto sobre coberturas planas, etc.

Como no Brasil não é usado cascalho nas coberturas, uma melhor fixação dos elementos das coberturas, janelas e placas de revestimento já é suficiente para reduzir grande parte do risco de acidentes por fragmentos lançados pelo vento ("projéteis"), já que muito raramente estes projéteis são constituídos por fragmentos que se encontram sobre o terreno. Também os vidros devem ser convenientemente dimensionados.

b) Em muitos casos ao impacto do projétil soma-se a sobrepressão externa sobre a vidraça, o que facilita a ruptura do vidro. Com a ruptura de vidros em zona de sobrepressão externa, vento e chuva entram com violência, causando danos a móveis, utensílios, divisões internas e forros falsos.

Em acidente deste tipo, em Lubbock, Texas, na tormenta de maio de 1970, os prejuízos com materiais e equipamentos situados dentro de dois edifícios ultrapassaram um milhão de dólares. Um levantamento dos danos em sete edifícios altos mostrou que 80% das falhas em vidros foram causadas por impacto de projéteis, e não pelas pressões. Em um edifício, 36% das janelas tiveram seus vidros rompidos, por impacto de fragmentos ou por pressão.³⁹

A Torre Sears, Chicago, durante a primavera de 1974 sofreu quebra de vidros em várias ocasiões. No acidente de 22 de fevereiro os vidros quebrados situavam-se abaixo do 30.º piso. Também aqui os projéteis lançados pelo vento foram os causadores do acidente.³⁹

2.5 – CONFORTO DOS USUÁRIOS

a) As oscilações dos edifícios não devem ser percebidas pelos usuários, para que se possa dizer que o projeto é bom. Em alguns dos

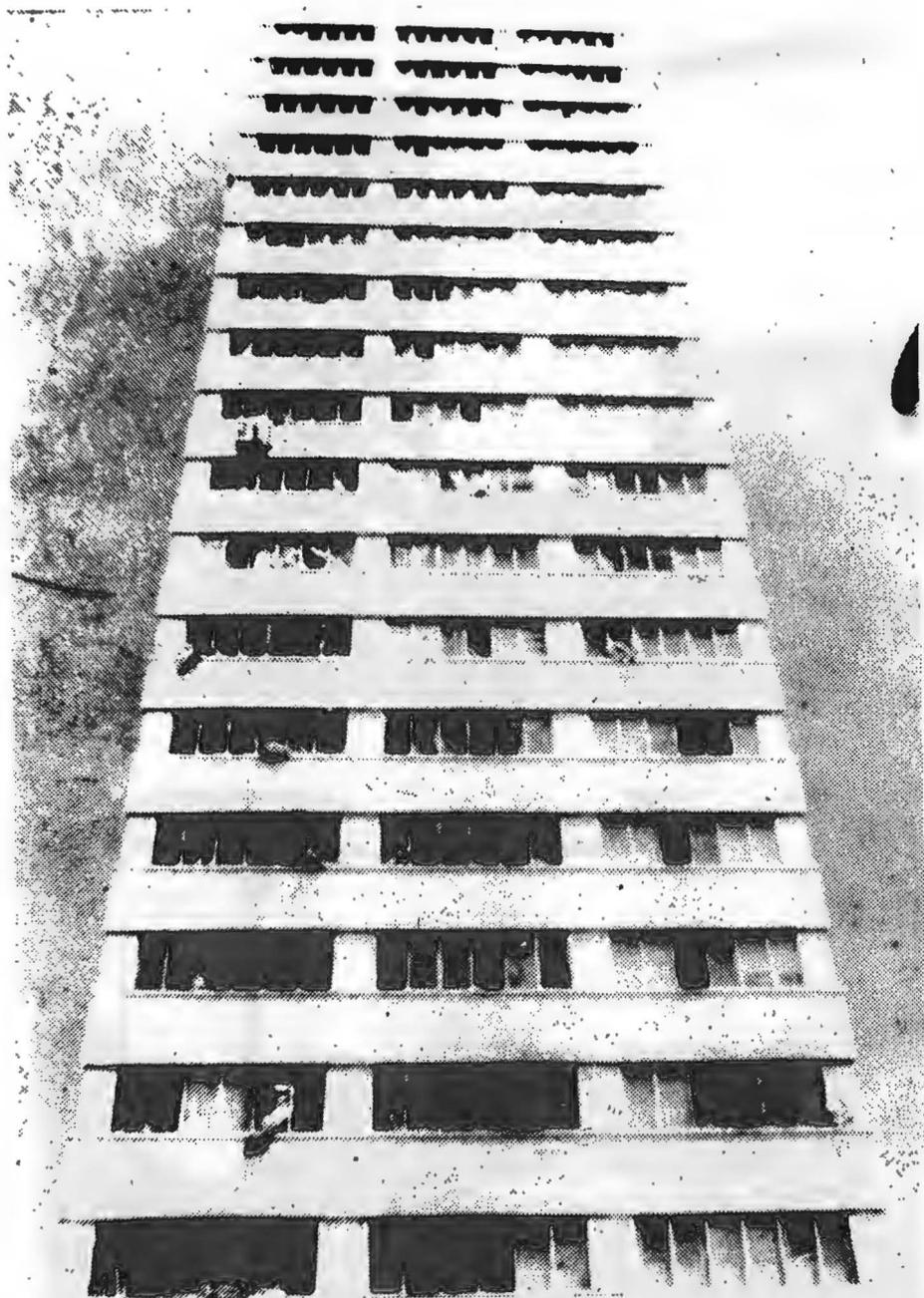


Fig. 2.1 — Danos a vidros

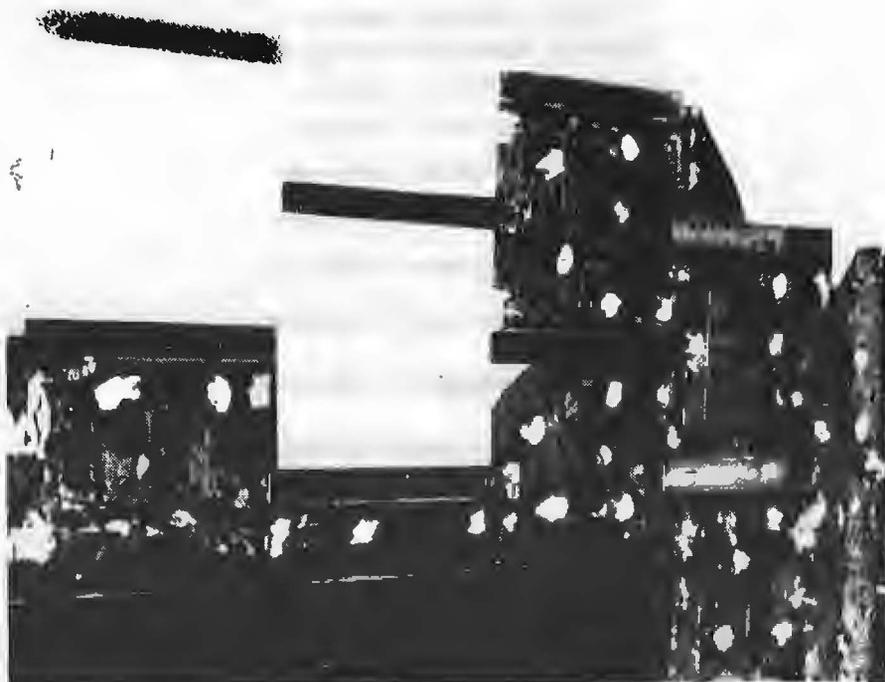


Fig. 2.2 — Danos a painéis de revestimento (Mármore)

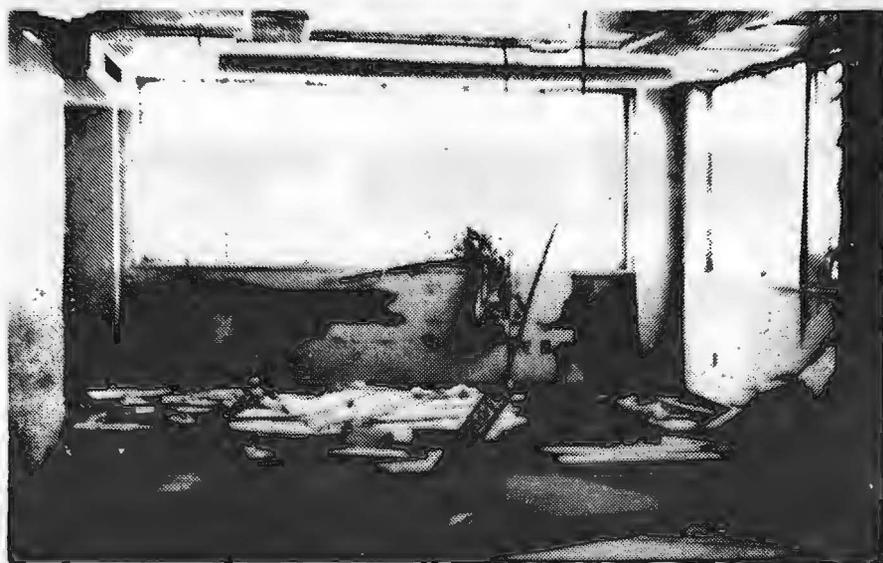


Fig. 2.3 — Danos à parede interna

edifícios mais altos do mundo há pessoas mais sensíveis que enjoam em dias de ventos fortes, como se estivessem a bordo de um navio em mar agitado.

A perceptibilidade é função da amplitude e da frequência de oscilação, sendo proporcional à aceleração do movimento do edifício. Nem sempre enrijecer a estrutura para diminuir a amplitude resolve o problema, pois a estrutura mais rígida terá uma frequência maior, e no final pode continuar a mesma sensação de mal-estar ou enjoão. Em estruturas muito esbeltas, e em casos de ventos de violência excepcional, é usual admitir uma leve percepção. Indicações quantitativas deste problema podem ser vistas na Fig. 2.4, retirada de um trabalho de Chang.⁴⁰

b) Ao se pensar em conforto humano, deve-se levar em conta também o problema do ruído de janelas que trepidam, de quebra-sóis que vibram e o próprio ruído do vento.

c) Também há o problema da entrada de água e pó, que tanto mais se fará sentir quanto maiores as pressões causadas pelo vento. Este problema é resolvido melhorando a estanqueidade das janelas.

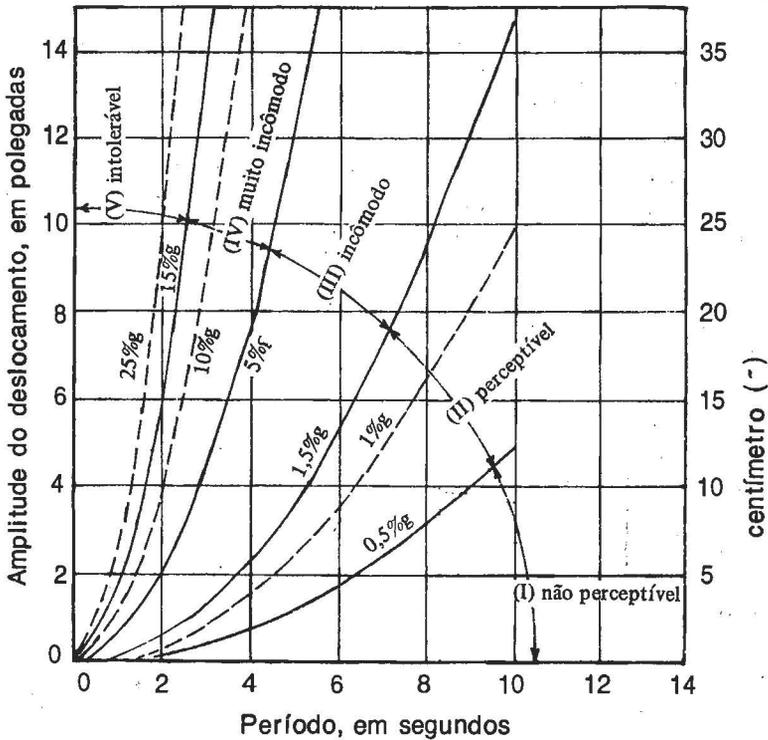


Fig. 2.4 – Movimento de um edifício alto e conforto humano, conforme Chang⁴⁰

2.6 – CONFORTO DOS TRANSEUNTES

a) Em certas condições ventos de altas velocidades aparecem próximo ao terreno nas adjacências de edifícios, causando problemas tais como: movimentação de pó, areia, folhas, penetração de chuva no edifício, ruído, danos a plantas. Entretanto, o problema mais importante é o referente ao conforto e segurança dos transeuntes.

Estas altas velocidades próximo ao terreno só aparecem quando o edifício está diretamente exposto ao vento. Esta condição é mais importante que a altura do edifício. Assim, um edifício de cem metros de altura, situado em zona urbana com edifícios de altura desta ordem, causará velocidades próximo ao solo muito menores que um edifício de 40 metros de altura localizado em zona sem edificações nas vizinhanças (por exemplo, junto a um parque, lago ou campo de aviação). Como regra aproximada, o problema merece atenção sempre que o edifício tiver no mínimo o dobro da altura dos edifícios vizinhos situados a barlavento.

b) Para um edifício nas condições acima, duas são as causas destas altas velocidades:

1º — a distribuição vertical de pressões na face de barlavento, que é diretamente relacionada com a pressão dinâmica local, que aumenta com a altura (acompanhando o aumento de velocidade). O ponto de estagnação na fachada de barlavento pode subir até cerca de 75% ou mesmo 80% da altura do edifício. Deste ponto para baixo há um fluxo descendente, em virtude do gradiente de pressões. Este fluxo penetra no vórtice de base, causando altas velocidades próximo ao solo (Fig. 2.5).

Quanto mais alto o edifício, maiores as velocidades e pressões dinâmicas próximas ao ponto de estagnação e, conseqüentemente, maio-

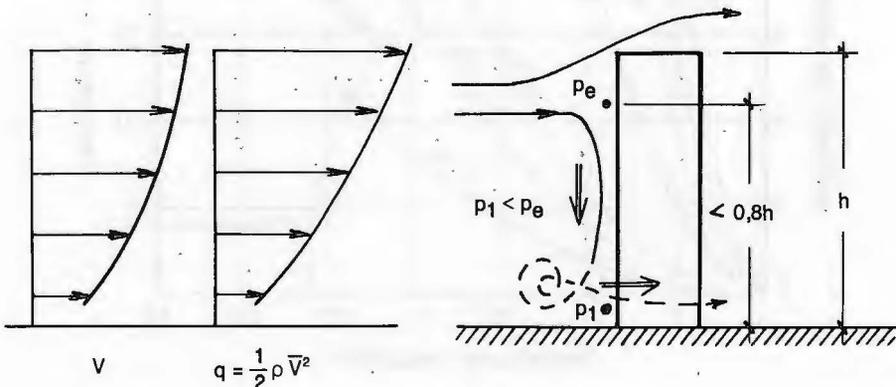


Fig. 2.5 — Gradiente vertical de pressões

res as velocidades próximo ao terreno, pois maior será o gradiente de pressões entre estas duas regiões.

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.

Esté problema não aparece em edifícios de forma convexa exposta ao vento – por exemplo, um edifício de planta circular – em que o fluxo escapa lateralmente e quase não há corrente de ar descendente.

2º – o gradiente horizontal de pressões, causado pela diferença de pressões entre a esteira, com baixa pressão (faces laterais e de sotavento), e a região com relativamente altas pressões situada próximo à base da fachada de barlavento (Fig. 2.6).

A baixa pressão na esteira (sucção) é proporcional à velocidade do vento no fluxo livre logo acima do vórtice de topo do edifício. Portanto, quanto mais alto o edifício, maior esta velocidade (a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno), mais baixa será a pressão na esteira e mais altas as velocidades induzidas por este gradiente horizontal de pressões.

Este aceleração do fluxo aparece também em passagens abertas (arcadas ou edifícios sobre pilotis, por exemplo). Em ensaios realizados no Centro Técnico Aeroespacial¹⁶ obtivemos, no teto inferior do modelo de um edifício sobre pilotis, em corrente de ar uniforme e suave, um coeficiente de pressão externa $c_{pe} = -2,17$ próximo à quina de barlavento, vento soprando a 60° com a fachada. Há casos em que placas de revestimento de tetos nestas condições foram arrancadas pela sucção.

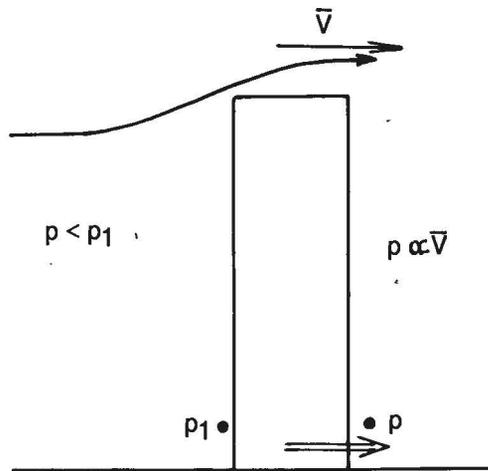


Fig. 2.6 – Gradiente horizontal de pressões

Em edifícios sobre pilotis as velocidades no pavimento térreo, aberto, podem ser de tal valor que este pavimento não pode ser usado como local para lazer em dias de ventos mesmo não muito violentos.

c) Do exposto acima conclui-se que devem ser evitadas fachadas planas expostas perpendicularmente ao vento, em uma direção sem proteção de edificações vizinhas. Quando possível, mudar a orientação do edifício ou adotar outras providências, como reduzir a altura (vários edifícios baixos em substituição a um de grande altura) ou alterar a forma arquitetônica. Outras sugestões podem ser vistas na Fig. 2.7. Também quebra-ventos de espécies vegetais adequadas podem ser eficientes, principalmente quando o problema for causado por efeito Venturi, a ser comentado no item e.

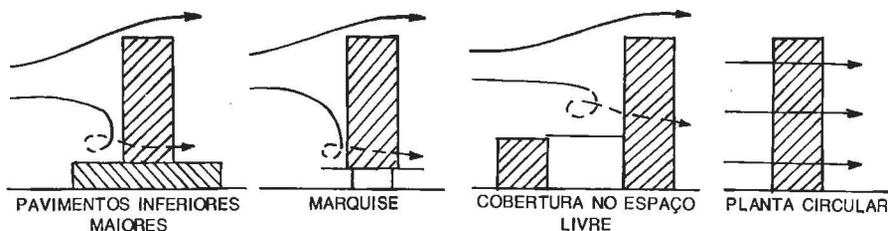


Fig. 2.7 - Sugestões para evitar altas velocidades próximo ao terreno

d) Próximo às fachadas laterais um forte turbilhonamento pode ser causado por vórtices que se desprendem das arestas verticais dianteiras do edifício.

e) Quando são dois ou mais os edifícios expostos diretamente ao vento, as velocidades próximo ao terreno podem ser aumentadas também pelas seguintes razões:

- Efeito Venturi, que provoca um "afunilamento" do vento, com o conseqüente aumento das velocidades.

- Turbilhões que se desprendem dos edifícios situados a barlavento. Enquanto que o efeito Venturi aumenta as velocidades médias, estes turbilhões são responsáveis por flutuações, às vezes bastante intensas, da velocidade do vento.

f) Melbourne e Joubert relatam que, nas proximidades de um edifício com dimensões $a \times b \times h = 140 \times 13 \times 50\text{m}$, pessoas tiveram dificuldade de manter o equilíbrio com velocidades de rajadas do vento de 10m/s (36km/h). Outras pessoas foram arrastadas pelo com rajadas de 23m/s (83km/h).⁴¹

Penwarden relata os casos de duas senhoras que morreram por ferimentos recebidos quando foram arrastadas pelo vento nas proximidades de edifícios altos. Em um destes casos a velocidade das rajadas foi estimada em 25m/s (90km/h).⁴¹

Lembramos que, quando não especificado o intervalo de tempo, a velocidade de rajada corresponde à velocidade média sobre um intervalo de três segundos.

Na literatura encontram-se vários casos de pessoas arrastadas pelo vento nas proximidades de edifícios altos. Em Porto Alegre, em dias de ventos fortes (mas não excepcionais) pessoas têm tido dificuldade para subir a rampa do Centro Administrativo do Estado, necessitando de amparo para não tombarem. Estudos aerodinâmicos feitos no LAC mostraram que em certos locais nas vizinhanças do edifício principal deste Centro as pressões do vento são aumentadas em mais de 60%. Quatro são as causas do problema: gradiente vertical de pressões, gradiente horizontal de pressões, efeito Venturi e vórtices desprendidos das edificações vizinhas.

g) Embora varie com a área, peso, condições físicas, posição do corpo e direção do vento, é geralmente aceito que velocidades de rajadas em torno de 20m/s (72km/h) já podem causar danos físicos.⁴¹ Davenport,⁴² por exemplo, indica 19m/s a 10m de altura, enquanto que Murakami e outros⁴³ indicam rajada de 15m/s, na altura da pessoa. Melbourne e Joubert,⁴⁴ que estudaram detalhadamente este problema, sugerem velocidades-limites que não devem ser ultrapassadas nas zonas de acesso público: "Uma área é recomendada como sendo inaceitável se velocidades induzidas em locais de acesso público têm a probabilidade de exceder 23m/s (83km/h) uma vez ao ano, ou 15m/s (54km/h) em 1% do tempo". O primeiro limite diz respeito a acidentes e o segundo a conforto. Estes dois pesquisadores mostraram que, com um conhecimento dos registros meteorológicos locais, as condições de fluxo induzido por um edifício podem ser determinadas muito facilmente a partir de testes em túnel de vento.

Simlu e Scanlan⁴⁵ indicam 10m/s (36km/h) como desconfortável e 20m/s (72km/h) como perigoso.

3 – APLICAÇÕES DA NORMA BRASILEIRA NBR-6123

3.1 – INTRODUÇÃO

a) Vejamos como determinar as forças estáticas causadas pelo vento em edifícios, aplicando a norma brasileira NBR-6123, *Forças devidas ao vento em edificações*. Será usada a numeração de itens, tabelas e figuras do texto aprovado pela Comissão de Estudo em 18/06/1987.

b) Em seu capítulo 4 esta norma diz que:

“As forças devidas ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

a) elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc);

b) partes da estrutura (telhados, paredes, etc);

c) a estrutura como um todo”.

Vamos examinar separadamente os parâmetros meteorológicos e aerodinâmicos que serão usados na determinação das forças acima especificadas. Será melhor substituir o termo “forças” por “esforços”, uma vez que esta edição da norma considera também momentos de torção (ou momentos torsores).

3.2 – PARÂMETROS METEOROLÓGICOS

a) A pressão dinâmica do vento, q , é obtida por

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2 \quad (3.1)$$

sendo

ρ — massa específica do ar;

V_k — velocidade característica.

Em condições normais de pressão (1 atm = 1013 mba) e de temperatura (15°C), que são as condições admitidas para todo o país, a expressão (3.1) fica:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad [q \text{ em N/m}^2 = \text{Pa} ; V_k \text{ em m/s}] \quad (3.2)$$

b) A velocidade característica é obtida pela expressão

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3.3)$$

3.2.1 – Velocidade básica V_0

V_0 é a velocidade básica do vento. É a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

Esta velocidade é obtida do gráfico das isopletas da velocidade básica, figura 1 da norma. Como regra geral é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal. Em obras de importância excepcional a norma recomenda um estudo específico para a determinação de V_0 , podendo, uma vez justificado, ser consideradas direções preferenciais para o vento básico. A velocidade básica varia, no Brasil, entre 30 e 50m/s. Portanto, as pressões e esforços estarão na razão de 9 para 25.

3.2.2 – Fator topográfico S_1

O fator topográfico S_1 depende somente das características do relevo do terreno nas cercanias da edificação em estudo. Como vamos considerar edifícios em terreno plano ou fracamente acidentado, teremos sempre $S_1 = 1,0$.

Os outros dois fatores, S_2 e S_3 , dependem das características geométricas e da finalidade da edificação.

3.2.3 – Fator S_2

a) O fator S_2 pode ser considerado como uma velocidade adimensional, normalizada em V_0 . Este fator considera o efeito combinado da rugosidade média geral do terreno em grandes extensões, da variação da velocidade do vento com a altura sobre o terreno (perfil vertical de velocidades) e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade.

Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação. Quanto maior a edificação, maior deve ser o turbilhão que envolva, com folga conveniente, toda a edificação. Por sua vez, quanto

maior o turbilhão, menor será sua velocidade máxima e maior o tempo necessário para que envolva adequadamente a edificação. Em outras palavras, à medida que aumentam as dimensões da edificação, 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).

Para maiores detalhes ver^{46 e 47}

b) De um modo geral, e principalmente em edificações alargadas (largura maior que a altura), será necessário considerar características que causem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação. Por exemplo:

—edificações com juntas de dilatação que separem a estrutura em duas ou mais partes estruturalmente independentes;

—edificações com pouca rigidez na direção perpendicular ao vento, tais como pavilhões industriais para lingotamento contínuo e de laminação em usinas siderúrgicas, com comprimentos que podem chegar a 1km ou mais;

—pavilhões industriais com pórticos autoportantes, sem redistribuição de cargas horizontais entre eles;

—estruturas especiais com pouca capacidade de redistribuição de carga, tais como coberturas planas apoiadas em estruturas geodésicas.

Nestes casos a dimensão horizontal a considerar será a dimensão entre juntas de dilatação ou uma dimensão que o engenheiro estruturista definir como conveniente (dimensão L da (3.4)).

c) No que diz respeito às dimensões, a norma define três classes de edificações, partes de edificações e seus elementos, com intervalos de tempo usados no cálculo de S_2 de, respectivamente, 3, 5 e 10 segundos. Estas classes são as seguintes:

classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte de edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal não exceda 20 metros.

classe B: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 e 50 metros.

classe C: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Para toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 metros, o intervalo de tempo correspondente pode ser determinado pela expressão (anexo A da norma):

$$t = 7,5L/V_t(h) \quad (3.4)$$

sendo

L – altura ou largura da superfície frontal da edificação ou parte de edificação em estudo, adotando-se o maior dos dois valores;

$V_t(h)$ – velocidade média do vento sobre t segundos, no topo da edificação ou da parte de edificação em estudo –

$$V_t(h) = S_1 S_2(h) V_0.$$

O cálculo de $V_t(h)$ pode ser feito por aproximações sucessivas.

Uma vez determinado o intervalo de tempo, o fator S_2 é obtido pela expressão (anexo A da norma):

$$S_2 = b F_{r,II}(z/10)^p. \quad (3.5)$$

Valores dos parâmetros b , $F_{r,II}$ e p , para diversos intervalos de tempo e para as cinco categorias de rugosidade da norma são apresentados na Tabela 21 desta mesma norma. Para valores intermediários do intervalo de tempo pode ser usada interpolação linear. Para facilitar, a norma apresenta também os valores de S_2 para estes mesmos intervalos de tempo. Também aqui é admitida interpolação linear.

d) A norma classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias, numeradas de I a V, em ordem crescente de rugosidade:

“5.3.1 Rugosidade do terreno

Para os fins desta norma a rugosidade do terreno é classificada em cinco Categorias:*

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

- mar calmo;**
- lagos e rios;
- pântanos sem vegetação.

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

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

*A critério do projetista poderão ser consideradas categorias Intermediárias, interpolando convenientemente os valores de “p” e “b” ou de “ S_2 ” indicados no item 5.3.3 ou no anexo A.

**Para mar agitado o valor do expoente “p” para uma hora pode chegar a 0,15, em ventos violentos. Em geral, $p \approx 0,12$.”

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Se houver mudança de rugosidade a barlavento do edifício, o vento percorrerá uma certa distância antes do estabelecimento pleno de um novo perfil de velocidades em toda a altura da camada limite atmosférica. Se o edifício estiver nesta região de transição, será adotado um perfil composto, de acordo com as indicações do item 5.5 da norma. Exemplos da determinação deste perfil composto estão dados nas referências bibliográficas 47 e 48.

Nos exemplos que apresentaremos neste trabalho os edifícios serão considerados como situados em uma região de perfil de velocidades plenamente desenvolvido ao menos até a altura do nível do topo dos edifícios.

3.2.4 – Fator estatístico S_3

a) O fator estatístico S_3 baseia-se em conceitos probabilísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação ou de suas partes. Em nosso caso, em que estudaremos um edifício

de apartamentos e um de escritórios, temos a considerar os seguintes Grupos:

Grupo 2 — Para estudo de todo o edifício ou parte dele:

$$S_3 = 1,00 \text{ (m = 50 anos)}$$

Grupo 4 — Para as vedações: telhas, vidros, painéis de vedação de paredes externas, etc:

$$S_3 = 0,88 \text{ (m = 22 anos).}$$

Os valores de S_3 acima indicados correspondem ao nível usual de probabilidade $P_m = 0,63$, sendo que m indica o período de recorrência médio de um vento com velocidade $S_3 \cdot V_0$ ou mais. Para as vedações, portanto, está sendo admitido um vento que retorna, em média, a cada 22 anos. Sua velocidade, evidentemente, será menor que a do vento com período de recorrência médio de 50 anos, sendo igual a $0,88 V_0$.

b) Teremos, portanto, para o cálculo de:

1º—elementos de vedação (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, persianas externas, etc.) e suas fixações a peças estruturais:

$$S_3 = 0,88 \text{ (m = 22 anos).}$$

S_2 —correspondente à Classe A.

De acordo com o item 5.3.3 da norma, é recomendado usar o fator S_2 correspondente ao topo do edifício, porque na fachada de barlavento e nas fachadas laterais o vento é defletido para baixo, com um conseqüente aumento da pressão dinâmica na parte inferior da edificação.

2º—partes da estrutura (telhados, paredes, etc.):

$$S_3 = 1,00 \text{ (m = 50 anos).}$$

S_2 —correspondente às dimensões que o definem (Classe A, B ou C, ou determinado a partir do cálculo do intervalo do tempo, conforme visto em 3.2.3.c)

3º—a estrutura como um todo:

$$S_3 = 1,00 \text{ (m = 50 anos)}$$

S_2 —mesma observação do item 2º.

Sob o título de “estrutura como um todo” está incluída também a parte da estrutura acima de um plano horizontal, em relação ao qual interessa determinar os esforços solicitantes.

3.3 — PARÂMETROS AERODINÂMICOS

a) Para os itens a (elementos de vedação e suas fixações) e b (partes da estrutura) do capítulo 4 da norma (transcritos em 3.1.b) inte-

ressa conhecer as forças devidas ao vento em ambos os lados de um dado elemento (vidraça, parede externa, painéis de vedação, cobertura, telhas, etc.). Se os elementos forem planos, como estamos admitindo, os coeficientes aerodinâmicos que interessam são os coeficientes de forma, C , e os coeficientes de pressão médios, $c_{p\text{médio}}$. Em ambos os casos trata-se de coeficientes que fornecem o valor médio das pressões em zonas planas, os quais representaremos genericamente pelo símbolo C^* . De acordo com o visto em 1.1.1 e 1.1.2 teremos:

$$C = C_e - C_i ; c_{p\text{médio}} = c_{pe\text{médio}} - c_{pi\text{médio}} \quad (3.6)$$

ou, sintetizando as duas expressões acima:

$$C^* = C_e^* - C_i^* \quad (3.7)$$

A pressão interna pode ser considerada uniformemente distribuída, e por isso $c_{pi\text{médio}} = C_i = C_i^*$.

Para a determinação das forças nos elementos de vedação é usado o valor de C^* correspondente à zona em que se situa o respectivo elemento de vedação. Será $c_{p\text{médio}}$ nas zonas com altas sucções externas, situadas nas proximidades das arestas de paredes e telhados. Estas sucções não aparecem simultaneamente ao longo de todas as zonas achuriadas ou pontilhadas em figuras da Tabela 4 (Coeficiente de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular) e da Tabela 5 (Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular) da Norma. As zonas submetidas a altas sucções dependem da incidência do vento. Estes coeficientes não se somam aos coeficientes C , que se referem a zonas maiores de paredes ou telhados. Estes últimos são usados no cálculo das peças estruturais principais, e, evidentemente, dos elementos de vedação situados fora das zonas de altas sucções. Para peças estruturais secundárias localizadas em zonas de altas sucções deve ser usado $c_{p\text{médio}}$.

Não esquecer as majorações por efeitos de vizinhança, quando for o caso (anexo G da norma). A majoração em C_e^* nas paredes confrontantes e na cobertura é, no máximo de 30%. Ver especificações no item 3.4.6 deste trabalho.

b) Para o item c (estrutura acima de um determinado nível) do capítulo 4 da norma, interessa determinar os esforços solicitantes relativos a este nível: forças de arrasto para vento perpendicular às duas fachadas ortogonais, momentos de tombamento e momentos de torção. Estes esforços são calculados a partir dos coeficientes de arrasto e das coordenadas dos suportes das respectivas forças de arrasto (braço de alavanca vertical e excentricidade horizontal).

O coeficiente de arrasto é obtido a partir dos gráficos das Fig. 4 e 5 da Norma. Em geral da Fig. 4, pois as exigências para aplicação do gráfico da Fig. 5 limitam em muito sua aplicação. Por exemplo, para uma edificação de 80m de altura, o gráfico da Fig. 5 só pode ser usado se, na direção do vento incidente, a altura média das edificações vizinhas for, no mínimo, 40m em uma extensão de 3km medida a barlavento do edifício. Entretanto, mesmo satisfeita esta condição, será usado o gráfico da Fig. 4 se o edifício tiver mais de 80m de altura.

No anexo G a Norma indica um aumento no coeficiente de arrasto que pode chegar a um máximo de 30%, dependendo das condições de vizinhança (ver item 3.4.6 deste trabalho).

c) 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. Pelo visto em 1.4.1, os coeficientes de torção normalizados permitem trabalhar com os coeficientes de arrasto, em substituição aos coeficientes de força horizontal. A norma indica:

$$e_a/a = 0,075 ; e_b/b = 0,075 \quad (3.8)$$

sendo e_a medido na direção do lado maior, a , e e_b na direção do lado menor, b . Com estas excentricidades são aplicadas as forças de arrasto respectivamente perpendiculares à aresta maior, a , e à aresta menor, b .

3.4 – EXEMPLOS

3.4.1 – Informações básicas

a) Calcularemos os esforços devidos ao vento, com e sem efeitos de vizinhança, em dois edifícios, com as seguintes dimensões:

Edifício A (apartamentos): $a \times b \times h = 40,00 \times 10,00 \times 50,00\text{m}$

Edifício B (escritórios) : $a \times b \times h = 25,00 \times 25,00 \times 100,00\text{m}$.

b) Os edifícios estão localizados em subúrbios densamente construídos de uma cidade grande (Categoria IV), para a qual $V_0 = 45\text{m/s}$. O terreno é aproximadamente plano ($S_1 = 1$). Pela finalidade, ambas as edificações estão incluídas no Grupo 2, para o qual $S_3 = 1,00$ para a estrutura e elementos estruturais e $S_3 = 0,88$ para as vedações.

Quanto ao fator S_2 , o texto anterior da Norma recomendava que "para o estudo da estrutura, a altura da edificação pode ser dividida em partes. A força do vento em cada parte é calculada usando o fator S_2 que corresponde à cota do topo desta parte, medida a partir do

terreno. Esta força é aplicada a meia altura da respectiva parte (Fig. 3.1.a). Na actual redacção esta recomendação foi retirada, ficando a cargo do estruturista a adopção das simplificações que julgar convenientes. Se o número de faixas não for demasiadamente pequeno, valores razoáveis são obtidos simplesmente considerando as forças parciais do vento ainda aplicadas a meia altura da respectiva faixa, porém calculadas a partir da velocidade do vento nesta mesma altura (Fig. 3.1.b). Para resultados mais precisos as forças parciais do vento devem ser aplicadas no centro de gravidade das respectivas faixas do perfil das pressões dinâmicas. Ou melhor ainda, a força do vento pode ser calculada a partir da própria curva das pressões dinâmicas, sem divisão em faixas (Fig. 3.1.c).

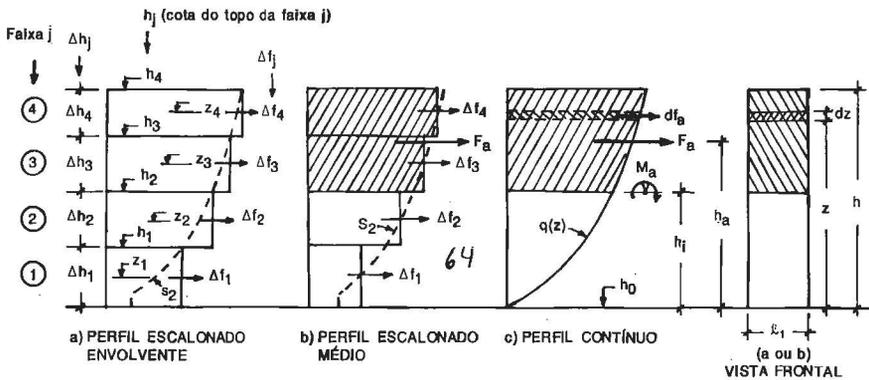


Fig. 3.1 — Esforços devidos ao vento

3.4.2 — Expressões matemáticas

a) Vejamos em detalhe o cálculo da força de arrasto para os dois edifícios especificados em 3.4.1, por dois processos: perfil escalonado médio (Fig. 3.1.b) e perfil contínuo (Fig. 3.1.c). Além da força de arrasto total, sobre todo o edifício, será calculada a força de arrasto parcial, entre um nível h_j e o topo do edifício, de altura h . Também serão determinados os pontos de aplicação destas forças e respectivos momentos de tombamento (em relação ao nível h_j) e de torção (em relação ao eixo de torção, considerado nestes exemplos coincidente com o eixo geométrico vertical).

Seja (Fig. 3.1):

F_a — força de arrasto entre o topo (altura h) e o nível h_j , aplicada a uma altura h_a ;

h_j — cota do topo da faixa de ordem j ($j = 1$ a n , sendo n o número de faixas);

Δf_j — força de arrasto na faixa de ordem j , aplicada a uma altura z_j (meia altura da respectiva faixa do perfil de S_2);

M_a — momento estático de F_a em relação ao nível h_j .

b) *Perfil escalonado* (Fig. 3.1.b)

— Força de arrasto em uma faixa de altura Δh_j :

$$\Delta f_j = C_a q(z_j) \ell_1 \Delta h_j \quad (3.9)$$

A pressão dinâmica é dada por

$$q(z_j) = 0,613 V_k^2 = 0,613 (V_0 S_1 S_2 S_3)^2 \quad (3.10)$$

com S_2 correspondente a z_j . A (3.10) pode ser escrita:

$$q(z_j) = 0,613 (V_0 S_1 S_3)^2 S_2^2 = K_1 S_2^2 \quad (3.11)$$

sendo

$$K_1 = 0,613 (V_0 S_1 S_3)^2 \quad (3.12)$$

Portanto:

$$\Delta f_j = C_a K_1 \ell_1 \Delta h_j S_2^2 \quad (3.13)$$

— Força de arrasto parcial, entre o topo e o nível inferior da parte do edifício em estudo, h_j :

$$F_a = \sum_{j=i+1}^n \Delta f_j \quad i = 0, 1, \dots, n-1 \quad (3.14)$$

— A ordenada do ponto de aplicação de F_a , h_a , é obtida a partir do teorema de Varignon:

$$F_a h_a = \sum_{j=i+1}^n \Delta f_j z_j$$

Portanto:

$$h_a = \frac{\sum_{j=i+1}^n \Delta f_j z_j}{F_a} \quad (3.15)$$

—O momento de tombamento em relação ao nível h_i será:

$$M_a = F_a (h_a - h_i) \quad (3.16)$$

c) *Perfil contínuo* (Fig. 3.1.c)

—Força de arrasto em uma faixa de altura dz :

$$df_a = C_a q(z) \ell_1 dz \quad (3.17)$$

—Força de arrasto parcial, entre o topo e o nível inferior da parte do edifício em estudo, h_i :

$$F_a = \int_{h_i}^h df_a = \int_{h_i}^h C_a q(z) \ell_1 dz$$

$$F_a = C_a \ell_1 \int_{h_i}^h q(z) dz \quad (3.18)$$

Pela NBR-6123 ($F_r = F_{r,II}$):

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (3.19)$$

Substituindo na (3.11):

$$q(z) = K_1 b^2 F_r^2 (z/10)^{2p} = K_2 z^{2p} \quad (3.20)$$

sendo

$$K_2 = K_1 (b F_r / 10^p)^2 \quad (3.21)$$

Substituindo a (3.20) na (3.18):

$$F_a = K_2 C_a \ell_1 \int_{h_i}^h z^{2p} dz$$

Integrando:

$$F_a = \frac{K_2 C_a \ell_1}{2p + 1} (h^{2p+1} - h_i^{2p+1}) \quad (3.22)$$

Para o arrasto total, $h_i = 0$:

$$F_a = \frac{K_2 C_a \ell_1}{2p + 1} h^{2p+1} \quad (3.23)$$

—Ordenada do ponto de aplicação de F_a (Varignon):

$$F_a h_a = \int_{h_i}^h df_a \cdot z$$

Lembrando a (3.17), a (3.18) e a (3.20):

$$h_a = \frac{\int_{h_i}^h h z^{2p+1} dz}{\int_{h_i}^h h z^{2p} dz}$$

Integrando:

$$h_a = \frac{(2p + 1)(h^{2p+2} - h_i^{2p+2})}{(2p + 2)(h^{2p+1} - h_i^{2p+1})} \quad (3.24)$$

Para o arrasto total, $h_i = 0$:

$$h_a = h \frac{2p + 1}{2p + 2} \quad (3.25)$$

—O momento de tombamento em relação ao nível h_i será obtido pela (3.16).

d) A expressão (3.22) pode ser usada também para a obtenção da força exercida pelo vento sobre uma parede, ou parte dela, entre os níveis h_i e h (neste caso h representa a altura do nível superior da parte da fachada em estudo). Para tanto basta substituir C_a por C (coeficiente de forma, inclusive para paredes laterais ou de sotavento). Também ℓ_1 pode ser considerado como parte da largura ou da profundidade total do edifício (Fig. 3.2).

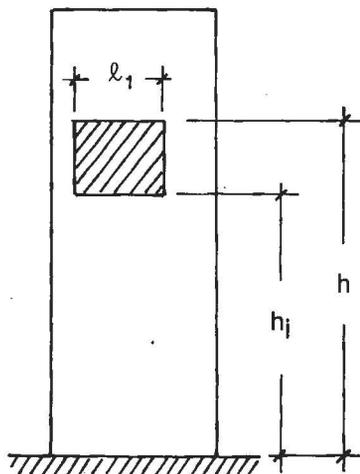


Fig. 3.2 — Força em parede

Entretanto, em geral considera-se, simplesmente, a pressão dinâmica no nível superior da parede ou parte de parede considerada, e a força devida ao vento é calculada por

$$F_a = C q(h) A \quad (3.26)$$

3.4.3 — Forças em elementos de vedação e suas fixações

a) Para o cálculo de vidraças e painéis o usual é considerar a pressão dinâmica correspondente ao nível superior da superfície em estudo. A norma recomenda que seja usada a pressão dinâmica correspondente ao topo do edifício. Para edifícios muito altos esta recomendação torna-se anti-econômica. Nestes casos valores mais próximos aos reais podem ser obtidos por meio de ensaios em túnel de vento.

b) Pelo que já foi exposto, para os elementos de vedação e suas fixações, $S_3 = 0,88$ ($m = 22$ anos) e S_2 é o correspondente à Classe A.

Estudaremos a força devida ao vento nos pavimentos superiores dos dois edifícios. A pressão dinâmica será, pois, a correspondente aos topos dos edifícios.

Pelas condições topográficas admitidas, $S_1 = 1,00$. Pela rugosidade, Categoria IV:

$$\text{—Edifício A (h = 50m)} \rightarrow S_2 = 1,04$$

$$\text{—Edifício B (h = 100m)} \rightarrow S_2 = 1,13$$

As velocidades características serão:

$$\text{—Edifício A: } V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 = 45 \times 1 \times 1,04 \times 0,88 = 41,18 \text{ m/s}$$

$$\text{—Edifício B: } V_k = 45 \times 1 \times 1,13 \times 0,88 = 44,75 \text{ m/s}$$

e as respectivas pressões dinâmicas serão 1040 e 1228 N/m² (Pa).

c) Para a determinação do coeficiente C^* é necessário considerar a combinação mais nociva de pressões externas e internas para todas as incidências do vento. Se o elemento de vedação estiver em zona de sobrepressão, deverá ser considerada a máxima sucção interna (algebricamente será uma pressão mínima), que aparecerá se houver abertura dominante em zona com a mais alta sucção externa. Evidentemente, as possíveis aberturas na zona em sobrepressão são consideradas fechadas. Por outro lado, para elementos de vedação situados em zona de sucção, serão admitidas abertas apenas as aberturas situadas em zona de sobrepressão. Está sendo admitido que entre o elemento de vedação em estudo e a abertura dominante (que vai definir a pressão interna) não haja repartições estanques.

d) *Edifício A* – Pela Tabela 4 da norma:

Vento a 0° (Fig. 3.3.a)

– Fachada menor de barlavento: $C^* = +0,8 + 1,2 = +2,0$

– Fachadas maiores (laterais):

Vedação na zona 1: $C^* = -1,2 - 0,8 = -2,0$

Vedação na zona 2: $C^* = -1,0 - 0,8 = -1,8$

Vedação na zona 3: $C^* = -0,5 - 0,8 = -1,3$

Na outra metade do edifício, considerar valores simétricos, que aparecerão com o vento incidindo a 180°.

Vento a 90° (Fig. 3.3.b)

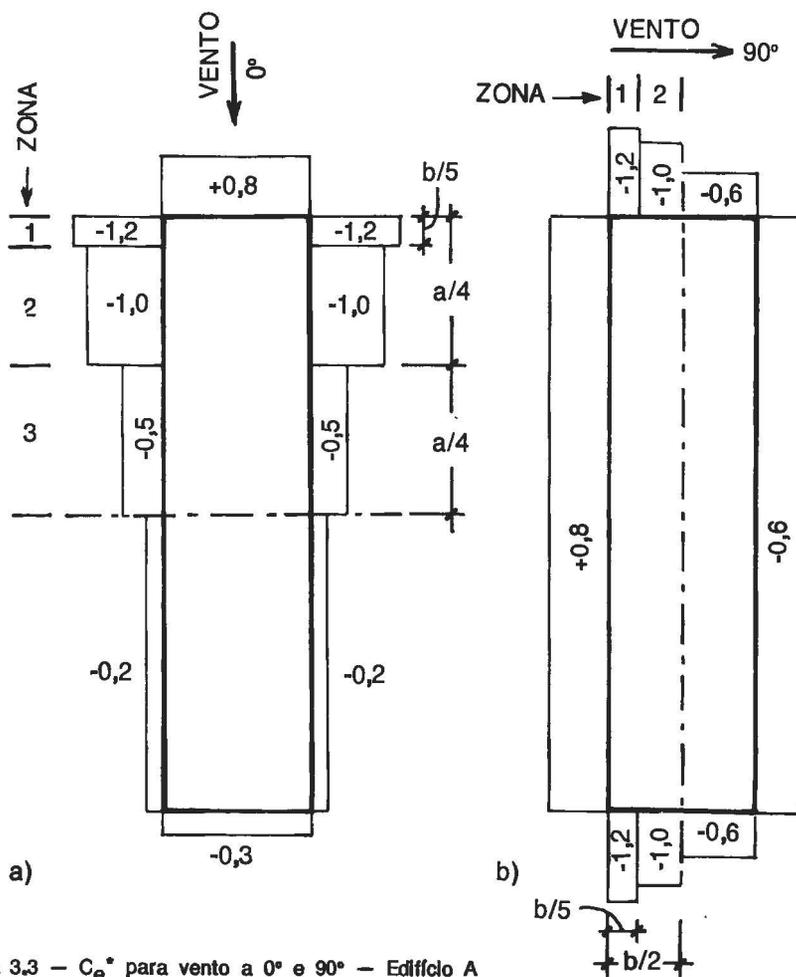


Fig. 3.3 – C_e^* para vento a 0° e 90° – Edifício A

—Fachada maior de barlavento: $C^* = +0,8 + 1,2 = +2,0$

—Fachadas menores (laterais):

Vedação na zona 1: $C^* = -1,2 - 0,8 = -2,0$

Vedação na zona 2: $C^* = -1,0 - 0,8 = -1,8$

Na outra metade do edifício, considerar valores simétricos, que aparecerão com o vento incidindo a 270° .

Tomando a envolvente de C^* para as incidências do vento consideradas (0° , 90° , 180° e 270°), conclui-se que, em qualquer fachada:

$$|C^*| = 2,0$$

e) *Edifício B* — Para planta quadrada, a largura da zona em alta sucção (A_1 e B_1 ou C_1 e D_1 da norma) a considerar é a maior das calculadas com vento a 0° e 90° . Será, portanto, a correspondente a vento a 90° , incidência para a qual as zonas C_1 e D_1 têm uma largura $b/2 = a/2$.

Considerando os coeficientes C_e^* envolventes das duas incidências acima referidas (Fig. 3.4):

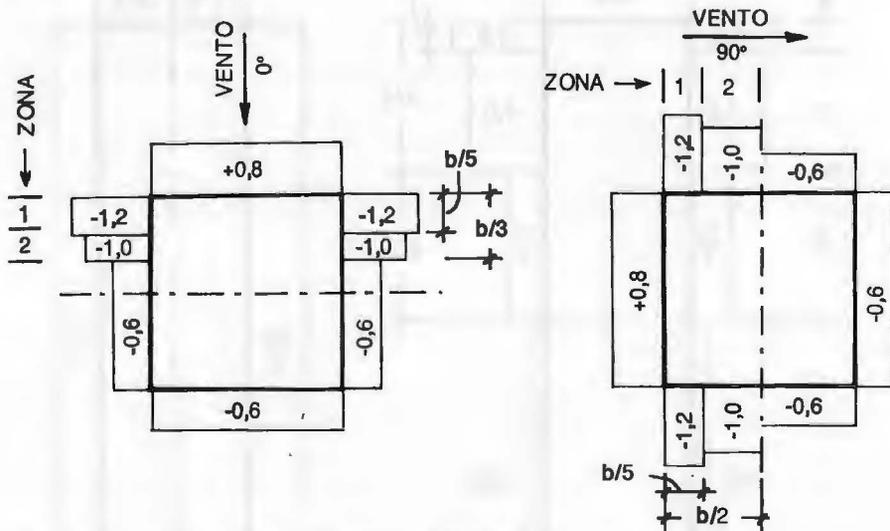


Fig. 3.4 — C_e^* para vento a 0° e 90° — Edifício B

—Fachada de barlavento: $C^* = +0,8 + 1,2 = 2,0$

—Fachadas laterais:

Vedação na zona 1: $C^* = -1,2 - 0,8 = -2,0$

Vedação na zona 2: $C^* = -1,0 - 0,8 = -1,8$

Considerando apenas os módulos, para qualquer fachada:

$$|C^*| = 2,0$$

f) Por unidade de área ($A = 1\text{m}^2$), as forças estáticas máximas exercidas pelo vento nas vidraças, gelosias, etc., são:

$$\text{Edifício A: } F = C_q = 2,0 \times 1040 = 2080\text{N/m}^2 \text{ (Pa)}$$

$$\text{Edifício B: } F = C_q = 2,0 \times 1228 = 2456\text{N/m}^2 \text{ (Pa)}$$

Os resultados acima correspondem à hipótese de uma abertura dominante em zona de ações locais ou a barlavento. Quando não houver a possibilidade de uma abertura dominante em zona de ações locais, valores menores de $|C^*|$ serão encontrados para algumas zonas do edifício. Note-se que o sentido da força varia: é para dentro na fachada de barlavento e para fora nas fachadas laterais e de sotavento (fachadas em sucção).

3.4.4 – Forças em partes da estrutura (telhados, paredes, etc.)

Estudaremos as forças nas paredes dos pavimentos superiores.

Os coeficientes de força excluem, agora, as zonas de altas sucções locais (c_{pe} médio). Admitindo a mesma localização de aberturas dominantes considerada em 3.4.3, teremos:

$$\text{Edifício A: } |C| = 1,8$$

$$F = 1,8 \times 1040 = 1812\text{N/m}^2 \text{ (Pa)}$$

$$\text{Edifício B: } |C| = 1,8$$

$$F = 1,8 \times 1228 = 2210 \text{ N/m}^2 \text{ (Pa)}$$

3.4.5 – Esforços na estrutura como um todo

3.4.5.1 – Força de arrasto e momento de tombamento

a) Calcularemos a força de arrasto considerando o perfil escalonado médio e o perfil contínuo, conforme o que foi visto em 3.4.2. Teremos:

$$\text{Edifício A: } S_1 = 1,0; S_3 = 1,0 \text{ (m = 50 anos); } S_2 \text{ para Classe B.}$$

Terreno de categoria IV.

Vento perpendicular à fachada menor (Fig. 4 da norma):

$$l_1/l_2 = 0,25; h/l_1 = 5,0 \rightarrow C_a = 0,78$$

Vento perpendicular à fachada maior (Fig. 4 da norma):

$$l_1/l_2 = 4,0; h/l_1 = 1,25 \rightarrow C_a = 1,36$$

Edifício B: $S_1 = 1,0$; $S_3 = 1,0$ (m = 50 anos); S_2 para Classe C.
 Terreno de Categoria IV.
 Vento perpendicular a qualquer fachada (Fig. 4 da norma):
 $l_1/l_2 = 1,0$; $h/l_1 = 4,0 \rightarrow C_a 1,36$.

b) Perfil escalonado

As fórmulas básicas são as (3.12) a (3.16). Para o edifício A, quando a incidência do vento passa de 0° (vento perpendicular à fachada menor) para 90° , a única alteração é no valor do produto $C_a l_1$. O cálculo será desenvolvido para vento perpendicular à fachada maior (90°) e os esforços F_a e M_a para vento a 0° serão calculados considerando a razão dos produtos $C_a l_1$ correspondentes às duas incidências do vento acima indicadas. Esta razão vale: $(0,78 \times 10)/(1,36 \times 40) = 0,143$.

O parâmetro K_1 , para ambos os edifícios, é dado por:

$$K_1 = 0,613(45 \times 1 \times 1)^2 = 1241 \text{N/m}^2$$

Os valores de F_a e M_a , para diversos níveis h_i , aparecem nas Tabelas 3.1 (Edifício A) e 3.2 (Edifício B).

TABELA 3.1 — FORÇAS DE ARRASTO E MOMENTOS DE TOMBAMENTO NO EDIFÍCIO A (CLASSE B) PERFIL DE S_2 ESCALONADO MÉDIO

| Faixa (j) | h_j (m) | Δh_j (m) | z_j (m) | h_i (m) | S_2 | Vento a 90° | | | | Vento a 0° | |
|--------------|--------------|---------------------|--------------|--------------|-------|----------------------|---------------|--------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| | | | | | | Δf_j (kN) | F_a (kN) | h_a (m) | M_a (m.kN) | F_a (kN) | M_a (m.kN) |
| 3 | 50,00 | 25,00 | 37,50 | 25,00 | 0,98 | 1621 | 1621 | 37,50 | 20260 | 232 | 2900 |
| 2 | 25,00 | 20,00 | 15,00 | 5,00 | 0,88 | 1046 | 2667 | 28,68 | 63150 | 381 | 9022 |
| 1 | 5,00 | 5,00 | 2,50 | 0 | 0,76 | 195 | 2862 | 26,89 | 76960 | 409 | 11000 |

TABELA 3.2 — FORÇAS DE ARRASTO E MOMENTOS DE TOMBAMENTO NO EDIFÍCIO B (CLASSE C) PERFIL DE S_2 ESCALONADO MÉDIO

| Faixa (j) | h_j (m) | Δh_j (m) | z_j (m) | h_i (m) | S_2 | Vento a 90° ou a 0° | | | |
|--------------|--------------|---------------------|--------------|--------------|-------|-----------------------------------|---------------|--------------|-----------------|
| | | | | | | Δf_j (kN) | F_a (kN) | h_a (m) | M_a (m.kN) |
| 5 | 100,00 | 25,00 | 87,50 | 75,00 | 1,07 | 1208 | 1208 | 87,50 | 15100 |
| 4 | 75,00 | 25,00 | 62,50 | 50,00 | 1,02 | 1097 | 2305 | 75,60 | 59010 |
| 3 | 50,00 | 25,00 | 37,50 | 25,00 | 0,95 | 952 | 3257 | 64,47 | 128600 |
| 2 | 25,00 | 20,00 | 15,00 | 5,00 | 0,84 | 595 | 3852 | 56,82 | 199600 |
| 1 | 5,00 | 5,00 | 2,50 | 0 | 0,73 | 112 | 3964 | 55,29 | 219200 |

c) Perfil contínuo

As fórmulas básicas são as (3.12), (3.16), (3.21), (3.22) e (3.24).

Edifício A: Pela Tabela 1 da Norma (Classe B, Categoria IV):

$$b = 0,85; F_r = 0,98; p = 0,125$$

$$K_2 = 1241(0,85 \times 0,98/10^{0,125})^2 = 484$$

Na Tabela 3.3 aparecem os valores dos esforços solicitantes, tanto para vento perpendicular à fachada maior como à fachada menor.

Edifício B: Pela Tabela 1 da Norma (Classe C, Categoria IV):

$$b = 0,84; F_r = 0,95; p = 0,135$$

$$K_2 = 1241(0,84 \times 0,95/10^{0,135})^2 = 424$$

Os valores dos esforços solicitantes aparecem na Tabela 3.4.

As Tabelas 3.3 e 3.4 já incluem os valores dos momentos de torção, de acordo com o que será exposto no item 3.4.5.2.

TABELA 3.3 – ESFORÇOS SOLICITANTES NO EDIFÍCIO A – PERFIL CONTÍNUO

| Vento a 90° | | | | | | | Vento a 0° | | |
|------------------------------------|-----------|-----------|-----------|------------|--------------|------------------|------------------------------------|--------------|------------------|
| $C_a = 1,36 \quad \ell_1 = 40,00m$ | | | | | | | $C_a = 0,78 \quad \ell_1 = 10,00m$ | | |
| Faixa (j) | h_j (m) | h_i (m) | h_a (m) | F_a (kN) | M_a (m.kN) | $\pm M_t$ (m.kN) | F_a (kN) | M_a (m.kN) | $\pm M_t$ (m.kN) |
| 3 | 50,00 | 25,00 | 37,85 | 1620 | 20900 | 4870 | 230 | 2990 | 175 |
| 2 | 25,00 | 5,00 | 29,27 | 2650 | 64200 | 7940 | 380 | 9200 | 284 |
| 1 | 5,00 | 0 | 27,78 | 2800 | 77900 | 8410 | 400 | 11160 | 301 |

TABELA 3.4 – ESFORÇOS SOLICITANTES NO EDIFÍCIO B – PERFIL CONTÍNUO

| Vento a 90° ou a 0° | | | | | | |
|------------------------------------|-----------|-----------|-----------|------------|--------------|------------------|
| $C_a = 1,36 \quad \ell_1 = 25,00m$ | | | | | | |
| Faixa (j) | h_j (m) | h_i (m) | h_a (m) | F_a (kN) | M_a (m.kN) | $\pm M_t$ (m.kN) |
| 5 | 100,00 | 75,00 | 87,66 | 1210 | 15270 | 2260 |
| 4 | 75,00 | 50,00 | 75,76 | 2310 | 59430 | 4320 |
| 3 | 50,00 | 25,00 | 64,66 | 3260 | 129400 | 6120 |
| 2 | 25,00 | 5,00 | 57,16 | 3850 | 201000 | 7220 |
| 1 | 5,00 | 5 | 55,95 | 3940 | 220500 | 7390 |

3.4.5.2 – Momento de torção

a) De acordo com o item 6.6.2 da Norma devem ser consideradas as excentricidades causadas por vento que age obliquamente. Os esforços de torção dos orifícios são calculados considerando as forças de arrasto agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, medidas em relação ao eixo geométrico vertical (Fig. 3.5):

– Vento perpendicular a aresta maior (90°):

$$e_a = \pm 0,075 a$$

– Vento perpendicular a aresta menor (0°):

$$e_b = \pm 0,075 b$$

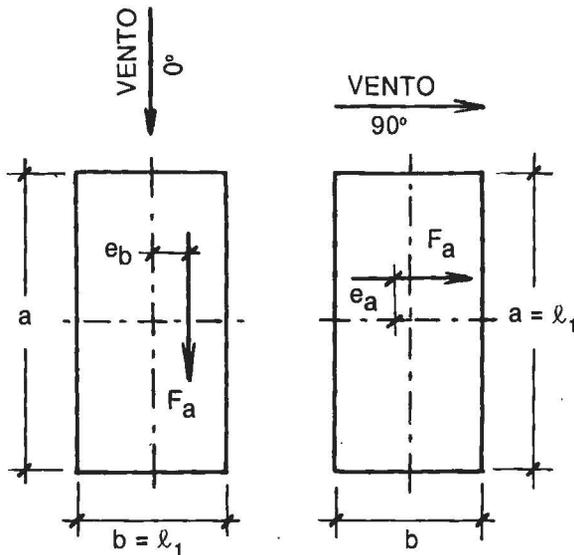


Fig. 3.5 – Excentricidade das forças de arrasto

b) Como em nossos exemplos o eixo de torção coincide com o eixo geométrico vertical, os momentos de torção serão:

$$\text{—Vento a } 90^\circ: M_t = F_a e_a = \pm 0,075 a F_a$$

$$\text{—Vento a } 0^\circ: M_t = F_a e_b = \pm 0,075 b F_a$$

ou, para os dois ângulos:

$$M_t = \pm 0,075 l_1 F_a \quad (3.27)$$

Teremos:

Edifício A:

$$\text{—Vento a } 90^\circ: M_t = \pm 0,075 \times 40 \times F_a$$

$$\text{—Vento a } 0^\circ: M_t = \pm 0,075 \times 10 \times F_a$$

Edifício B:

$$\text{—Vento a } 90^\circ \text{ ou } 0^\circ: M_t = \pm 0,075 \times 25 \times F_a$$

Estas expressões permitem obter o momento de torção da força devida ao vento que age entre o nível h_j e o topo do edifício. Valores de M_t , para diversos níveis h_j , aparecem nas Tabelas 3.3 e 3.4.

3.4.6 — Efeitos de vizinhança

a) Se houver efeitos de vizinhança (indicados pelo parâmetro s/d^*), as seguintes forças sofrem uma majoração de 30%:

$s/d^* \leq 1,0$ — forças de arrasto;

— forças em paredes, vedações e suas fixações, em fachadas confrontantes.

$s/d^* \leq 0,5$ — forças na cobertura (forças totais ou parciais, isto é, correspondentes a C_e ou c_{pe} médio)

sendo

s — afastamento entre os planos das faces confrontantes de duas edificações altas vizinhas, sendo que $a \times b$ deve estar entre 1×1 e 4×1 .

d^* — a menor das duas dimensões.

— lado menor b ;

— semidiagonal $\frac{1}{2} \sqrt{a^2 + b^2}$

Para os nossos exemplos:

Edifício A: $b = 10,00\text{m}$

$$\frac{1}{2} \sqrt{a^2 + b^2} = \frac{1}{2} \sqrt{40^2 + 10^2} = 20,62\text{m}$$

Portanto, $d^* = 10,00\text{m}$.

Edifício B: $b = 25,00\text{m}$

$$\frac{1}{2} \sqrt{a^2 + b^2} = \frac{1}{2} \sqrt{25^2 + 25^2} = 17,68\text{m}$$

Portanto, $d^* = 17,68\text{m}$.

A Norma chama a atenção que (item C-4): "Os ensaios em que se baseiam as recomendações acima foram feitos com dois ou alguns poucos modelos de alturas aproximadamente iguais". Quando os edifícios vizinhos forem mais baixos, pode ser adotado o critério estabelecido para efeitos de vizinhança sobre a torção. Isto é, considerar a majoração somente até a altura do topo dos edifícios vizinhos.

Estas recomendações têm muito de qualitativo, em virtude da complexidade e possibilidades de localização de edificações nas vizinhanças. Assim, por exemplo, para um grande número de edifícios nas vizinhanças, pode haver uma diminuição nos esforços causados pelo vento. Mesmo neste caso pode haver majoração, principalmente quando há "vazios" nas vizinhanças do edifício em estudo, embora seja grande o número total de edifícios vizinhos.

Para todas as forças que sofrem majoração, esta é nula com $s/d^* \geq 3,0$, interpolando-se linearmente para afastamentos relativos intermediários.

b) Os efeitos de vizinhança na torção são considerados somente até a altura do topo da ou das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo (centrado no pé do eixo geométrico vertical do edifício) de diâmetro igual à altura do edifício ou igual a seis vezes o lado menor da base do edifício, adotando-se o menor destes dois valores.

Para os nossos exemplos:

Edifício A: $h = 50,00\text{m}$

$$6b = 60,00\text{m}$$

Portanto, diâmetro de $50,00\text{m}$.

Edifício B: $h = 100,00\text{m}$

$$6b = 150,00\text{m}$$

Portanto, diâmetro de $100,00\text{m}$.

Quando há efeitos de vizinhança, os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando as forças de arrasto agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades medidas em relação ao eixo geométrico vertical (Fig. 3.5):

– Vento perpendicular a aresta maior (90°):

$$e_a = \pm 0,15 a$$

– Vento perpendicular a aresta menor (0°):

$$e_b = \pm 0,15 b$$

Lembrando o item 3.4.5.2b, para as duas incidências acima os momentos de torção serão obtidos por

$$M_t = \pm 0,15 l_1 F_a \quad (3.28)$$

Para o cálculo de F_a é usado o coeficiente de arrasto C_a correspondente ao edifício isolado, pois os efeitos de vizinhança estão integralmente considerados na excentricidade, que é o duplo da correspondente a edifício isolado.

c) As Tabelas 3.5 e 3.6 apresentam os valores de F_a , M_a e M_t com efeitos de vizinhança máxima (100% em M_t e 30% em F_a e M_a)

TABELA 3.5 – ESFORÇOS SOLICITANTES COM EFEITOS DE VIZINHANÇA MÁXIMOS – EDIFÍCIO A

| Faixa (j) | h_j (m) | h_l (m) | Vento a 90° | | | Vento a 0° | | |
|--------------|--------------|--------------|---------------|-----------------|---------------------|---------------|-----------------|---------------------|
| | | | F_a (kN) | M_a (m.kN) | $\pm M_t$ (m.kN) | F_a (kN) | M_a (m.kN) | $\pm M_t$ (m.kN) |
| 3 | 50,00 | 25,00 | 2110 | 27170 | 9740 | 300 | 3890 | 350 |
| 2 | 25,00 | 5,00 | 3450 | 83460 | 15880 | 494 | 11960 | 568 |
| 1 | 5,00 | 0 | 3640 | 101300 | 16820 | 520 | 14510 | 602 |

TABELA 3.6 – ESFORÇOS SOLICITANTES COM EFEITOS DE VIZINHANÇA MÁXIMOS – EDIFÍCIO B

| Faixa (j) | h_j (m) | h_l (m) | Vento a 90° ou 0° | | |
|--------------|--------------|--------------|-------------------|-----------------|---------------------|
| | | | F_a (kN) | M_a (m.kN) | $\pm M_t$ (m.kN) |
| 5 | 100,00 | 75,00 | 1570 | 19850 | 4520 |
| 4 | 75,00 | 50,00 | 3000 | 77260 | 8640 |
| 3 | 50,00 | 25,00 | 4240 | 168200 | 12240 |
| 2 | 25,00 | 5,00 | 5000 | 261300 | 14440 |
| 1 | 5,00 | 5 | 5120 | 286700 | 14780 |

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - ISYUMOV, N. The aeroelastic modelling of tall buildings. In: *Proc. International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications*, Gaithersburg, Maryland, USA, April 1982. Cambridge University Press, p.373-407.
- 2 - DRYDEN, T.A. & HILL, G.C. Wind pressures on structures. *Bureau of Standards, Scientific Papers*, v.20, p.697-732, 1924-26.
- 3 - REINHOLD, T.A.; TIELEMAN, H.W. & MAHER, F.J. Some results of model measurements on tall buildings. *J. Wind Eng. and Ind. Aerod.* Amsterdam, v.2, n.3, p.223-241, nov. 1977.
- 4 - BLESSMANN, J. Esforços devidos ao vento em edifícios altos. *Caderno Técnico CT-82*, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, jan. 1986.
- 5 - AKINS, R.E.; PETERKA, J.A. & CERMAK, J.E. Mean force and moment coefficients for buildings in turbulent boundary layers. *J. Wind. Eng. and Ind. Aerod.* Amsterdam, v.2, n.3, p.195-209, nov. 1977.
- 6 - BLESSMANN, J. Efeitos de vizinhança sobre o edifício sede do Citibank, São Paulo, Brasil. In: *JORNADAS ARGENTINAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL*, 4. *Anais*. Buenos Aires, v.2, p.25.1-25-23, 1984.
- 7 - HARRIS, C.L. Influence of neighboring structures on the wind pressure on tall buildings. *Bureau of Standards, Journal of Research*, v.12, Research Paper RP 637, jan. 1934.
- 8 - SURRY, D. & LYTHER, G. Mean torsional loads on tall buildings. In: *U.S. NATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING RESEARCH*, 4. University of Washington, Seattle, Washington, USA, 11p., July 26-29, 1981.
- 9 - ASSOCIATE COMMITTEE ON THE NATIONAL BUILDING CODE, Canada: *National Building Code of Canada*, 1980, Part 4: Design, Subsection 4.1.8: Live Loads due to the Wind, p.145-147.
- 10 - ASSOCIATE COMMITTEE ON THE NACIONAL BUILDING CODE, Canada: *The Supplement to the National Building Code of Canada*, 1980, Chapter 4, Commentary b: Wind Loads, p.144-175.
- 11 - DEUTSCHE NORMEN: *Lastannahmen für Bauteile*, DIN. 1055, 1977. Teil 45, Seite 3.
- 12 - BAILEY, A. & VINCENT, N.D.G. Wind pressure on building including effects of adjacent buildings. *J. of the Institution of Civil Engineering*, London, oct. 1943 (Paper 5367).

- 13 - BLESSMANN, J. Um estudo qualitativo do fenômeno de interferência. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 11., São Paulo, 1966. São Paulo, Edane, 1968, p.585-600.
- 14 - D'HAVÉ, R. *Informação epistolar*, set. 1968.
- 15 - SCRUTON, C. & NEWBERRY, C.W. On the estimation of wind loads for buildings and structural design. *Proc. of the Institution of Civil Engineers*, London, v.25, p.97-126, June 1963.
- 16 - BLESSMANN, J. *Efeitos do vento em construções civis*. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Setor de Biblioteca e Documentação, 1964 (Tese apresentada no ITA para obtenção do grau de Mestre em Ciências). Também em *Manual do Engenheiro Globo*, v.7, tomo I, p.285-373.
- 17 - KOPPE, W.F. Design wind loads for building wall elements. In: *Technical Meeting Concerning Wind Loads on Buildings and Structures*. Maryland, USA, 27-28 Jan. 1969. National Bureau of Standards, p.9-18 (National Bureau of Standards Building Science Series, 30).
- 18 - BAINES, W. *Effect of velocity distribution on wind loads on a tall building*. Toronto, University of Toronto, Department of Mechanical Engineering, 1962, p.1-19 (Technical Publication Series, 6203).
- 19 - HAMILTON, G.F. *Effect of velocity distribution on wind loads on walls and low buildings*. University of Toronto, Technical Publication Series of the Department of Mechanical Engineering, UT Mech E TP 6.205, nov. 1962.
- 20 - SCRUTON, C. Wind drag and pressure loads on tower-shaped structures in atmospheric winds. In: CONFERENCE ON TOWER SHAPED STRUCTURES, Hague, 24-26 Apr. 1969. *Proceedings*. Delft, Technological University, Organization for Applied Scientific Research in the Netherlands, TNO, p.65-90.
- 21 - NEWBERRY, C.W.; EATON, K.J. & MAYNE, J.R. The nature of gust loading on tall buildings. In: INTERNATIONAL RESEARCH SEMINAR: WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, Ottawa, 1957. *Proceedings*. Ottawa, 1957. v.1, p.399-428.
- 22 - LEUTHEUSSER, H.J. Static wind loading of grouped buildings. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 3., Tokyo, 1971. *Proceedings*. Tokyo, 1971. p.211-219.
- 23 - KELNHOFER, W.J. Influence of a neighboring building on flat roof wind loading. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 3., Tokyo 1971. *Proceedings*. Tokyo, 1971. p.221-230.
- 24 - ISHIZAKI, H. & SUNG, I.W. Influence of adjacent buildings to wind. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 3., Tokyo 1971. *Proceedings*. Tokyo, 1971. p.145-152.
- 25 - WIRÉN, B.G. A wind tunnel study of wind velocities in passages between and through buildings. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 4., Heathrow, England, 1975. *Proceedings*. London, 1975. p.465-475.
- 26 - SARODE, R.S.; GAI, S.L. & RAMESH, C.K. Flow around circular and square section models of finite height in a turbulent shear flow. *J. Wind Eng. and Ind. Aerod.* Amsterdam, v.8; n.3, p.223-230, sept. 1981.
- 27 - BLESSMANN, J. & RIERA, J.D. Interação em edifícios altos vizinhos submetidos à ação do vento. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 19., Santiago, Chile, 1978. *Anais*, 1978, v.1, p.A.9-1 a A.9-14.
- 28 - BLESSMANN, J. & RIERA, J.D. Interaction effects in neighbouring tall buildings. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING, 5., Fort Collins, Colorado, USA, 1979. *Proceedings*, 1979, v.1, p.IV.4-1 a IV.4-15.

- 29 - BLESSMANN, J. Pressões devidas ao vento em edifícios alteados vizinhos. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 20., Córdoba, Argentina, 1979. *Anais*, 1979, v.1, p.B5-1 a B5-22.
- 30 - BLESSMANN, J. & RIERA, J.D. Wind excitation of neighbouring tall buildings. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING, 6., Gold Coast, Australia, 1983, *Pre-print*, v.1, 13p. Também em *J. Wind Eng. and Ind. Aerod.* Amsterdam, v.18, n.1, p.91-103, 1985.
- 31 - BLESSMANN, J. Efeitos do vento em edifícios alteados vizinhos. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 22., Santiago, Chile, 1983. *Anais*, 1983, v.1, p.A8-1 e A8-15.
- 32 - BLESSMANN, J. Efeitos do vento em edifícios alteados vizinhos. *Caderno Técnico CT-39*, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Julho 1983.
- 33 - SURRY, D.; KITCHEN, R.B. & DAVENPORT, A.G. Design effectiveness of wind tunnel studies for buildings of intermediate height. In: ASCE NATIONAL STRUCTURAL ENGINEERING CONFERENCE, Madison, Wisconsin, USA, 1976. *Proceedings*, 1976, p.96-116.
- 34 - BLESSMANN, J. & RIERA, J.D. Wind excitation of neighbouring tall buildings. *J. Wind Eng. and Ind. Aerod.* Amsterdam, v.18, n.1, p.91-103, feb. 1985.
- 35 - PECK, R.L. & STINEMAN, N.M. The behavior of engineering structures in recent violent wind storms. *Proc. American Concrete Institute*. Detroit, Mich., n.24, p.275, 1927.
- 36 - DAVENPORT, A.G. Wind loading on tall buildings. In: CHICAGO DESIGN SYMPOSIUM ON WIND EFFECTS ON HIGH-RISE BUILDINGS, Chicago, 1970. *Proceedings*, 1970, p.109-143.
- 37 - SOMES, N.F.; DIKKERS, R.D. & BOONE, T.H. Lubbock tornado: a survey of building damage in an urban area. *National Bureau of Standards*. Washington, D.C. March 1971. (NBS Technical Note 558).
- 38 - TAMING THE TOWER. *Time*, New York, oct.11, 1976. p.24.
- 39 - MINOR, J.E. & BEASON, W.L. Window glass failures in windstorms. *J. of Structural Division*, ASCE, Jan. 1976, v.10, n.ST 1.
- 40 - CHANG, F.K. Wind and movement in tall buildings. *Civil engineering*, ASCE. New York, v.37, n.8, p.70-72, aug. 1967.
- 41 - ASCE Monograph on Planning and Design of Tall Buildings. Vol. CL, Tall Building Criteria and Loading, Chapter CL-3, Wind Loading and Wind Effects. New York, 1980. p.143-248.
- 42 - DAVENPORT, A.G. An approach to human comfort criteria for environmental wind conditions. In: TEACHING THE TEACHERS COLLOQUIUM ON BUILDING CLIMATOLOGY, Stockholm, Sept. 1972. *Proceedings*, 1972, 6p.
- 43 - MURAKAMI, S.; UEHARA, K. & DEGUCHI, K. Wind effects on pedestrians; New criteria based on outdoor observations of over 2000 persons. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND ENGINEERING, 5., Fort Collins, Colorado, USA, 1979. *Proceedings*, 1979, v.1, p.III.6-1 a III.6-12.
- 44 - MELBOURNE, W.H. & JOUBERT, P.N. Problems of wind flow at the base of tall buildings. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WIND EFFECTS ON BUILDINGS AND STRUCTURES, 3., Tokyo, 1971. *Proceedings*, Tokyo, 1971. p.105-114.
- 43 - SIMIU, E. & SCANLAN, R.H. *Wind effects on structures: an introduction to wind engineering*. New York, John Wiley & Sons, 1978.
- 46 - BLESSMANN, J. *Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento*. 2.ed. Porto Alegre, Ed. da Universidade/UFRGS, 1979. (Série Engenharia Estrutural, 3).

- 47 — BLESSMANN, J. Perfil de velocidades médias do vento. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 23., Buenos Aires, Argentina, 1985. *Anais*, 1985, v.2, p.423-441.
- 48 — BLESSMANN, J. O vento na engenharia estrutural — 1.ª Parte: *Caderno de engenharia CE-10*, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, abril 1986.

**A série Síntese Universitária apresenta
de forma clara e acessível ao público universitário
os grandes temas da Ciência, da História, da Cultura e da Arte.**

Cenas médicas

(pequena introdução à história da medicina) / 1

Moacyr Scliar

Nossos adolescentes / 2

Ronald Pagnoncelli de Souza

Segunda Guerra Mundial

(história e relações internacionais/1931-45) / 3

Paulo G. Fagundes Vizentini

História e literatura / 4

Flávio Loureiro Chaves

Cultura Brasileira (das origens a 1808) / 5

Luiz Roberto Lopez

Cinema brasileiro (idéias e imagens) / 6

Carlos Diegues

O nazismo (breve história ilustrada) / 7

Voltaire Schilling

Biologia, cultura e evolução / 8

Francisco M. Salzano

Caderno de notas (um repórter na América Latina) / 9

Eric Nepomuceno

Evolução social do Brasil / 10

Nelson Werneck Sodré

A descoberta da América (que ainda não houve) / 11

Eduardo Galeano

Cultura brasileira (de 1808 ao pré-modernismo) / 12

Luiz Roberto Lopez

O romance na América Latina / 13

Márcia Hoppe Navarro

Guerra do Vietname (descolonização e revolução) / 14

Paulo G. Fagundes Vizentini

O anarquismo (promessas de liberdade) / 15

Luiz Pilla Vares

A Nova Série Livro-Texto, da Editora da Universidade, traz de volta a idéia de que os professores não dispõem, muitas vezes, de obras condizentes com suas necessidades específicas de sala de aula. A ausência de bibliografia especializada, soma-se a pequena quantidade de textos específicos para uso pedagógico. O objetivo desta série é preencher um vazio editorial, enriquecendo o processo de aprendizagem com livros que atendam as carências das múltiplas áreas de conhecimento.

BASIC para jovens: introdução à informática / 1

Magda Bercht e Newton Braga Rosa

Este livro está escrito de forma coloquial, direta e simples, visando facilitar o auto-aprendizado da linguagem BASIC pelos não-iniciados. *BASIC para jovens* foi projetado para ser usado junto com um microcomputador. Conforme a experiência dos autores, o estudante pode progredir no seu próprio ritmo, dispensando a presença constante do professor; em 12 horas de trabalho, em média, vencerá todo o conteúdo, se sentirá seguro para elaborar pequenos programas e motivado para estudos mais avançados.

Dance aprendendo, aprenda dançando / 2

Morgada Cunha

A dança criativa possui características, valores e finalidades eminentemente educativas, por isso ela deveria integrar currículos escolares desde a pré-escola até a universidade. Seus conteúdos típicos são perfeitamente adaptáveis a qualquer nível de ensino, o que viria a complementar as atividades ginásticas, lúdicas, esportivas e recreativas, que via de regra integram a disciplina de Educação Física ministrada em nossas escolas.

Introdução à lógica elementar (com o símbolo de Hilbert) / 3

Rejane Carrion e Newton C.A. da Costa

A teoria dos operadores que formam termos ligando variáveis de fórmulas tem sido muito desenvolvida e encontrado aplicações diversas. O caráter não trivial das técnicas para se estudar o símbolo de Hilbert torna patente o significado profundo das noções da lógica hodierna. Achamos então que uma introdução à lógica fundada no símbolo de Hilbert associado à lógica elementar afigura-se conveniente.

Manual LOGO

Lucila Maria Costi Santarosa (coord.), Maria Eunice Garrido Barbieri, Rosângela Kisiolar Machado e Renato Albano Petersen Filho

Trabalho desenvolvido pela equipe de pesquisadores, professores e monitores do Projeto EDUCOM, da Faculdade de Educação da UFRGS. Tem como propósito suprir a falta de um manual que facilite a aprendizagem pela criança da linguagem LOGO.



A publicação desta obra conta com o patrocínio da Secretaria de Ensino Superior, através do Programa de Estímulo à Editoração do Trabalho Intelectual, das IES-Federais.



IMPRESSO NA
GRÁFICA E EDITORA NBS Ltda.
Baronesa do Gravataí, 123
Fones: 26-5925 e 28-1001
90.050 Porto Alegre - RS

Composição:
K&M - Composição, Arte e Revisão Ltda.
Av. Vicente Monteggia, 1505 - Fone: 49-7071
Porto Alegre-RS

RESERVA TÉCNICA
Editora da UFRGS

Série ENGENHARIA ESTRUTURAL

Joaquim Blessmann

1. Ação do vento em cúpulas

*Ensaios em outros países;
ensaios no Brasil; normas
e comparação de resultados;
conclusões.*

2. Acidentes causados pelo vento

*Causas aerodinâmicas
e estruturais dos acidentes;
exemplos de acidentes;
torres e linhas de transmissão;
conclusões e recomendações.*

3. Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento

*Fatores a considerar;
intervalo de tempo;
mudança de intervalo de tempo;
exemplos;
conclusões e recomendações.*

4. Considerações sobre alguns tópicos para uma norma de vento

Ações locais;

inclinação do telhado; forma e proporções da construção; interação e proteção; resumo.

5. Pressão interna

Ensaios: permeabilidade das paredes e lanternins; cálculo da pressão interna; normas; conclusões e recomendações.

6. Tópicos de normas de vento

Pressão dinâmica; forças devidas ao vento; reticulados; coberturas planas isoladas; anexo (NBR-6123).

7. Ação do vento em edifícios

Aerodinâmica: ação estática do vento; efeitos nocivos do vento; aplicações da NBR-6123.

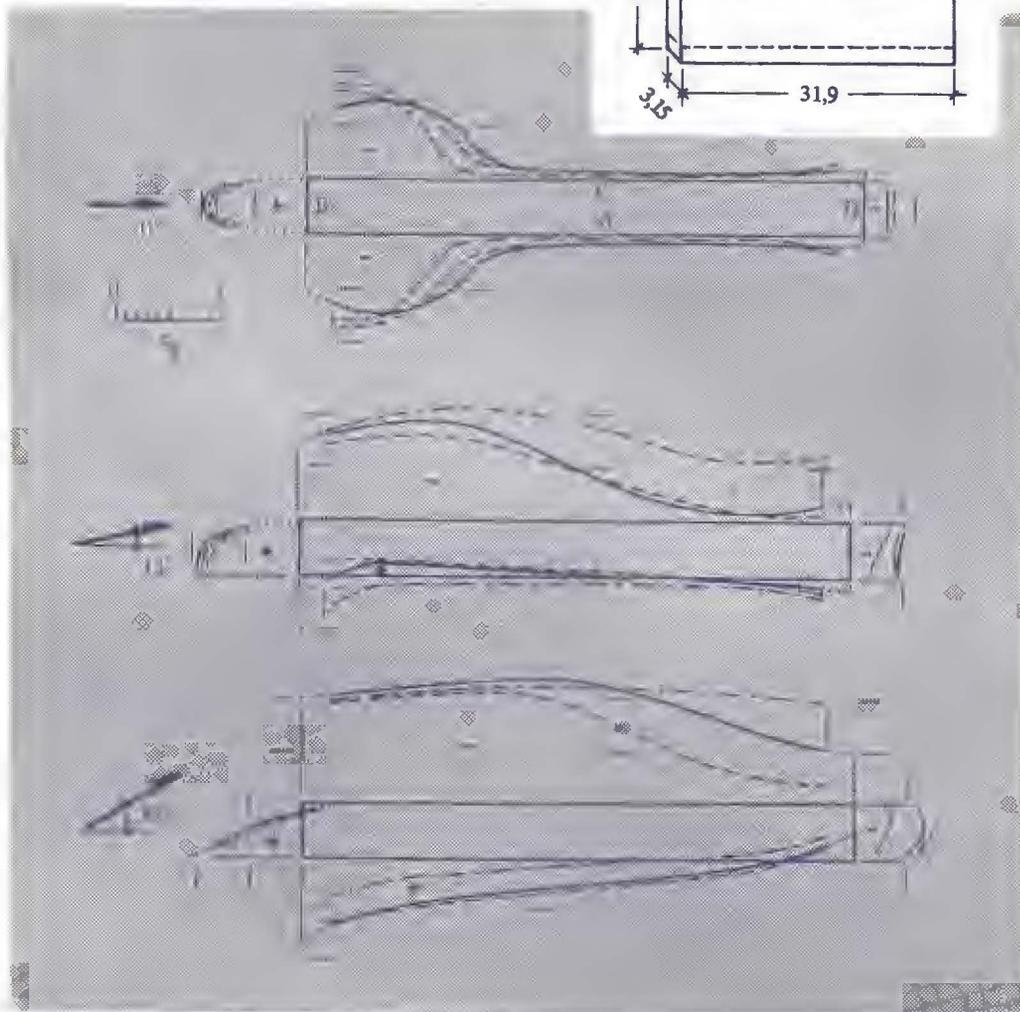
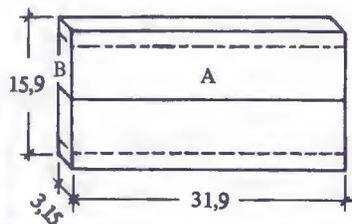
8. Aerodinâmica das construções

Noções de aerodinâmica aplicáveis à engenharia civil; efeitos estáticos do vento em sólidos simples.

Série Engenharia Estrutural

Joaquim Blessmann

1. Ação do vento em cúpulas
2. Acidentes causados pelo vento
3. Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento
4. Considerações sobre alguns tópicos para uma norma de vento
5. Pressão interna
6. Tópicos de normas de vento
7. Ação do vento em edifícios
8. Aerodinâmica das construções



Editora
da Universidade

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

ISBN 85-7025-177-7