

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

AÇÕES DEVIDAS AO VENTO EM EDIFÍCIOS DE ANDARES  
MÚLTIPLOS, EDIFÍCIOS COM COBERTURAS DO TIPO  
SHED E DO TIPO DUAS ÁGUAS COM LANTERNIM

AUTOR: JOÃO ALFREDO AZZI PITTA  
ORIENTADOR: PROF.DR. EDDIE MANCINI

Dissertação apresentada à Escola  
de Engenharia de São Carlos, da  
Universidade de São Paulo, como  
parte dos requisitos para a ob-  
tenção do título de **"Mestre em  
Engenharia de Estruturas"**.

COMISSÃO EXAMINADORA:

TITULARES:

PROF.DR. EDDIE MANCINI - ORIENTADOR  
PROF.DR. HERMANN SCHULTE-(EESC-USP)

SUPLENTES:

PROFA.DRA. HELENA M.C.CARMO ANTUNES  
PROF.DR. WOODROW NELSON LOPES ROMA

São Carlos, julho de 1987

A meus pais

## AGRADECIMENTOS

A todos que, de uma forma ou de outra, nos incentivaram e auxiliaram na execução deste trabalho, inclusive minha família, pela compreensão e colaboração nas horas que precisei privar-lhes do convívio.

Ao Prof. Dr. Joaquim Blessmann que gentil e desinteressadamente analisou e teceu observações e correções a um meu trabalho sobre ação do vento em edifícios de andares múltiplos que se tornou o embrião do presente trabalho.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Eddie Mancini pelo estímulo e valiosas sugestões, e em especial ao Prof. Dr. Hermann Schulte a quem devo muito de minha formação profissional.

## ABSTRACT

Computing wind forces on building structures is not an easy task, even when simple building forms are used. The maximum wind speed and its critical direction for the building under analysis, as well as dynamic and interference effects, which may have to be considered, are in general, not easy to be predicted.

The Brazilian Code, NBR 6123 "Wind Forces on Buildings", is considered to be known, and is taken, when possible, as the subject basis studied in this work, together with Codes of other countries such as France, Canada, Switzerland, Great Britain and USA.

Although the Brazilian Code is considered of high quality in comparison with other international codes, it does not deal with some usual building cases as shed roofs with vertical light gap and double-plane roofs with skylights, as well as some usual forms of multi-storey buildings.

The objective of this work is to collect knowledges on the referred subjects, which appear scattered in many bibliographies, and try, at least for the buildings above mentioned, to supply readers with informations for the correct, or well approximate determination of wind forces and directions that have to be taken into account.

## RESUMO

A determinação das forças que atuam sobre uma edificação, devidas ao vento, nem sempre é feita facilmente mesmo quando esta possui forma mais simples. A velocidade máxima e a direção crítica do vento para o edifício em questão, bem como os efeitos de interferência e dinâmicos que podem afetá-lo, são, na maioria das vezes, de difícil previsão.

A Norma Brasileira, NBR 6123: "Forças Devidas ao Vento em Edificações", é suposta conhecida e será tomada, sempre que possível, por base nos assuntos aqui discutidos, bem como normas de outros países tais como França, Canadá, Suíça, Inglaterra e Estados Unidos.

Embora a Norma Brasileira seja considerada de alta qualidade em comparação com outras normas internacionais, ela não cobre alguns casos comuns de edificações como coberturas do tipo shed com parte translúcida na vertical e coberturas do tipo duas águas com lanternim, bem como algumas formas comuns de edifícios de andares múltiplos.

Este trabalho tem a intenção de reunir conhecimentos sobre o assunto, esparsos em várias bibliografias, e tentar, ao menos para as edificações acima citadas, dar informações que permitam ao interessado, determinar ou estimar, com boa precisão, qual o valor dessas forças e para quais direções do vento deve ser estudado o problema.

## SUMÁRIO

1 - <u>CONCEITOS BÁSICOS SOBRE A AÇÃO DO VENTO</u> .....	01
1.1 - INTRODUÇÃO.....	01
1.2 - FUNDAMENTOS TEÓRICOS.....	04
1.2.1 - Teorema da conservação da massa.....	04
1.2.2 - Teorema de Bernoulli.....	05
1.2.3 - Pressão estática.....	07
1.2.4 - Pressão total.....	09
1.2.5 - Pressão de obstrução.....	11
1.3 - CARACTERÍSTICAS DO VENTO.....	12
1.3.1 - Características do vento natural.....	13
1.3.2 - Velocidade característica do vento.....	14
1.4 - EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS AO VENTO.....	24
1.4.1 - Coeficiente de pressão.....	25
1.4.2 - Coeficiente de forma.....	27
1.4.3 - Coeficiente de força (global, horizon- tal, de sustentação, de arrasto e late- ral).....	29
1.4.4 - Coeficiente de torção.....	31
1.5 - EFEITOS DINÂMICOS DEVIDOS AO VENTO.....	31
1.5.1 - Desprendimento cadenciado de vórtices..	32
1.5.2 - Efeitos de golpe.....	33
1.5.3 - Galope.....	34

1.5.4 - Drapejamento.....	35
1.5.5 - Espectro de Energia das rajadas.....	35
1.6 - INFLUÊNCIA DAS PROPORÇÕES, DA FORMA E POSIÇÃO DAS EDIFICAÇÕES.....	36
1.6.1 - Influência das proporções.....	36
1.6.2 - Influência das forma e da posição das construções.....	37
2 - <u>AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS.....</u>	39
2.1 - INTRODUÇÃO.....	39
2.2 - EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS AO VENTO.....	40
2.2.1 - Coeficiente de forma e de força.....	40
2.2.2 - Ações locais.....	48
2.2.3 - Zonas com sucções elevadas.....	48
2.2.4 - Coeficiente de pressão interna.....	53
2.3 - EFEITOS DINÂMICOS EM EDIFICAÇÕES ESBELTAS E FLE XÍVEIS.....	54
2.4 - EFEITOS DE INTERAÇÃO.....	55
2.4.1 - Interação por efeito Venturi.....	57
2.4.2 - Interação por deflexão do vento na di- reção vertical.....	58
2.4.3 - Interação pela turbulência da esteira.	59
2.5 - COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES.....	60
2.6 - EXEMPLO DE CÁLCULO.....	66
3 - <u>AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS COM COBERTURAS DO TIPO SHED.....</u>	72
3.1 - INTRODUÇÃO.....	72
3.2 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA- RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 0$ .....	83
3.3 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA- RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 180$ .....	89

3.4 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 90$ .....	90
3.5 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO.....	91
3.6 - COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA.....	93
3.7 - COEFICIENTES DE ATRITO.....	100
4 - <u>AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS COM COBERTURAS DO TIPO SHED E COM TAPAMENTOS RETOS</u> .....	107
4.1 - INTRODUÇÃO.....	107
4.2 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 0$ .....	109
4.3 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 180$ .....	110
4.4 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 90$ .....	111
4.5 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO.....	111
5 - <u>AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS COM COBERTURAS DO TIPO DUAS ÁGUAS COM LANTERNIM</u> .....	113
5.1 - INTRODUÇÃO.....	113
5.2 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 0$ .....	123
5.3 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 90$ .....	130
5.4 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PA RA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO ENTRE $0^{\circ}$ e $90^{\circ}$ .	136
5.5 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO.....	140
5.6 - COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA.....	145
6 - <u>COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES</u> .....	146
BIBLIOGRAFIA.....	149



## 1 - CONCEITOS BÁSICOS SOBRE A AÇÃO DO VENTO

### 1.1 - INTRODUÇÃO

Vento é o movimento de massas de ar, causado por condições de pressão e de temperatura na atmosfera. O estudo dessas condições é do domínio da meteorologia que nos deve fornecer informações sobre as características do fluxo de ar, necessárias para determinar os efeitos do vento sobre as construções.

A determinação das forças resultantes em obstáculos submetidos a um certo fluxo de ar é do domínio da aerodinâmica ou hidrodinâmica. Estas ciências, na atualidade, são empregadas não apenas para a engenharia aeronáutica, mas também para o projeto de edificações, navios, automóveis e trens, no planejamento de cidades e centros industriais.

A análise de certos tipos de pontes, mastros, torres e edifícios esbeltos, deve considerar as tensões adicionais produzidas pela deformação dessas estruturas (teorias de 2.<sup>a</sup> ordem) bem como deve-se atentar para as solicitações adicionais provocadas pela vibração estrutural induzida pelo vento. Estes efeitos são do domínio da aeroelasticidade, uma ciência nova desenvolvida principalmente para atender a engenharia aeronáutica.

Ao projetista estrutural interessa que a meteorologia responda a questões como: qual o gradiente da velocidade do vento com a altura para cada tipo de rugosidade do terreno; a frequência com que ocorrem ventos com diferentes velocidades; a velocidade máxima provável que pode ser atingida em um período de tempo, normalmente igual ao da vida útil estimada para a estrutura; as micro-pulsões da velocidade do vento em períodos comparáveis com o da frequência natural das estruturas; etc. Estas questões não serão aqui tratadas, mesmo porque algumas delas ainda não estão bem respondidas pela meteorologia, em parte devido ao fato de que certas análises que atualmente são feitas pelos projetistas não o eram até a poucas décadas atrás quando então a meteorologia estava voltada para questões que interessavam quase que exclusivamente à agricultura.

O Brasil é um país onde praticamente inexistem furacões e ciclones; as máximas velocidades do vento que podem ocorrer em grande parte do território nacional, se comparadas com a de outros países como Argentina, E.U.A., na Europa de um modo geral, podem ser consideradas de intensidade média.

Muitas vezes há interesse em se estimar a velocidade do vento e para isso pode-se usar a escala de Beaufort que a classifica de acordo com o efeito produzido. Transcreve-se essa escala na Tabela 1.1 à qual acrescentou-se uma coluna com velocidades, em km/h, próxima à que fornece a média de cada intervalo, com o intuito de facilitar a memorização de alguns valores que o leitor julgar interessantes.

Tabela 1.1 - Escala de Beaufort: velocidades do vento e seus efeitos<sup>(1)</sup>

GRAU	VELOCIDADE DO VENTO		DESCR.DO VENTO	EFEITOS DEVIDOS AO VENTO
	INTERVALO EM m/s	MÉDIA APR. EM km/h		
0	0-0,5	1	calmaria	
1	0,5-1,7	4	aura, sopro	A fumaça sobe praticamente na vertical
2	1,7-3,3	8	brisa leve	Sente-se o vento nas faces
3	3,3-5,2	15	brisa fraca	Movem-se as folhas das árvores
4	5,2-7,4	20	brisa moderada	Movem-se pequenos ramos. O vento estende as bandeiras
5	7,4-9,8	30	brisa viva	Movem-se ramos maiores
6	9,8-12,4	40	brisa forte	Movem-se os arbustos
7	12,4-15,2	50	ventania fraca	Flexionam-se galhos fortes, o vento é ouvido em edifícios
8	15,2-18,2	60	ventania moderada	Difícil caminhar, galhos quebram-se, o tronco das árvores oscilam
9	18,2-21,5	70	ventania	Objetos leves são deslocados, partem-se arbustos e galhos grossos, avarias em chaminés
10	21,5-25,5	80	ventania forte	Arvores são arrancadas, quebra-se os postes telegráficos
11	25,5-29,0	95	ventania destrutiva	Avarias severas
12	29,0 e mais	105	furacão	Avarias desastrosas, calamidades

Os aparelhos empregados para medir a velocidade do ar são os anemômetros. Existem vários modelos, fixos e portáteis, baseados em diferentes princípios, dentre os quais o mais conhecido é o chamado anemômetro de copos.

## 1.2 - FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Os fundamentos necessários para o bom entendimento dos efeitos do vento em edificações serão aqui abordados de maneira bastante sucinta. Qualquer bom livro sobre aerodinâmica poderá satisfazer a um leitor mais exigente.

O vento, do ponto de vista do fluxo de ar no entorno de uma edificação, pode ser considerado como contínuo, além de incompressível até para velocidades da ordem de 300km/h, o que abrange todos os casos de análise do vento sobre edificações de interesse da engenharia.

Num fluido ideal, os vários elementos agem um sobre o outro somente por forças perpendiculares às áreas de contacto e, portanto, as pressões normais em todas as faces de um elemento são as mesmas com orientação diferente. A pressão em um ponto é representada por um escalar, enquanto que a velocidade o é por um vetor.

### 1.2.1 - Teorema da conservação da massa

Um fluido em movimento deve satisfazer à equação da continuidade, isto é, a massa de fluido que entra em um elemento de volume é igual a massa que sai mais a variação da massa contida no elemento, num determinado intervalo de tempo. No caso especial que em cada ponto do espaço as características do fluido independam do tempo, o fluxo é dito permanente, ou seja, é um fluxo no qual todas as partículas do fluido passando por um dado ponto tem velocidades iguais e descrevem a mesma trajetória, conhecida como linha de fluxo.

Seja o tubo de corrente da figura 1.1, e

$A$  = área de uma superfície plana

$v$  = velocidade média do fluido

$\rho$  = massa específica do fluido

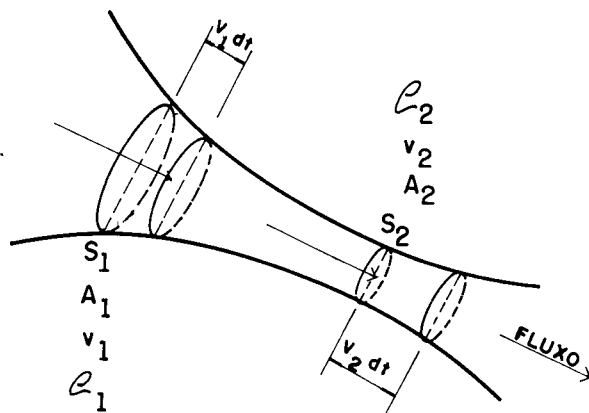


FIG. 1.1 - CONTORNO DE UM TUBO DE CORRENTE DE UM FLUÍDO

Considerando-se o volume limitado pelo tubo de corrente e pelas seções  $S_1$  e  $S_2$ , num intervalo de tempo  $dt$ , no regime permanente, tem-se:

massa de fluido que entra:  $\rho_1(A_1 v_1 dt)$

que sai:  $\rho_2(A_2 v_2 dt)$

$$\text{em regime } \rho_1 A_1 v_1 = \rho_2 A_2 v_2 \quad (1.1)$$

para fluido incompressível:  $\rho_1 = \rho_2 = \rho$

$$\text{Fica-se com: } A_1 v_1 = A_2 v_2 \quad (1.2)$$

### 1.2.2 - Teorema de Bernoulli (conservação da energia)

Uma partícula de um fluido incompressível não sofre alteração de volume durante o fluxo; pode apenas deslo-

car-se, mudar sua forma e rodar. Quando não há rotação, o fluxo é dito irrotacional e, sob estas condições, considerando-se apenas as forças gravitacionais e de pressão a equação geral de equilíbrio (equação de Euler) implica na equação de Bernoulli que, de acordo com a figura 1.2, pode ser escrita, desde que não haja perda de energia entre as seções 1 e 2, o que se verifica para as análises de ações devidas ao vento sobre edificações.

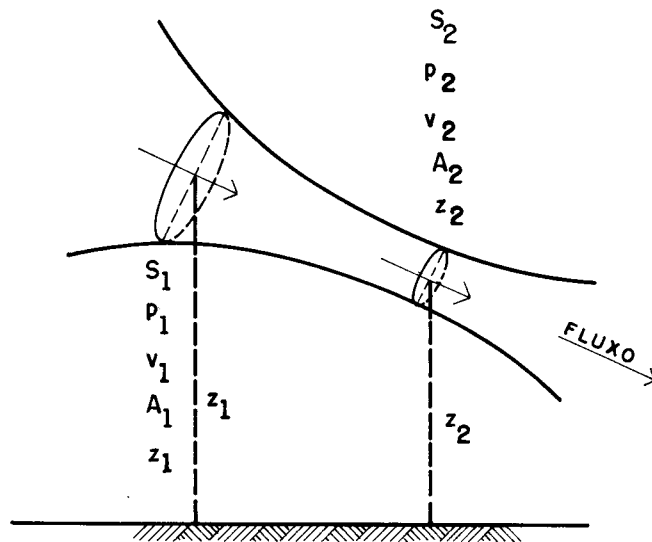


FIG. 1. 2 - CONTORNO DE UM TUBO DE CORRENTE DE UM FLUÍDO

$$p_1 + \rho g z_1 + \frac{1}{2} \rho v_1^2 = p_2 + \rho g z_2 + \frac{1}{2} \rho v_2^2$$

onde:  $p$  = pressão  
 $z$  = cota de referência

genericamente:

$$p + \rho g z + \frac{1}{2} \rho v^2 = \text{constante} \quad (1.3)$$

Para as aplicações em vista, o termo  $\rho g z$  é desprezível em relação aos demais, e assim fica-se com:

$$p + \frac{1}{2} \rho v^2 = \text{constante} \quad (1.4)$$

ou seja: pressão estática + pressão dinâmica = pressão total = constante.

### 1.2.3 - Pressão estática

A pressão estática é definida considerando o fluido em repouso, como sendo a força normal aplicada a uma área elementar, ou seja:

$$p = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta F_n}{\Delta A}$$

onde  $\Delta F_n$  é a força normal exercida na área elementar  $\Delta A$ .

A medida da pressão estática é feita através dos manômetros metálicos ou a líquido, transdutores elétricos de pressão e outros e é realizada com relativa facilidade quando o fluido está em repouso; quando o mesmo está em movimento, a técnica é completamente diferente. Não serão abordados aqui detalhes técnicos relativos a este problema e sim limitar-se-á a apresentar os aparelhos e métodos empregados na medida dessa pressão.

As pressões estáticas de um fluido passando sobre uma superfície sólida, tal como a superfície de um modelo, podem ser medidas executando-se pequenos orifícios piezométricos normais à superfície do modelo e ligando-os por tubulações (foto 1) a um aparelho medidor de pressão em geral em manômetro múltiplo à líquido.

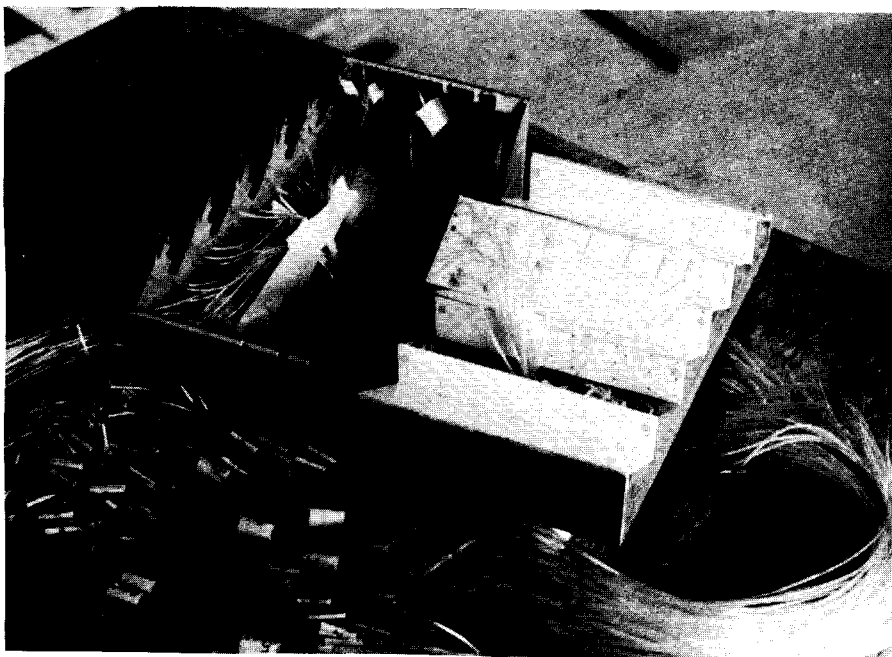


Foto 1.1 - Vista interna de um modelo de edifício com cobertura shed, onde se vêem os tubos plásticos que conectam orifícios nos pontos da superfície onde se deseja medir as pressões estáticas (2).



A medida da pressão estática em um fluxo é problema pois um aparelho mergulhado no fluido produz uma alteração no escoamento. Para os casos de aplicação em engenharia, quando se conhece bem a direção do fluxo, podem ser empregados os tubos estáticos, que consistem basicamente de um pequeno cilindro liso alinhado com o fluxo e com sua extremidade voltada a montante do escoamento; localizados estrategicamente existem furos ou fendas piezométricas ligadas a um medidor de pressão. Dentre os vários modelos existentes desses aparelhos, destaca-se o tubo de Prandtl (figura 1.3).

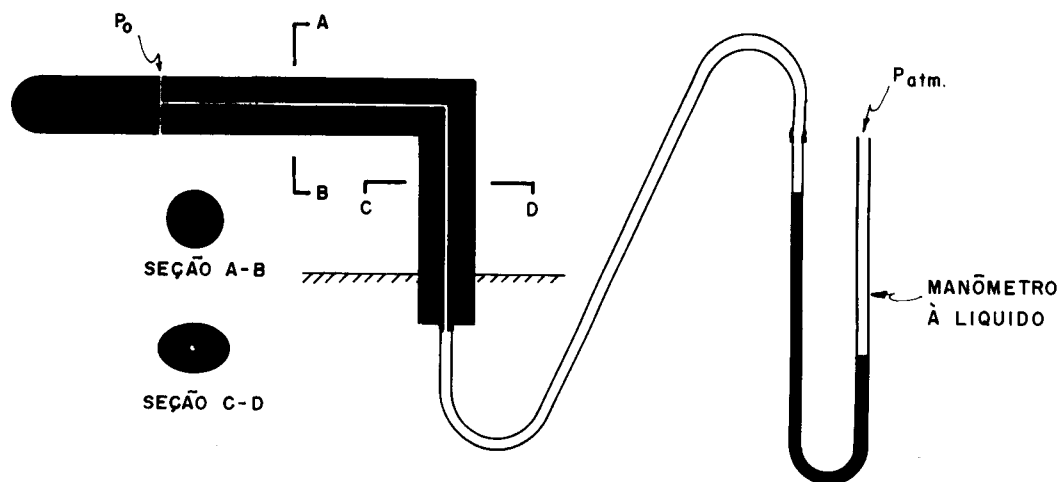


FIG. 1.3 - APARELHO PARA MEDIDA DA PRESSÃO ESTÁTICA

No caso ilustrado, a leitura da pressão será feita através de um manômetro à líquido:

#### 1.2.4 - Pressão total

A pressão total pode ser medida aplicando-se o seguinte princípio:

Em um objeto mergulhado num fluido em movimento uniforme algumas das linhas de fluxo podem incidir perpendicularmente à sua superfície. Onde isto acontecer, o fluido estagna, ou seja, a velocidade do fluido nesse ponto será nula e estes são chamados pontos de estagnação, onde a pressão dinâmica é igual a zero, restando apenas a pressão estática.

tica que pode ser medida mediante a execução de um orifício nesse ponto, ligando-o a um manômetro.

Sejam  $p_o$  e  $v_o$  a pressão e a velocidade em um ponto do fluxo a barlavento do obstáculo, não afetado pelo mesmo e sejam  $p_e$  e  $v_e$  a pressão e a velocidade no ponto de estagnação. Aplicando-se a equação de Bernoulli (1.4), resulta:

$$p_o + \frac{1}{2} \rho v_o^2 = p_e + \frac{1}{2} \rho v_e^2$$

como no ponto de estagnação  $v_e = 0$ , fica-se com:

$$p_o + \frac{1}{2} \rho v_o^2 = p_e \quad (1.6)$$

A leitura desta pressão estática nos dá a pressão total em um ponto da corrente não afetada pelo obstáculo.

Henri Pitot em 1732 utilizou um pequeno tubo de vidro encurvado a  $90^\circ$  com a frente voltada para montante do escoamento, fornecendo assim as bases para a medida da pressão total. Atualmente existem vários modelos de aparelhos baseados nesse princípio, sendo conhecidos como tubos de Pitot (fig. 1.4).

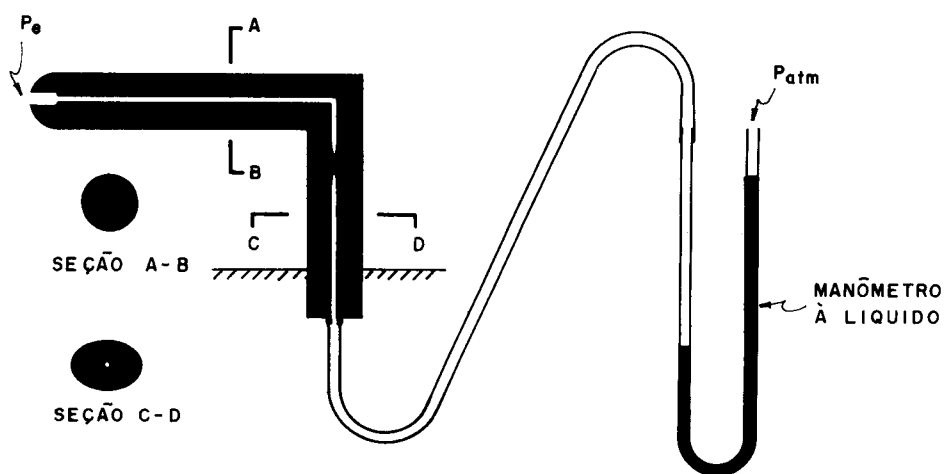


FIG. 1.4 - APARELHO PARA MEDIDA DA PRESSÃO TOTAL

1.2.5 - Pressão de obstrução

A diferença entre as pressões estáticas na eq.1.7 a seguir, é conhecida como pressão de obstrução ( $q$ ), que é igual à pressão efetiva em um ponto de estagnação do fluido, como evidenciado na expressão a seguir, obtida da equação 1.6

$$P_e - P_o = \frac{1}{2} \rho v_o^2 = q \quad (1.7)$$

Dessa expressão vê-se que a pressão de obstrução é numericamente igual à pressão dinâmica do fluxo ( $q_o$ ) em local não perturbado pelo obstáculo e pode ser medida diretamente através da sonda de Pitot-Prandtl (fig. 1.5).

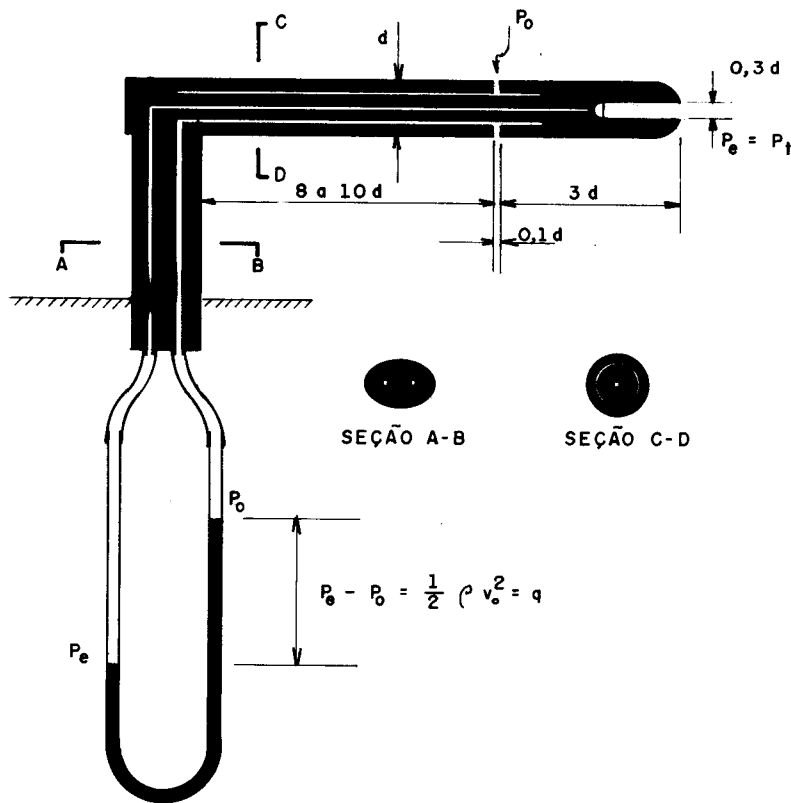


FIG. 1.5 - APARELHO PARA MEDIDA DA PRESSÃO DINÂMICA (AO LONGE) (3)

Em condições normais de pressão e temperatura ( $p = 1,0 \text{ atm}$  e  $t = 15^\circ \text{C}$ ) o peso específico do ar é igual a  $1,2253 \text{ kgf/m}^3$  e como a aceleração da gravidade, ao nível do mar vale  $9,80665 \text{ m/s}^2$ , tem-se

$$\rho = \frac{1,2253}{9,80665} = 0,125 \text{ kgf.s}^2/\text{m}^4$$

Aplicando-se em 1.7, obtem-se:

$$q = \frac{1}{2} \cdot 0,125 \times v^2$$

$$q = \frac{v^2}{16}$$

para  $v$  em  $\text{m/s}$  e  $q$  em  $\text{kgf/m}^2$

### 1.3 - CARACTERÍSTICAS DO VENTO

Para que um engenheiro estrutural possa desenvolver todas as análises sobre a ação do vento em estruturas é necessário o conhecimento das seguintes características:

- a - direção do vento
- b - gradiente de velocidade do vento
- c - máxima velocidade do vento e indicação de sua probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura
- d - separação da componente de velocidade constante do vento da componente de flutuação
- e - intensidade de turbulência e espectro de energia das rajadas

Já foi dito que apenas recentemente é que se dedica maior atenção à obtenção dessas informações visando sua aplicação na engenharia de estruturas e mesmo atualmente, são raras as informações sobre a componente de flutuação da direção do vento, seu período e dependência com a velocidade do vento, informações necessárias para se fazer uma análise dinâmica de estruturas tri-dimensionais.

Para as análises estáticas, felizmente as informações necessárias são mais abundantes.

### 1.3.1 - Gradiente de velocidade do vento

A velocidade do vento, em uma mesma região, depende da altura em relação ao terreno e das condições topográficas locais. Em alturas da ordem de 500m as massas de ar movem-se a uma velocidade aproximadamente constante: é a chamada velocidade gradiente.

Quanto maior a rugosidade do terreno, seja devido a obstáculos naturais ou artificiais, maior é a irregularidade dos ventos, contendo vórtices de orientações diferentes e fluxos secundários em diversas direções.

Davenport <sup>(4)</sup> sugere uma lei exponencial para se determinar a velocidade média do vento ( $v_z$ ) em função da altura acima do nível do terreno ( $z$ ) até a cota ( $z_g$ ), que é a cota onde se atinge a velocidade gradiente  $v_g = 160\text{km/h}$  (100mph).

$$v_z = v_g \left(\frac{z}{z_g}\right)^\alpha$$

As constantes  $z_g$  e  $\alpha$  dependem da rugosidade do terreno e estão indicadas na figura 1.6. para três superfícies típicas.

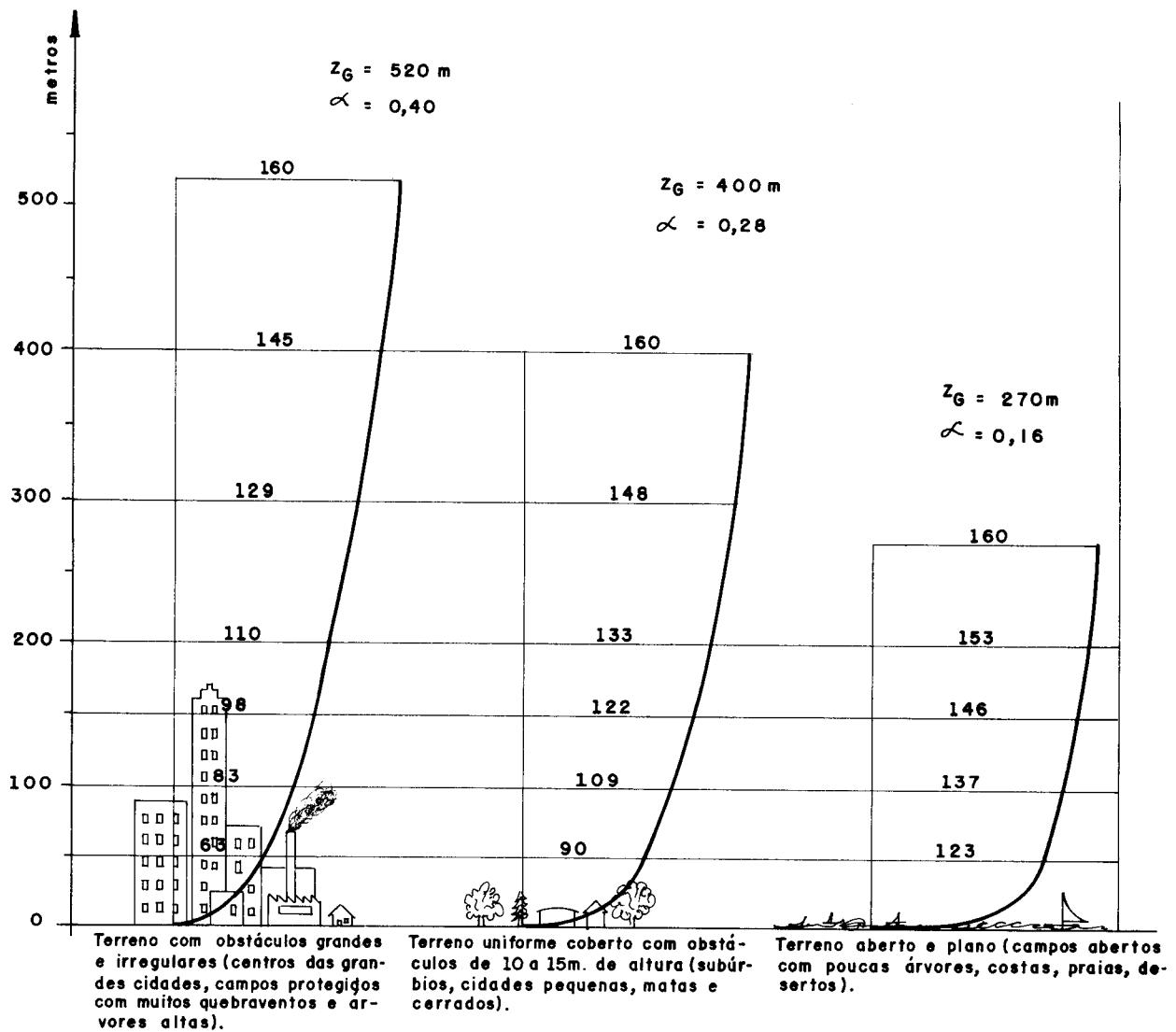


FIG. 1.6 - PERFIS DA VELOCIDADE MÉDIA DO VENTO (km/h) DE ACORDO COM A RUGOSIDADE DO TERRENO, SEGUNDO DAVENPORT.

### 1.3.2 - Velocidade característica do vento

Quando se quer determinar a força do vento sobre uma construção, a primeira pergunta é sempre: "qual a velocidade máxima do vento que atuará sobre a construção durante sua vida útil?".

Como se trata de um evento por ocorrer pode-se apenas estimá-lo e isto é feito baseando-se em medidas de velocidade do vento feitas durante vários anos. Essa estimativa envolve um nível de probabilidade de ocorrência, a qual, na NBR-6123, está definida em 63% para edificações correntes.

A vida útil dessas edificações foi fixada em 50 anos, se bem que nas cidades atuais, mais e mais se observa uma redução da vida útil das edificações comerciais, industriais e residências devido aos rápidos avanços havidos nos materiais de construção, nas exigências de conforto, nas máquinas e processos empregados pela indústria e comércio.

A velocidade máxima instantânea do vento não tem aplicação prática na engenharia, pois é necessário um certo tempo de atuação de uma força para que possa ser solicitada toda a estrutura resistente; além disso, a duração da rajada deve ser suficiente para abranger todo o campo aerodinâmico no entorno da construção. Quanto mais veloz a rajada, menor seu tempo de atuação e menor o seu turbilhão correspondente.

Um dos critérios para se determinar essa duração mínima de rajada é baseada nas dimensões dos turbilhões. Um turbilhão de comprimento  $C$  possui diâmetro da seção transversal da ordem de um terço a metade de seu comprimento e, como a correlação de velocidade em sua periferia é fraca, é necessário que aquela dimensão seja da ordem de três vezes a altura ou largura da edificação ( $H$ ) para que o mesmo seja efetivo (fig. 1.7) <sup>(5)</sup>

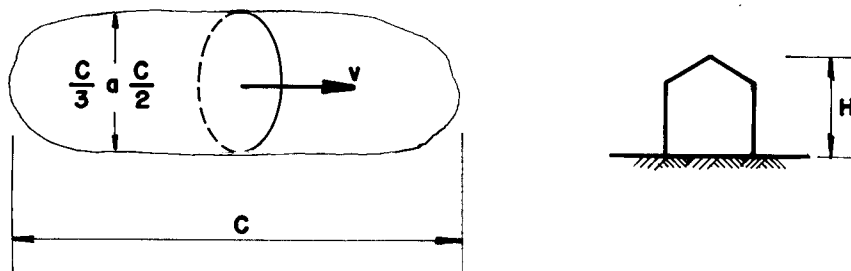


FIG. 1.7 - DIMENSÕES DE UM TURBILHÃO EM RELAÇÃO A UMA EDIFICAÇÃO

Assim,

$$3H = \frac{C}{3} \text{ a } \frac{C}{2}$$

Logo

$$C = 6 \text{ a } 9(H)$$

Como a velocidade de deslocamento do turbilhão (v) é igual à velocidade média do vento, levará um tempo t para passar pela edificação igual a

$$t = \frac{C}{v} = 6 \text{ a } 9 \left( \frac{H}{v} \right)$$

Para H = 20m e v = 40m/s; tem-se t = 3 a 4,5 s

Para H = 100m e v = 40m/s; t = 15 a 22,5 s

Conclui-se que rajadas rápidas devem ser consideradas para se determinarem pressões locais ou em pequenas construções (postes, painéis de propaganda, pórticos e arcos isolados). Construções em que pelo menos uma das dimensões é grande, serão afetadas apenas por rajadas de maior duração e conseqüentemente de menor velocidade média. A NBR-6123<sup>(6)</sup> emprega rajadas de 3s, 5s e 15s.

Com base nos registros de várias estações meteorológicas foi elaborado, para nosso país, um gráfico das isopletas da velocidade básica do vento ( $V_0$ ) que se encontra definida da seguinte maneira na NBR 6123, pg. 7: " $V_0$  é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média, uma vez a cada 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano" (Fig. 1.8). A probabilidade de que essa velocidade seja igualada ou superada nesse período é de 63%.



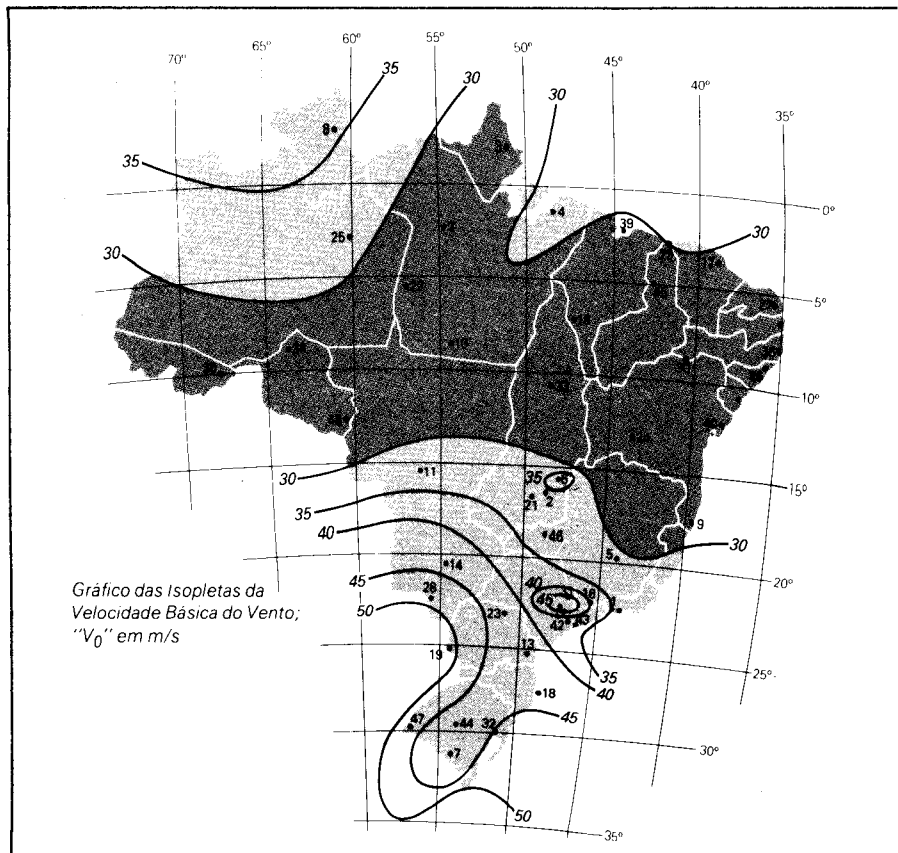


FIG. 1.8 - GRÁFICO DAS ISOPLETAS DA VELOCIDADE BÁSICA DO VENTO (m/s)

Excepcionalmente se terá uma edificação na qual pode-se admitir que atuará um vento com a velocidade básica; as condições particulares de cada edificação nos conduzirão à velocidade característica " $V_k$ " do vento que é determinada mediante a multiplicação da velocidade básica pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ .

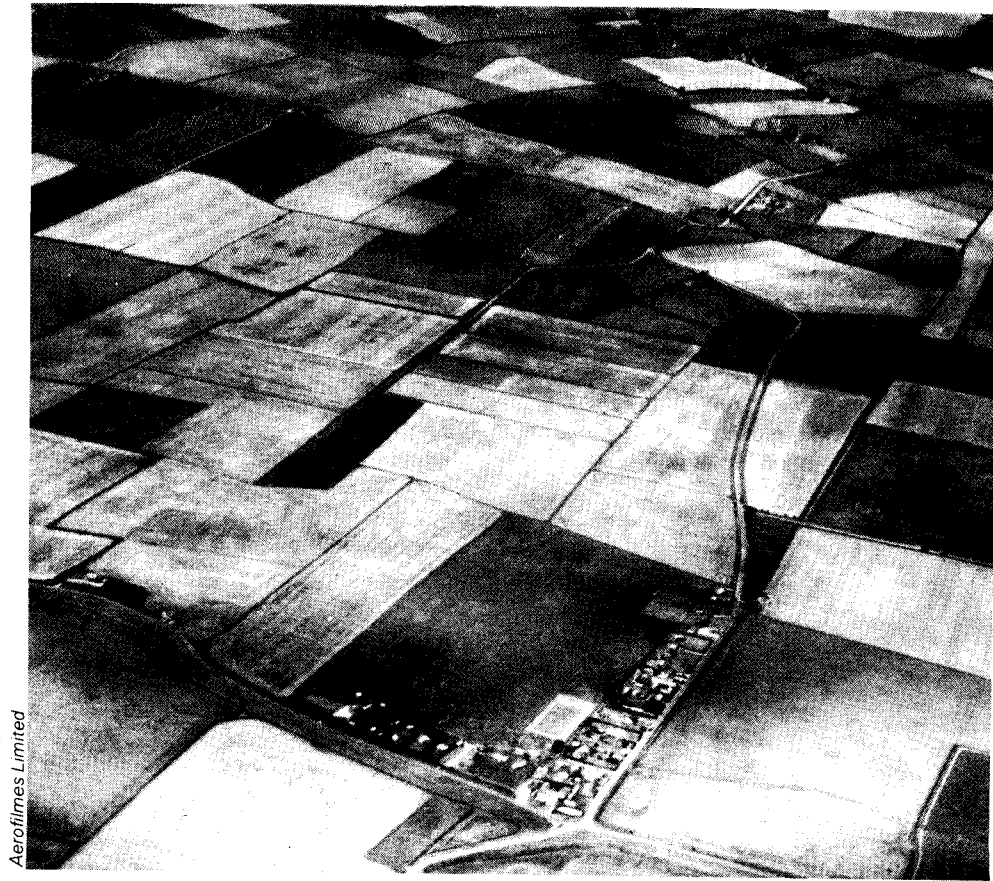
$$V_k = S_1 S_2 S_3 V_0 \quad (1.9)$$

O fator topográfico  $S_1$  (tabela 1.2) prevê situações em que as linhas de fluxo são forçadas a se aproximar ou a se afastar ocasionando com isso um aumento ou diminuição da velocidade do vento.

Tabela 1.2 - Fator " $S_1$ ": topográfico (NBR 6123 pg. 7)

	TOPOGRAFIA	$S_1$
a	Todos os casos, exceto os seguintes:	1,0
b	Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento	1,1
c	Vales profundos, protegidos de todos os ventos	0,9

O fator  $S_2$  leva em conta a rugosidade do terreno, que foi dividida em quatro categorias (fotos 1.2, 1.3, 1.4 e 1.5) <sup>(2)</sup>; a altura acima do terreno, a duração da rajada (Classe A - rajada de 3s, capaz de envolver uma edificação cuja maior dimensão não exceda 20m; Classe B - rajada de 5s, para edificações entre 20 e 50m; Classe C - rajada de 15s, todas as edificações nas quais a maior dimensão exceda 50m).



Aerofilmes Limited

FOTO 1.2 - RUGOSIDADE 1: ZONAS COSTEIRAS PLANAS, PÂNTANOS, CAMPOS DE AVIAÇÃO, PRADARIAS.<sup>(2)</sup>



Aerofilmes Limited

FOTO 1.3 - RUGOSIDADE 2: GRANJAS, CASAS DE CAMPO.<sup>(2)</sup>

Tabela 1.3 - Fator "S<sub>2</sub>" - Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno (Tabela 2 da NBR 6123, pg.11).

Altura acima do terreno		CATEGORIA (conforme 4.3.1)											
		Terreno aberto sem obstruções			Terreno aberto com poucas obstruções			Terreno com muitas obstruções; pequenas cidades; subúrbios de grandes cidades			Terreno com obstruções grandes e frequentes.Ex.centro de grandes cidades		
		Classe			Classe			Classe			CLASSE		
H (m)	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	
	0	1			2			3			4		
1	≤3	0.83	0.78	0.73	0.72	0.67	0.63	0.64	0.60	0.55	0.56	0.52	0.47
2	5	0.88	0.83	0.78	0.79	0.74	0.70	0.70	0.65	0.60	0.60	0.55	0.50
3	10	1.00	0.95	0.90	0.93	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.67	0.62	0.58
4	15	1.03	0.99	0.94	1.00	0.95	0.91	0.88	0.83	0.78	0.74	0.69	0.64
5	20	1.06	1.01	0.96	1.03	0.98	0.94	0.95	0.90	0.85	0.79	0.75	0.70
6	30	1.09	1.05	1.00	1.07	1.03	0.98	1.01	0.97	0.92	0.90	0.85	0.79
7	40	1.12	1.08	1.03	1.10	1.06	1.01	1.05	1.01	0.96	0.97	0.93	0.89
8	50	1.14	1.10	1.06	1.12	1.08	1.04	1.08	1.04	1.00	1.02	0.98	0.94
9	60	1.15	1.12	1.08	1.14	1.10	1.06	1.10	1.06	1.02	1.05	1.02	0.98
10	80	1.18	1.15	1.11	1.17	1.13	1.09	1.13	1.10	1.06	1.10	1.07	1.03
11	100	1.20	1.17	1.13	1.19	1.15	1.12	1.16	1.12	1.09	1.13	1.10	1.07
12	120	1.22	1.19	1.15	1.21	1.18	1.14	1.18	1.15	1.11	1.15	1.13	1.10
13	140	1.24	1.20	1.17	1.22	1.19	1.16	1.20	1.17	1.13	1.17	1.15	1.12
14	160	1.25	1.22	1.19	1.24	1.21	1.18	1.21	1.18	1.15	1.19	1.17	1.14
15	180	1.26	1.23	1.20	1.25	1.22	1.19	1.23	1.20	1.17	1.20	1.19	1.16
16	200	1.27	1.24	1.21	1.26	1.24	1.21	1.24	1.21	1.18	1.22	1.21	1.18

Atente-se que para rugosidade 1, Classe A e altura sobre o terreno igual a 10m, S<sub>2</sub> = 1,0, pois são sob estas condições que foi construído o gráfico das isopletas da velocidade básica do vento para o Brasil.

O fator estatístico S<sub>3</sub> prevê o nível de segurança requerido para as edificações em função de sua finalidade. Assim, para vedações justifica-se um coeficiente menor pois além de não possuir responsabilidade estrutural, é mais econômica uma eventual substituição de alguns elementos do que um gasto inicial maior neles todos.

Tabela 1.4 - Valores mínimos do fator estatístico " $S_3$ "  
(Tab. 3 da NBR 6123, pg. 12)

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

Cabe um comentário especial a respeito do coeficiente  $S_2$ . A NBR 6123, na pg. 10, reza: "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 dessa parte, medida a partir do terreno". A estes dizeres sugere-se completar: "(para telhados). (para edifícios altos adotar a cota média da parte considerada)". Esta é uma alteração que talvez seja efetivada na próxima revisão da norma.

Completando: "Para o estudo dos elementos de vedação é recomendado usar o fator  $S_2$  correspondente ao topo da edificação. Esta recomendação é baseada no fato de que na fachada de barlavento e nas laterais o vento é defletido para baixo, com um conseqüente aumento da pressão dinâmica na parte inferior da edificação".

Ainda quanto a altura da edificação deve-se atentar, pg. 51, para o "Anexo F - Altura efetiva de edificação em terreno com desnível íngreme". Nestes casos, "a altura efetiva  $H$  da edificação é determinada a partir de um nível fictício  $Z_c$ , determinado de acordo com as especificações a seguir expostas, sendo:

- $Z_1$  : nível médio do terreno na base do talude
- $Z_2$  : nível médio do terreno no topo do talude
- $z = Z_2 - Z_1$  : diferença de nível
- $Z_c$  : nível convencional a partir do qual é medida a altura efetiva  $H$ .
- $\theta$  : inclinação média do talude."

Para inclinações do talude menores que  $16,7^\circ$  ( $\text{tg}\theta = 0,3$ ), o nível  $Z_c$  é aquele do terreno em torno da construção, é o chamado Caso 1 pela norma.

Taludes com inclinações entre  $16,7^\circ$  e  $63,4^\circ$  são cobertos pelo

"Caso 2:  $0,3 < \text{tg}\theta < 2$  (fig. 1.9; transcrição da fig. 9 da norma)

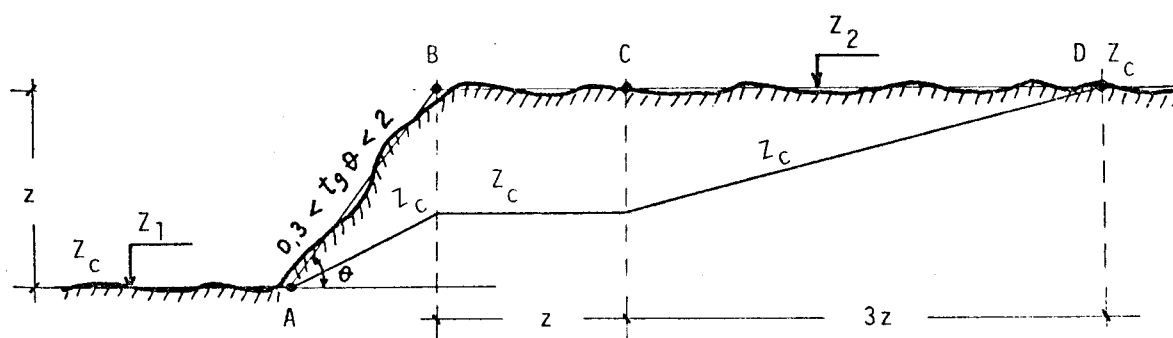


FIG. 1.9

Determinam-se os seguintes pontos de referência:

- A : ponto de intersecção do nível inferior  $Z_1$  com a linha média do talude.
- B : ponto de intersecção do nível superior  $Z_2$  com a linha média do talude
- C : ponto tal que  $BC = Z_2 - Z_1 = z$
- D : ponto tal que  $CD = 3z$

Adota-se para  $Z_c$  o nível seguinte:

- à esquerda de A :  $Z_c = Z_1$
- entre B e C :  $Z_c = Z_1 + \frac{2 - \text{tg}\theta}{1,7} \cdot z$
- entre A e B e entre C e D o nível  $Z_c$  é obtido por interpolação linear.
- à direita de D :  $Z_c = Z_2$

Caso 3 :  $\text{tg}\theta > 2$  (fig. 1.10, transcrição da fig.10 da norma)

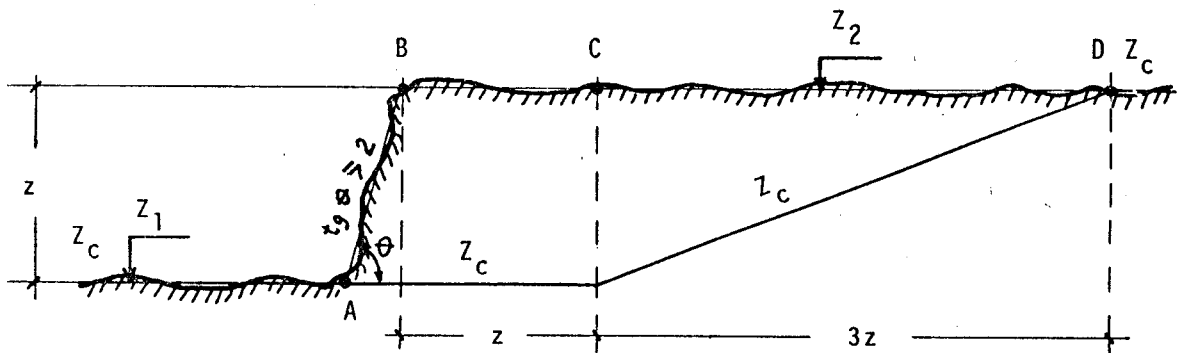


FIG. 1.10

A, B, C e D definidos como no Caso 2.  
à esquerda de A :  $Z_c = Z_1$ ;  
entre A e C :  $Z_c = Z_c = Z_1$ ;  
à direita de D :  $Z_c = Z_2$ ;  
entre C e D o nível  $Z_c$  é obtido por Interpolação linear.”

#### 1.4 - EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS AO VENTO

A rigor, toda a ação devida ao vento é dinâmica, pois a velocidade real do vento varia com o tempo, podendo-se dividi-la, por razões práticas, em uma componente constante e uma de flutuação. Quando o período médio de separação da componente de flutuação é maior ou igual a 100 vezes o período de vibração da estrutura <sup>(1)</sup>, pode-se considerar o efeito do vento como sendo estático. Esta condição

se verifica para a maioria dos casos de análise da ação do vento sobre estruturas.

#### 1.4.1 - Coeficiente de pressão

Um objeto mergulhado num fluido em movimento uniforme, desvia as linhas de fluxo. Algumas delas incidem perpendicularmente à sua superfície e estagnam. Nesses pontos, a pressão efetiva é a conhecida pressão de obstrução, como visto em 1.2.5. Para um ponto  $p$  genérico da superfície desse objeto tem-se (fig. 1.11):

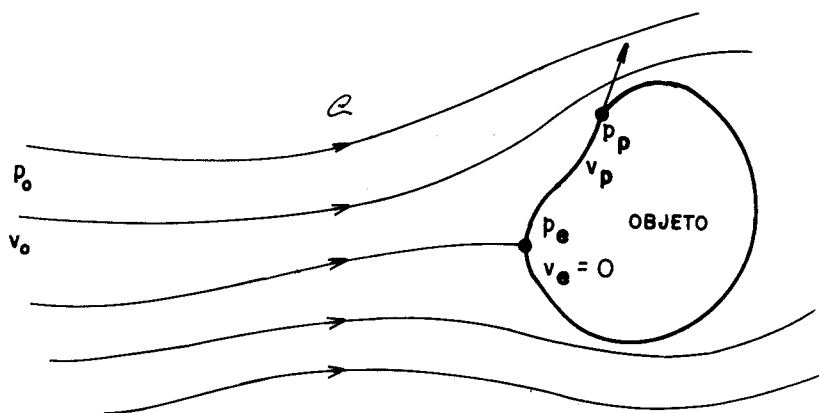


FIG. 1.11 - LINHAS DE FLUXO NO ENTORNO DE UM OBJETO

$$p_o + \frac{1}{2} \rho v_o^2 = p_p + \frac{1}{2} \rho v_p^2$$

A pressão efetiva no ponto  $p$  será dada por:

$$\Delta p_p = p_p - p_o = \frac{1}{2} \rho (v_o^2 - v_p^2)$$

$$\Delta p_p = \frac{1}{2} \rho v_o^2 \left( 1 - \frac{v_p^2}{v_o^2} \right)$$



Substituindo a eq. 1.7

$$\Delta p_p = q \left( 1 - \frac{v_p^2}{v_o^2} \right)$$

fazendo

$$c_p = \left( 1 - \frac{v_p^2}{v_o^2} \right) \quad (1.10)$$

Fica-se com:

$$\Delta p_p = c_p \cdot q \quad (1.11)$$

Da análise da eq. 1.10, pode-se concluir:

para  $v_p = 0$  (ponto de estagnação)  $c_p = 1,0$  (máximo valor positivo para  $c_p$ )

para  $v_p = v_o$ ,  $c_p = 0$

logo, para  $v_o > v_p > 0$  a pressão efetiva no ponto  $p$  é maior que ao longe, ou seja, a uma distância tal que as linhas de fluxo não são perturbadas pela presença do objeto.

$c_p > 0$ , tem-se sobrepressão

para  $v_p > v_o$ ,  $c_p < 0$  tem-se depressão ou sucção

$v_p$  pode ser várias vezes maior que  $v_o$  e, como consequência, as sucções podem ser muito elevadas.

Se o objeto constituir-se de uma superfície, à semelhança de uma estrutura, com uma cobertura, ter-se-á a ação externa combinada à uma ação interna (fig.1.12) e, para um ponto genérico, a aplicação da equação 1.11 fornece:

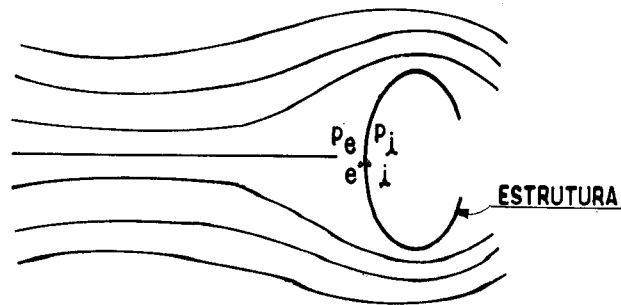


FIG. 1.12 - LINHAS DE FLUXO NO ENTORNO DE UMA ESTRUTURA COM ABERTURA

para o ponto e na face externa

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

para o ponto i correspondente na face interna

$$c_{pi} = \frac{\Delta p_i}{q}$$

A força atuante total depende da diferença de pressão  $\Delta p = \Delta p_e - \Delta p_i$ , onde o sinal menos deve-se ao fato de que uma sobrepressão externa tem mesma direção e sentido que uma sucção interna. A equação anterior pode ser escrita da seguinte forma:

$$\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}) \cdot q \quad (1.12)$$

#### 1.4.2 - Coeficiente de forma

Assim como os coeficientes de pressão, definem-se os coeficientes de forma externo e interno aplicáveis à uma superfície plana de área A.

Seja  $F_e$  a força resultante das pressões externas sobre tal superfície; o coeficiente de forma externo é definido por

$$C_e = \frac{F_e}{q \cdot A}$$

A partir da eq. 1.12, tem-se:

$$F_e = \int_A \Delta p_e \cdot dA = \int_A c_{pe} \cdot q \cdot dA$$

Substituindo-se na equação anterior, resulta

$$C_e = \frac{\int_A c_{pe} \cdot q \cdot dA}{q \cdot A}$$

Simplificando-se

$$C_e = \frac{1}{A} \int_A c_{pe} \cdot dA \quad (1.13)$$

Assim, conhecendo-se o valor do coeficiente de forma  $C_e$  de uma superfície plana de área  $A$  e a pressão dinâmica  $q$ , pode-se facilmente determinar a força normal  $F_e$  sobre essa superfície pela expressão:

$$F_e = C_e \cdot q \cdot A \quad (1.14)$$

Para o coeficiente de forma interno pode-se escrever as mesmas expressões, bastando para tal trocar-se o índice  $e$  por  $i$ , resultando

$$F_i = C_i \cdot q \cdot A \quad (1.15)$$

O coeficiente de forma total, ou simplesmente coeficiente de forma obtém-se pela soma vetorial dos coeficien

tes de forma externo e interno, ou seja:

$$C = C_e - C_i$$

$$C = \frac{F_e - F_i}{q \cdot A}$$

Chamando-se de  $\underline{F}$  a força total sobre a superfície  $A$ ,

$$F = F_e - F_i$$

e

$$C = \frac{F}{q \cdot A}$$

donde se tem

$$F = C \cdot q \cdot A \quad (1.16)$$

#### 1.4.3 - Coeficiente de força

A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela é obtida pela soma vetorial das forças devidas ao vento que atuam em todas suas partes. O coeficiente de força global é obtido dividindo-se essa força pela pressão dinâmica (ao longe) e por uma área  $A$  arbitrária referente à edificação, por exemplo, a área da fachada principal de uma edificação paralelepipedica.

$$C_g = \frac{F_g}{q \cdot A}$$

Pode-se obter uma componente da força global numa direção pré-estabelecida e determinar-se o coeficiente de força para essa direção; em particular tem-se:

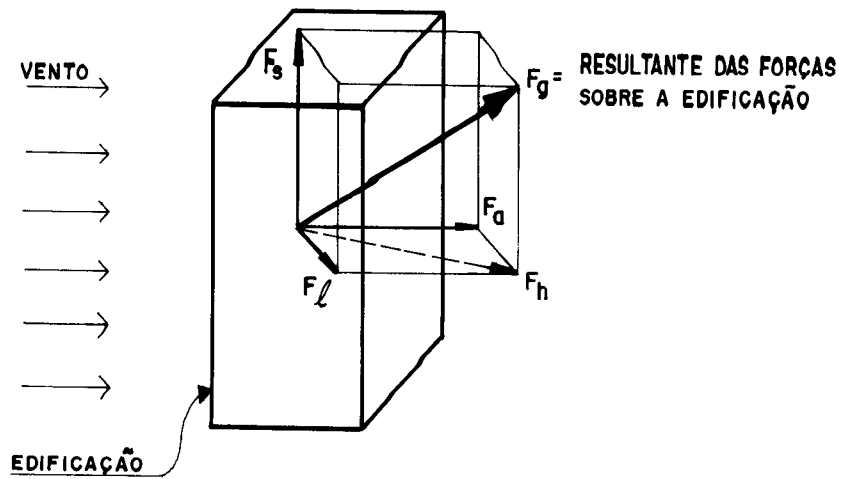


FIG. 1.13 - FORÇAS AERODINÂMICAS SÔBRE UMA EDIFICAÇÃO

a) Coeficiente de arrasto

$$C_a = \frac{F_a}{q \cdot A}$$

quando  $F_a$  é a componente da força global na direção do vento

b) Coeficiente de sustentação

$$C_s = \frac{F_s}{q \cdot A}$$

quando  $F_s$  é normal à direção do vento e ao plano do horizonte

c) Coeficiente de força lateral

$$C_l = \frac{F_l}{q \cdot A}$$

quando  $F_l$  é normal à direção do vento e contido no plano do horizonte

d) Coeficiente de força horizontal

$$C_h = \frac{F_h}{q \cdot A}$$

quando  $F_h$  é a projeção no plano do horizonte, ou seja, a composição de  $F_a$  e  $F_l$ .

Resalte-se que cada um desses coeficiente pode ser especificado em função de uma área  $A$  particular porém, para ser possível a comparação relativa entre diversos coeficientes, é necessário que a área de referência seja a mesma.

#### 1.4.4 - Coeficiente de torção

Quando a linha de ação da força global não intercepta o eixo vertical de torção da edificação aparecerá um momento de torção  $M_t$  igual ao produto da força global pela distância de sua linha de ação ao eixo de torção. O coeficiente de torção é definido por:

$$C_m = \frac{M_t}{q \cdot A \cdot L}$$

onde  $L$  é uma dimensão linear de referência. Esta dimensão  $a$  parece na definição a fim de tornar o coeficiente de torção adimensional como todos os coeficientes de força, de forma e de pressão definidos até aqui.

#### 1.5 - EFEITOS DINÂMICOS DEVIDOS AO VENTO

É quase impossível determinar os valores dos efeitos dinâmicos, bem como dos efeitos estáticos, através de desenvolvimentos teóricos. Todos os valores que são normalmente utilizados foram obtidos dos resultados de medidas em escala natural ou em modelos em tunel do vento. Assim, a análise da resposta dinâmica de uma estrutura depende da precisão dos dados que especificam as cargas dinâmicas.

A grande maioria das estruturas, ou parte delas, não é sensível aos efeitos dinâmicos devidos ao vento o que, porém, não diminui a importância destes estudos, evidenciado pelo célebre acidente com a ponte pênsil de Takoma nos EEUU. Apesar disto, este assunto não faz parte do escopo deste trabalho e neste item, nos limitaremos apenas a transcrever trechos da NBR 6123, anexo E, pg.49, acrescentados por alguns comentários elucidativos.

Cabe ao projetista reconhecer os casos em que há necessidade de se analisar uma estrutura aos efeitos dinâmicos, deixando para especialistas no assunto sua análise e soluções para o problema.

"Certas edificações esbeltas e flexíveis apresentam um comportamento intrinsecamente dinâmico quando expostas ao vento, sendo que nem sempre a velocidade mais desfavorável do vento é a velocidade máxima prevista. Torna - se necessário estudar sua estabilidade, por via matemática e/ou experimental, em uma gama bastante extensa de velocidades do vento. A resposta dinâmica da edificação à excitação do vento depende não só de sua forma externa, mas também dos materiais empregados, do amortecimento e da rigidez estrutural. Em geral as vibrações são originadas por uma ou mais das seguintes causas:" (6)

#### 1.5.1 - Desprendimento cadenciado de vórtices

O desprendimento cadenciado de vórtices em uma edificação tende a produzir vibrações transversais à direção do vento. A frequência de desprendimento dos vórtices é uma função da forma da construção, de suas dimensões, da velocidade do vento e do número de Reynolds. Um parâmetro característica é o chamado número de Strouhal (S),

$$S = f \cdot \frac{L}{v}$$

onde:

$f$  = frequência de desprendimento de um par de vórtices

$L$  = dimensão linear representativa da estrutura

$v$  = velocidade do vento

Para um cilindro engastado pela base, como é o caso de uma torre cilíndrica, chaminés, etc.,  $S \approx 0,20$  independente do valor de  $R_e$  (nº de Reynolds).

Sempre que a frequência ( $f$ ) de desprendimento de um par de vórtices coincidir ou for próxima de uma das frequências naturais da estrutura ( $f_n$ ) poderá haver forte oscilação dessa estrutura. Definimos como velocidade crítica ( $v_{cr}$ ) a velocidade correspondente a ressonância.

$$v_{cr} = f_n \cdot \frac{L}{S}$$

Ventos calmos, com pequena variação em torno da velocidade média (baixa turbulência) são muito mais perigosos que ventos fortes, em rajadas, pois nestes há grandes variações de velocidade e direção. (7)

#### 1.5.2 - Efeitos de golpe

"Trata-se da excitação de uma estrutura pela turbulência existente na esteira de outra edificação situada a barlavento, principalmente pelos vórtices existentes na zona de separação entre esteira e fluxo adjacente". (op.cit. 7, pg. 42).

Dois exemplos a seguir ilustram este tipo de efeito dinâmico.

Estudos em modelo de dois edifícios cilíndricos, de diâmetro  $D$ , constataram que a amplitude de oscilação do edifício a sotavento era várias vezes maior que a do edifí-



cio isolado, sendo que o efeito se maximizava para uma distância entre eixos dos edifícios de  $4,75D$ , sendo porém apenas pouco menor que o máximo, para essa distância entre  $4,5$  a  $7,7D$  (fig. 1.13a)

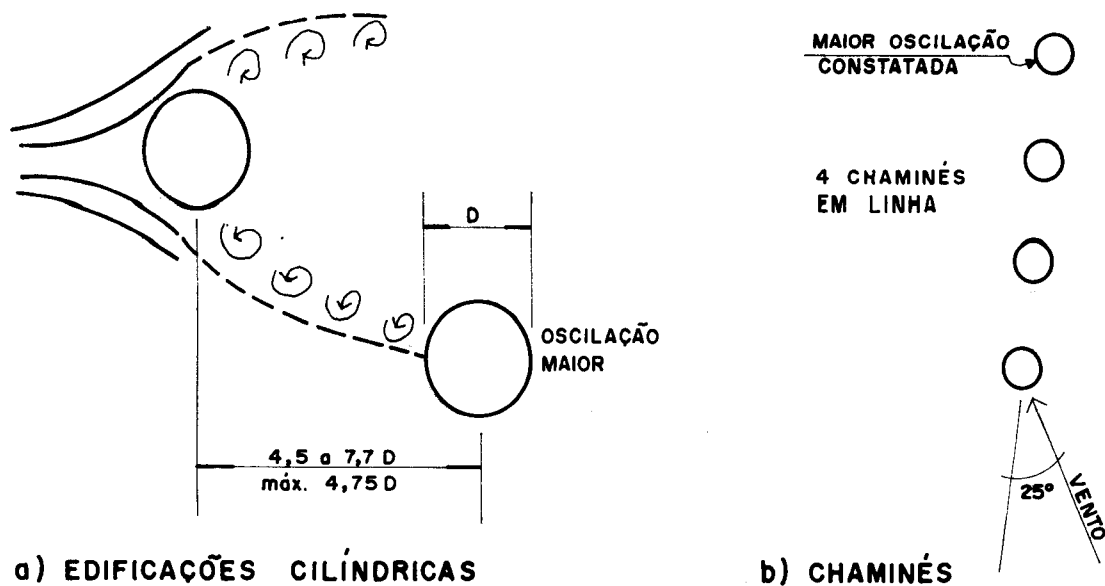


FIG. 1.14 - EXEMPLOS DE EFEITO DE GOLPE.

"Efeito semelhante foi observado em um conjunto de quatro chaminés dispostas em linha. A chaminé que oscilou mais violentamente foi a situada mais à sotavento. A direção mais nociva do vento formava um ângulo de aproximadamente  $25^\circ$  com a linha das chaminés" (op. cit.7, pg. 43)(fig. 1.13b).

### 1.5.3 - Galope

"O efeito denominado de galope deve-se a forças determinadas pelo movimento da edificação e por sua forma. Entre as formas sensíveis a este fenômeno estão as edificações prismáticas de seção retangular e triangular. O galope aparece ao ser excedida uma certa velocidade do vento, produzindo oscilações transversais à direção do vento. Estas oscilações aumentam em amplitude com a velocidade do vento, podendo ser muito maiores do que as provocadas por vên-

tices cadenciados. São propensas a este fenômeno edificações esbeltas, leves e flexíveis, tais como pilares vazados de viadutos de grande altura,<sup>(6)</sup> bem como pontes pênséis.

"O nome galope vem da justificativa dada por Den Hartog para fenômeno deste tipo ocorrido em linhas de transmissão de energia elétrica cobertas por uma camada de gelo que, em certas condições, oscilavam com grande amplitudes em planos verticais, com baixas frequências". (op. cit.7, pg. 43).

#### 1.5.4 - Drapejamento

"Trata-se de efeito dinâmico que envolve dois ou mais graus de liberdade da estrutura, com acoplamento de vibrações. É um fenômeno típico de estruturas esbeltas com proporções semelhantes às de asa de avião, tal como um edifício muito alto e esbelto, de seção retangular não próxima do quadrado"<sup>(6)</sup>. Este fenômeno é de grande importância no estudo do comportamento dinâmico de pontes pênséis.

#### 1.5.5 - Espectro de energia das rajadas

"Apesar de as rajadas de vento constituírem um fenômeno aleatório, as características de admitância mecânica da estrutura podem fazer com que a energia contida nas rajadas de vento origine uma oscilação não desprezível da edificação"<sup>(6)</sup>.

Davenport sugere um processo simplificado que permite obter a pressão de cálculo através de um fator de rajada (G) multiplicado pela pressão correspondente à velocidade média ( $\bar{v}$ ) do vento.

$$p = G \cdot \bar{p}$$

onde

$\bar{p}$  é a pressão correspondente à velocidade média  $\bar{v}$ .

Vários parâmetros são considerados para a obtenção do G.

Este processo serviu de base para a norma canadense.

De uma maneira sucinta, estes são os principais efeitos dinâmicos sobre edificações. Ao leitor que desejar alguma complementação ao exposto, sugere-se a leitura de Blesmann, SEE 7 cap. 4<sup>(7)</sup> e àquele que quer um pouco mais de profundidade no assunto, recomenda-se o cap. 1.5 de Koloušek<sup>(1)</sup>.

## 1.6 - INFLUÊNCIA DAS PROPORÇÕES, DA FORMA E POSIÇÃO DAS EDIFICAÇÕES

Ter ao menos uma boa idéia como as proporções e forma das edificações influem no coeficiente de arrasto é de fundamental importância para se entender as indicações contidas em várias tabelas contidas na norma, bem como avaliar situações não cobertas pela mesma.

### 1.6.1 - Influência das proporções

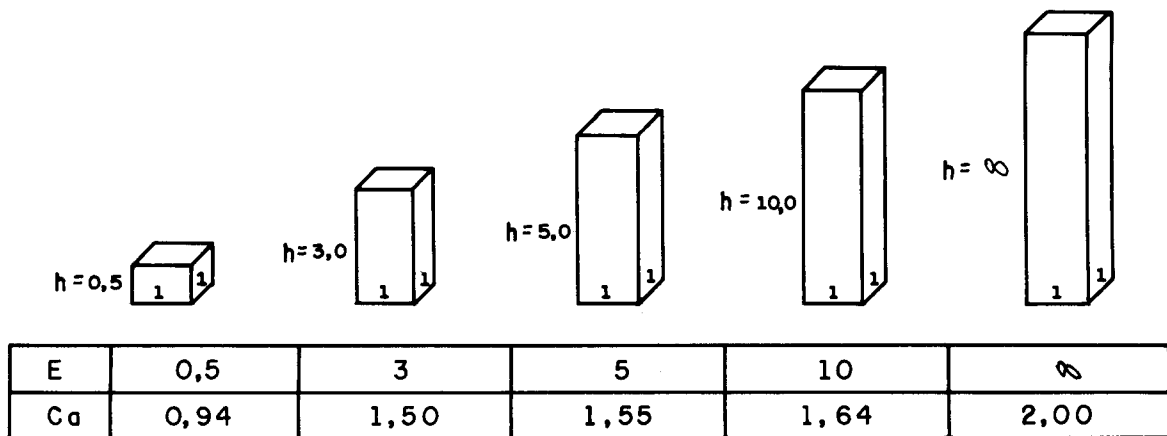
Definindo-se largura de uma edificação como sendo a dimensão perpendicular à incidência do vento, três parâmetros podem também ser definidos para edificações ao menos aproximadamente paralelepipedicas:

Alteamento  $E = \text{altura/largura se } E \geq 1$

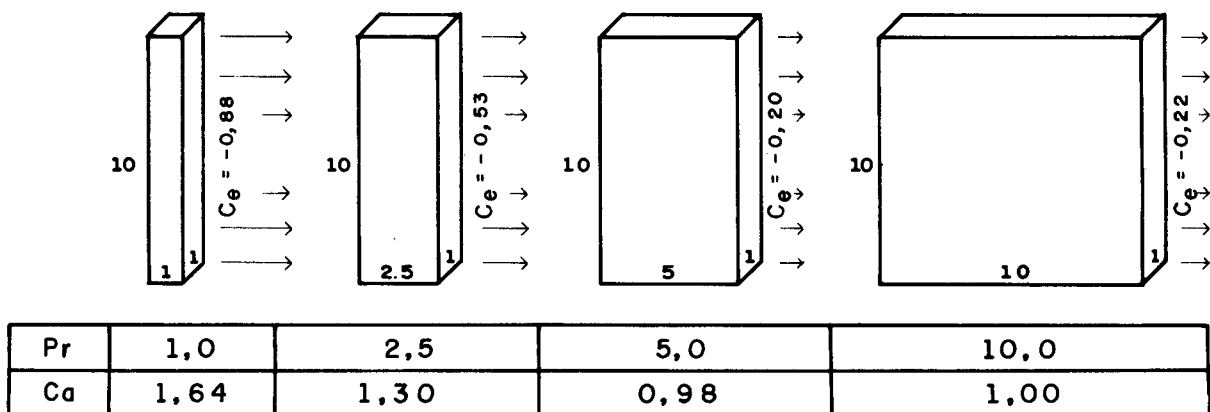
Alargamento  $A = \text{largura/altura se } A \geq 1$

Profundezas  $P_r = \text{profundidade/menor dimensão da seção transversal}$

O alargamento pouco influi no coeficiente de arrasto ao passo que o alteamento e a profundezas podem ser melhor visualizadas na figura 1.14. A diferença no coeficiente de arrasto é devida às sucções na faces de sotavento, que variam sensivelmente.



1. 15 a - INFLUÊNCIA DO ALTEAMENTO



1. 15 b - INFLUÊNCIA DA PROFUNDEZA

FIG. 1. 15 - INFLUÊNCIA DAS PROPORÇÕES (op. cit. 7, pag. 28)

1.6.2 - Influência das formas e da posição das construções

As figuras 1.17 e 1.16 são bastante elucidativas. Observe-se que um cilindro com 1/10 da espessura do perfil carenado possui a mesma resistência ao vento. Se se inverte o perfil sua resistência é 2,6 vezes maior. Para o cilindro com diâmetro igual à espessura do perfil, sua resistência é 9,3 vezes maior. A razão da falta de proporcionalidade dos arrastos entre os dois cilindros é que o cilindro maior apresenta um número de Reynolds ( $R_e$ ) acima do crítico enquanto que o menor tem um  $R_e$  abaixo do crítico.

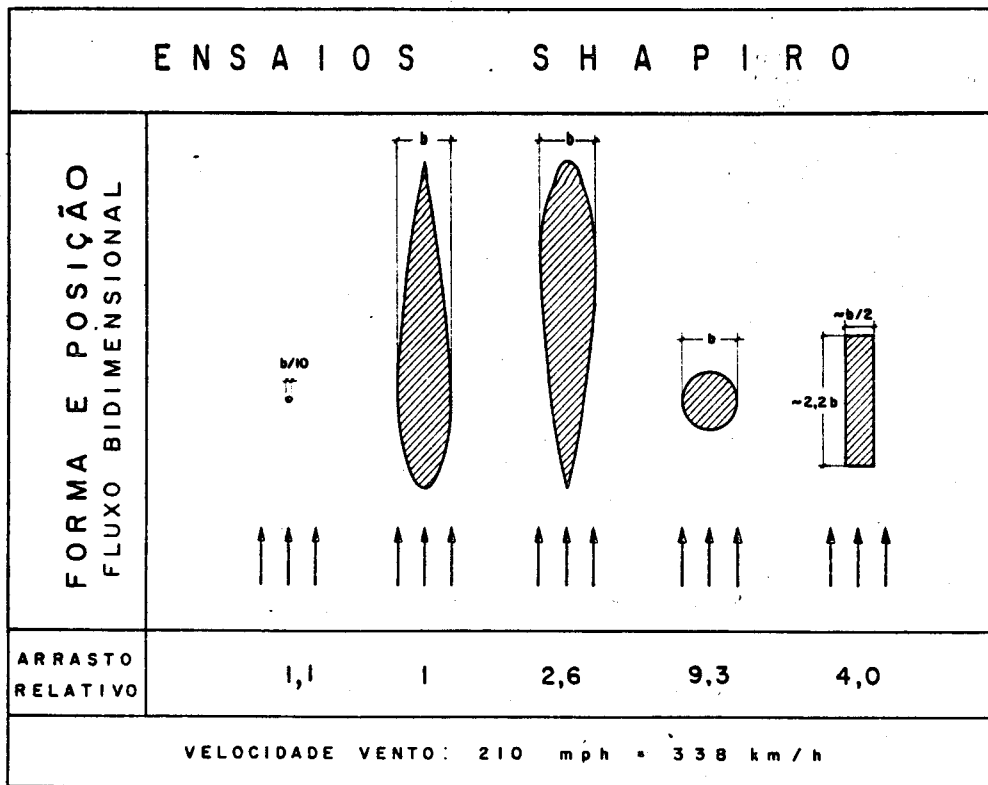


FIG. 1. 16 - ARRASTO RELATIVO PARA ALGUMAS FORMAS<sup>(3)</sup>

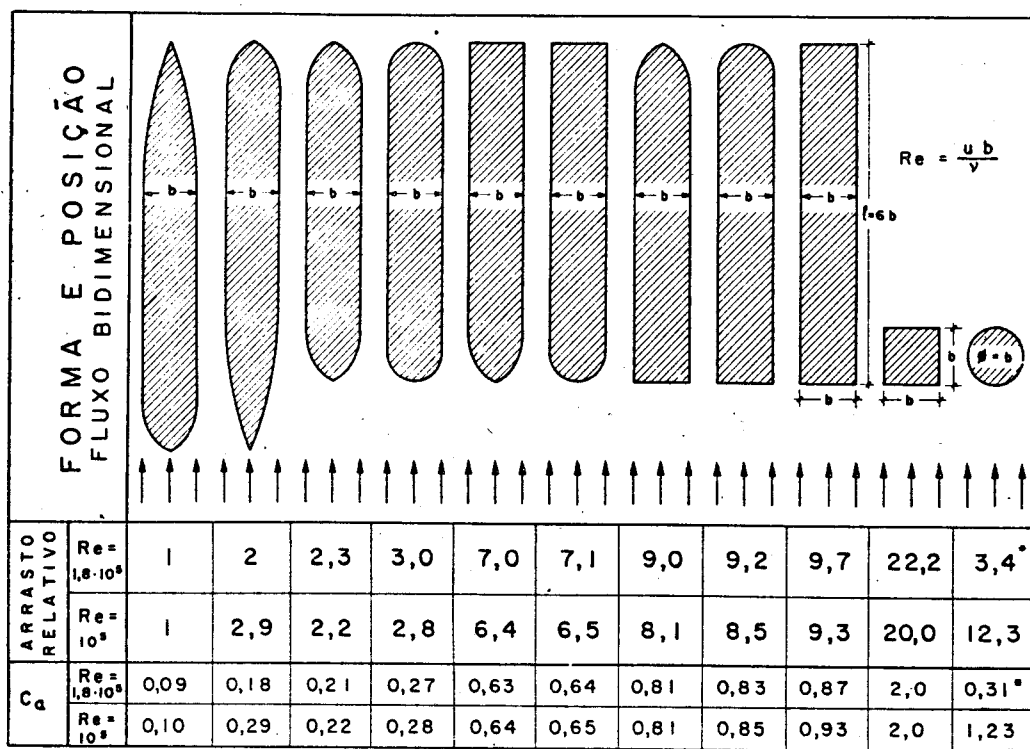


FIG. 1. 17 - ARRASTO RELATIVO PARA ALGUMAS FORMAS<sup>(3)</sup>

## 2 - AÇÃO DO VENTO EM EDIFÍCIOS DE ANDARES MÚLTIPLOS

### 2.1 - INTRODUÇÃO

Acidentes, em edifícios de andares múltiplos, devidos ao vento, são raros. Clássico é o colapso do Meyer-Kiser Bank Building, Flórida, EUA, de 1926. O edifício foi torcido, ficando sua estrutura metálica deformada, as paredes fendilhadas, havendo mesmo algumas ruído<sup>(8)</sup>. Já o arrancamento de janelas e paredes, sem danos na estrutura é mais comum.

O edifício John Hancock Tower, em Boston, EUA (não confundir com o edifício John Hancock Building) teve, em poucos anos, milhares de vidros partidos sob efeito de oscilações torcionais do edifício. Houve necessidade de reforço da estrutura e substituição dos vidros de todas as 10.344 janelas, a um custo de 15 milhões de dolares<sup>(7)</sup>.

Sendo cada vez mais comum a utilização dos leves painéis de vedação esses acidentes tendem ser mais frequentes devido às altas sucções que aparecem junto às quinas. Foi o que aconteceu em um arranha-céu em New York em 1966 onde o vento arrancou um painel entre duas janelas e os vidros das janelas do 18º e 21º pisos nas proximidades das quinas<sup>(8)</sup>.

Deve-se chamar a atenção, entretanto, devido a utilização de painéis de vedação ou mesmo paredes com menor resistência à transmissão de cargas em seu plano, que as estruturas cada vez mais respondem sozinhas pela resistência às solicitações transversais e assim, o arranjo dos painéis de contraventamento são de maior importância e assumem maior responsabilidade.

A utilização de elementos estruturais pré-moldados de concreto armado na composição do esqueleto estrutural de edificações, prática que já está sendo utilizada no Brasil, nos quais as uniões não são tão rígidas quanto nas estruturas moldadas "in loco", devem receber, por parte do projetista, cuidados especiais quanto ao estudo dos contraventamentos, mesmo em edificações de poucos andares, pois sua deslocabilidade será sempre maior que a de uma estrutura equivalente moldada "in loco".

## 2.2 - EFEITOS ESTÁTICOS DEVIDOS AO VENTO

Obtida a velocidade característica do vento (eq. 1.9) e conseqüentemente a pressão dinâmica (eq. 1.8), para se ter a força atuante sobre a edificação ou sobre parte dela devem-se conhecer os coeficientes de pressão, se se deseja conhecer uma ação localizada; ou os coeficientes de forma ou de força, se se deseja conhecer a força sobre um elemento plano da edificação ou sobre a edificação como um todo (cap. 1.4).

### 2.2.1 - Coeficientes de forma e de força

Para o cálculo de esforços na estrutura de um edifício de andares múltiplos, as ações devidas ao vento que interessam ao calculista são, de modo geral, ações globais. Em outras palavras, deseja-se saber, para a direção crítica do vento, qual o coeficiente de força e seu ponto de aplicação

ção em relação à estrutura. Admita-se aqui que "direção crítica do vento" é aquela que produz maiores solicitações nos painéis de contraventamento dessa estrutura.

Para facilidade de análise costuma-se decompor esse coeficiente de força em três componentes, a saber, dois coeficientes de força na direção dos eixos principais do edifício e um coeficiente de torção. Se a direção do coeficiente de força coincide com a direção do vento, este se confunde com o coeficiente de arrasto.

Como para a grande maioria dos edifícios altos a direção crítica do vento coincide com um dos eixos principais da estrutura (na maioria das vezes a análise é feita para cada uma das direções principais), procura-se pelo coeficiente de arrasto.

A NBR-6123 fornece na figura 2, aqui transcrita como figura 2.1 os coeficientes de arrasto para edificações paralelepípedicas.



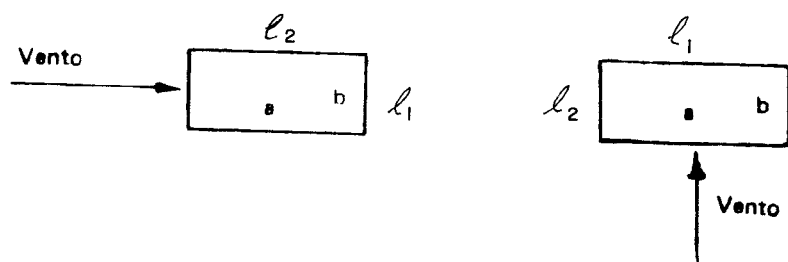
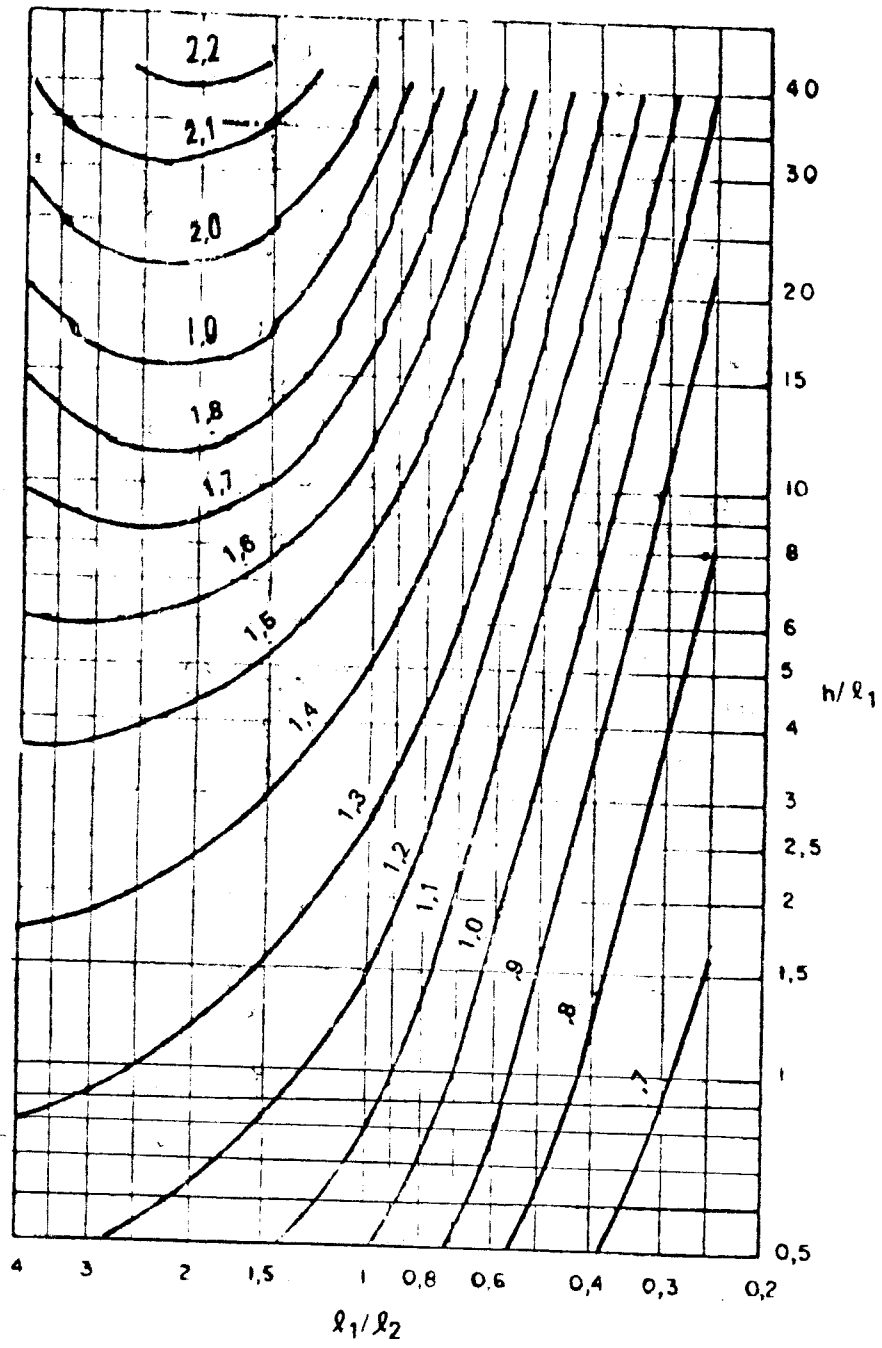


FIG. 2.1 - COEFICIENTES DE ARRASTO "Ca" PARA EDIFICAÇÕES PARALELIPÉDICAS

No item 6.5 da referida norma segue-se:

"Pesquisas recentes mostraram que, no vento de alta turbulência que aparece em grandes cidades, há uma diminuição da sucção na parede de sotavento de edificações para lelepipedicas, com uma consequente diminuição dos respectivos coeficientes, exceto para edificações com uma relação profundidade/largura de 1/3 ou menos".

"Uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não exceda duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas, na direção e sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

- 500m para uma edificação de até 40m de altura
- 1000m para uma edificação de até 55m de altura
- 2000m para uma edificação de até 70m de altura
- 3000m para uma edificação de até 80m de altura".

Para um edifício nestas condições a NBR-6123 fornece na figura 3, aqui transcrita como figura 2.2, os coeficientes de arrasto.

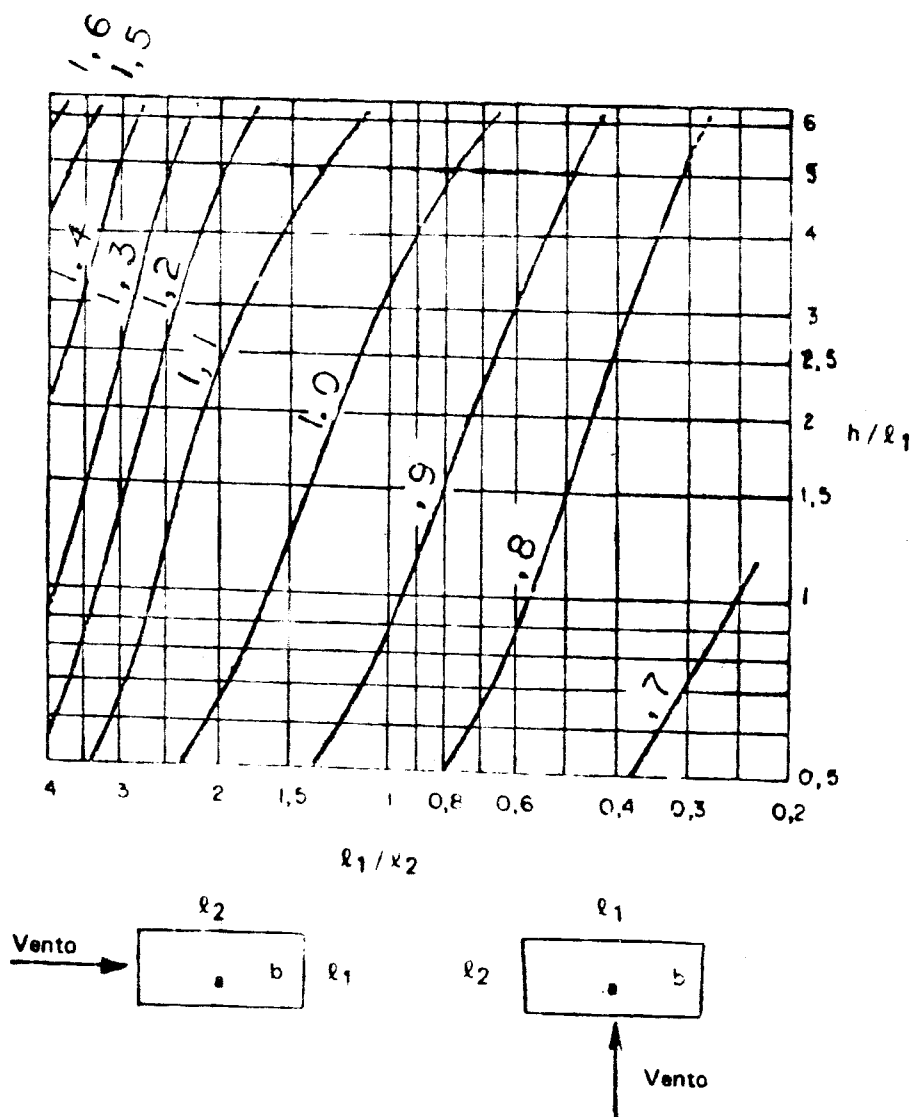


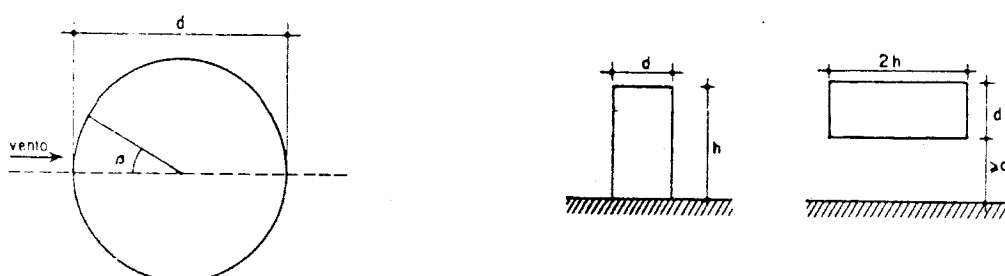
FIG. 2.2 - COEFICIENTES DE ARRASTO " $C_d$ " PARA EDIFICAÇÕES PARALELÉPICAS EM VENTO DE ALTA TURBULÊNCIA

Quando se tem edificações de planta circular, cilíndricas a NBR-6123 nos remete ao item 6.1.4, que diz:

"Para o cálculo das forças do vento em uma edificação cilíndrica de seção circular devem ser usados os valores de " $c_{pe}$ " dados na Tabela 9, (aqui transcrita como Tabela 2.1). Estes coeficientes aplicam-se somente em fluxo supercrítico, isto é com  $d \geq 0,30m$ , com vento soprando perpendicularmente ao eixo do cilindro. Este eixo pode estar situado perpendicularmente ao plano do terreno (chaminés, silos, reservatórios) ou paralelamente a este plano (reservatórios horizontais), desde que a distância livre entre reservatório e terreno não seja menor do que  $\langle d \rangle$ . A letra

"h", representa a altura de um cilindro vertical ou o comprimento de um cilindro horizontal. Quando o fluxo de ar passa livremente pelos dois extremos do cilindro, "h" é a metade da altura ou do comprimento, para o cálculo de "h/d". Para valores intermediários de "h/d" (entre 10 e 2,5) os coeficientes de pressão " $c_{pe}$ " são obtidos por interpolação.

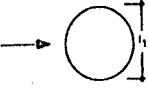
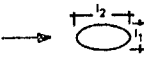

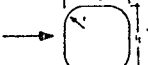

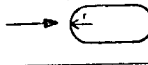
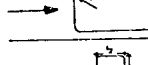
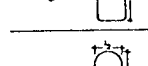
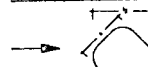
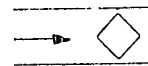
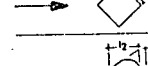
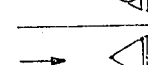
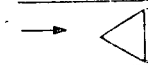
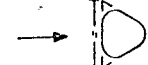

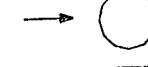
Tabela 2.1 - Distribuição das pressões externas em edificações cilíndricas



Coeficiente de pressão externa $c_{pe}$				
$\beta$	Superfície rugosa ou com saliências		Superfície lisa	
	$h/d = 10$	$h/d < 2,5$	$h/d = 10$	$h/d < 2,5$
$0^\circ$	+1,0	+1,0	+1,0	+1,0
$10^\circ$	+0,9	+0,9	+0,9	+0,9
$20^\circ$	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7
$30^\circ$	+0,4	+0,4	+0,35	+0,35
$40^\circ$	0	0	0	0
$50^\circ$	-0,5	-0,4	-0,7	-0,5
$60^\circ$	-0,95	-0,8	-1,2	-1,05
$70^\circ$	-1,25	-1,1	-1,4	-1,25
$80^\circ$	-1,2	-1,05	-1,45	-1,3
$90^\circ$	-1,0	-0,85	-1,4	-1,2
$100^\circ$	-0,8	-0,65	-1,1	-0,85
$120^\circ$	-0,5	-0,35	-0,6	-0,4
$140^\circ$	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
$160^\circ$	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25
$180^\circ$	-0,4	-0,3	-0,35	-0,25

Para edificações de seção constante e outras configurações em planta, a NBR-6123 fornece os respectivos coeficientes de arrasto nas tabelas 10 a 12, aqui transcritas como tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Coeficientes de Arrasto "C<sub>a</sub>" para edificações de secção constante

planta	V <sub>k</sub> ℓ <sub>1</sub> m <sup>2</sup> /s	h/R <sub>1</sub>							
		< 1/2	1	2	5	10	20	∞	
	todos acabamentos rugosos ou com saliências	< 6	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
	liso	> 6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
		> 6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	ELIPSE	< 10	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 1/2	> 10	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	ELIPSE	< 8	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,7
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 2	> 8	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 1 r/ℓ <sub>1</sub> = 1/3	< 4	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0
		> 4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 1 r/ℓ <sub>1</sub> = 1/6	< 10	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,3
		> 10	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 1/2 r/ℓ <sub>1</sub> = 1/2	< 3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4
		> 3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 1/ r/ℓ <sub>1</sub> = 1/6	todos valores	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
		todos valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 2 r/ℓ <sub>1</sub> = 1/2	todos valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9
	ℓ <sub>1</sub> /ℓ <sub>2</sub> = 2 r/ℓ <sub>1</sub> = 1/4	< 6	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2	1,6
		> 6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	r/a = 1/3	< 10	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5
		> 10	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	r/a = 1/12	todos valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6
	r/a = 1/48	todos valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6
	r/ℓ <sub>1</sub> = 1/4	< 11	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
		≥ 11	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
	r/ℓ <sub>1</sub> = 1/2	todos valores	0,8	0,8	0,8	1,0	1,1	1,2	1,4
	r/ℓ <sub>1</sub> = 1/48	todos valores	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
	r/ℓ <sub>1</sub> = 1/4	< 8	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
		> 8	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
	1/48 < r/ℓ <sub>1</sub> < 1/12	todos valores	1,2	1,2	1,2	1,4	1,6	1,7	2,1
		todos valores	1,2	1,2	1,2	1,4	1,6	1,7	2,1
	DODECÁGONO	< 12	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
	ℓ <sub>1</sub> = 12	> 12	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,1
	OCTÓGONO	todos valores	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4
	ℓ <sub>1</sub> = 12	todos valores	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4

Nesta tabela o valor V<sub>k</sub>ℓ<sub>1</sub> é usado para indicar o regime de fluxo. Edificações que, por suas dimensões e a velocidade característica do vento, estiverem no regime de fluxo supercrítico, podem exigir cálculos adicionais para verificar se forças maiores não ocorrem com velocidade do vento abaixo da máxima, com o fluxo em regime subcrítico. Salvo indicação em contrário na tabela, os coeficientes aplicam-se a edificações sem saliências. Quando forem usadas nervuras, a largura ℓ<sub>1</sub> deve incluí-las.

Pelo exposto até aqui, vê-se que a maioria dos edifícios possui formas que os enquadram nos valores propostos pela norma. Porém, existem algumas formas não tanto in-comuns nas quais o projetista fica completamente a descoberto, como plantas em "L" e em "T".

Para tais formas pode-se recorrer às "Recommandations pour le calcul des effets du vent sur les constructions" da Convenção Européia da Construção Metálica(CECM)<sup>(9)</sup> de cujo trabalho transcrevemos os coeficientes. (fig.4.7).

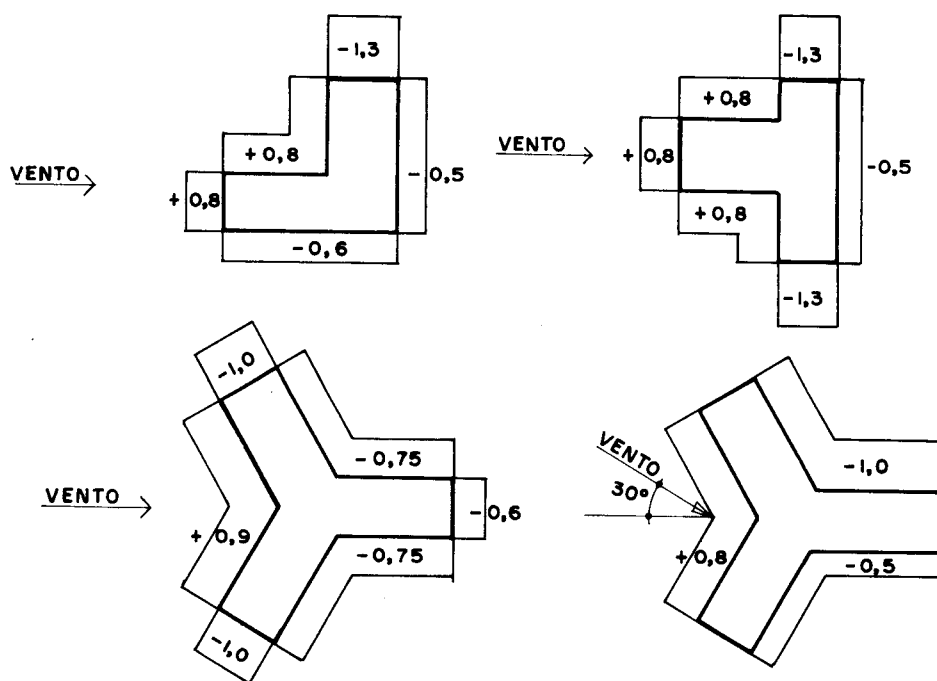


FIG. 2.3 - COEFICIENTES DE PRESSÃO EXTERNA  $C_{pe}$ : CONSTRUÇÕES DE PLANTA EM L, T e Y.

Edifícios de grande profundidade que podem apresentar problemas de grande solicitação à torção, também não são cobertos pela norma, o que não leva aqui uma crítica, pois são pouco comuns, porém, fica um alerta para o perigo de se extrapolar valores para os coeficientes de arrasto apresentados em tabelas e figuras na NBR-6123.

### 2.2.2 - Ações locais

Em arestas, quinas de paredes e coberturas, e principalmente onde existem ressaltos tais como beirais e platinbandas, bem como em regiões próximas ao encontro de duas ou mais arestas, surgem, em zonas mais ou menos restritas, sucções de altos valores. No telhado, devem-se à formação de vórtices que se desenvolvem de forma cônica ao longo das arestas. São estas sucções, às vezes aliadas às pressões internas, as responsáveis pelos casos de arrancamentos parciais ou totais de coberturas planas ou de pequena inclinação. Os valores dos coeficientes de pressão normais para estes casos são da ordem de -3,0 a -5,0, chegando até a -7,0 (ensaios de Iowa)<sup>(10)</sup>, e ocorrem para ângulos de incidência do vento da ordem de 40° a 50°.

Felizmente estas sucções altíssimas ocorrem em regiões bastante limitadas e não são normalmente prolongadas (muitas delas ocorrem por picos de pressão, provavelmente com o desprendimento de vórtices). Suas possíveis ações danosas aos elementos de vedação devem ser contornadas por uma ancoragem mais cuidadosa e eficiente e principalmente tentando-se dar uma maior continuidade a essas vedações.

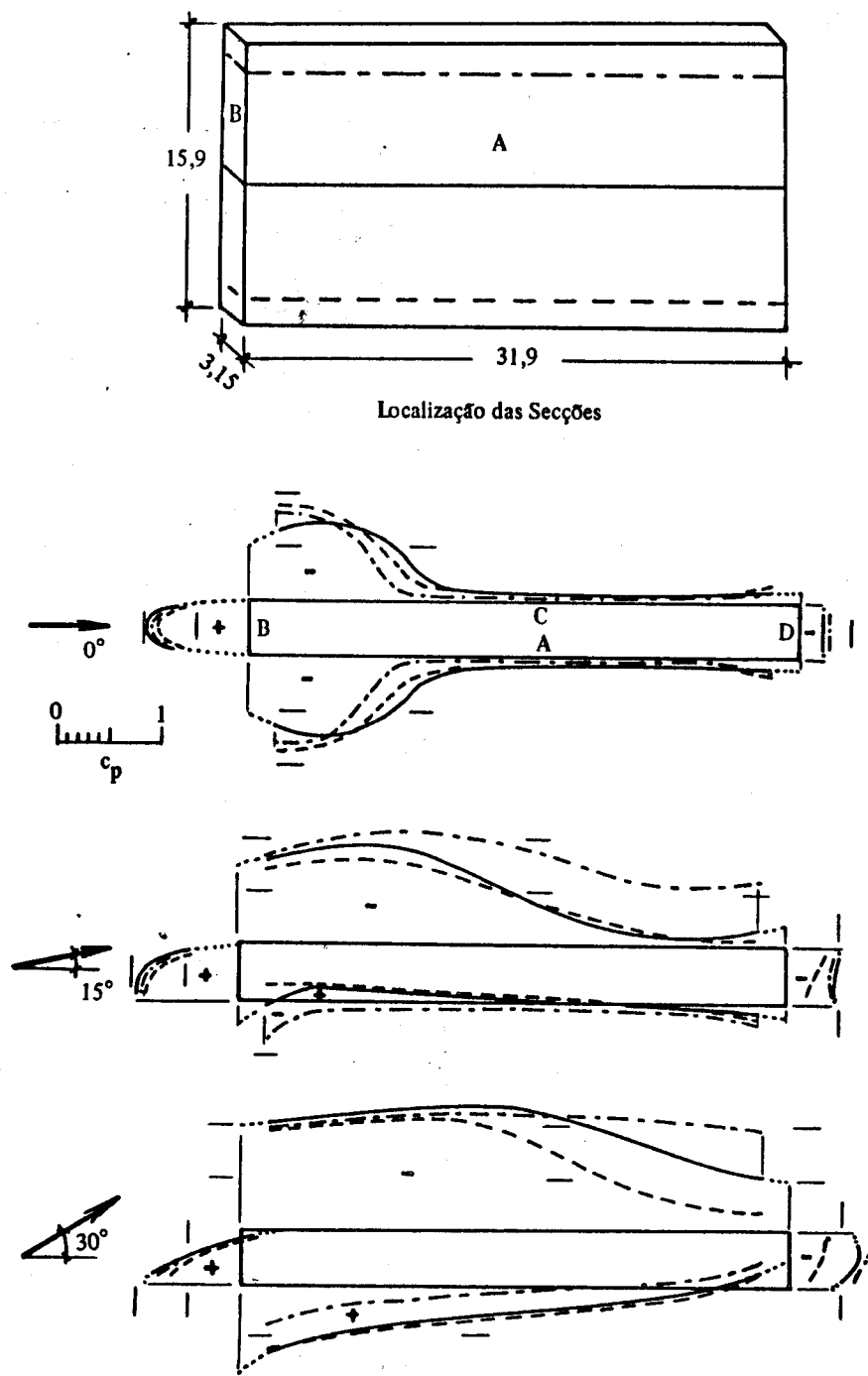
Elementos que sobressaem da edificação tais como chaminês, torres e cornijas, produzem turbilhonamento e uma esteira com sucções bastante elevadas.

### 2.2.3 - Zonas com sucções elevadas

O vento incidindo axial ou quase axialmente a uma edificação profunda provoca sucções elevadas na zona mais à barlavento das paredes laterais e da cobertura, que decaem rapidamente na zona mais a sotavento.

Certas edificações funcionam como verdadeiras asas para vento incidindo pouco obliquamente à fachada maior. Na figura 2.4 vê-se que isto aconteceu para um vento a 30°, com

grande parte da parede de sotavento submetida a sucções correspondentes a  $C_p$  acima de 1,0 sendo que para  $15^\circ$  as sucções também foram bastante elevadas (7).



Localização das Secções

FIG. 2.4 - PERFIS HORIZONTAIS DE PRESSÃO (7)

A NBR-6123 define, para as situações anteriormente descritas, os seguintes valores para coeficientes de pressões externas:



- para paredes: variando de -0,8 a -1,2
- para telhados: variando de -1,0 a -2,0

Como se vê, esses valores cobrem suficientemente bem aqueles encontrados em formas elementares de edificações. Os picos de sucção citados anteriormente não invalidam os valores apresentados pela norma devido à sua pequena zona de ação como se pode constatar em vários ensaios desenvolvidos por N.Chien, Y. Feng, H. Wang e T.Siao (11) e vários estudos de outros pesquisadores.

A influência da interação aerodinâmica entre as faces de um edifício impede que se utilizem expressões do tipo  $k_1 \sin \alpha - k_2$  (como a antiga NB-5 fazia) para edificações limitadas por superfícies poligonais planas ou levemente encurvadas. Os resultados dos ensaios em túnel de vento do Edifício Pirelli em Milão evidenciam claramente essa impossibilidade. Alcançou-se uma sucção local com  $c_p = -2,86$  para vento a  $15^\circ$  com o eixo horizontal maior. Além disso, os ensaios indicaram um nítido "efeito asa", tanto na distribuição das sobrepressões e sucções como no fenômeno de estol, isto é, o descolamento da corrente de ar quando o ângulo de ataque for exagerado (a cerca de  $15^\circ$  nestes ensaios). Resultou também uma componente do esforço horizontal contra o sentido do vento. A desigual distribuição de pressões origina efeitos de torção que foi solicitação muito importante neste edifício, onde o coeficiente de torção para toda edificação atingiu o valor de 0,15. Na figura 2.5<sup>(10)</sup> são mostrados, além dos perfis de pressão para a zona central do edifício e para proximidades do terreno, também os valores dos coeficientes por unidade de altura:

$$c_m = \text{coeficiente de torção por unidade de altura} = \frac{M_t}{q \cdot L^2}$$

$M_t$  = momento de torção por unidade de altura

$L$  = dimensão longitudinal do modelo (eixo maior da base)

$q$  = pressão de obstrução

$c_n$  = coeficiente de força normal por unidade de altura =  $\frac{F_n}{q \cdot L}$

$F_n$  = componente de força horizontal do vento, normal à  $L$ , por unidade de altura

$c_t$  = coeficiente de força tangencial por unidade de altura =  $\frac{F_t}{q \cdot L}$

$F_t$  = componente da força horizontal do vento, na direção de  $L$ , por unidade de altura.

Também foram calculados os valores médios globais dos coeficientes anteriores, aplicáveis a todo edifício:

$$C_m = \frac{M_t}{q \cdot L \cdot A}$$

$$C_n = \frac{F_n}{q \cdot A}$$

$$C_t = \frac{F_t}{q \cdot A}$$

onde  $A = L \cdot H$ , sendo  $H$  a altura do edifício

Os valores obtidos foram:

Para o estol:                      Para vento frontal  
(perpendicular à fachada maior)

$$C_n = 0,650$$

$$C_n = 0,94$$

$$C_t = 0,015$$

$$C_t = 0$$

$$C_m = 0,142$$

$$C_m = 0$$

(Note-se que os coeficientes indicados com letra minúscula têm dimensão de comprimento enquanto que os com letra maiúscula são adimensionais).

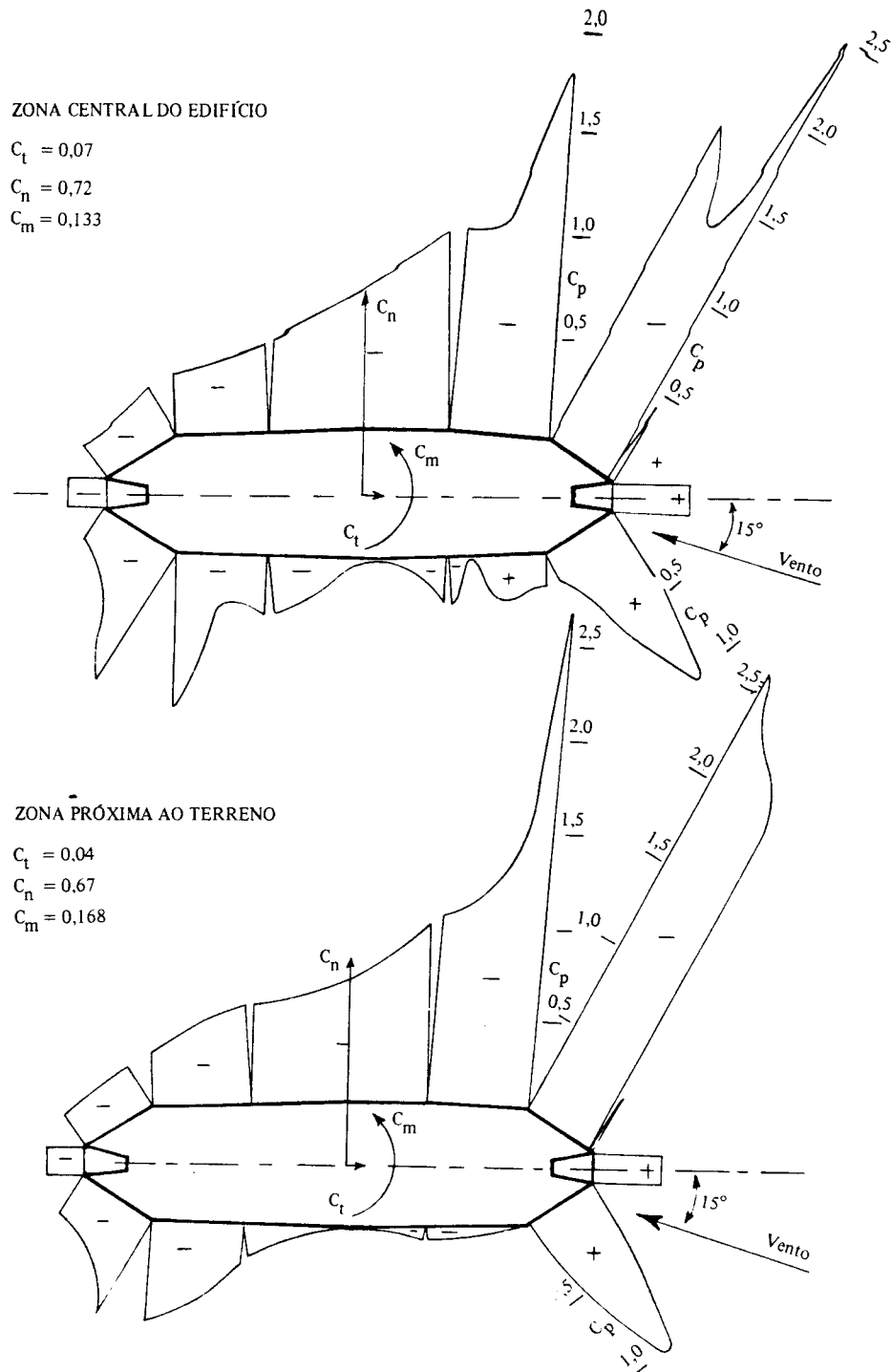


FIG. 2.5 - EDIFÍCIO PIRELLI - MILÃO ( op. cit. 10, pg. 25 )

#### 2.2.4 - Coeficiente de pressão interna

Em se tratando de edifícios de andares múltiplos a análise e determinação dos coeficientes de pressão interna são relativamente simples.

Para o cálculo da estrutura como um todo, ou seja, na determinação dos coeficientes de arrasto ou de força, sua influência é desprezível pois uma possível ação sobre a superfície de uma parede seria compensada pela ação na parede oposta.

O mesmo não se pode dizer quando se analisam os elementos de vedação externos e mesmo as divisórias internas. Apesar dos edifícios tanto comerciais quanto residenciais possuírem, de uma maneira geral, áreas de aberturas proporcionalmente pequenas e estes elementos, quando fechados, serem de permeabilidade bastante baixa, "entre 0,01% e 0,05%", como explícito na própria norma, considerando-se ainda que o grande desconforto causado por fortes correntes de ar leva os ocupantes a manterem portas e janelas fechadas sob a ocorrência de um vento um pouco mais intenso, ainda assim há que se cuidar, pois casos críticos podem ocorrer com relativa facilidade, como exemplificados a seguir:

É comum, em edifícios de escritórios, plantas semelhantes à esboçada na fig.2.6 onde as janelas do corredor tem grande probabilidade de estarem abertas e as dos gabinetes eventualmente.

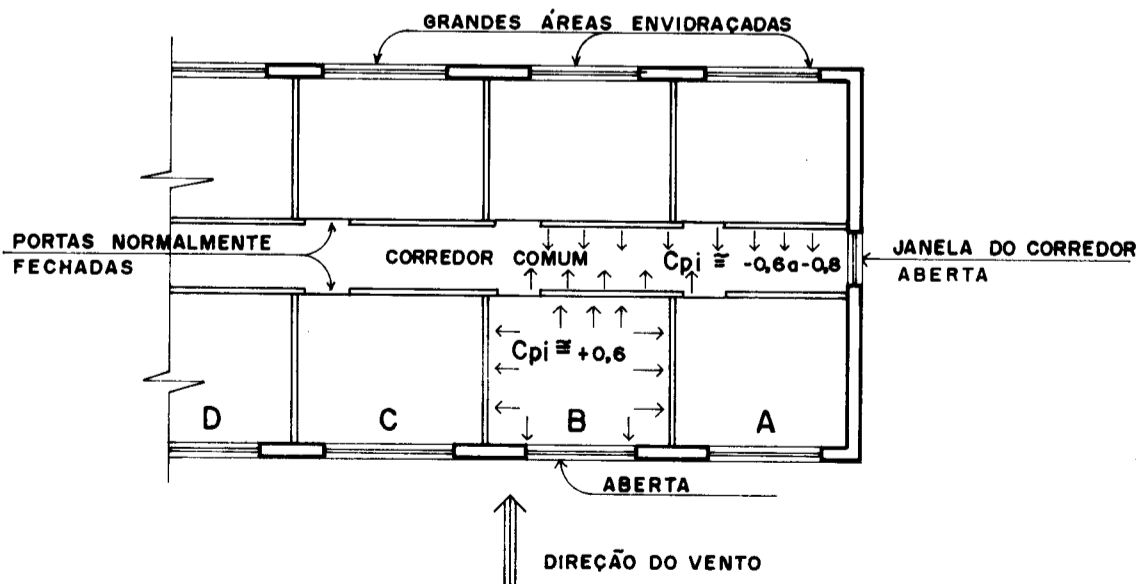


FIG. 2. 6 - ESQUEMA COMUM PARA EDIFÍCIOS DE ESCRITÓRIOS.

Para um vento incidindo conforme indicado na Figura, poderá resultar um coeficiente de pressão interna da ordem de +0,6 para o gabinete que tivesse sua janela aberta e a porta fechada (gabinete B). Estando a janela do corredor aberta, e as portas dos gabinetes fechadas, o coeficiente de pressão interna nas divisórias que delimitam o corredor pode ser da ordem de -0,6 a -0,8. Isto causaria, para o gabinete em questão, um coeficiente total de 1,2 a 1,4 na divisória do corredor.

Uma situação crítica para divisórias externas pode-se visualizar no mesmo exemplo acima, se o gabinete A tivesse sua janela aberta e portanto com  $c_{pi} = +0,6$ . A parede mais à direita estará submetida a um coeficiente de pressão externa da ordem de -0,8 o que resulta num coeficiente total de 1,4 que tenta arrancar essa divisória do edifício.

O coeficiente de pressão interna somente poderia ser desprezado no caso de edifícios com condicionamento de ar central pois este exigiria que todo o edifício tivesse excelentes vedações para evitar perdas do sistema de refrigeração ou aquecimento.

### 2.3 - EFEITOS DINÂMICOS EM EDIFICAÇÕES ESBELTAS E FLEXÍVEIS

Conforme já exposto no capítulo 1.5, este assunto não será aqui detalhado devido à sua complexidade, cabendo sua análise e soluções à especialistas. Limitar-se-á aqui a exemplificar as formas que são mais sensíveis à esses efeitos.

Para os edifícios de andares múltiplos, na sua quase totalidade, esses fenômenos não são importantes; há que se preocupar apenas com os edifícios esbeltos.

As já citadas "Recommandations..."<sup>(9)</sup> fornecem elementos para se calcular, para construções flexíveis, os efeitos de flexão na direção do vento, de torção em relação a um eixo perpendicular à direção do vento, e efeitos dos

turbilhões de von Karman: oscilações em flexões perpendiculares à direção do vento e ovalização de cascas cilíndricas. Esses efeitos devem ser calculados separadamente, sendo que, "para simplificar, pode-se admitir que uma construção onde o alteamento é inferior a 5 e a altura inferior a 50m, é uma construção rígida"<sup>(9)</sup>, ou seja não flexível.

Esta definição simplista de esbeltez de uma construção é falha; seria melhor referir-se não à menor largura da edificação mas à largura da estrutura resistente aos esforços horizontais, pois existem atualmente vários sistemas em que essas duas dimensões não coincidem (edifícios metálicos com núcleo de concreto armado, pilares parede, treliças não envolvendo toda a largura do edifício, e outros), havendo ainda esquemas que empregam associações, entre tipos diferentes de contraventamentos.

Para dificultar ainda mais uma definição prática para essa esbeltez, é preciso lembrar que, para uma mesma dimensão em planta (largura da base), cada sistema de contraventamento possui flexibilidade diferente: um pilar parede é mais rígido que uma treliça, que por sua vez é mais rígida que um pórtico.

As formas de edifícios de andares múltiplos mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos (desprendimento cadenciado de vórtices, golpe, galope, drapejamento, espectro de energia das rajadas) são aquelas cuja planta possui seção circular ou próxima a este, triangular, retangular (com uma dimensão em planta com certa predominância sobre a outra), seções que se assemelham à asa de avião (Edifício Pirelli, Fig. 2.5). Lembrar que, mesmo para essas formas, os efeitos dinâmicos somente terão certa importância se os edifícios forem relativamente flexíveis.

#### 2.4 - EFEITOS DE INTERAÇÃO

Em algumas situações, a proximidade de uma edificação pode agravar a situação daquela em estudo. A determi-

nação desses efeitos é muito complexa e pode ser obtida por ensaios em túnel de vento. Para edifícios de grande altura, a serem construídos em grandes cidades, é indicado se fazer não apenas o modelo do edifício, mas também de todo o seu contorno. Cuidados especiais são necessários no sentido de se considerar os possíveis efeitos nocivos que a nova construção poderá acarretar às já existentes.

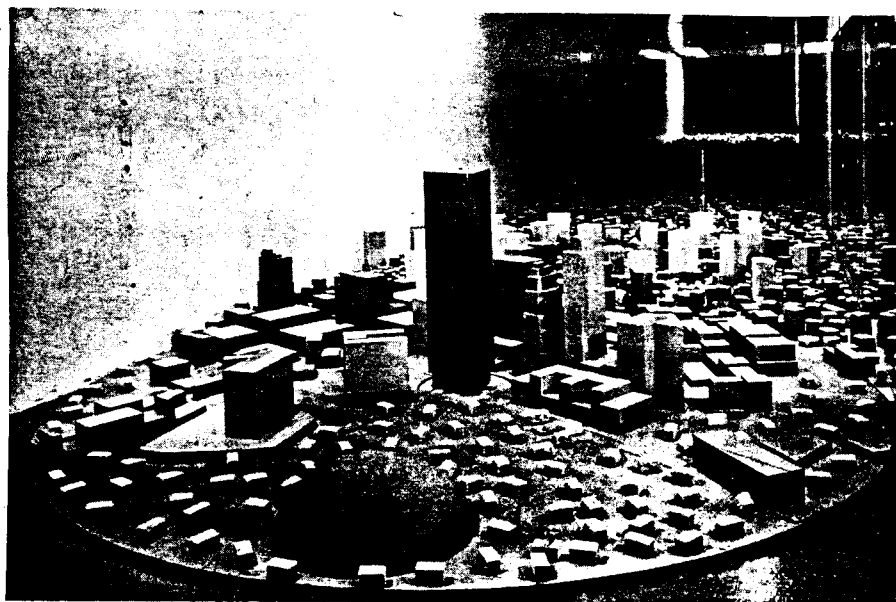


FOTO 2.1 - ENSAIO EM TÚNEL DE VENTO DO EDIFÍCIO DA U.S. STEEL, PITTSBURG<sup>(13)</sup>

Diversos pesquisadores, entre eles Blessmann, Harris, D'Havrê, Scruton e Newberry, Baines, Wirén, determinaram essas interações em vários ensaios e, analisando-se esses resultados, vê-se que é praticamente impossível estabelecer uma regra para as alterações de pressão. Pode-se apenas afirmar que existe um afastamento crítico entre essas edificações para o qual se terá um efeito máximo; aumentando-se ou reduzindo-se essa distância, os coeficientes decrescem. Essa distância pode ser, algumas vezes, menor que a menor dimensão da edificação até da ordem de duas vezes a maior dimensão; na interação por efeito Venturi o crítico se dá para afastamentos pequenos e em alguns casos os valores do coefi-

ciente de pressão chegam a ser da ordem de três vezes maior que para o edifício isolado; nas interações por deflexão do vento na direção vertical e pela turbulência da esteira os piores efeitos aparecem para afastamentos um pouco maiores que para o caso anterior e os coeficientes chegam a dobrar de valor em relação aos edifícios isolados.

Para o leitor que se interessar por mais detalhes sugere-se como primeira leitura o fascículo SEE-4 do J. Blessmann<sup>(12)</sup>, onde se encontram reunidos os resultados de vários pesquisadores. A seguir está transcrito o trecho da NBR-6123 referente a este assunto acompanhado de figuras elucidativas, o que é suficiente para se ter noção dos efeitos citados.

#### 2.4.1 - Interação por efeito Venturi

"Edificações vizinhas podem, por suas dimensões, forma e orientação, causar um "afunilamento" do vento, acelerando o fluxo de ar, com uma consequente alteração nas pressões. Este efeito pode aparecer também em edificações muito próximas, caso em que já foram observados coeficientes de pressão negativos (sucções) excedendo, em módulo, o valor 2,0. Estas pontas de sucção verificam-se nas paredes confrontantes das duas edificações, próximo às arestas de barlavento".



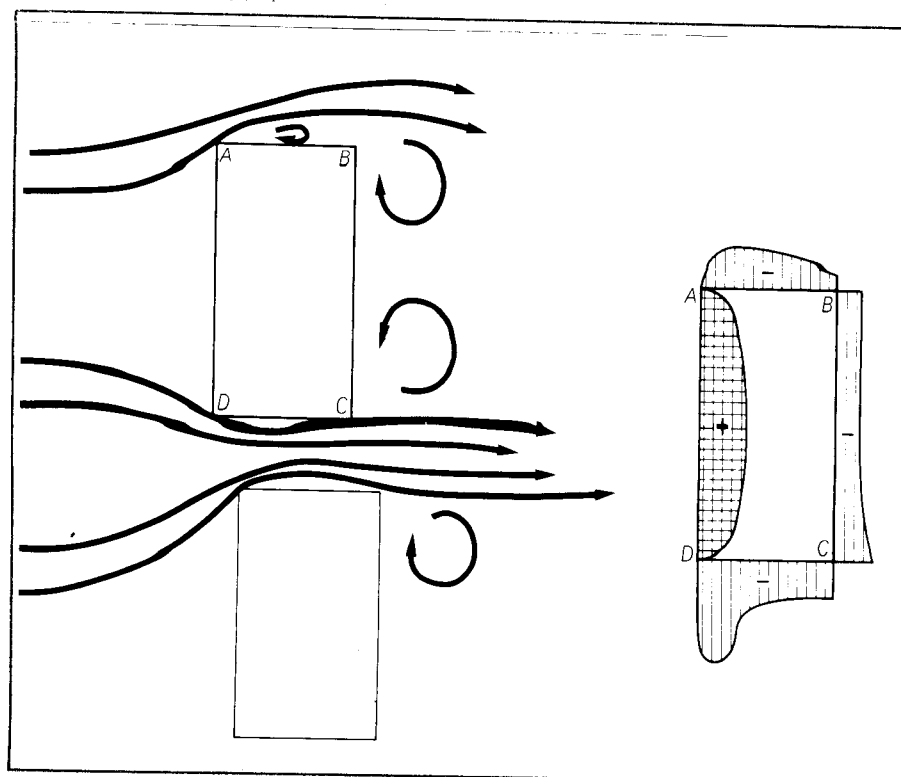


FIG. 2.7 - EFEITO VENTURI: DIAGRAMA DO AUMENTO DAS SUÇÕES NA PAREDE CONFRONTANTE (DC) DA EDIFICAÇÃO<sup>(2)</sup>

#### 2.4.2 - Interação por deflexão do vento na direção vertical

"Edificações altas defletem para baixo parte do vento que incide em sua fachada de barlavento, aumentando a velocidade em zonas próximas ao solo. Edificações mais baixas, situadas nestas zonas, poderão ter as cargas do vento aumentadas por este efeito, com os coeficientes de forma atingindo valores entre -1,5 e -2,0".

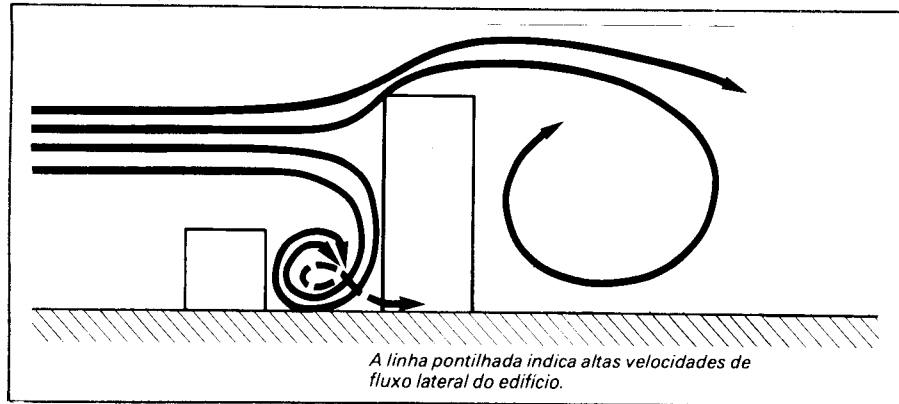


FIG. 2. 8 - DEFLEXÃO DO VENTO NA DIREÇÃO VERTICAL AGRAVADA PELA PRESENÇA DE UMA EDIFICAÇÃO MAIS BAIXA À BARLAVENTO (2)

#### 2.4.3 - Interação pela turbulência da esteira

"Uma edificação situada a sotavento de outra pode ser afetada sensivelmente pela turbulência gerada na esteira da edificação de barlavento, causando efeitos dinâmicos e alterações nas pressões. Estas são particularmente importantes em edificações com coberturas e painéis de vedação feitos de materiais leves".

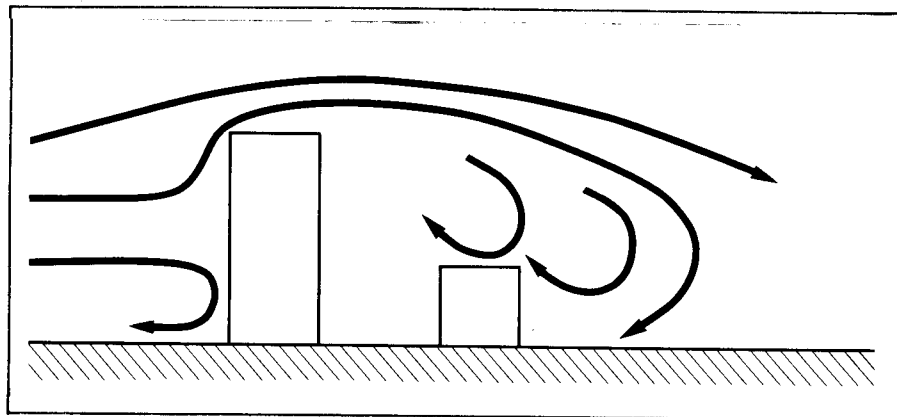


FIG. 2. 9 - ESQUEMA DE FLUXO NA ESTEIRA DE UMA EDIFICAÇÃO (2)

## 2.5 - COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

Da análise do exposto até aqui, vê-se que a NBR-6123 cobre praticamente todos os casos comuns de análise da ação do vento sobre edifícios de andares múltiplos, mas não há dúvidas que formas especiais de edifícios devem ser ensaiadas para determinação dos coeficientes de forma e de força, principalmente se essa edificação será localizada em centros densamente construídos. Como exemplo destacamos, por excelência, o Edifício Itália, construído no centro da cidade de São Paulo, no início da década de 1960. (Foto 2.2 e Figura 2.10).

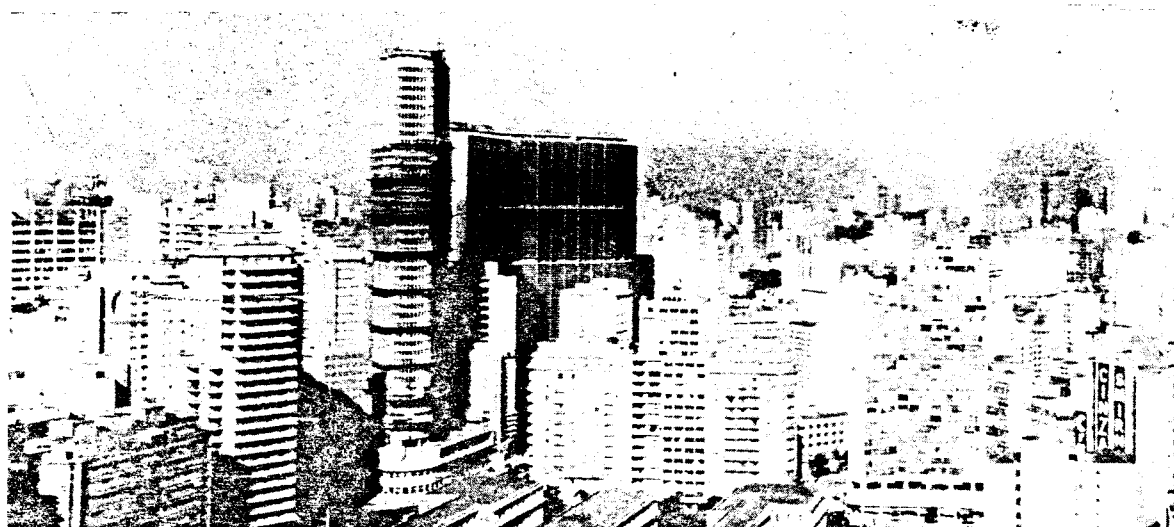


FOTO 2.2- EDIFÍCIO ITÁLIA. EM SEGUNDO PLANO, EDIFÍCIO COPAM

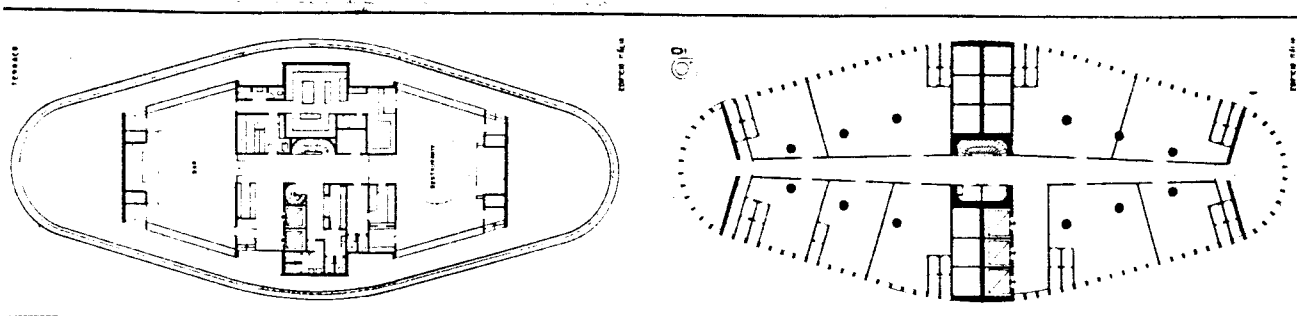


FIG. 2.10- PLANTA DO TERRAÇO E DO ANDAR TIPO DO EDIFÍCIO ITÁLIA

Quando se está diante de um problema semelhante, é aconselhável, para se ter uma idéia da magnitude do problema, uma análise preliminar da ação do vento sobre a edificação avaliando-se os coeficientes procurados em formas previstas pela norma que se aproximam da forma em questão, bem como fundamentar-se em formas algo semelhantes, de outras edificações para as quais foram realizados ensaios.

A análise das forças devidas ao vento na estrutura do referido Edifício Itália foi feita à luz da antiga NB-5, havendo resultado uma forte torção na estrutura da torre. Resgate-se que a análise assim feita apresentará as incorreções apontadas no item 2.2.3.

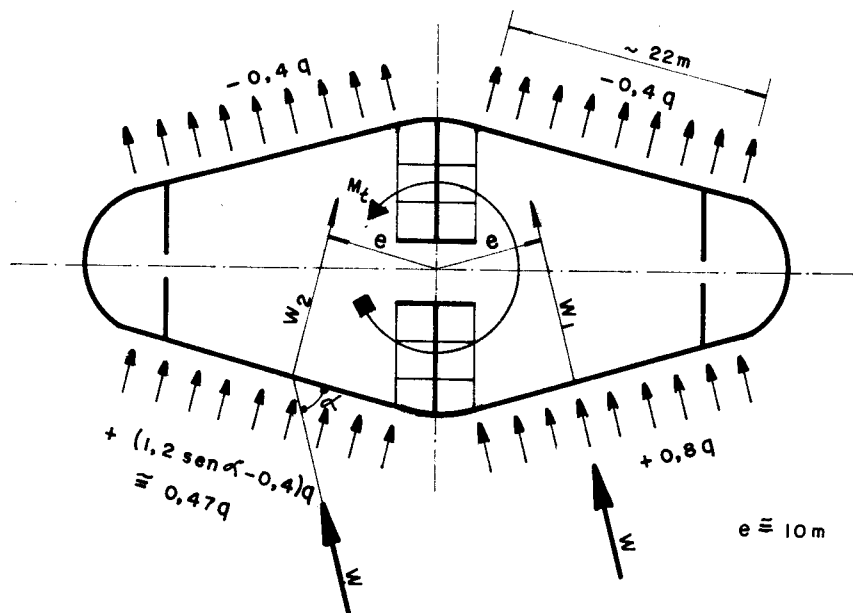


FIG.2.11 - COEFICIENTES DEVIDOS AO VENTO SOBRE O EDIFÍCIO ITÁLIA, DE ACORDO COM A ANTIGA NB-5.

Como se pode observar na figura 2.11, o momento torçor na estrutura é, aproximadamente,  $M_t = (W_1 - W_2)e$ . Como no artigo não são apresentados vários dados necessários para cálculo preciso, pode-se ter uma ordem de grandeza desse momento torçor adotando-se valores retirados em escala das figuras apresentadas no mesmo. Assim, fica-se com:

$$q = 110\text{kg/m}^2 \text{ (valor médio)}$$

$$W_1 = 0,8.q.22 = 17,6.q \text{ kgf/m}$$

$$W_2 = 0,47.q.22 = 10,3.q \text{ kgf/m}$$

$$M_t = (17,6 - 10,3).q.10 = 73,0.q \text{ kgf.m/m} = 8,03 \text{ tf.m/m}$$

Será tentada a seguir uma estimativa mais real desse efeito de torção, com base em dados da NBR-6123 e resultados do ensaio do Edifício Pirelli, apresentado no item 2.2.3.

A incidência crítica do vento deve ser, devido à sua forma ovalizada, para um ângulo pouco maior que aquele do Edifício Pirelli e que será adotado como sendo de  $30^\circ$ . Para esta incidência, são apresentados os prováveis (na estimativa do autor) coeficientes de pressão na figura 2.12.

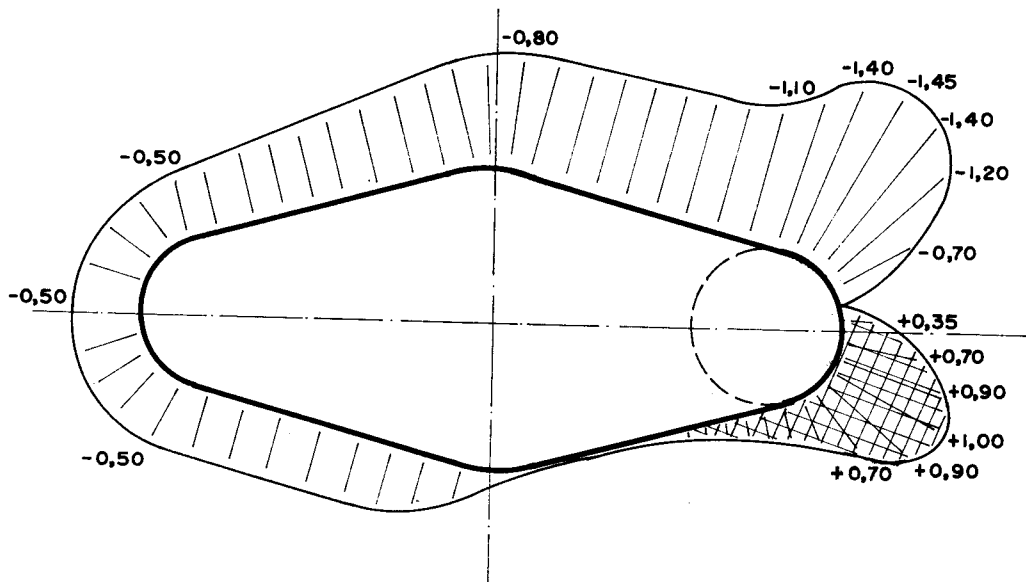


FIG. 2.12 - COEFICIENTES DE PRESSÃO ADMITIDOS PARA O EDIFÍCIO ITÁLIA.

O momento torçor será calculado utilizando-se o diagrama simplificado e dimensões em escala, para facilidade de cálculo e também porque não teria sentido um cálculo preciso calcado em valores obtidos mais pelo sentimento e portanto com grande possibilidade de imprecisões.

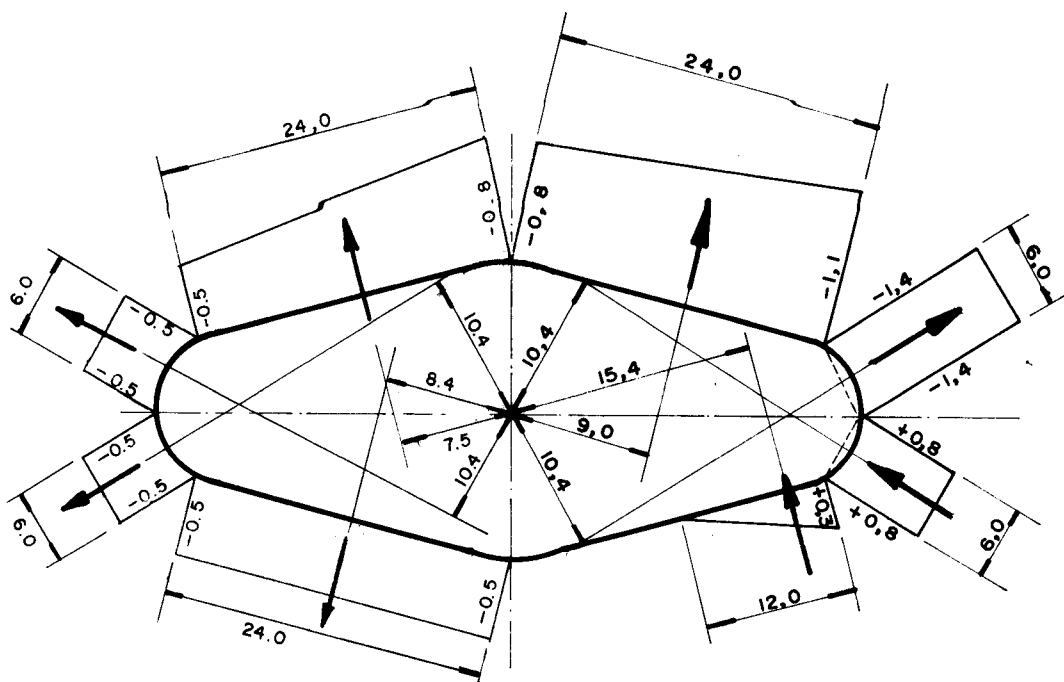


FIG.2.13 - COEFICIENTES DE PRESSÃO SIMPLIFICADOS, PARA CÁLCULO DO MOMENTO TORÇOR.

$$M_t = \left[ - \frac{(0,8+0,5)}{2} \cdot 24 \cdot 7,5 + \frac{(1,9)}{2} \cdot 24 \cdot 9,0 \right] +$$

$$+ (1,4 \cdot 6,0 \cdot 10,4) + (0,8 \cdot 6,0 \cdot 10,4) +$$

$$+ \left( \frac{0,3}{2} \cdot 12 \cdot 15,4 \right) + (0,5 \cdot 24,0 \cdot 8,4) +$$

$$+ (0,5 \cdot 6,0 \cdot 10,4) - (0,5 \cdot 6,0 \cdot 10,4) \Big] \cdot q$$

$$M_t = \left[ -117,0 + 205,2 + 87,4 + 49,9 + 27,7 + 100,8 + \right.$$

$$\left. + 31,2 - 31,2 \right] \cdot q$$

$$M_t = 354 \cdot q \text{ kgf.m/m}$$

que é um valor aproximadamente 4,5 vezes maior que o estimado pela antiga NB-5.

Calculando-se o valor de q pela NBR 6123, para h = 100m, tem-se:

$$V_k = 40 \cdot 1,0 \cdot 1,07 \cdot 1,0 = 42,8\text{m/s}$$

$$q = \frac{42,8^2}{16} = 114,5\text{kgf/m}^2, \text{ que é um pouco maior que}$$

o indicado pela antiga NB-5, visto a cidade de São Paulo localizar-se numa das regiões de alta velocidade básica.

Os valores aqui calculados poderiam sofrer alguma redução se se levasse em conta o fato do Edifício Itália estar numa região de vento de alta turbulência porém, observando-se a foto 2.2, nota-se a proximidade do Edifício COPAM que, por sua forma pode alterar completamente o fluxo da massa de ar e assim modificar de maneira imprevisível as pressões devidas à mesma no Edifício Itália. Assim, conclui-se que seria imprescindível, para o caso, um estudo em túnel de vento de um modelo que reproduzisse inclusive as edificações vizinhas para se ter uma avaliação correta do efeito do vento sobre o Edifício Itália.

Um item de grande importância que deve ser sempre observado, diz respeito ao conforto tanto dos usuários quanto ao dos transeuntes.

Assim, em alguns edifícios mais altos do mundo, pessoas mais sensíveis enjoam em função da amplitude e da frequência de oscilação desses edifícios sob a ação de ventos fortes. Deve-se admitir apenas, para edifícios, uma leve percepção sob ação de ventos extremamente fortes. Na figura 2.14 a seguir tem-se indicações quantitativas a esse respeito, retiradas de um trabalho de Chang.

O conforto dos transeuntes pode ser prejudicado em situações expostas nos itens 2.4.1 e 2.4.2, ou seja, efeito Venturi pela proximidade de outra edificação e por deflexão do vento na vertical.

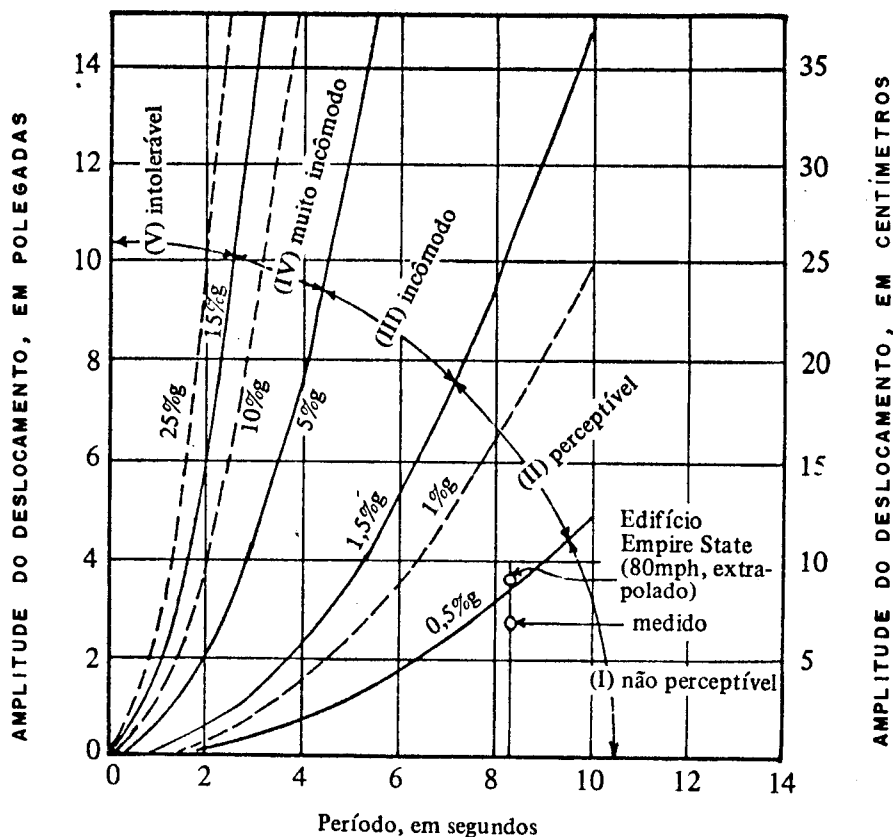


FIG. 2.14- MOVIMENTO DE UM EDIFÍCIO ALTO E CONFORTO HUMANO<sup>(7)</sup>

Aberturas na parte inferior de edifícios podem causar também acelerações de fluxo, fato este que pode-se observar na passagem existente ao lado da escada interna do Edifício E-1 da Escola de Engenharia de São Carlos. Em algumas situações, aberturas desse tipo podem tornar inabitáveis esses locais.

Como aberração pode-se citar o edifício sede do IBC (Instituto Brasileiro do Café), que deveria ser construído em Brasília, o qual felizmente parou nas fundações, face aos incontáveis erros de concepção nele cometidos. Sua forma era em ponta de seta, suportada lateralmente por dois elementos que alojariam os elevadores e escadas (fig. 2.15). Neste, o fluxo de ar seria de tal maneira acelerado que ao rês do chão, sob o edifício, seria impossível a circulação mesmo para um vento moderado que soprasse contra a ponta da seta.



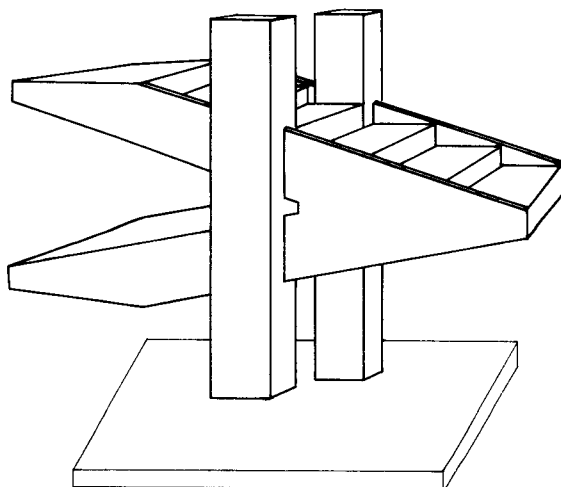


FIG. 2.15 - PERSPECTIVA DO MODELO REDUZIDO DO EDIFÍCIO SEDE DO IBC

Encontram-se no Brasil outros exemplos de edifícios cujo uso está comprometido por problemas de habitabilidade e não da estrutura dos mesmos e este fato pode acarretar sérios prejuízos aos investidores.

Melbourne e Joubert sugerem velocidades limites do vento para assegurar essa habitabilidade. "Uma área é recomendada como sendo inaceitável se velocidades induzidas em locais de acesso público têm a probabilidade de exceder 83 km/h uma vez ao ano, ou 54 km/h em 1% do tempo"<sup>(7)</sup>.

Com base nos registros meteorológicos locais, as condições de fluxo de um edifício podem ser facilmente determinadas por ensaios de túnel de vento.

## 2.6 - EXEMPLO DE CÁLCULO

Seja um edifício de planta retangular (30,0m x 15,0m) com 20 pavimentos (60,0m de altura), localizado na cidade de São Carlos, SP.

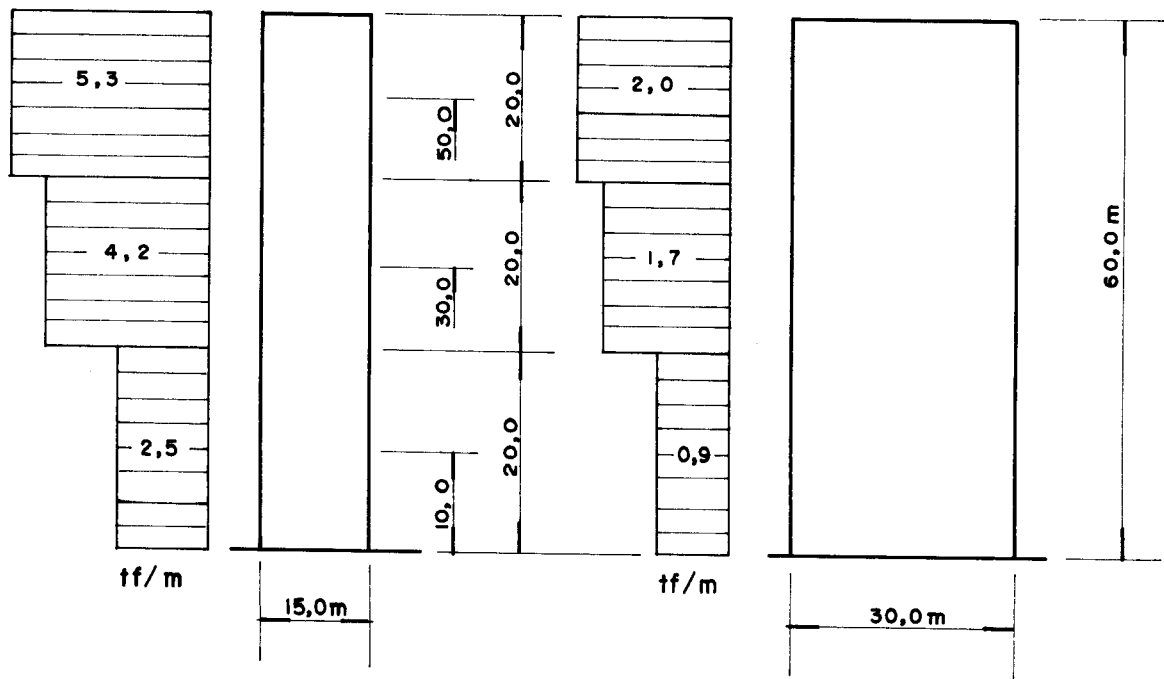


FIG.2.16 — FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM UM EDIFÍCIO DE PLANTA RETANGULAR.

Para a determinação da força devida ao vento sobre o edifício, sua altura será dividida em três partes. A análise será feita para as duas direções principais visto que, pelas suas dimensões relativas, os efeitos de torção na estrutura certamente serão de pequena importância.

a - Determinação da velocidade característica

- velocidade básica - São Carlos, SP - 45m/s
  - fator topográfico -  $S_1 = 1,0$
  - fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura
- categoria 3 - pequenas cidades
- Classe C - maior dimensão excede 50m
- $h = 10m \rightarrow S_2 = 0,69$
- $h = 30m \rightarrow S_2 = 0,92$
- $h = 50m \rightarrow S_2 = 1,00$

- Fator estatístico - Grupo 2 -  $S_3 = 1,0$

$$V_k^{10} = 45 \cdot 1,0 \cdot 0,69 \cdot 1,0 = 31,05\text{m/s}$$

$$V_k^{30} = 45 \cdot 1,0 \cdot 0,92 \cdot 1,0 = 41,4\text{m/s}$$

$$V_k^{50} = 45 \cdot 1,0 \cdot 1,00 \cdot 1,0 = 45,0\text{m/s}$$

b - Cálculo da pressão de obstrução

$$q^{10} = \frac{31,05^2}{16} = 60\text{kgf/m}^2$$

$$q^{30} = \frac{41,4^2}{16} = 107\text{kgf/m}^2$$

$$q^{50} = \frac{45,0^2}{16} = 127\text{kgf/m}^2$$

c - Determinação do coeficiente de arrasto

- Vento soprando sobre a fachada maior

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{30}{15} = 2,0 \quad \frac{h}{l_1} = \frac{60}{30} = 2,0$$

do gráfico da figura 2.1 tem-se:  $C_a = 1,38$

- Vento soprando sobre a fachada menor

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{15}{30} = 0,5 \quad \frac{h}{l_1} = \frac{60}{15} = 4,0$$

do mesmo gráfico anterior obtém-se:  $C_a = 1,03$

d - Força uniformemente distribuída por trechos das fachadas  $p = C_a \cdot q \cdot l_1$

- Sobre a fachada maior

$$p_M^{10} = 1,38 \cdot 60 \cdot 30 = 2484\text{kgf/m} \approx 2,5\text{tf/m}$$

$$P_M^{30} = 1,38 \cdot 107 \cdot 30 = 4430 \text{kgf/m} \approx 4,4 \text{tf/m}$$

$$P_M^{50} = 1,38 \cdot 127 \cdot 30 = 5258 \text{kgf/m} \approx 5,3 \text{tf/m}$$

- Sobre a fachada menor

$$p_m^{10} = 1,03 \cdot 60 \cdot 15 = 927 \text{kgf/m} \approx 0,9 \text{tf/m}$$

$$p_m^{30} = 1,03 \cdot 107 \cdot 15 = 1653 \text{kgf/m} \approx 1,7 \text{tf/m}$$

$$p_m^{50} = 1,03 \cdot 127 \cdot 15 = 1962 \text{kgf/m} \approx 2,0 \text{tf/m}$$

É fácil perceber que, somente em arranjos muito especiais dos painéis de contraventamento de um edifício deste tipo é que se faria necessária a análise da ação do vento incidindo sobre a fachada menor, pois além da força atuante nesta ser menor, normalmente os painéis existentes nessa direção proporcionam maior resistência a esses esforços.

A análise da resistência dos painéis de vedação, vidros e revestimentos deve ser feita para a seguinte pressão de obstrução:

- a velocidade básica e  $S_1$  não se alteram

- o fator  $S_2$  passa a ser:

$$\text{categoria 3, Classe A, } h = 60\text{m} \rightarrow S_2 = 1,10$$

- o fator  $S_3$  passa a ser do grupo 4  $\rightarrow S_3 = 0,88$

Assim, a velocidade característica será:

$$V_k = 45 \cdot 1,0 \cdot 1,10 \cdot 0,88 = 43,6 \text{m/s}$$

e a respectiva pressão de obstrução:

$$q = \frac{43,6^2}{16} \approx 120 \text{kgf/m}^2$$

O coeficiente de pressão externo é obtido da tabela 4 da NBR-6123 e os valores máximos são:

$$C_e = +0,8$$

e

$$c_{pe} = -1,2$$

O que resulta, como coeficientes máximos adotando-se valores do coeficiente interno " $c_{pi}$ " de acordo com 6.2.4a da Norma (o mais nocivo entre  $c_{pi} = +0,2$  e  $-0,3$ ):

$$C = C_e - c_{pi}$$

$$C_{(+)} = +0,8 - (-0,3) = +1,1$$

$$C_{(-)} = -1,2 - (+0,2) = -1,4$$

e conseqüentemente pressões máximas de:

$$P_{(+)} = 1,1 \cdot 120 = 132 \text{kgf/m}^2 \quad (\text{pressão})$$

$$P_{(-)} = -1,4 \cdot 120 = -168 \text{kgf/m}^2 \quad (\text{sucção})$$

Comentários:

É comum, para uma análise dos painéis de contraventamento através de métodos contínuos, adotar-se uma força uniformemente distribuída igual para toda altura do edifício, visando uma maior facilidade de cálculo.

Se assim for, em lugar de se adotar a altura média do edifício para a determinação do coeficiente  $S_2$ , é aconselhável adotar-se o valor  $2/3$  da altura total. Assim, para o exemplo apresentado, resultaria:

$$h = \frac{2}{3} \cdot 60 = 40\text{m} \quad S_2 = 0,96$$

$$V_k = 45 \cdot 1,0 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 43,2\text{m/s}$$

$$q = \frac{43,2^2}{16} \approx 117 \text{kgf/m}^2$$

sobre a fachada maior, tem-se:

$$p = 1,38 \cdot 117 \cdot 30 = 4830 \text{kgf/m} \approx 4,8 \text{tf/m}$$

carga esta uniformemente distribuída em toda a altura do edifício, que produz um momento em relação à base de:

$$M = 4,8 \cdot \frac{60^2}{2} = 8640 \text{tf.m}$$

que se aproxima muito do valor do momento obtido pela discretização anterior, que vale:

$$M = 5,3 \cdot 20 \cdot 50 + 4,4 \cdot 20 \cdot 30 + 2,5 \cdot 20 \cdot 10 = 8440 \text{tf.m}$$

o que evidencia o acerto da recomendação

### 3 - EDIFÍCIOS COM COBERTURAS DO TIPO SHED

#### 3.1 - INTRODUÇÃO

Coberturas do tipo shed, também conhecidas como "dente de serra", caracterizam-se por apresentar duas superfícies modulares com inclinações diferentes sendo que aquela que possui maior inclinação é vedada com elementos translúcidos posicionados de maneira a existirem aberturas contínuas nesta superfície.

Essas partes translúcidas são repetidas em afastamentos que variam de 7 a 12 m e proporcionam uma iluminação natural intensa e uniforme, além de excelente ventilação. Se orientadas corretamente, evita-se ainda a ação direta dos raios solares no interior do edifício melhorando assim as condições térmicas do mesmo.

Geralmente este tipo de cobertura é empregado em construções relativamente baixas e com grandes dimensões em planta.

Para se determinar a inclinação da parte translúcida de maneira que atenda à máxima iluminação interna, sem que haja penetração dos raios solares, deve-se levar em conta a latitude do local onde será construído o edifício. As-

sim, no hemisfério sul a superfície de iluminação deve estar voltada para o sul e sua inclinação  $\gamma$ , para um local de latitude  $\delta$ , deverá ser de:

$$\gamma = 90^{\circ} - \delta + 23^{\circ}27'$$

onde  $23^{\circ}27'$  é a inclinação da eclíptica (fig.3.1).

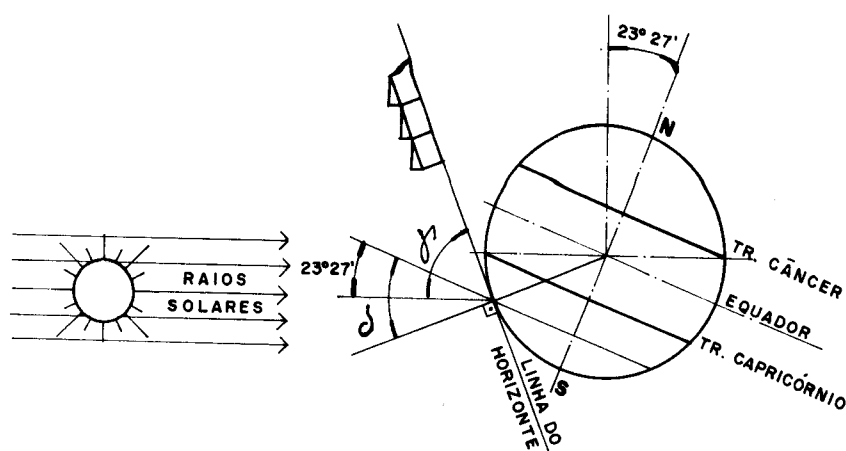


FIG. 3.1 - INCLINAÇÃO MÍNIMA DA PARTE TRANSLÚCIDA DE UMA COBERTURA DO TIPO SHED.

Assim, para a cidade de São Paulo, ter-se-ia:

$$\delta = 23^{\circ}37' \text{ (Congonhas, praticamente sobre o Trópic de Capricórnio)}$$

$$\gamma = 90^{\circ} - 23^{\circ}37' + 23^{\circ}27' \approx 90^{\circ}$$

Para a cidade de Porto Alegre:

$$\delta = 30^{\circ}00'$$

$$\gamma = 90^{\circ} - 30^{\circ}00' + 23^{\circ}27' \approx 83^{\circ}$$

Para Recife:

$$\delta = 8^{\circ}08'$$

$$\gamma = 90^{\circ} - 8^{\circ}08' + 23^{\circ}27' \approx 105^{\circ}$$

É evidente que na prática não se varia a inclinação da superfície de iluminação para cada localidade. Para todo o Brasil projeta-se essa superfície na vertical, pois além de atender as exigências da maioria dos locais, esta



inclinação apresenta facilidades construtivas, tanto na fabricação quanto na montagem. Nos casos em que, como o de Recife exemplificado acima, quer se evitar a penetração de raios solares no interior do edifício, a solução mais simples é projetar a parte da cobertura revestida com telhas opacas de maneira a se ter uma certa superposição, em planta, com a outra superfície de elementos não translúcidos (fig. 3.2a), solução esta que permite que se consigam aberturas para ventilação mantendo as telhas translúcidas na vertical, cuja vantagem é uma menor manutenção, no tocante à limpeza, dessas telhas.

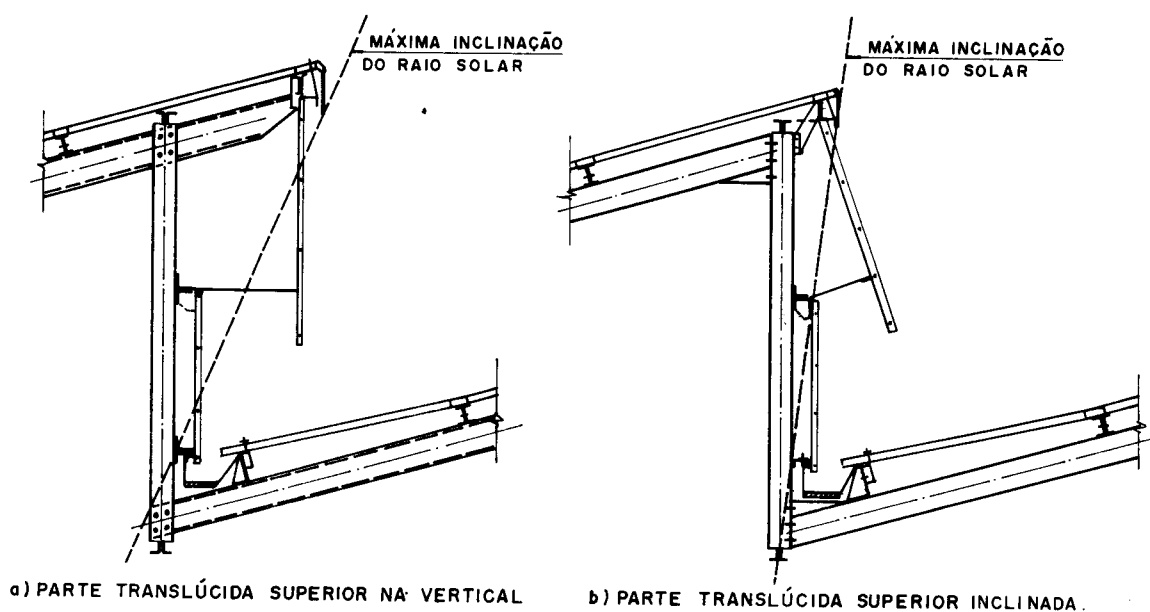
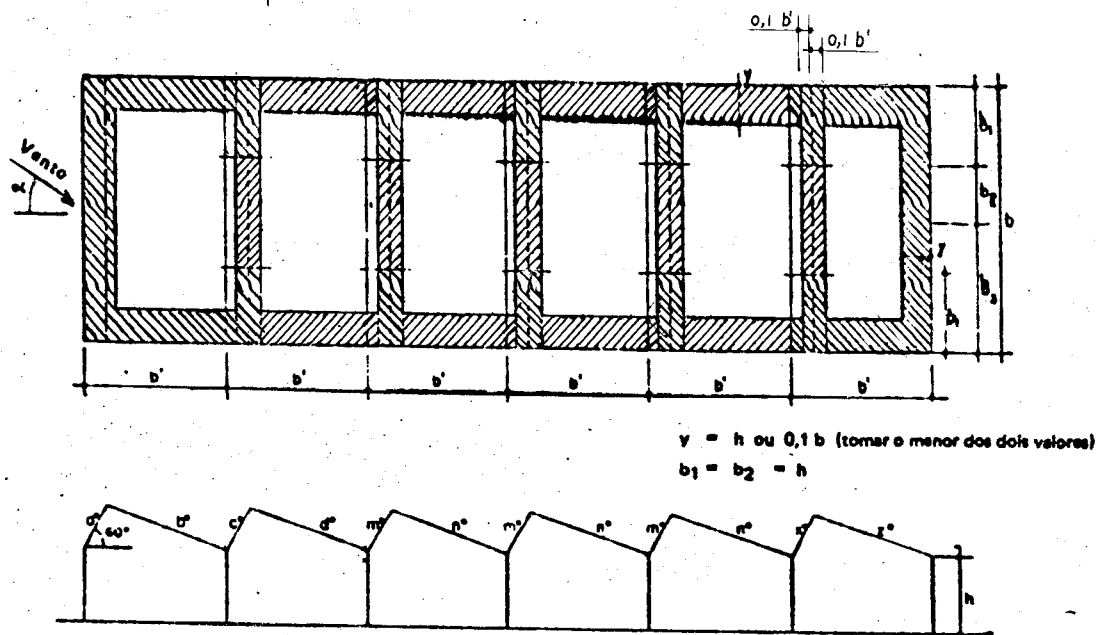


FIG. 3.2 - MÁXIMA INCLINAÇÃO DOS RAIOS SOLARES PARA OS TIPOS DE COBERTURA SHED MAIS RECOMENDADOS PARA O BRASIL. (16)

Para edificações com cobertura do tipo shed, que doravante serão designadas simplificadaamente de edifícios shed, a norma apresenta na Tabela 8, valores dos coeficientes de pressão e de forma apenas para coberturas em que a água menor tem a inclinação de  $60^{\circ}$ , portanto para um tipo de cobertura quase inexistente no país e que transcrevemos a seguir (Tabela 3.1)

Tabela 3.1 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos, de tramos iguais, com  $h \leq b$  telhados assimétricos, com água menor inclinada de  $60^\circ$



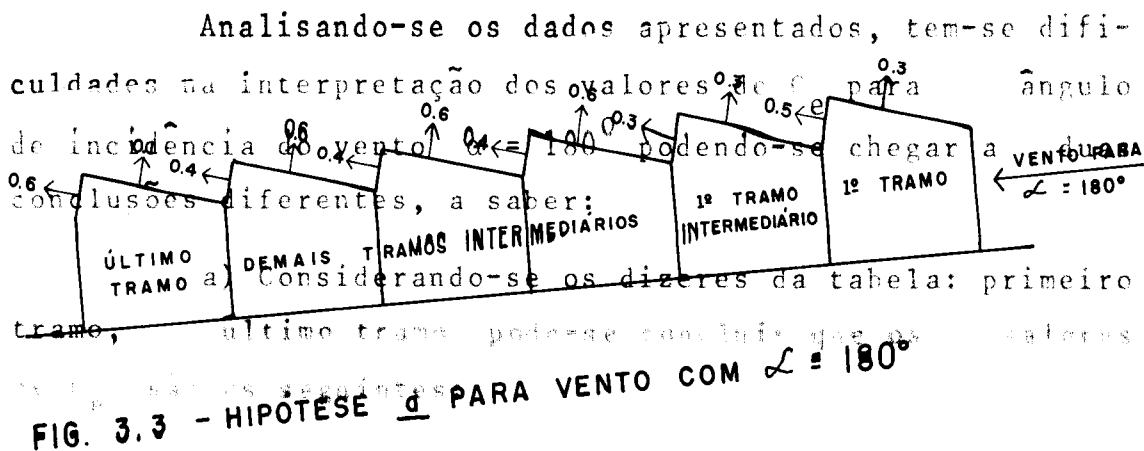
Ângulo de incidência do vento $\alpha$	$C_e$								$C_{pe}$ médio	
	Primeiro tramo		Primeiro tramo intermediário		Demais tramos intermediários		Último tramo			
	$a^*$	$b^*$	$c^*$	$d^*$	$m^*$	$n^*$	$x^*$	$z^*$		
$0^\circ$	+0,6	-0,7	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	-0,3	-2,0	-1,5
$180^\circ$	-0,5	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-0,6	-0,6	-0,1	-2,0	-1,5

Ângulo de incidência do vento $\alpha$	$C_e$ na distância		
	$b_1$	$b_2$	$b_3$
$90^\circ$	-0,8	-0,6	-0,2

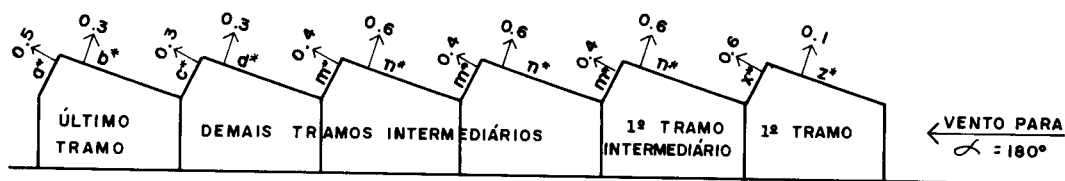
Notas: a). Força de atrito-para  $\alpha=0^\circ$ , as forças horizontais de atrito já estão consideradas nos valores da Tabela:

-para  $\alpha=90^\circ$ , as forças horizontais de atrito devem ser determinadas de acordo com 6.4

b). Informações sobre telhados múltiplos são ainda incompletas. Casos diferentes dos considerados nas Tabelas 7 e 8 devem ser estudados especificamente.



b) Considerando-se as superfícies designadas:  $a^*$ ,  $b^*$ , ...,  $z^*$ , pode-se concluir o seguinte:



**FIG. 3.4 - HIPÓTESE b PARA VENTO COM  $\alpha = 180^\circ$**

Porém, em uma análise mais cuidadosa, sabendo-se que nos tramos intermediários a ação de sucção, em condições normais, é sempre menor que nos outros tramos, conclui-se que nenhuma das alternativas apresentadas acima é a correta e deve-se entender os valores da tabela levando-se em conta que como o vento a  $180^\circ$  é de sentido oposto ao de  $0^\circ$ , o primeiro tramo passa a ser o último e assim invertendo-se também a situação dos outros tramos; dessa maneira as superfícies  $c^*$  e  $d^*$  passam a ser do penúltimo tramo e a primeira superfície  $m^*$  e  $n^*$ , da direita para a esquerda, na realidade será o 1º tramo intermediário e assim por diante. Disto conclui-se que os valores de  $C_e$  são os seguintes:

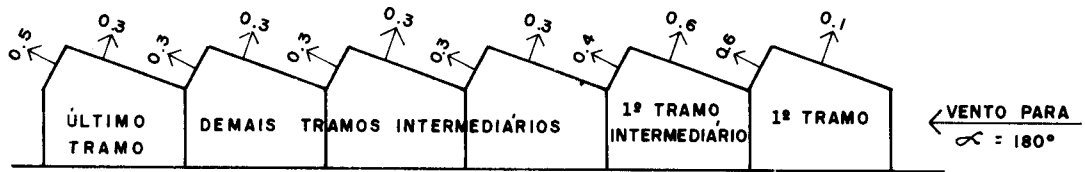
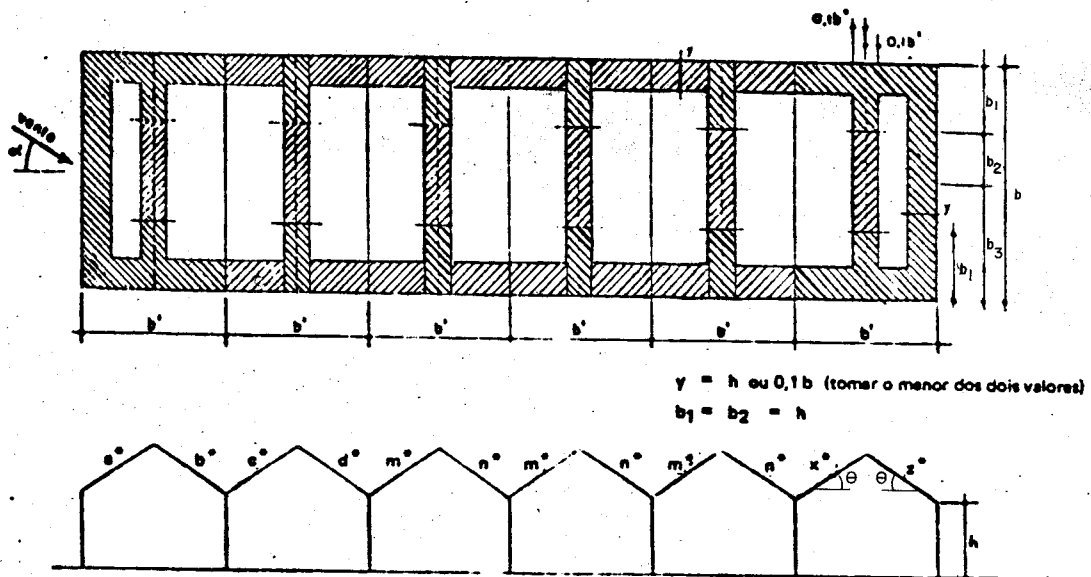


FIG. 3.5 — COEFICIENTES  $C_e$  PARA VENTO COM  $\alpha = 180^\circ$

Esta conclusão pode ser confirmada analisando-se os coeficientes de forma fornecidos na Tabela 7 da norma (transcrita a seguir: Tabela 3.2) para inclinação do telhado  $\theta = 30^\circ$ , com as abstrações necessárias.

Tabela 3.2 - Coeficiente de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos de tramos iguais com  $h \leq b'$  telhados simétricos



(continua)

Inclinação do telhado	Ângulo de incidência do vento	$C_{pe}$ $C_e$								$C_{pe}$ médio
		Primeiro tramo		Primeiro tramo intermediário		Demais tramos intermediários		Último tramo		
		a*	b*	c*	d*	m*	n*	x*	z*	
5°	0°	-0,9	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-2,0 -1,5
10°	0°	-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-2,0 -1,5
20°	0°	-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5	-2,0 -1,5
30°	0°	-0,2	-0,6	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,5	-2,0 -1,5
45°	0°	+0,3	-0,6	-0,6	-0,4	-0,2	-0,4	-0,2	-0,5	-2,0 -1,5

Inclinação do telhado	Ângulo de incidência do vento	$C_e$ na distância:		
		$b_1$	$b_2$	$b_3$
< 45°	90°	-0,8	-0,6	-0,2

Nota: Ver notas da Tabela 8.

Mas, na pg. 18 da norma, a nota b reza: "casos diferentes devem ser estudados especificamente". Ora, pelo exposto no início deste capítulo, para o Brasil estar-se-á sempre nesta situação pois nossos edifícios são projetados de maneira que a parte translúcida forme um ângulo de 90° com a linha do horizonte.

Felizmente para os projetistas, de um convenio Eternit/IPT, sob orientação do prof. Dr. Joaquim Blessmann, resultou um boletim<sup>(2)</sup> no qual, além de outros, apresentam-se os resultados para coberturas shed a 90°, que estão transcritos a seguir (Tabela 3.3 a 3.7)<sup>(2)</sup>. Nelas, os coeficientes de forma estão multiplicados por cem (100  $C_e$ )

Tabela 3.3 - Vento a 0°

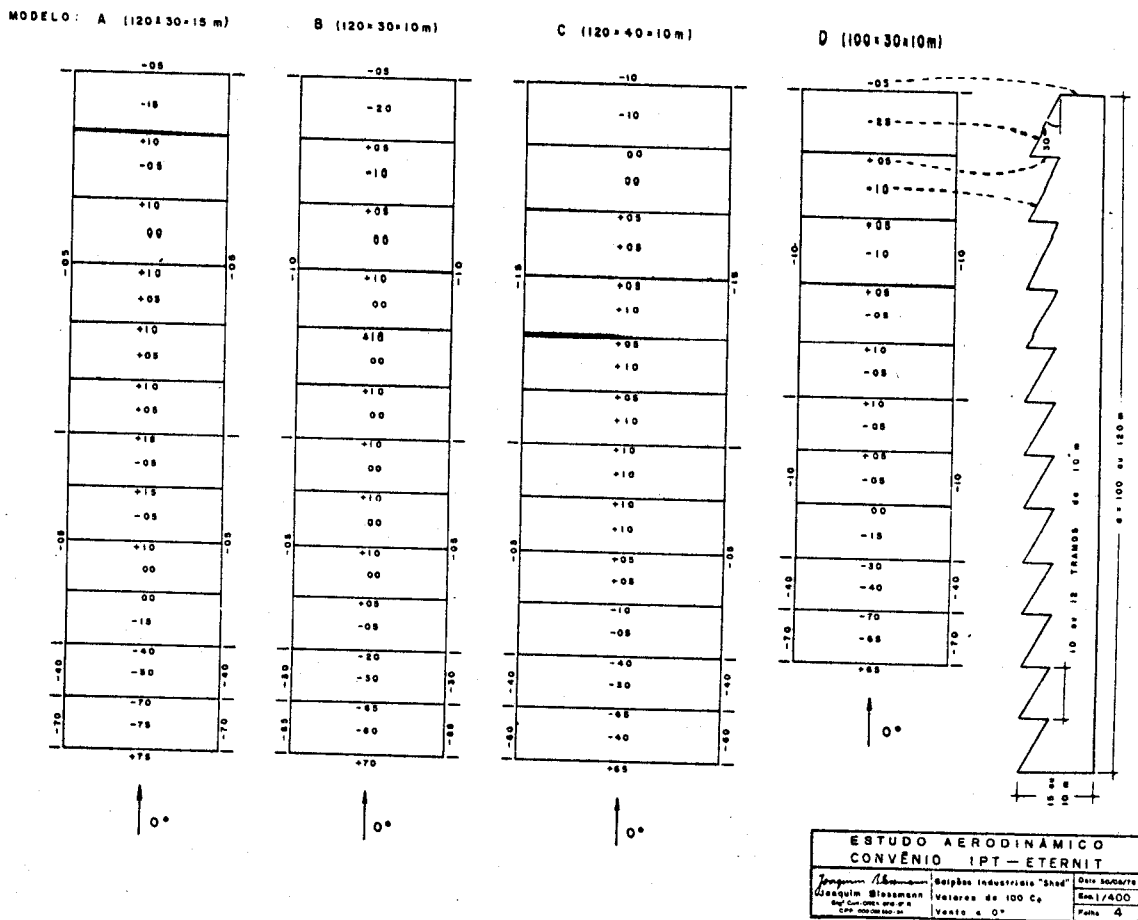


Tabela 3.4 - Vento a 45°

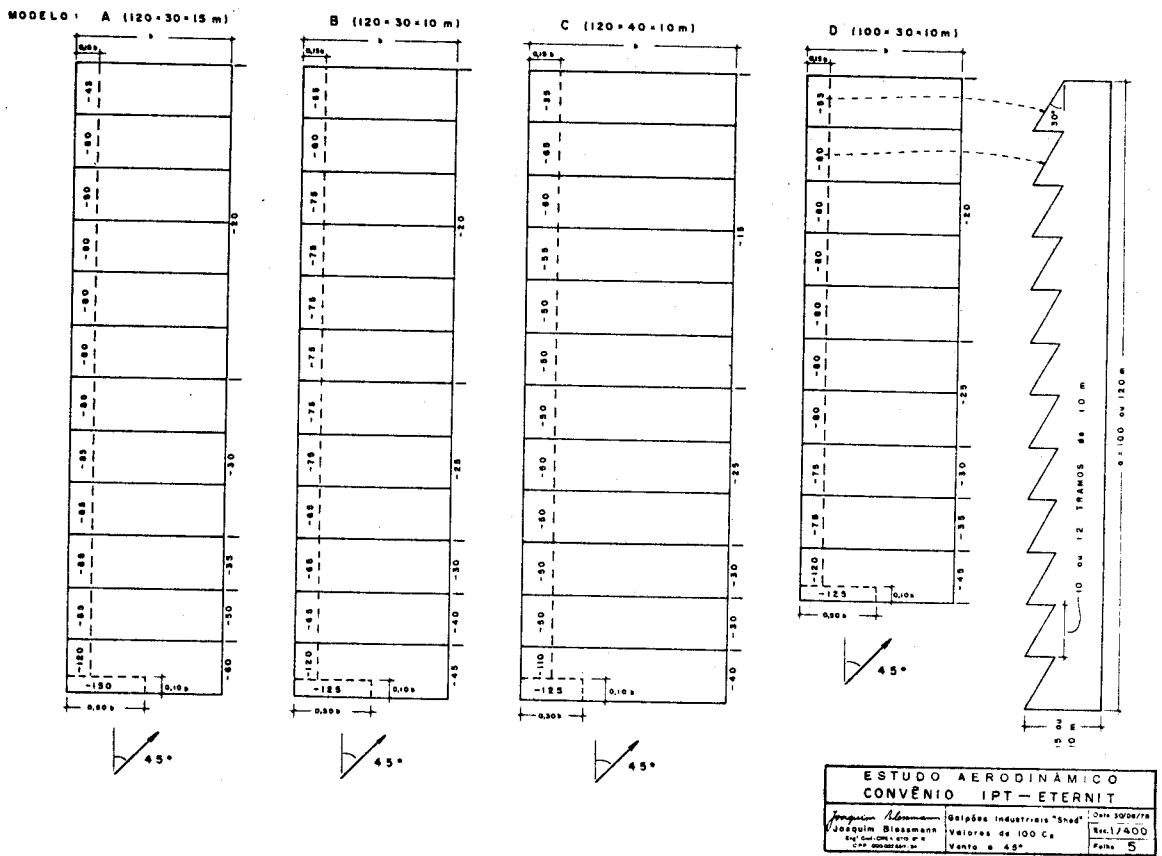
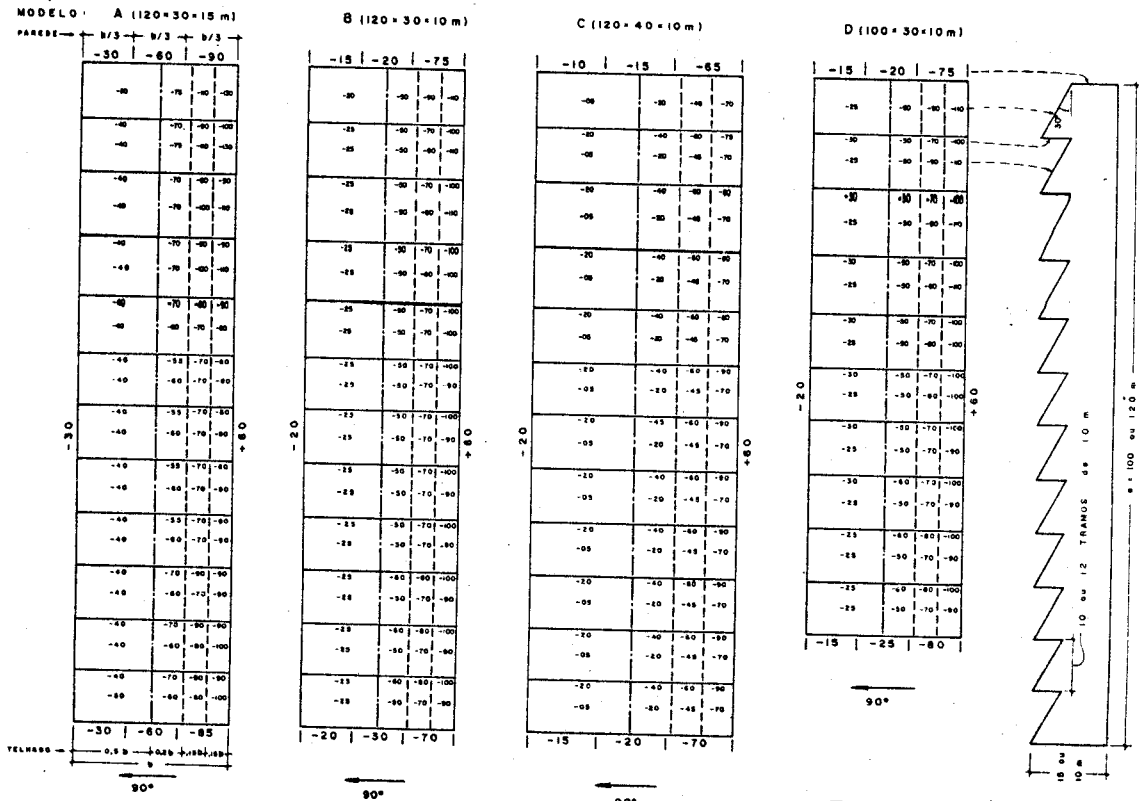
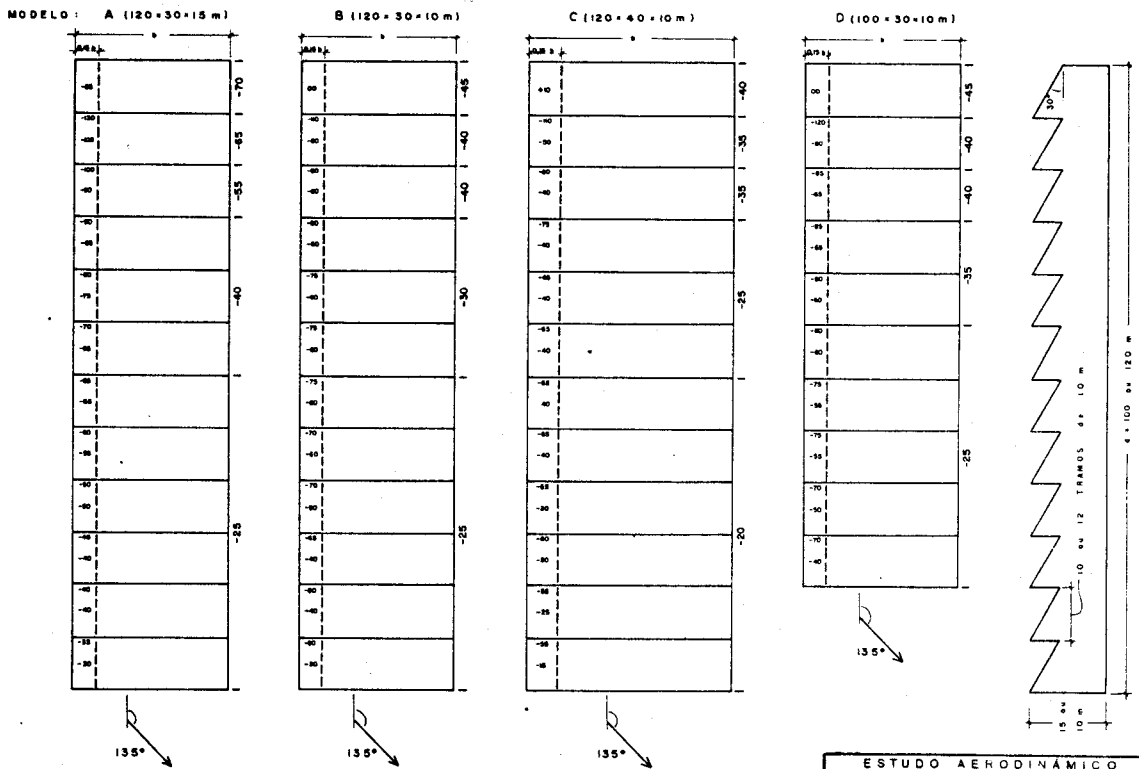


Tabela 3.5 - Vento a 90°



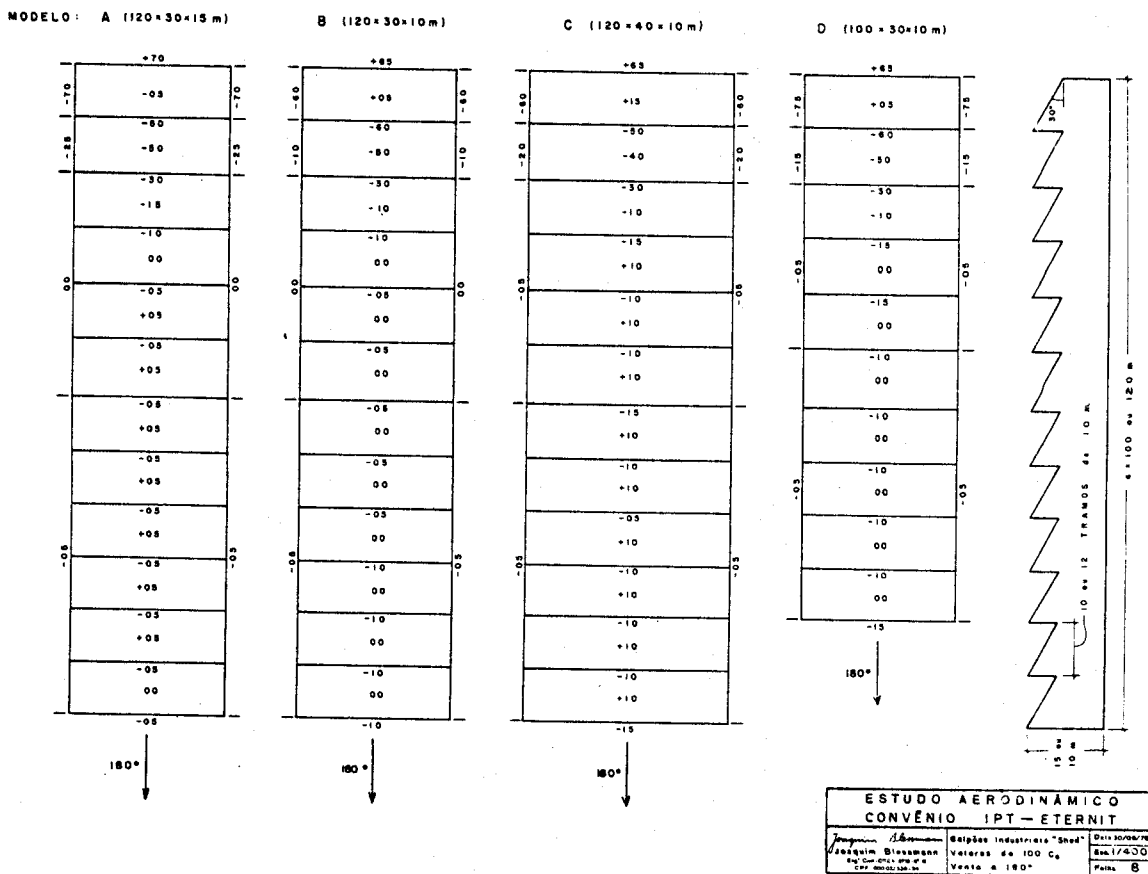
ESTUDO AERODINÂMICO CONVENIO IPT - ETERNIT		
Programa Alameda	Galpões Industriais "Suez"	Data 30/08/78
Engenheiro Responsável José Carlos de Almeida	Velocidade de 100 Cm/s	Esc. 1/400
	Vento a 90°	Folha 6

Tabela 3.6 - Vento a 135°



ESTUDO AERODINÂMICO CONVENIO IPT - ETERNIT		
Programa Alameda	Galpões Industriais "Suez"	Data 30/08/78
Engenheiro Responsável José Carlos de Almeida	Velocidade de 100 Cm/s	Esc. 1/400
	Vento a 135°	Folha 7

Tabela 3.7 - Vento a 180°



Esses ensaios foram realizados apenas com inclinação de 30° para a parte opaca, inclinação esta também não muito comum em nosso país, visto que se consegue a luminosidade desejada internamente com ângulos menores, por volta de 12° a 20°, inclinações estas que atendem perfeitamente as exigências de altura econômica para as vigas mestras com a consideração simultânea dos afastamentos econômicos entre as mesmas, condições estas que governam o projeto básico de coberturas shed.

A seguir, com base principalmente na NBR-6123 e no Boletim Eternit nº 103, sugerir-se-ão coeficientes de forma para um determinado edifício shed dentro das características descritas, detalhando-se o raciocínio desenvolvido. Esta é uma prática comum dos projetistas que têm quase sempre que adaptar recomendações a cada projeto em particular,



seja porque o custo da obra não viabiliza ensaios específicos, seja porque seus prazos não permitem a obtenção dos resultados daqueles em tempo hábil. Fica aqui a advertência que os valores dos coeficientes apresentados a seguir refletem uma posição pessoal do autor deste trabalho. Quaisquer críticas e observações sobre os mesmos serão bem recebidas pois certamente permitirão um aprimoramento de nossos conhecimentos sobre o assunto. Em particular o autor exorta os pesquisadores, que têm acesso ao instrumental necessário, para a realização de ensaios que procuram cobrir as situações aqui assinaladas, pois somente estes é que irão permitir a adoção de coeficientes de forma mais próximos dos reais e assim a sua inclusão desses casos em nossas normas.

Seja um edifício shed com dimensões externas apresentadas na figura 3.6

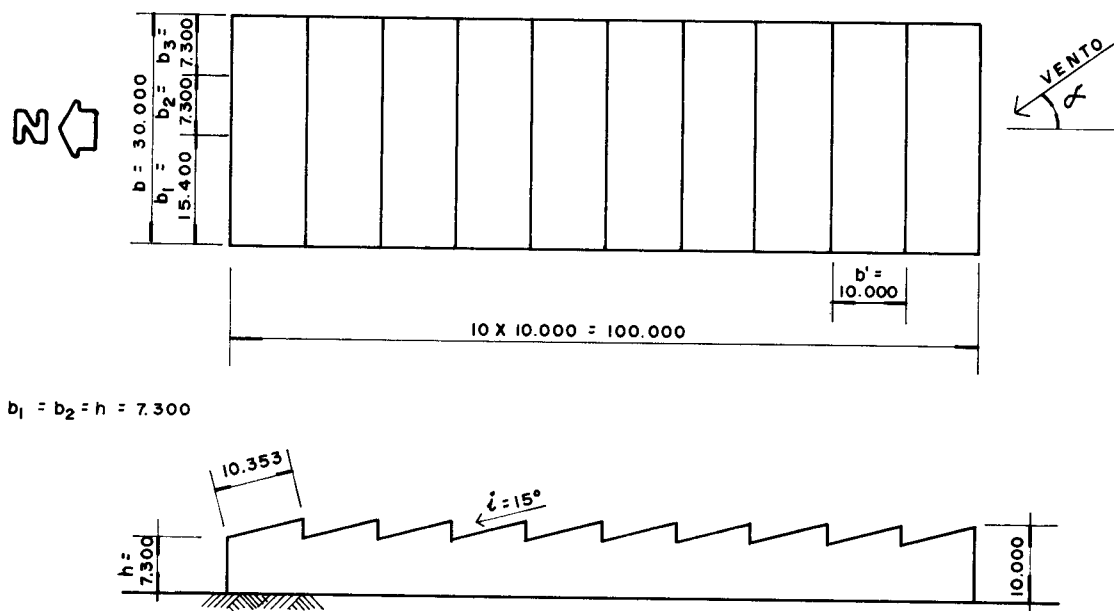


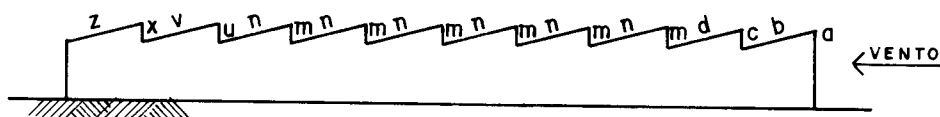
FIG. 3.6 - DIMENSÕES GERAIS DE UM EDIFÍCIO SHED: PLANTA E VISTA LATERAL.

Devido à assimetria da cobertura deve-se fazer a análise para três ângulos de incidência do vento: a  $0^\circ$ , a  $90^\circ$  e a  $180^\circ$ , à semelhança do que está apresentado na norma. Os valores de  $c_{pe}$  médio são maiores para ventos oblíquos, que formam com a estrutura ângulos próximos de  $45^\circ$  ou  $135^\circ$ .

A seguir, serão detalhados os valores de  $C_e$  para os vários ângulos de incidência do vento.

### 3.2 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 0^\circ$

O quadro a seguir resume estes coeficientes sugeridos pelo autor.



PRIMEIRO TRAMO		1º TRAMO INTERMEDIÁRIO		DEMAIS TRAMOS INTERMEDIÁRIOS		ÚLTIMO TRAMO	
a	b	c	d	m (u)	n (v)	x	z
+ 0.7	-0.7	-0.7	-0.4	- 0.3 ou + 0.1	-0.2 ou + 0.1	-0.1 ou + 0.1	-0.3

TAB. 3.8 -  $C_e$  SUGERIDOS PARA VENTO NORTE ( $\alpha = 0^\circ$ )

Nesta edificação, tem-se  $h = 7,30\text{m}$  e  $b' = 10,00\text{m}$  e portanto  $h < b'$ , ou seja, uma construção alargada, de onde se conclui  $C_e = +0,7$  para a superfície a tanto através da tabela 3.3, como da tabela 4 da norma, transcrita a seguir como tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular (A)

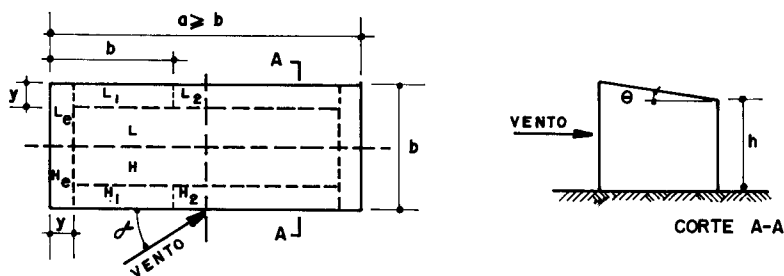
Altura relativa	Proporção em planta (a > b)	Elevação	Planta	Ângulo de incidência do vento $\alpha$	$C_e$ para a superfície:				(B) $C_{pe}$ médio
					A	B	C	D	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} < \frac{3}{2}$			90° 0°	+0,7 -0,5	-0,4 -0,5	-0,5 +0,7	-0,5 -0,4	-0,8
				90° 0°	+0,7 -0,5	-0,5 -0,5	-0,6 +0,7	-0,6 -0,2	-1,0
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$	$1 < \frac{a}{b} < \frac{3}{2}$			90° 0°	+0,7 -0,6	-0,5 -0,6	-0,6 +0,7	-0,6 -0,5	-1,1
				90° 0°	+0,7 -0,5	-0,5 -0,5	-0,7 +0,7	-0,7 -0,2	-1,1
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} < 6$	$1 < \frac{a}{b} < \frac{3}{2}$			90° 0°	+0,8 -0,8	-0,6 -0,8	-0,8 +0,8	-0,8 -0,6	-1,2
				90° 0°	+0,7 -0,5	-0,6 -0,5	-0,7 +0,8	-0,7 -0,2	-1,2

(A) Para obter o coeficiente de arrasto " $C_s$ " deve ser usado o Gráfico da Figura 1 ou Figura 2.

(B) Para cada uma das duas incidências do vento (0° ou 90°) o coeficiente médio de pressão externa " $C_{pe}$ " é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento, em uma profundidade igual a 0,25 b.

Para a superfície  $\underline{b}$ ,  $C_e = -0,7$  foi estimado através da tabela 3.3 e a média entre os coeficientes externos das superfícies H e L lidos na tabela 3.10 (Tabela 6 da norma).

Tabela 3.10 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com uma água, de edificações de planta retangular, com  $h/b < 2$



$y = h$  ou  $0,15 b$  (tomar o menor dos dois valores).

As superfícies H e L referem-se a todo o quadrante.

$\theta$	Valores de $C_e$ para ângulo de incidência do vento de:										$C_{pe}$ médio					
	90°		45°		0°		-45°		-90°		$H_1$	$H_2$	$L_1$	$L_2$	$H_e$	$L_e$
	H	L	H	L	H	L	H	L	H	L						
5°	-1.0	-0.5	-1.0	-0.9	-1.0	-0.5	-0.9	-1.0	-0.5	-1.0	-2.0	-1.5	-2.0	-1.5	-2.0	-2.0
10°	-1.0	-0.5	-1.0	-0.8	-1.0	-0.5	-0.8	-1.0	-0.4	-1.0	-2.0	-1.5	-2.0	-1.5	-2.0	-2.0
15°	-0.9	-0.5	-1.0	-0.7	-1.0	-0.5	-0.6	-1.0	-0.3	-1.0	-1.8	-0.9	-1.8	-1.4	-2.0	-2.0
20°	-0.8	-0.5	-1.0	-0.6	-0.9	-0.5	-0.5	-1.0	-0.2	-1.0	-1.8	-0.8	-1.8	-1.4	-2.0	-2.0
25°	-0.7	-0.5	-1.0	-0.6	-0.8	-0.5	-0.3	-0.9	-0.1	-0.9	-1.8	-0.7	-0.9	-0.9	-2.0	-2.0
30°	-0.5	-0.5	-1.0	-0.6	-0.8	-0.5	-0.1	-0.6	0	-0.6	-1.8	-0.5	-0.5	-0.5	-2.0	-2.0

(A) Até uma profundidade =  $b/2$ ;  
 (B) De  $b/2$  até  $a/2$ .

Ao se avaliarem os valores de  $C_e$  por esta tabela, deve-se ter em conta que para o telhado shed este coeficiente será sempre um pouco menor, pois a sequência de dentes tende a diminuir o valor das sucções naquela água do telhado.

Para a superfície c,  $C_e = -0,7$  nada mais é que a repetição do coeficiente da superfície b, repetição esta que se pode observar na tabela 3.2, para  $\theta = 45^\circ$ , e na tabela 3.1. A análise dos resultados dos ensaios apresentados nas tabelas 3.3 a 3.7, também conduzem a esta conclusão.

$C_e = -0,4$  para a superfície d foi avaliado em função dos valores dos ensaios (tabela 3.3) e da tabela 8 da norma (tabela 3.1).

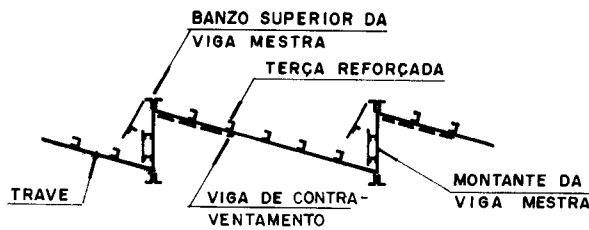
Para os tramos intermediários, a adoção dos coeficientes  $C_e = -0,3$  para m e  $C_e = -0,2$  para n justificam-se porque, para os tramos centrais, pouca diferença fará o fato da parte translúcida estar a  $60^\circ$  ou na vertical. Dos resultados dos ensaios conclui-se que esses valores são conservativos.

A partir desses mesmos ensaios sugeriu-se a adoção alternativa do coeficiente de pressão  $C_e = +0,1$  para ambas superfícies pois esta condição pode ser mais desfavorável para telhados em que o peso próprio é alto ou quando estão aplicadas à estrutura do telhado cargas consideráveis provenientes, por exemplo, de tubulações industriais, correias transportadoras, linhas de montagem e outras. O mesmo se poderia dizer para um telhado de pequeno peso próprio mas que estivesse sujeito à altas sucções internas.

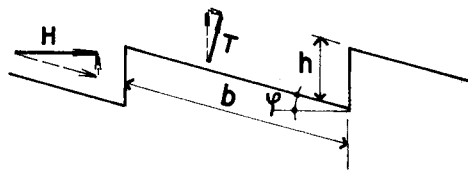
Ressalta-se aqui que a norma brasileira, de um modo geral, não se preocupa com as sobrepressões nos telhados visto que a quase totalidade dos acidentes ocorre em função de sucções, o que não quer dizer que as sobrepressões possam ter menor importância, ou mesmo serem negligenciadas. No entendimento do autor, deveriam ser especificados na norma, também os valores das mínimas sucções, que ocorrem nas superfícies mais à sotavento das edificações de grande profundidade.

Para o último tramo, os coeficientes  $C_e = -0,1$  e  $C_e = -0,3$  respectivamente para as superfícies  $x$  e  $z$  foram extraídos da tabela 3.1. O coeficiente alternativo  $C_e = +0,1$  para a superfície  $x$  é justificado pelos dados dos ensaios (tabela 3.3).

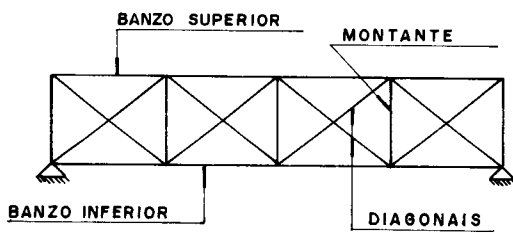
Esta pressão, associada à sucção da outra superfície, é importante pois esta situação tende a maximizar esforços em barras da viga de contraventamento de uma cobertura shed.



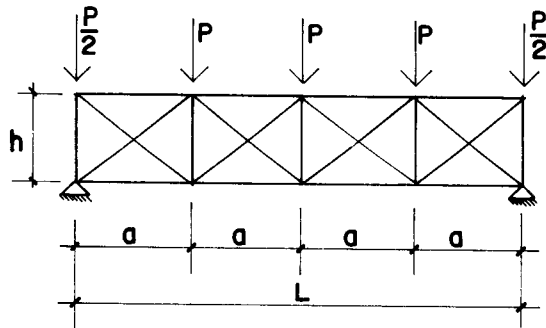
a) CORTE LONGITUDINAL NO PLANO DAS TRAVES.



b) ESQUEMA DE FORÇAS DEVIDAS AO VENTO, APLICADAS ÀS SUPERFÍCIES.



c) ESQUEMA ESTÁTICO DA VIGA DE CONTRAVENTAMENTO.



d) FORÇAS DEVIDAS AO VENTO, APLICADAS AOS NÓS DA VIGA DE CONTRAVENTAMENTO.

FIG. 3.7 - ESQUEMA DA VIGA DE CONTRAVENTAMENTO DE UM TELHADO SHED.

Em uma cobertura shed com a viga mestra na perpendicular, as cargas verticais aplicadas à estrutura do telhado são absorvidas pelas vigas mestras, enquanto que as cargas inclinadas ou horizontais necessitam de um outro elemento para resisti-las, o que é propiciado pela viga de contraventamento

Logicamente esta, só pode resistir às forças em seu plano, pois é constituída por uma viga plana (apenas nos raros casos em que a viga mestra é constituída por vigas do tipo caixão fechado é que todas as forças são resistidas pela viga mestra).

Para exemplificar o fato, seja o esquema apresentado na figura 3.7. As forças H e T, oriundas da ação do vento sobre a cobertura, são calculadas como se segue:

$$H = C_v q a h$$

$$T = C_t q a b$$

onde:

- $C_v$  - coeficiente de forma da superfície vertical do telhado em shed
- $C_t$  - coeficiente de forma da superfície inclinada do telhado em shed
- $q$  - pressão dinâmica para a edificação
- $a$  - afastamento entre traves
- $h$  - altura da superfície vertical
- $b$  - largura da superfície inclinada (aproximadamente igual ao comprimento da trave)

A força P que atua nos nós da viga de vento é resultante da soma vetorial das componentes de H e T na direção do plano desta viga, donde:

$$P = \frac{H}{\cos\phi} + T \operatorname{tg}\phi$$

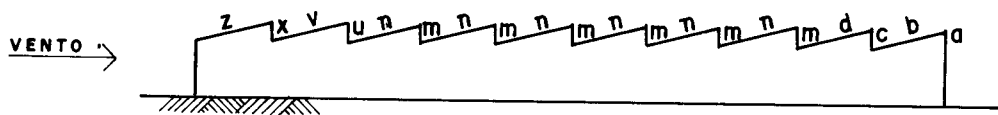
Note-se que esta soma algébrica é resultante do sentido definido, na figura, para as forças H e T.

Deve-se pesquisar os valores extremos de  $\underline{P}$  (máximo positivo e máximo negativo) para se determinarem as máxi

mas forças nas diagonais e montantes da viga de vento e as máximas forças em seu banzo inferior (máxima tração e máxima compressão, respectivamente). Quanto às máximas solicitações no banzo superior da viga de vento é mais complicada a sua determinação visto ser usual que o banzo superior da viga mestra atue simultaneamente como banzo de viga de vento, o que se consegue através de detalhe apropriado das ligações.

3.3 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO  $\alpha = 180^\circ$

Sugerem-se os seguintes coeficientes:



PRIMEIRO TRAMO		1º TRAMO INTERMEDIÁRIO		DEMAIS TRAMOS INTERMEDIÁRIOS		ÚLTIMO TRAMO	
z	x	v	u	n (d)	m (c)	b	a
- 1,0	-0,6	-0,6	-0,4	-0,3 +0,1	-0,3 -0,1	-0,3 ou +0,1	-0,3

TAB. 3.11 -  $C_e$  SUGERIDOS PARA VENTO SUL ( $\alpha = 180^\circ$ )

Para a superfície z, o valor  $C_e = -1,0$  obteve-se por interpolação, através de curva do 2º grau, dos valores fornecidos na tabela 3.2.

Para a superfície x,  $C_e = -0,6$  resulta do valor recomendado na tabela 3.1 e da assertiva de que a sucção para esta superfície praticamente não se altera, seja sua inclinação  $60^\circ$  como na norma ou  $90^\circ$  como no caso em estudo. Os resultados apresentados na tabela 3.7 fortalecem esta conclusão.



Os coeficientes -0,6 e -0,4 para as superfícies v e u respectivamente, foram sugeridos com base na análise das mesmas tabelas 3.1 e 3.7, apesar do autor acreditar que, para o nosso caso (inclinação a 15°) essas sucções tendem a ser um pouco menores, porém a sugestão de valores menores que os apresentados somente poderiam ser feitos com base em ensaios específicos.

$C_e = -0,3$  para as superfícies dos demais tramos intermediários é sugerido em função de que, inclinações menores que 30° e parte translúcida na vertical ou não, praticamente não influem nesses coeficientes, conclusão esta que é reforçada com a análise dos coeficientes apresentados na tabela 3.2.

A sugestão de  $C_e = +0,1$  para as superfícies n (d) e  $C_e = -0,1$  para m(c), carrega a mesma argumentação apresentada no capítulo 3.1 para a situação correspondente à esta, sendo sua magnitude justificada pelos dados de ensaios apresentados na tabela 3.7

Para o último tramo, o coeficiente -0,3 para a superfície b foi extraído da tabela 3.1, pois também neste caso a diferença de inclinações não influirá sensivelmente. Para a superfície a sugeriu-se o valor -0,3, intermediário entre -0,5 da tabela 3.1 e -0,2 da tabela 3.9 pois a superfície a agora representa o tapamento de toda sua altura e não apenas na altura correspondente à parte translúcida. Resalta-se que para um edifício mais curto esse coeficiente deverá ser maior (-0,4 e mesmo -0,5).

O coeficiente alternativo  $C_e = +0,1$  indicado para a superfície b é sugerido também com as mesmas considerações apresentadas na parte final do capítulo 3.2.

#### 3.4 - VALORES DO COEFICIENTE DE FORMA EXTERNO PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 90^\circ$

Para esta incidência do vento, pode-se afirmar que, para os casos normais de inclinação de telhados shed,

os coeficientes não se alterarão com relação aos apresentados pela norma (vide tabela 3.1), assertiva que pode ser corroborada pela análise das tabelas 3.1 e 3.2 bem como dos resultados de ensaios apresentados na tabela 3.5. Assim, tem-se os seguintes coeficientes de forma externos:

Tabela 3.12 -  $C_e$  Sugeridos para vento leste ou oeste ( $\alpha=90^\circ$ )

Ce NA DISTÂNCIA		
$b_1$	$b_2$	$b_3$
-0,8	-0,6	-0,2

onde  $b_1$ ,  $b_2$  e  $b_3$  são as distâncias definidas na norma (vide tabela 3.1), ou seja:  $b_1 = b_2 = h$  e  $b_3 = b - (b_1 + b_2)$ .

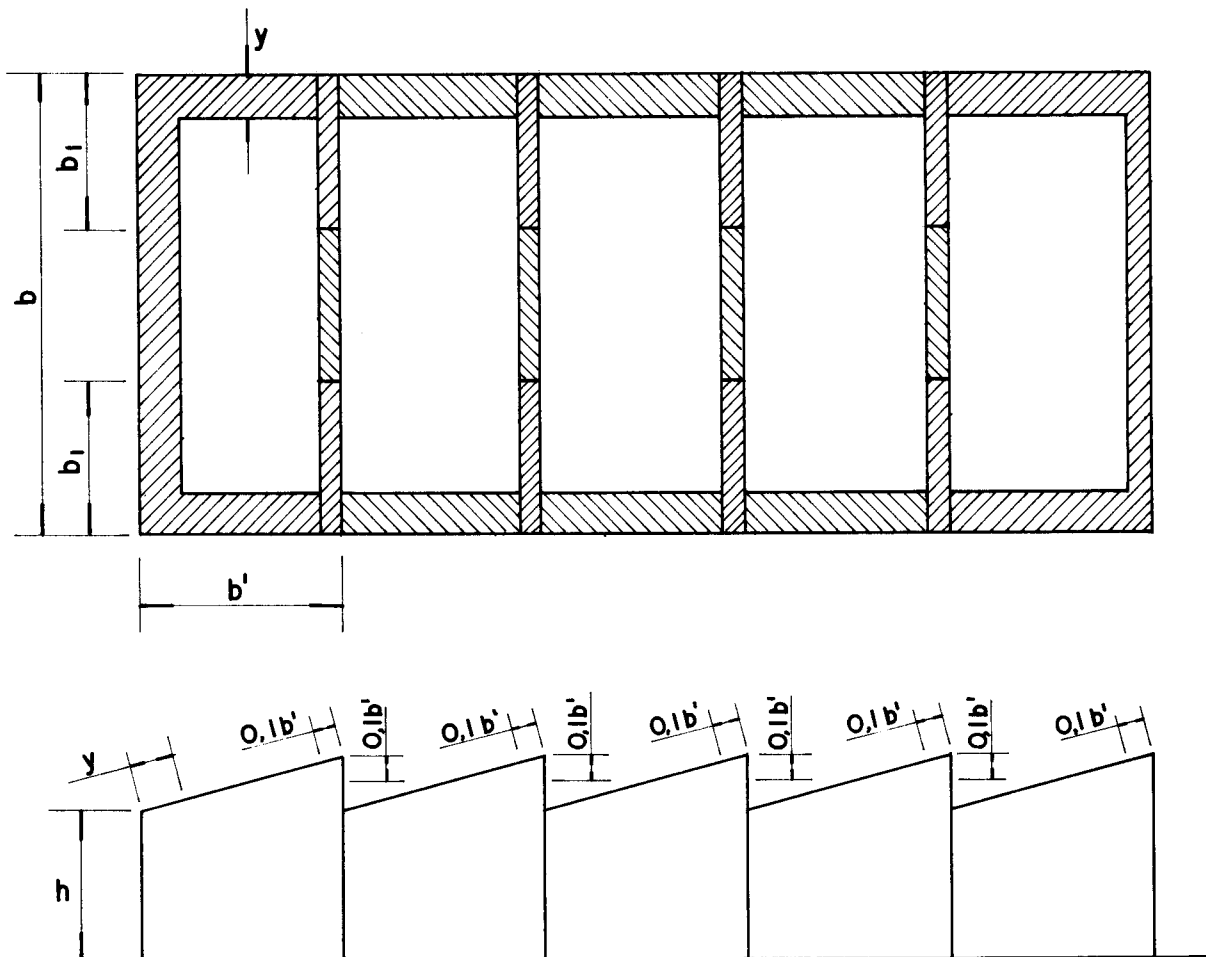
Para o caso do exemplo apresentado neste trabalho tem-se  $b_1 = b_2 = 7,30\text{m}$  e  $b_3 = 15,40\text{m}$  (vide figura 3.6).

### 3.5 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO

Na tabela 3.1 estão transcritos os valores dos  $c_{pe}$  médios para o tipo de edificação em estudo. A indicação é de  $c_{pe} = -2,0$  para as faixas da cobertura próximas às quinas da edificação, faixas estas com largura  $y$  igual ao menor dos valores:  $h$  ou  $0,1b$ . Tem-se também  $c_{pe} = -2,0$  para faixas de largura igual a  $0,1b'$  próximas às cumeeiras do telhado, até uma distância  $b_1 = h$  das laterais do edifício; para a parte interna restante destas faixas tem-se  $c_{pe} = -1,5$ .

Fora das quinas e das faixas já definidas próximas às cumeeiras, tem-se  $c_{pe} = -1,5$  para as faixas do telhado de largura  $y$ , próximas às laterais da edificação.

Analisando-se os valores de  $c_{pe}$  transcritos na tabela 3.2, para telhados múltiplos simétricos, encontra-se uma situação extremamente semelhante à descrita anteriormente. Destas observações, o autor sugere os coeficientes de pressão indicados na figura 3.8.



NOTA:- PARA A FAIXA INDICADA NA PARTE TRANSLÚCIDA TEM-SE OS MESMOS VALORES DE  $c_{pe}$  MÉDIO PARA AS REGIÕES CORRESPONDENTES AOS INDICADOS PARA A PARTE INCLINADA



$c_{pe}$  MÉDIO :  - 2,0  - 1,5

FIG. 3.8 - VALORES DE  $c_{pe}$  MÉDIO PARA EDIFÍCIO SHED COM PARTE TRANSLÚCIDA NA VERTICAL.

A inclinação da largura das faixas foi feita na vista lateral para evitar uma interpretação errada, possível na norma, de que essas dimensões são tomadas em projeção horizontal do telhado.

Dos resultados dos ensaios apresentados nas tabelas 3.4 e 3.6, apesar da largura das faixas serem diferentes, tem-se uma idéia melhor de como se distribuem os valores de  $c_{pe}$  médio nas regiões da cobertura.

### 3.6 - COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA

No Brasil, as aberturas para ventilação, em uma cobertura "shed", localizadas na parte vertical translúcida são contínuas, da ordem de 300 a 500mm, e fixas (vide tipos comuns na figura 3.2), pois nosso clima tropical não exige que essas aberturas sejam reguláveis, a não ser em casos muito especiais, com a finalidade de se controlar as variações de temperatura externa-interna, condição quase que obrigatória em países de clima frio, onde as variações da temperatura média inverno-verão são muito grandes.

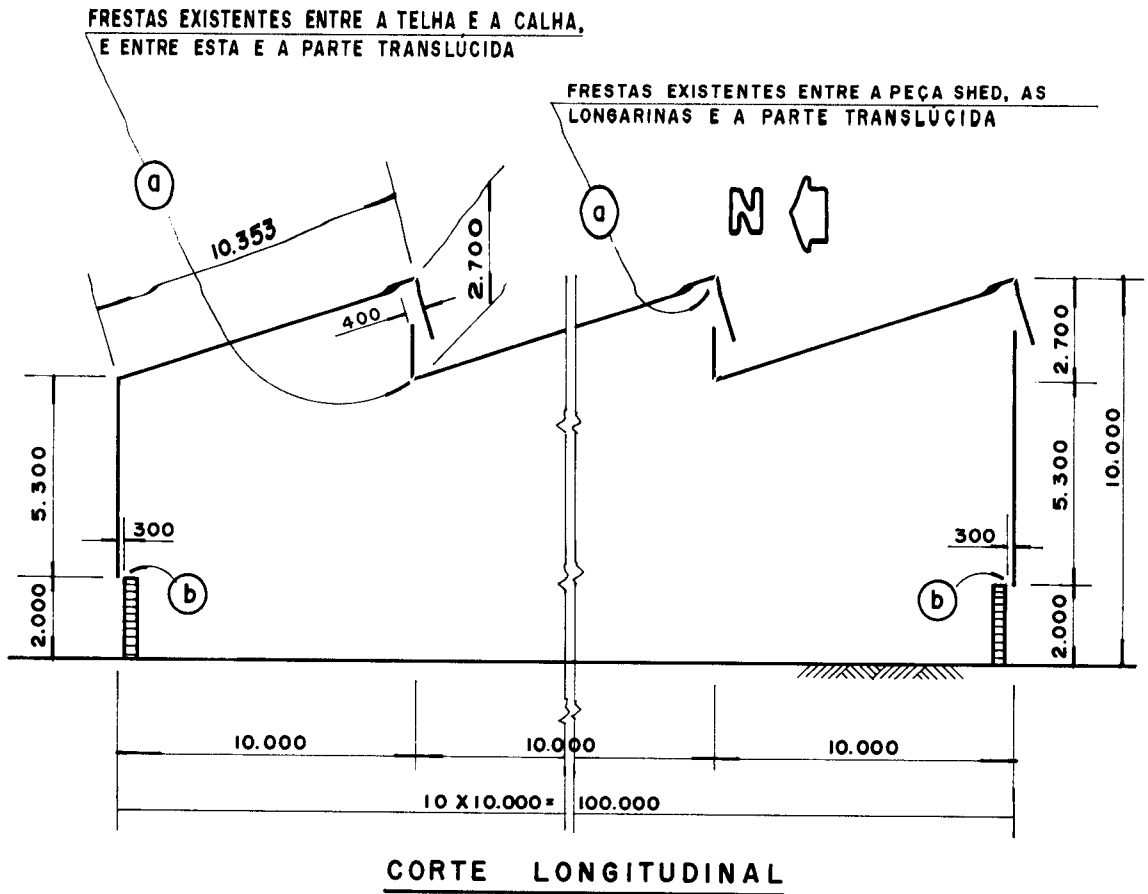
Para eficiência da ventilação do edifício há necessidade da existência de aberturas nos tapamentos laterais para permitir a entrada do ar, que normalmente são propiciadas por elementos vazados, vitrões basculantes ou fixos, frestas contínuas obtidas pelo não alinhamento, na vertical, dos elementos de vedação, a exemplo: entre a parede de alvenaria existente até altura da ordem de 2,0m em relação ao piso e o tapamento em telha de cimento-amianto, aço ou alumínio, que completa esse tapamento até o topo do telhado, é comum deixar-se uma fresta de 100 a 300mm que auxiliará numa boa ventilação do edifício.

Além disso, principalmente nas faces frontais e posterior, é de praxe a existência de portões de dimensões médias e grandes.

Estas aberturas, de um edifício shed, aqui descritas, são quase que uma característica intrínseca à este tipo de construção e sendo assim, é de se esperar que os coeficientes de pressão interna, para diferentes edifícios shed, sejam semelhantes.

Tendo-se em conta que as aberturas no telhado e as laterais estão distribuídas ao longo do edifício de maneira uniforme, isto fatalmente evitará a existência de altos coeficientes de pressão interna, quer de sucção, quer de pressão.

Para exemplificar, admita-se que o edifício esquematizado na figura 3.6 possua aberturas indicadas na figura 3.9.



- NOTA (a) — AS FRESTAS EXISTENTES PRINCIPALMENTE JUNTO ÀS ARESTAS DO TELHADO, FORAM ESTIMADAS COMO EQUIVALENTES A UMA FRESTA CONTÍNUA DE 50 mm DE LARGURA.
- (b) — ABERTURAS INFERIORES CONTÍNUAS PARA VENTILAÇÃO.

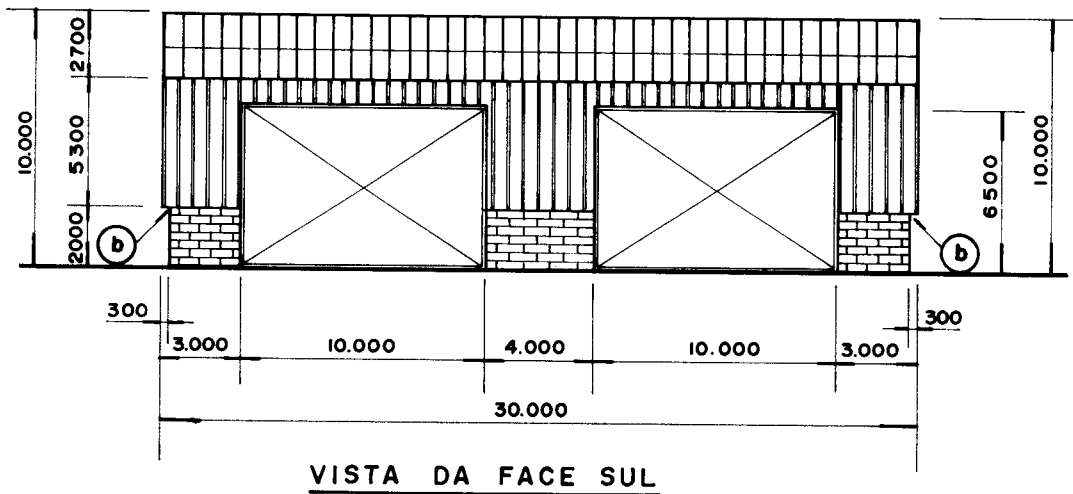


FIG. 3.9 - ABERTURAS EXISTENTES NO EDIFÍCIO SHED DO EXEMPLO

Essas aberturas fornecem as seguintes áreas totais por superfície do edifício:

- no telhado

- . abertura para ventilação em cada plano translúcido  $0,40.30,0=12,0m^2$
- . demais frestas por dente do telhado  $0,05.30,0= \underline{1,5m^2}$
- total por dente =  $13,5m^2$

- em cada tapamento lateral

- . aberturas inferiores contínuas para ventilação  $0,30.100,0 = 30,0m^2$

- no tapamento sul

- . dois portões com  $10,0.6,5 = 130,0m^2$
- . ventilação existente na parte translúcida + frestas  $= 13,5m^2$
- . aberturas inferiores (descontados os portões)  $0,30.(30,0-20,0) = \underline{3,0m^2}$
- total no tapamento sul =  $146,5m^2$

- no tapamento norte

- . aberturas inferiores contínuas para ventilação  $0,30.30,0= 9,0m^2$

Foi suposta a não existência de portões no tapamento norte com o intuito de se maximizar as pressões internas. Partindo-se dessas premissas iniciais, tem-se, para as principais direções de vento, o seguinte:

#### Vento Sul

Para esta direção a principal análise será a de sobrepressão interna, com os portões totalmente abertos, resultando na condição de abertura dominante à barlavento (item 6.2.3c da norma).

- área da abertura dominante (tapamento sul)  $A_d = 146,5m^2$
- área das outras aberturas existentes em todas as faces submetidas à sucção (tapamento norte, os dois laterais e no telhado (nove dentes))

$$A_s = 9,0 + 2 \cdot 30,0 + 9 \cdot 13,5 = 190,5m^2$$

$$\frac{A_d}{A_s} = \frac{146,5}{190,5} = 0,77 \text{ resulta em } c_{pi} = +0,1$$

#### Vento norte

A mesma hipótese de aberturas anterior, resulta na condição de abertura dominante à sotavento não situada em zona de alto valor de  $c_{pe}$ , que fornece  $c_{pi} = -0,4$ .

Com a hipótese dos portões estarem fechados e admitindo-se que as frestas dos mesmos sejam de  $2,6m^2$  (da ordem de 2% da área total do portão) ter-se-á ainda a mesma situação anterior pois as aberturas nas zonas succionadas são predominantes sobre as outras, fornecendo assim o mesmo  $c_{pi} = -0,4$ .

#### Vento leste ou oeste

Esta também é situação em que haverá sucção interna já que a "abertura dominante" se localiza na cobertura, para a condição de portões fechados, ou mesmo com os portões abertos, poder-se-ia concluir  $c_{pe} = -0,3$  ou  $c_{pe} = -0,4$ , para um e outro caso respectivamente.

Faça-se a seguir, um cálculo mais refinado do valor dessa pressão interna aplicando-se a equação:

$$\sum S_k \sqrt{c_{pek} - c_{pi}} = 0$$

Esta, apresenta uma concordância excelente com os resultados experimentais obtidos por vários pesquisadores.

Assim, em uma edificação qualquer, conhecendo-se a área de cada abertura ( $S_k$ ) e o coeficiente de pressão externo que atua sobre a mesma ( $c_{pek}$ ) pode-se calcular a pressão interna ( $c_{pi}$ ) nessa edificação.

Vê-se que, para se obter o valor de  $c_{pi}$  dessa equação, tem-se que recorrer a processos numéricos ou por tentativas. No nosso exemplo empregar-se-á um programa desenvolvido para a HP-67/97<sup>(15)</sup> e limitamo-nos a apresentar os resultados.

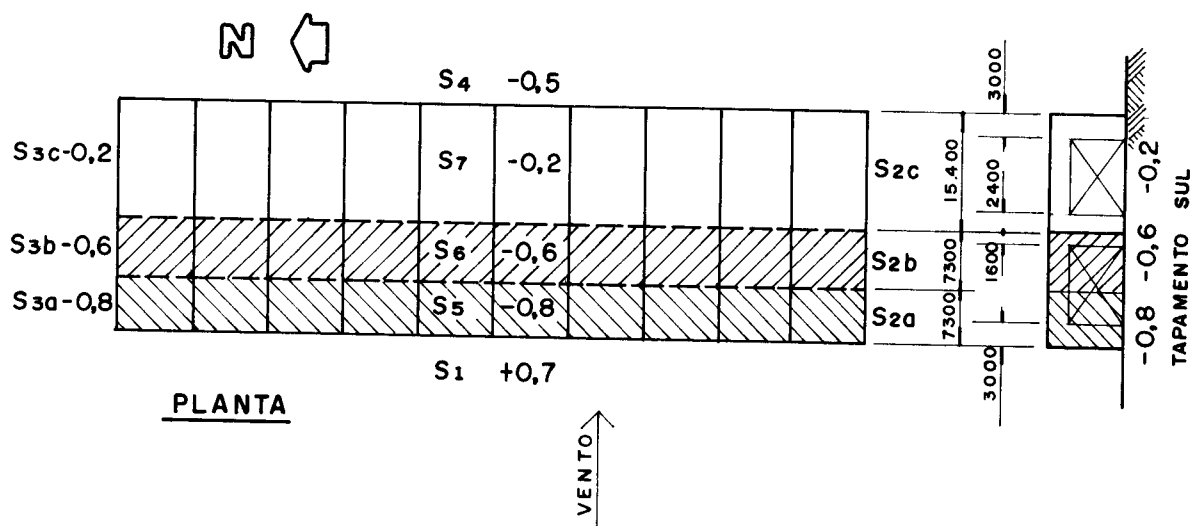


FIG. 3.10 - ÁREAS DAS ABERTURAS E CORRESPONDENTES  $c_{pe}$  PARA VENTO LESTE-OESTE

a) Portões fechados

$$c_{pe1} = +0,7 \quad S_1 = \text{área das aberturas do tapamento lateral oeste}$$

$$S_1 = 30,0\text{m}^2$$

$$c_{pe2a} = -0,8 \quad S_{2a} = \text{aproximadamente metade das frestas de um portão + abertura inferior na distância 3,0m + abertura na parte translúcida e frestas na distância 7,3m}$$



$$S_{2a} \approx \frac{2,6}{4} + 0,30 \cdot 3,0 + 13,5 \cdot \frac{7,3}{30,0} = 4,8m^2$$

$c_{pe2b} = -0,6$        $S_{2b} =$  igual à anterior exceto pela abertura inferior que neste caso é na distância 1,6m

$$S_{2b} \approx \frac{2,6}{4} + 0,30 \cdot 1,6 + 13,5 \cdot \frac{7,3}{30,0} = 4,4m^2$$

$c_{pe2c} = -0,2$        $S_{2c} =$  frestas em um portão + abertura inferior na distância (2,4 + 3,0)m + aberturas na parte translúcida e frestas na distância 15,4m

$$S_{2c} = \frac{2,6}{2} + 0,30 \cdot 5,4 + 13,5 \cdot \frac{15,4}{30,0} = 9,9m^2$$

$c_{pe3a} = -0,8$        $S_{3a} =$  abertura inferior na distância 7,3m  
 $S_{3a} = 0,30 \cdot 7,3 = 2,2m^2$

$c_{pe3b} = -0,6$        $S_{3b} =$  igual à anterior =  $2,2m^2$

$c_{pe3c} = -0,2$        $S_{3c} =$  abertura inferior na distância 15,4m  
 $S_{3c} = 0,30 \cdot 15,4 = 4,6m^2$

$c_{pe4} = -0,5$        $S_4 =$  área das aberturas do tapamento lateral leste  
 $S_4 = 30,0m^2$

$c_{pe5} = -0,8$        $S_5 =$  abertura na parte translúcida e frestas na distância 7,3m, em nove dentes  
 $S_5 = 13,5 \cdot \frac{7,3}{30,0} \cdot 9 = 29,6m^2$

$$c_{pe6} = -0,6 \quad S_6 = \text{igual } \tilde{a} \text{ anterior} = 29,6m^2$$

$$c_{pe7} = -0,2 \quad S_7 = \text{idem, na distância } 15,4m$$

$$S_7 = 13,5 \cdot \frac{15,4}{30,0} \cdot 9 = 62,4m^2$$

Aplicando-se a equação através do programa, resulta:

$$C_{pi} = -0,32$$

b) Portões abertos

$$c_{pe2a} = -0,8 \quad S_{2a} = \text{área correspondente de abertura do portão + abertura inferior na distância } 3,0m + \text{abertura na parte translúcida e frestas na distância } 7,3m$$

$$S_{2a} = (7,3 - 3,0) \cdot 6,5 + 0,30 \cdot 3,0 + 13,5 \cdot \frac{7,3}{30} = 32,1m^2$$

$$c_{pe2b} = -0,6 \quad S_{2b} = \text{área correspondente de abertura do portão + abertura inferior na distância } 1,6m + \text{aberturas na parte translúcida e frestas na distância } 7,5m$$

$$S_{2b} = (10,0 - 4,3) \cdot 6,5 + 0,30 \cdot 1,6 + 13,5 \cdot \frac{7,3}{30} = 40,8m^2$$

$$c_{pe2c} = -0,2 \quad S_{2c} = \text{área de abertura de um portão + abertura inferior na distância } (2,4 + 3,0)m + \text{aberturas na parte translúcida e frestas na distância } 15,4m$$

$$S_{2c} = 10,0 \cdot 6,5 + 0,30 \cdot 5,4 + 13,5 \cdot \frac{15,4}{30} = 73,6m^2$$

os demais valores são iguais ao do caso a. Resulta para este caso:

$$c_{pi} = -0,37$$

Este valor é maior que o determinado aplicando-se a norma, porém, não se trata de grande diferença. Se, na parede de sotavento, escudados nos resultados dos ensaios apresentados na figura 3.5, se adotasse  $c_{pe} = -0,2$ , resultaria  $c_{pi} = -0,30$ .

Complementando, se houvesse aberturas apenas na cobertura, chega-se a  $c_{pi} = -0,43$ . Destas considerações, lembrando que estamos analisando apenas um exemplo numérico e que uma norma deve cobrir a maioria dos casos na prática, concluimos que os resultados alcançados são mais que satisfatórios.

### 3.7 - COEFICIENTES DE ATRITO

No item 6.4 da NBR 6123 são especificadas as edificações nas quais a resistência oposta por rugosidades ou nervuras (força devida ao atrito) deve ser considerada. Transcreve-se, a seguir, o item 6.4.2.

"6.4.2 - Para edificações correntes de planta retangular essa força de atrito deve ser considerada somente quando a relação  $\ell_2/h$  ou  $\ell_2/\ell_1$  for maior do que 4. Para estas edificações, a força de atrito "F'", que atua na direção do vento, é dada por:

$$a) F' = C_{f,q}\ell_1(\ell_2-4h) + C_{f,q}2h(\ell_2-4h) \text{ se } h < \ell_1 \text{ ou}$$

$$b) F' = C_{f,q}\ell_1(\ell_2-4\ell_1) + C_{f,q}2h(\ell_2-4\ell_1) \text{ se } h > \ell_1$$

Nota: Em cada fórmula de a) e b), o primeiro termo do segundo membro, corresponde à força de atrito no telhado e o segundo à força de atrito nas paredes. Os termos são dados separadamente para permitir o uso de diferentes valores de "C<sub>f</sub>," e "q" nas diversas superfícies".

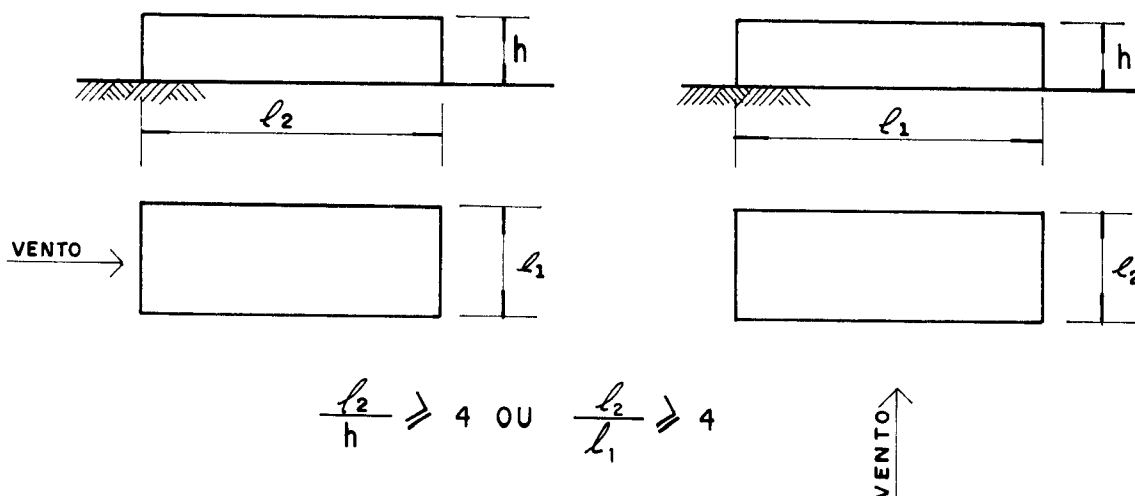


FIG. 3.11 -RELAÇÕES DE DIMENSÕES DA EDIFICAÇÃO PARA AS QUAIS É NECESSÁRIA A CONSIDERAÇÃO DA FORÇA DE ATRITO.

Completa esta parte o item 6.4.3:

"6.4.3 - Os valores de " $C_f$ ," são os seguintes:

$C_f = 0,01$  para superfícies sem nervuras transversais à direção do vento;

$C_f = 0,02$  para superfícies com nervuras arredondadas (ondulações) transversais à direção do vento;

$C_f = 0,04$  para superfícies com nervuras retangulares transversais à direção do vento".

Edifícios shed normalmente estão enquadrados neste caso, pois como já mencionado na introdução deste capítulo, as coberturas shed são empregadas em construções relativamente baixas e com grandes dimensões em planta.

Para o vento soprando em direção ortogonal à viga mestra, sugere-se que seja desprezada a força de atrito sobre o telhado pois, devido a este ser descontínuo nessa direção, não há possibilidade de haver "recolagem" do fluxo de ar e com isso desenvolverem-se essas forças. Na direção transversal, ou seja, paralelamente às vigas mestras, apesar de se terem planos diferentes para as partes translúci-

das e opacas, as mesmas são contínuas uma a uma e portanto com possibilidade de desenvolver forças de atrito; ressalte-se que, pelo fato de diferentes materiais definirem essas superfícies, pode haver necessidade de se decompor o cálculo da força de atrito atuante no telhado em duas parcelas: uma resultante da ação sobre as partes translúcidas e a outra sobre as telhas propriamente ditas.

Para exemplificar, adota-se a edificação esquematizada na figura 3.6 e 3.9 cujos revestimentos sejam os seguintes:

Cobertura:

- . telhas trapezoidais em chapa de aço galvanizada
- . vidros lisos 4mm (parte translúcida)

Tapamentos:

- . paredes lisas até a cota 2,0m do piso
- . telhas lisas trapezoidais em chapa de aço, pré-pintadas (restante)

- CÁLCULO DA FORÇA DE ATRITO SOBRE A EDIFICAÇÃO

a) Vento a 0° ou a 180° (norte ou sul respectivamente)

$$\ell_1 = 30\text{m}; \quad \ell_2 = 100\text{m}; \quad h = 7,3\text{m}$$

$$\frac{\ell_2}{h} > 4 \quad \text{e} \quad h < \ell_1, \quad \text{logo:}$$

$$F' = C_{f,q} \ell_1 (\ell_2 - 4h) + C_{f,q} 2h (\ell_2 - 4h)$$

Desprezando-se a parcela relativa à força de atrito sobre o telhado fica-se apenas com a segunda parcela do segundo membro, a qual, para ser calculada, deve ser decomposta em duas parcelas, correspondentes aos diferentes revestimentos. Assim, tem-se:

- para a parede lisa  $C_{f,1} = 0,01$  e  $h_1 = 2,0\text{m}$

- para a telha trapezoidal (con nervuras transversais a direção do vento)  $C_{f'2} = 0,04$  e  $h_2 = 7,3 - 2,0 = 5,3m$

$$F' = q (\ell_2 - 4h) \cdot 2(C_{f'1} \cdot h_1 + C_{f'2} \cdot h_2)$$

$$F' = q(100-4 \cdot 7,3) \cdot 2 \cdot (0,01 \cdot 2,0 + 0,04 \cdot 5,3)$$

$$F' = 16,4q$$

Supondo-se que a pressão dinâmica seja igual a  $60kgf/m^2$  (para se ter uma ordem de grandeza do esforço), resulta  $F' = 990kgf$ , cabendo pois, para cada linha de pilares, a força de  $\frac{990}{2} = 495kgf$ .

b Vento a  $90^\circ$  (leste ou oeste)

Para esta direção tem-se:

$$\ell_1 = 100m \quad ; \quad \ell_2 = 30; \quad h = \frac{10+7,3}{2} = 8,65m \text{ (adotada)}$$

$$\frac{\ell_2}{h} = \frac{30}{8,65} \approx 3,5 < 4, \text{ portanto despreza-se a força}$$

de atrito.

A fim de que se tenha um exemplo numérico completo, suponha-se que as dimensões em planta deste edifício fossem de  $100 \times 50m$  (pórtico com dois vãos de  $25m$ ) mantendo-se as demais dimensões. Fica-se então com

$$\ell_2 = 50m \quad e \quad \frac{\ell_2}{h} = \frac{50}{8,65} \approx 5,8 > 4$$

Aqui, como no caso anterior, deve-se considerar os diferentes revestimentos que porventura possam existir numa superfície.

Não é de interesse calcular a força de atrito total sobre a edificação pois os elementos estruturais sobre os quais essa força atua, são vários e diferentes. Assim, calcular-se-ão as parcelas referentes à cada um desses elementos que, neste caso, são: estrutura do tapamento norte, do sul e pórticos principais

b.1 - Para o tapamento norte

Deve-se considerar a parcela de contribuição do telhado e todo tapamento norte.

$$F' = C_{f'} q \ell_{1t} (\ell_2 - 4h) + q (\ell_2 - 4h) \times (C_{f'1} h_1 + C_{f'2} h_2), \text{ onde}$$

$$C_{f'} = 0,04 \text{ telha trapezoidal, nervuras transversais à direção do vento}$$

$$\ell_{1t} = \frac{10,353}{2} \approx 5,18\text{m (parcela da largura da edificação que contribui para a força sobre o tapamento)}$$

demais valores já definidos anteriormente

$$\ell_2 - 4h = 50 - 4 \cdot 8,65 = 15,4\text{m}$$

$$F' = 0,04 \cdot q \cdot 5,18 \cdot 15,4 + q \cdot 15,4 \cdot (0,01 \cdot 2,0 + 0,04 \cdot 5,3)$$

$$F' = 3,19 q + 3,57 q = 6,73q$$

para  $q = 60\text{kgf/m}^2$  resulta:

$$F' \approx 405\text{kgf}$$

b.2 - Para o tapamento sul

Além da força de atrito aproximadamente igual à que age no tapamento norte, tem-se a parcela referente à parte envidraçada, que vale:

$$F'_{\text{v}} = C'_{\text{fv}} \ell_{\text{lv}} (\ell_2 - 4h)q$$

onde:

$$C'_{\text{fv}} = 0,01 \text{ (vidros lisos)}$$

$$\ell_{\text{lv}} = 2,70\text{m (altura da parte envidraçada)}$$

A força de arrasto total valerá:

$$F' = 6,73q + 0,01 \cdot 2,70 \cdot 15,4 \cdot q$$

$$F' = 6,73q + 0,42q = 7,18 \cdot q$$

com  $q = 60\text{kgf/m}^2$

$$F' = 430 \text{ kgf}$$

b.3 - Para cada pórtico principal

Não existe a parcela correspondente aos tapamentos mas, como já alertado anteriormente, tem-se que dividir a ação sobre o telhado em duas parcelas, uma sobre o telhado propriamente dito e outra sobre a parte translúcida, ficando a expressão da seguinte maneira:

$$F' = (C'_{\text{f't}} \ell_{\text{lt}} + C'_{\text{f'v}} \ell_{\text{lv}}) q (\ell_2 - 4h)$$

onde

$$C'_{\text{f't}} = 0,04 \quad ; \quad \ell_{\text{lt}} = 10,353\text{m}$$

$$C'_{\text{f'v}} = 0,01 \text{ (vidros lisos)}$$

$$\ell_{\text{lv}} = 2,70\text{m (altura da parte envidraçada)}$$

$$F' = q \cdot 15,4 \cdot (0,04 \cdot 10,353 + 0,01 \cdot 2,70) = 6,79q$$



com  $q = 60\text{kgf/m}^2$

$$F' = 405\text{kgf}$$

Para o exemplo escolhido, as forças sobre cada elemento resistente foram muito semelhantes, mas nem sempre o serão. Bastaria, por exemplo, que no tapamento sul não existisse a parte envidraçada, com as telhas arrematando até a cota + 10m, solução comumente empregada para melhor estética externa, que a força no tapamento sul seria:

$$F' = 3,19 \cdot q + (0,01 \cdot 2,0 + 0,04 \cdot 8,0) \cdot 15,4 \cdot q = 8,43q$$

com  $q = 60\text{kgf/m}^2$ , resulta  $F' = 505\text{kgf}$

Se houvesse contraventamentos longitudinais na estrutura que conferissem uma continuidade à mesma nessa direção, poder-se-ia calcular uma força de atrito média para cada pórtico, que seria a força real desde que aquele contraventamento possuísse rigidez suficiente para garantir a redistribuição das diferenças de ações para todos os pórticos da edificação.

#### 4 - EDIFÍCIOS COM COBERTURAS DO TIPO SHED E TAPAMENTOS RETOS

##### 4.1 - INTRODUÇÃO

O visual de uma edificação com telhado shed não é muito agradável e por isso, quando o aspecto estético do edifício é colocado em destaque, costuma-se projetar os tapamentos laterais de maneira a esconder os "dentes" do telhado, resultando um elemento de linhas externas retas, arquitetonicamente desejável em relação ao anterior (Fig.4.1). Esta solução é interessante também sob o ponto de vista que cria um espaço que normalmente é utilizado para veiculação do nome da empresa ou para seus produtos.

Por tudo que já se expôs até aqui, conclui-se de imediato que esta diferente disposição dos tapamentos implicará em alterações sensíveis nos coeficientes de pressão e de forma nas superfícies da edificação.

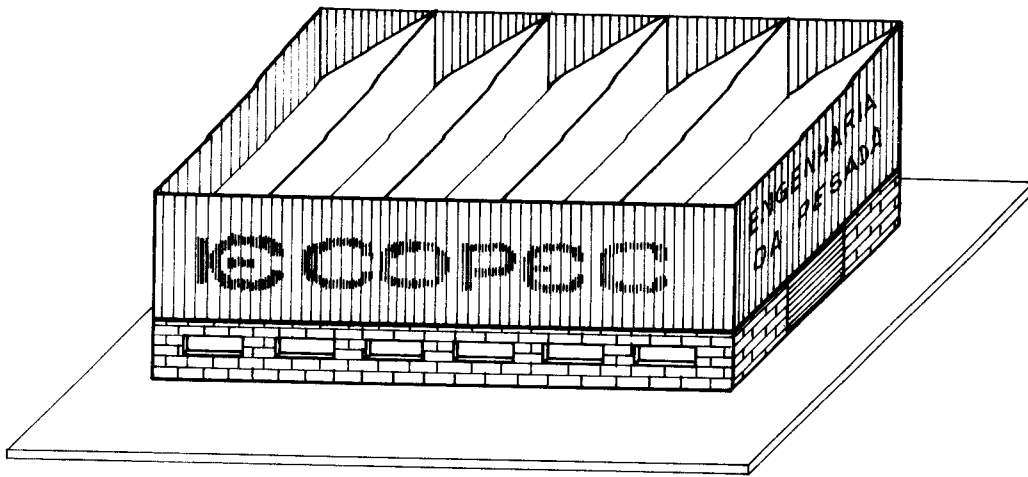


FIG. 4. 1 - PERSPECTIVA ISOMÉTRICA ESQUEMÁTICA DE UM EDIFÍCIO SHED COM TAPAMENTOS RETOS.

Partindo do edifício shed para o qual o autor propôs coeficientes de forma, adotando-se agora tapamentos retos para o mesmo, far-se-á uma análise semelhante com o intuito de sugerir os coeficientes de forma e pressão para este tipo de edifício, cujas dimensões externas estão apresentadas na figura a seguir.

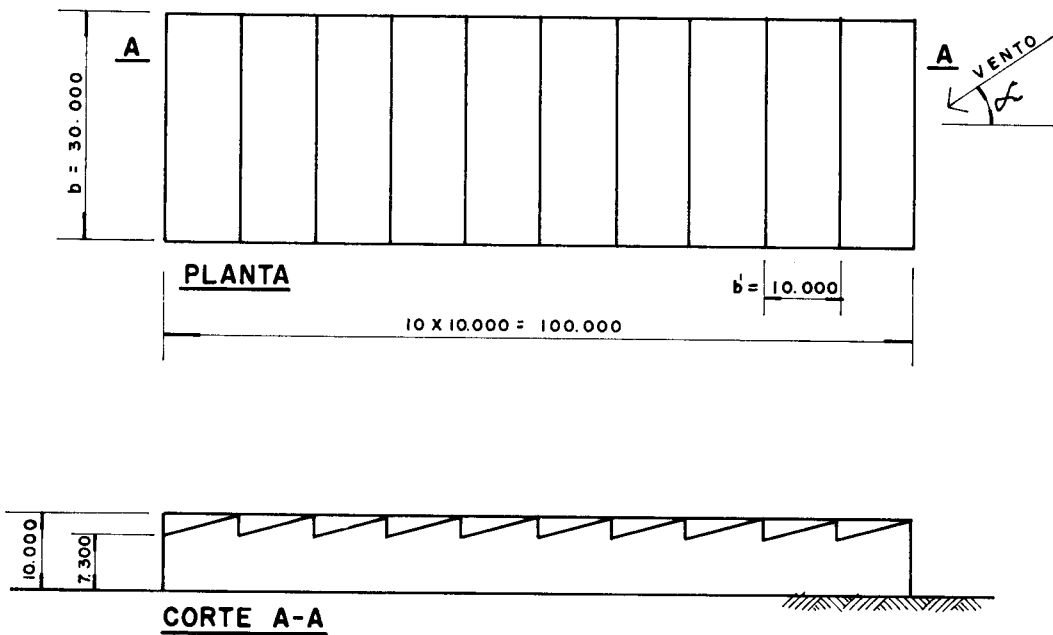
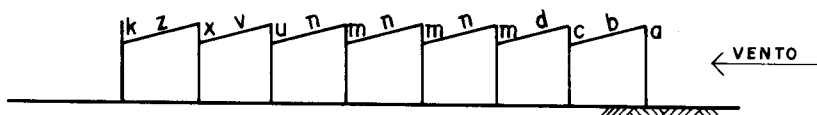


FIG. 4. 2 - DIMENSÕES GERAIS DE UM EDIFÍCIO SHED COM TAPAMENTOS RETOS. PLANTA E CORTE LONGITUDINAL.

4.2 - VALORES DO COEFICIENTE DE FORMA EXTERNA PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO  $\alpha = 0^\circ$

O quadro a seguir resume os coeficientes sugeridos pelo autor.

Tabela 4.1 -  $C_e$  sugeridos para vento norte ( $\alpha = 0^\circ$ )



PRIMEIRO TRAMO		1º TRAMO INTERMEDIÁRIO		DEMAIS TRAMOS INTERMEDIÁRIOS		ÚLTIMO TRAMO	
a	b	c	d	m (u)	n (v)	x	z
+ 0,7	-0,7	-0,7	-0,4	-0,3 + 0,1	-0,2 ou + 0,1	-0,1 ou + 0,1	-0,2

Para esta incidência de vento, o tapamento reto não produzirá alterações significativas nos coeficientes pois o fluxo de ar sofrerá pequenas modificações apenas próximo às laterais e ao tapamento norte. Assim, o único coeficiente diferente em relação ao proposto em 3.2 refere-se à superfície z, que teve seu valor reduzido de -0,3 para -0,2, pois o anteparo agora existente devido ao tapamento irá fazer com que as sucções nesta superfície sejam diminuídas; foi sugerido o valor -0,2 por ser a menor sucção adotada para a superfície inclinada.

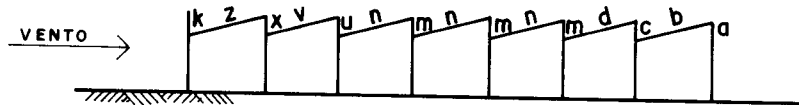
Para a superfície k do tapamento sugere-se o coeficiente de pressão igual a +0,2 com base nos resultados dos ensaios apresentados na tabela 3.3, que é um arredondamento da máxima sobrepressão resultante na superfície vertical da cobertura. Para a face externa dessa mesma superfície o coeficiente deve ser determinado através da tabela 3.9 (tab. 4 da NBR6123) que, para este exemplo, é de -0,2, pois:

$$\frac{h}{b} = \frac{10}{30} < \frac{1}{2} \quad e \quad \frac{3}{2} < \frac{a}{b} = \frac{100}{30} < 4$$

4.3 - VALORES DO COEFICIENTE DE FORMA EXTERNO PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO  $\alpha = 180^\circ$

Sugerem-se os seguintes coeficientes:

Tabela 4.2 -  $C_e$  sugeridos para vento sul ( $\alpha = 180^\circ$ )



PRIMEIRO TRAMO		1º TRAMO INTERMEDIÁRIO		DEMAIS TRAMOS INTERMEDIÁRIOS		ÚLTIMO TRAMO	
a	b	c	d	m (u)	n (v)	x	z
-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3 ou +0,1	-0,3 ou -0,1	-0,3 ou +0,1	-0,3

Note-se que esses valores são obtidos pelo simples deslocamento de um tramo dos coeficientes apresentados no parágrafo 3.3, fato este resultante da alteração das linhas de fluxo provocada pelo tapamento que agora atinge a cota +10,00m. Logicamente para o primeiro tramo esta é uma aproximação dos valores reais, mas que o autor julga ser bastante confiável. Para o primeiro tramo intermediário não estão sugeridos os coeficientes alternativos porque para as superfícies situadas mais a barlavento não há a possibilidade de surgirem sobrepressões.

Para a superfície k sugere-se  $C_e = -0,6$  porém, para a parte em balanço do tapamento, o coeficiente de força sugerido é  $C_f = 1,2$ , isto porque ao se aproximar da borda superior desse anteparo os coeficientes de pressão à barlavento

to decrescem, reduzindo o valor de  $C_e$  para esta faixa; esta consideração torna compatível este caso com as recomendações contidas na tabela 22 da norma (coeficientes de força " $C_f$ " para muros e placas retangulares). Para a altura restante da face de barlavento deve-se adotar o valor de  $C_e = -0,7$  que se obtém através da tabela 3.9.

#### 4.4 - VALORES DO COEFICIENTE DE FORMA EXTERNO PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 90^\circ$

Ao já exposto no capítulo 3.4, o tapamento reto tende a reduzir um pouco as sucções mais à barlavento (faixa  $b_1$ ), bem como uma redução das sucções nas superfícies da cobertura próximas ao tapamento à sotavento, devendo mesmo ocorrer alguma sobrepressão para edificações com profundidade acima de um determinado valor. Na falta de maiores informações sobre este caso, julgou-se conveniente manter os mesmos valores de  $C_e$  já apresentados no capítulo 3.4.

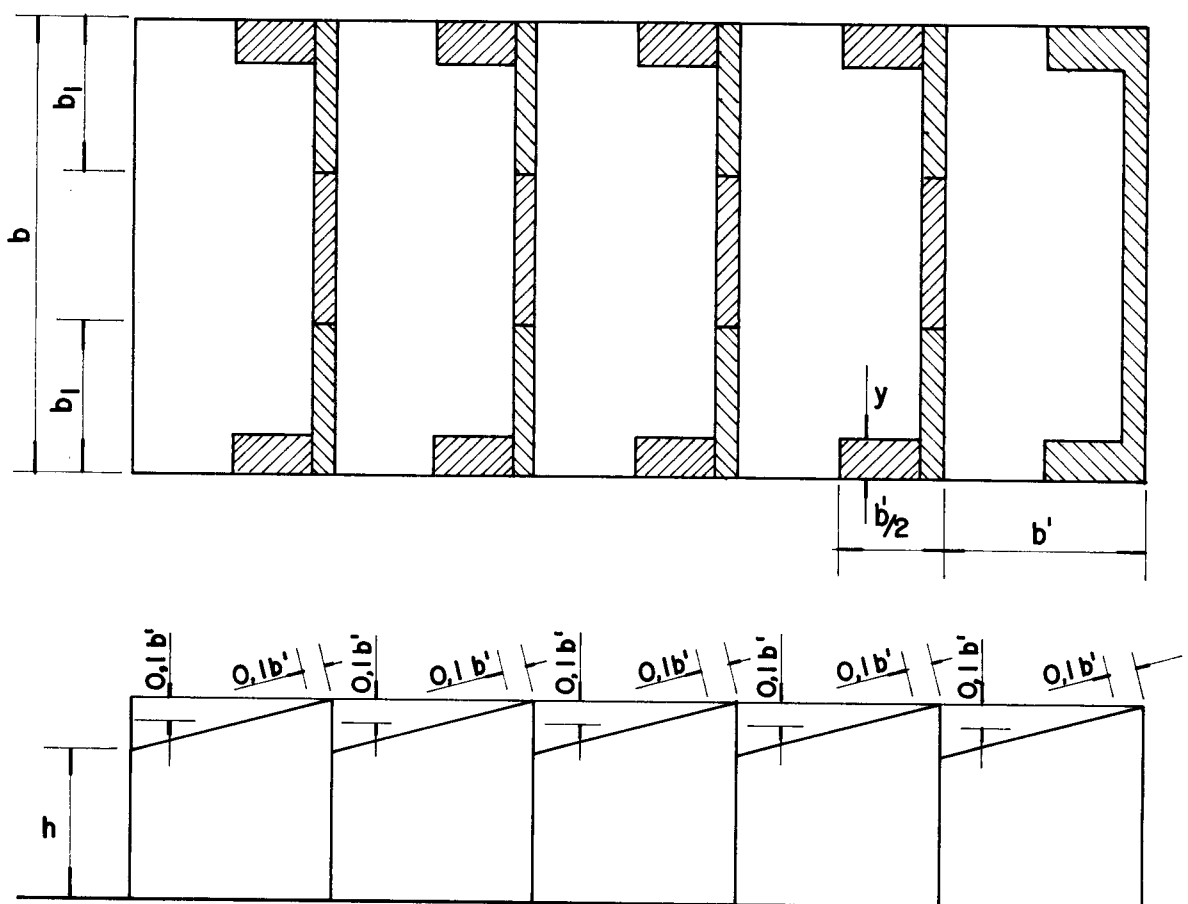
Para a face de barlavento da parte sobressalente à cobertura do tapamento de sotavento (tapamento oeste), sugere-se  $C_e = +0,5$ . Para edifícios de pequena profundidade esse valor será menor, podendo mesmo ser de sucção, porém, para o dimensionamento das longarinas e dos pilaretes, a adoção do valor recomendado é mais prudente. Para a outra face deste tapamento, a tabela 3.9 fornecerá o valor de  $C_e$ , que para o nosso exemplo é igual a  $-0,6$ .

#### 4.5 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO

De uma maneira geral, os tapamentos retos de uma cobertura shed provocarão diminuições nos coeficientes de pressão principalmente nas zonas em que os mesmos funcionam como platibanda para as superfícies do telhado.

Assim é que, a parte da cobertura junto ao tapamento norte, bastante protegida, certamente não será uma zona de altas sucções locais. O mesmo se pode dizer das regiões próximas aos tapamentos longitudinais, com certo afastamento das cumieiras. Até que distância da cumieira deve-se considerar como região em que ocorrem sucções mais elevadas é uma resposta quase impossível, sem ensaios específicos. Com razoável segurança acredita-se que é possível considerar que esses coeficientes atuam até metade do comprimento de cada água (talvez os ensaios mostrem que se poderia dispensar essas faixas).

Junto às cumieiras não devem ocorrer alterações significativas e assim a proposta do autor para os mesmos está representada na figura a seguir.



NOTA:- PARA A FAIXA INDICADA NA PARTE TRANSLÚCIDA TEM-SE OS MESMOS VALORES DE  $c_{pe}$  MÉDIO PARA AS REGIÕES CORRESPONDENTES AOS INDICADOS PARA A PARTE INCLINADA

$c_{pe}$  MÉDIO:  -2,0  -1,5

FIG. 4.3 - VALORES DE  $c_{pe}$  MÉDIO PARA EDIFÍCIO SHED COM PARTE TRANSLÚCIDA NA VERTICAL E TAPAMENTOS RETOS.

## 5 - EDIFÍCIOS COM COBERTURAS A DUAS ÁGUAS COM LANTERNIM

### 5.1 - INTRODUÇÃO

Lanternins são estruturas secundárias que, apoiadas na estrutura do telhado, tem a finalidade de ventilar e iluminar, ou apenas ventilar o interior dos edifícios. No Brasil são poucos os casos de lanternins fechados, que teriam portanto o objetivo exclusivo de iluminação, devido ao clima de nosso país. Podem ser transversais ou longitudinais, sendo mais comum estes últimos. De um modo geral os lanternins terminam na estrutura suporte imediatamente anterior aos tapamentos tanto por motivos estéticos quanto para facilitar a execução destes. Neste trabalho versar-se-á apenas sobre os lanternins longitudinais.

As dimensões mais usuais dos lanternins são (fig. 5.1):

largura: 0,20 a 0,35 do vão do edifício  
altura: 0,10 a 0,20 do vão do edifício  
aberturas para ventilação: 250 a 300mm (quando  
tem-se apenas uma abertura ou aberturas  
do tipo persiana.



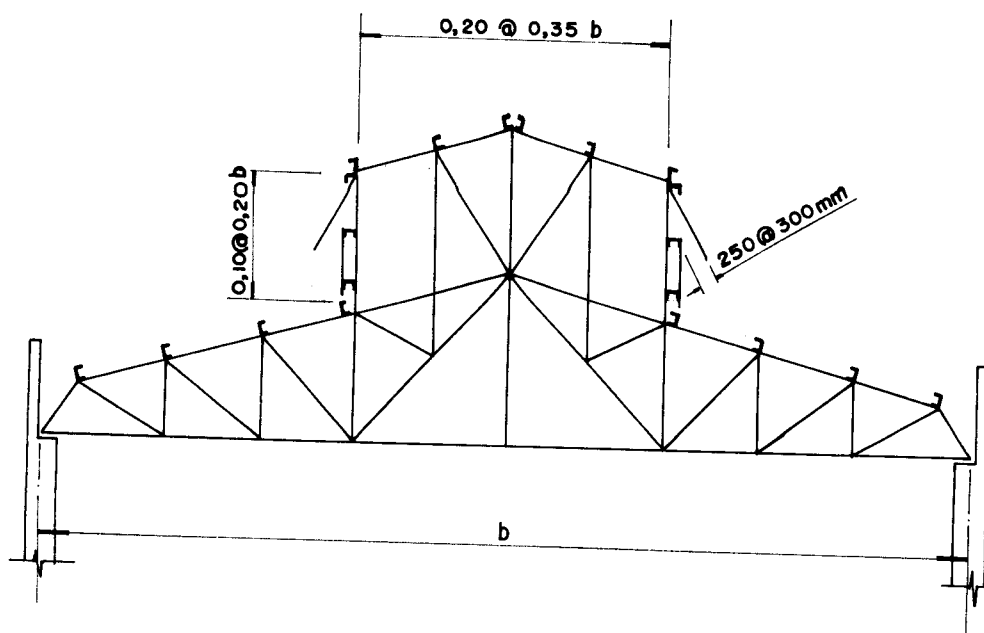


FIG. 5.1 - DIMENSÕES USUAIS DOS LANTERNINS LONGITUDINAIS

Logicamente essas dimensões são determinadas em função da ventilação e iluminação desejadas e existem inúmeras obras que tratam do assunto. Para a maioria dos casos, esses cálculos nos conduzem às dimensões contidas nos intervalos anteriormente definidos. Lanternins de pequenas dimensões são pouco comuns pois sua relação custo-benefício é baixa. Quando a necessidade de ventilação é reduzida, existem outras possibilidades, como aberturas nas próprias telhas ou peças de cumeeira que permitem ventilação, com as quais se consegue atender àquela exigência, sem a necessidade de opção do lanternim.

Apesar das coberturas a duas águas com lanternim longitudinal serem comuns para edifícios industriais e galpões, a NBR-6123, assim como as normas de vários países, não apresenta dados para que se possam determinar as forças atuantes nas mesmas. A norma Suíça recomenda os valores transcritos na fig. 5.2.

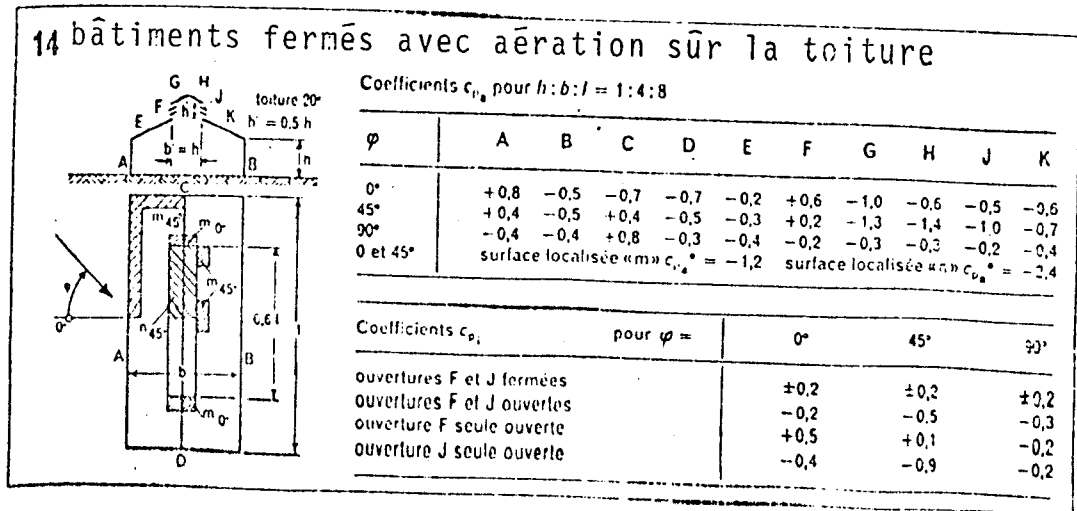


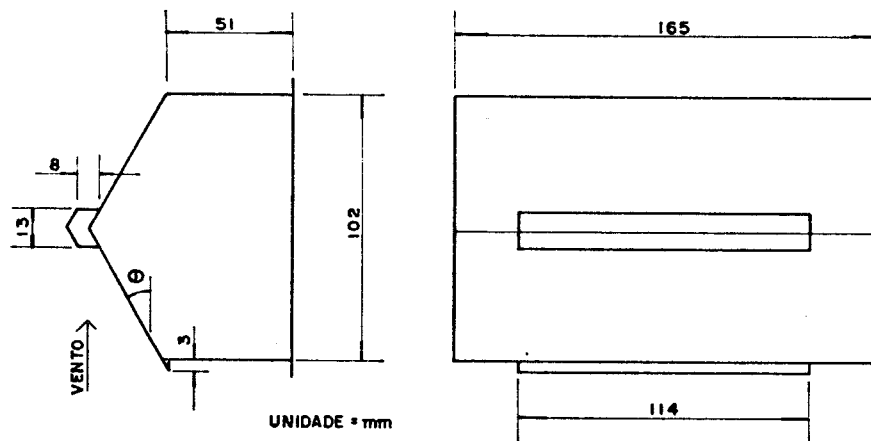
FIG. 5. 2 - COEFICIENTES DE PRESSÃO E DE FORMA SEGUNDO A NORMA SUIÇA<sup>(17)</sup>

As dimensões das superfícies localizadas m e n, de acordo com a norma, podem ser determinadas em escala. Assim, para este caso, a largura destas é igual a  $0,4 \times h$  ou  $0,1 \times b$ .

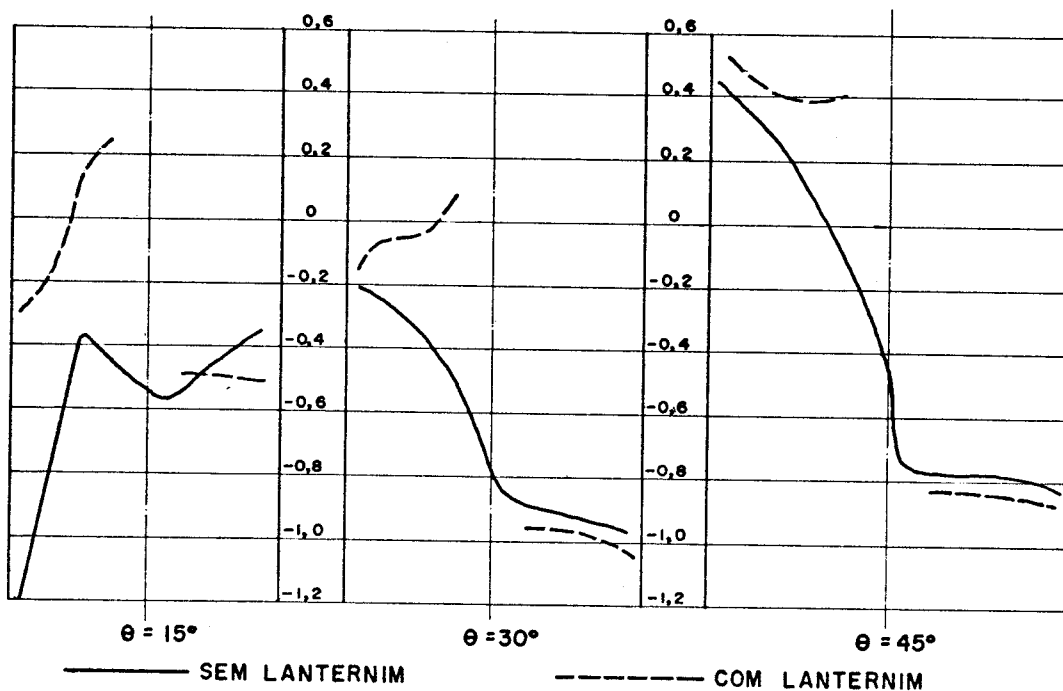
Vê-se que os valores dos coeficientes de pressão apresentados referem-se a um edifício com proporções  $h = b = l = 1:4:8$ , relação muito bem escolhida pois grande parte dos galpões industriais têm dimensões que levam a uma relação próxima desta. A inclinação do telhado é de  $20^\circ$ , a largura do lanternim é igual à altura do tapamento lateral e sua altura igual à metade dessa largura; essas últimas dimensões fogem um pouco das usuais em nosso país, o que, de certo modo, restringe a adoção desses coeficientes para aplicações em nossos projetos.

Dos ensaios realizados para o estudo das pressões externas em telhados com lanternim, podem-se citar os realizados por Haddon<sup>(18)</sup> (telhado a duas águas com inclinações de  $15^\circ$ ,  $30^\circ$  e  $45^\circ$  e telhado em arco circular), Blessman<sup>(15)</sup> (onde existem citações de ensaios realizados por outros pesquisadores), Silveira<sup>(19)</sup> e Machado<sup>(20)</sup> dentre os quais destacamos estes dois últimos trabalhos.

Transcreve-se a seguir parte dos ensaios realizados por Haddon, apresentados na bibliografia já citada; (os dados não transcritos referem-se a ensaios quando existe uma torre anexa à estrutura de nosso interesse, de altura três vezes maior que a altura da lateral daquela, bem como ensaios referentes a edifício com cobertura em arco).



g) - DIMENSÕES GERAIS DO MODELO DE EDIFICAÇÃO A DUAS ÁGUAS COM LANTERNIM E PEQUENO BEIRAL A BARLAVENTO.



b) - EFEITOS DEVIDOS AO VENTO NORMAL À CUMEEIRA PARA TELHADO COM INCLINAÇÃO DE 15°, 30° e 45° RESPECTIVAMENTE, MEDIDOS AO LONGO DA LINHA CENTRAL DOS MODELOS.

FIG. 5.3 - ENSAIOS DE HADDON - COBERTURA A DUAS ÁGUAS, COM E SEM LANTERNIM FECHADO.

Haddon é conclusivo ao afirmar que "o lanternim tem um efeito fora de qualquer proporção com sua dimensão"; há uma diminuição das sucções (aumento das pressões) na água de barlavento, sendo que na água de sotavento a sucção é praticamente uniforme e de valor próximo ao da média da que ocorre na estrutura sem lanternim.

Uma excelente análise sobre telhados à duas águas sem lanternim e com lanternim fechado é feita por Neiva I.B.Silveira<sup>(19)</sup>, analisando duas séries de modelos, (SÉRIE A e SÉRIE B), complementada por Carlos G.Machado<sup>(20)</sup> analisando, por sua vez, aquela que será designada SÉRIE C. As dimensões e proporções destas três séries estão apresentadas na tab. 5.1, obedecida a seguinte simbologia:

- dimensões em planta: a:b, sendo  $a \geq b$
- altura da parede: h
- altura do lanternim: h'
- largura do lanternim (em projeção) = b'
- ângulo de inclinação do telhado:  $\theta$

Tabela 5.1 - Dimensões dos modelos: SÉRIES A e B - ensaios de Silveira<sup>(M)</sup> SÉRIE C - ensaios de Machado<sup>(20)</sup>

MODELO	DIMENSÕES a : b : h (mm) (proporções)	$\theta$ (graus)	h' (mm)	$\frac{h'}{h}$	$\frac{b'}{b}$
SÉRIE A	200 : 200 : 100 (1 : 1 : 0,5)	10° 15°	-	0	0
			10	0,10	0,20
			20	0,20	0,20
SÉRIE B	400 : 200 : 100 (2 : 1 : 0,5)	10° 15°	-	0	0
			10	0,10	0,20
			20	0,20	0,20
SÉRIE C	600 : 150 : 75 (4 : 1 : 0,5)	10° 15°	-	0	0
			7,5	0,10	0,20
			15,0	0,20	0,20

Os ensaios foram feitos com ângulo de incidência do vento de  $0^{\circ}$  a  $90^{\circ}$  variando a cada  $15^{\circ}$ , estando o modelo sob vento turbulento com perfil de velocidades médias próximo das condições de rugosidade 2 descrita na norma (zonas rurais e suburbanas). Para se ter uma idéia dos trabalhos, foram realizadas medidas de pressão estática de cerca de 15.000 pontos por Silveira e 9.500 pontos por Machado com o intuito de estudar a distribuição das pressões externas para as várias situações dos modelos. Os resultados foram apresentados na forma de curvas isobáricas, perfis de pressão, coeficientes de forma por quadrante e em zonas de alta sucção ( $c_{pe}$  médio) e tabelas de picos de sucção e de coeficientes de forma. Transcreve-se, a seguir, alguns desses resultados, a título de ilustração.

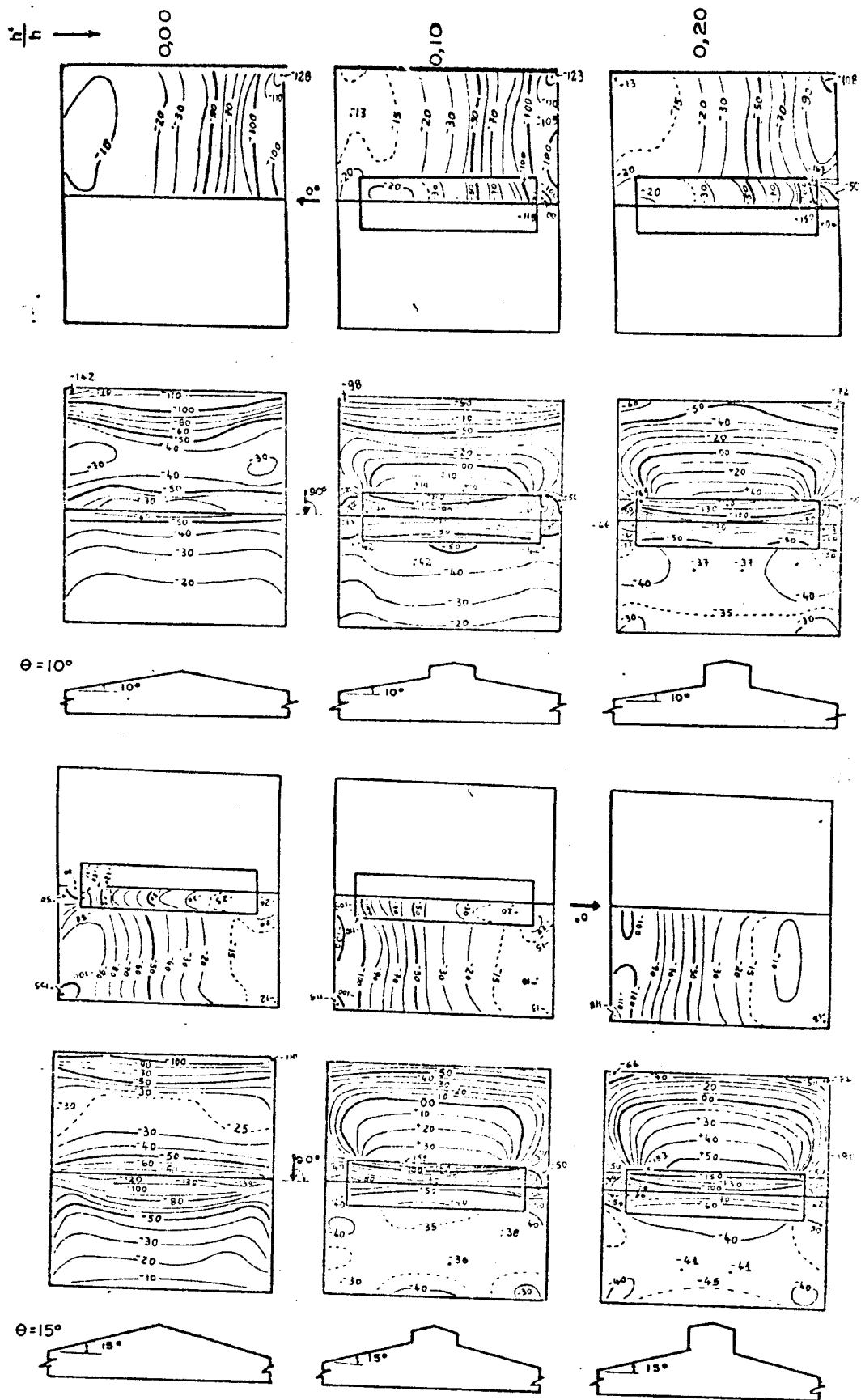
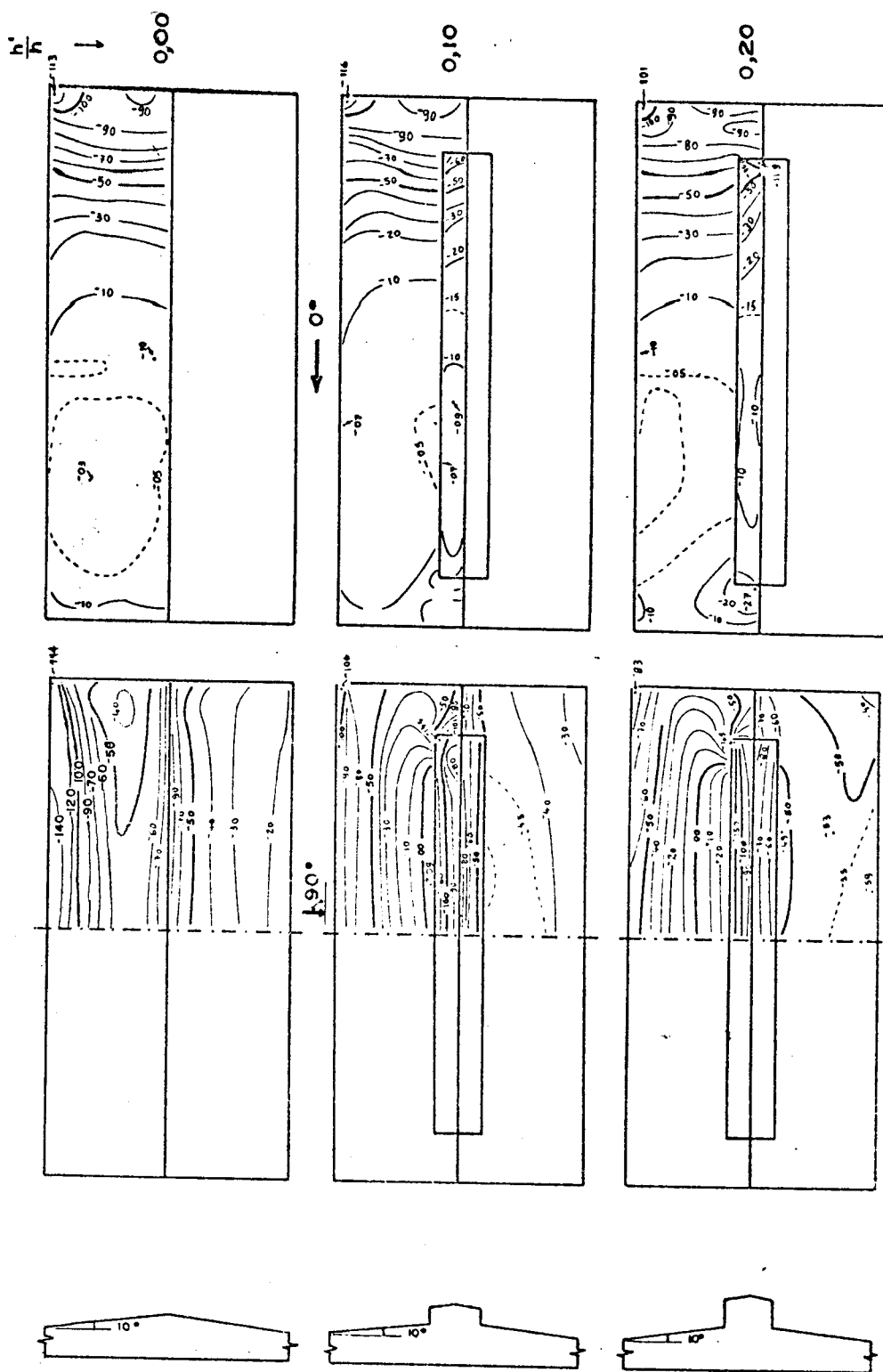
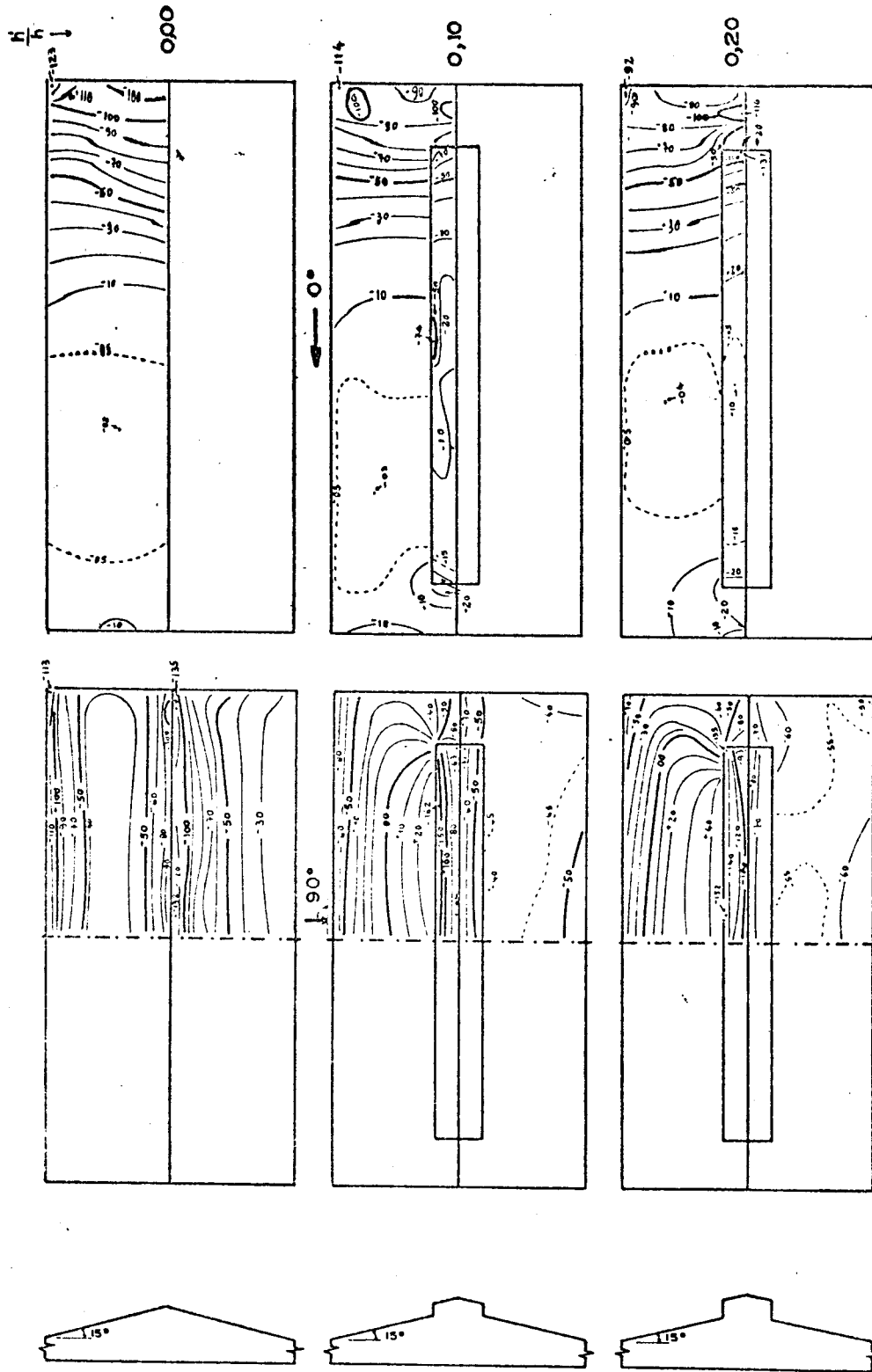


FIG. 5.4 - CURVAS ISOBÁRICAS - MODELOS DA SÉRIE A (19)



o) CURVAS ISOBÁRICAS SÉRIE B,  $\theta = 10^\circ$  (19)



D) CURVAS ISOBÁRICAS SÉRIE B,  $\theta = 15^\circ$   
FIG. 5.5 - CURVAS ISOBÁRICAS - MODELOS DA SÉRIE B (19)



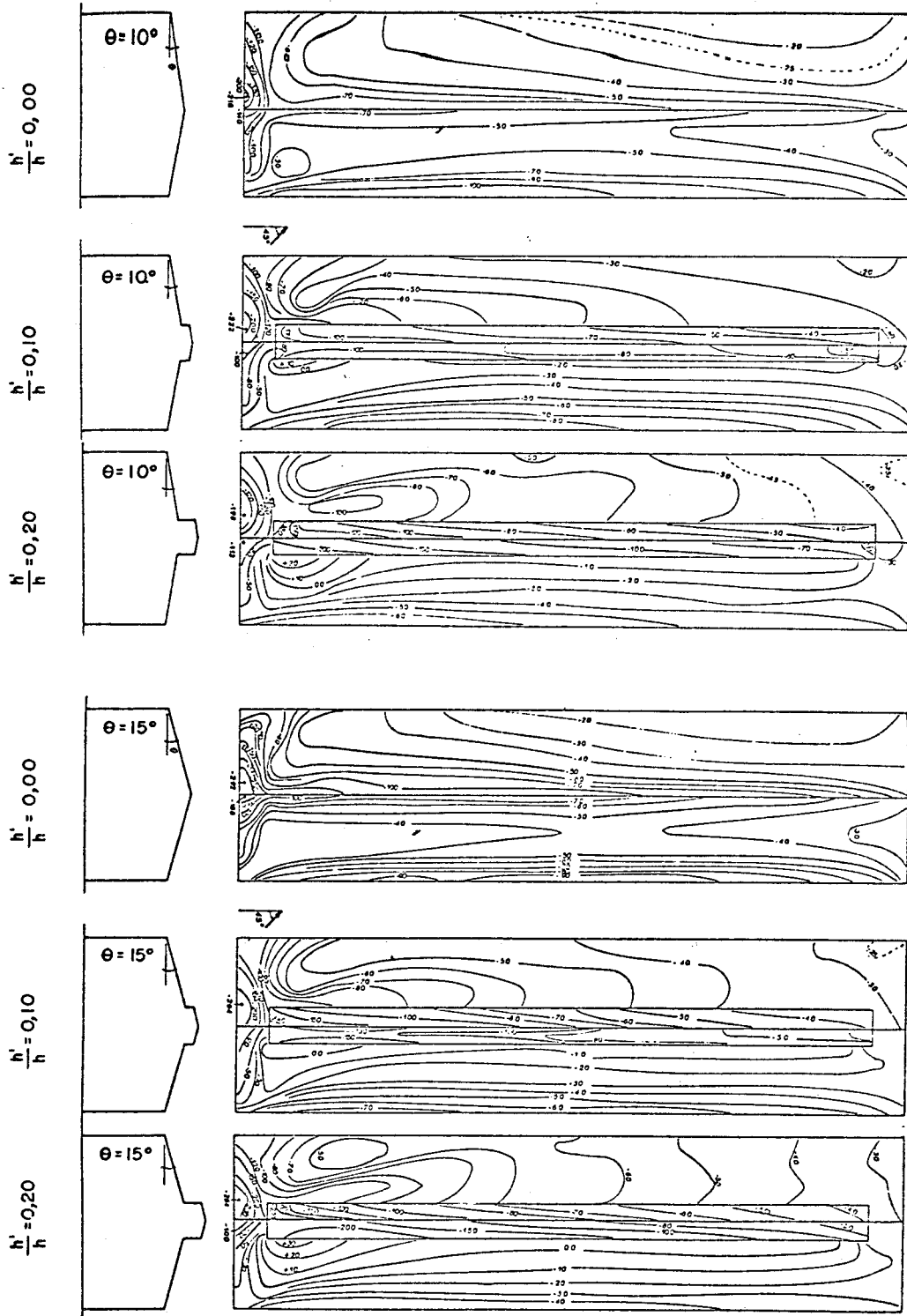


FIG. 5.6 - CURVAS ISOBÁRICAS - MODELOS DA SÉRIE C (20)

A seguir, de maneira semelhante à desenvolvida para os edifícios shed, sugerir-se-ão coeficientes de forma e de pressão para coberturas do tipo duas águas com lanternim; em função dos dados disponíveis, tratar-se-á apenas de edificações com altura relativa  $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$  e telhados com inclinação de  $10^\circ$  e  $15^\circ$ .

## 5.2 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNO PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 0^\circ$





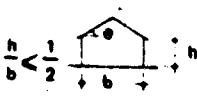
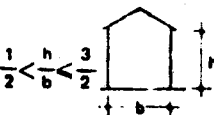
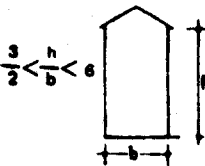
Para esta incidência de vento, pode-se dizer que a presença do lanternim não altera substancialmente os coeficientes que ocorrem na edificação, sendo que para o próprio lanternim podem ser admitidos os mesmos coeficientes que os da edificação, nas regiões correspondentes.

Assim, poder-se-ia adotar os valores da tab.5 da norma, aqui transcrita como tab. 5.2.

As regiões E e G são definidas como tendo comprimento igual ao maior valor dentre  $\frac{b}{3}$  e  $\frac{a}{4}$ , e as regiões F e H complementam a distância até a metade do comprimento total da edificação, a saber:  $(\frac{a}{2} - \frac{b}{3})$  ou  $(\frac{a}{2} - \frac{a}{4}) = \frac{a}{4}$  respectivamente (Tab.5.2).

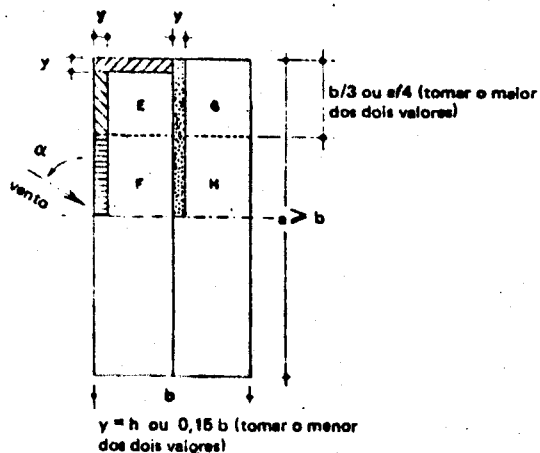
Constata-se que esta recomendação é bastante precisa para edificações não alongadas, ou seja, quando se tem  $b < 2a$ ; acima desta relação, a adoção daqueles valores levará a zonas muito extensas submetidas a valores altos de sucção, o que não reflete a realidade, como se pode observar a partir dos resultados de ensaios apresentados na fig.5.7.

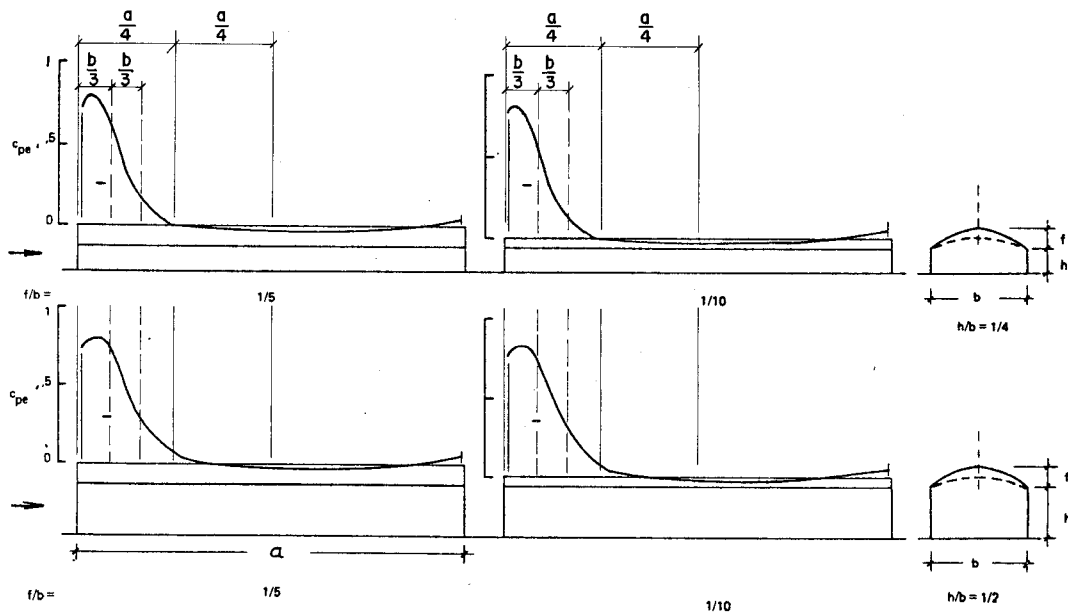
Tabela 5.2 - Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, de edificações de planta retangular

Altura relativa	$\theta$	$C_e$		$C_{pe}$ médio			
		$\alpha = 90^\circ$ EF GH	$\alpha = 0^\circ$ EG FH				
	$0^\circ$	-0,8-0,4	-0,8-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	-
	$5^\circ$	-0,9-0,4	-0,8-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0
	$10^\circ$	-1,2-0,4	-0,8-0,6	-1,4	-1,4		-1,2
	$20^\circ$	-0,4-0,4	-0,7-0,6	-1,0			-1,2
	$30^\circ$	0 -0,4	-0,7-0,6	-0,8			-1,1
	$45^\circ$	+0,3-0,5	-0,7-0,6				-1,1
	$60^\circ$	+0,7-0,6	-0,7-0,6				-1,1
	$0^\circ$	-0,8-0,6	-1,0-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	-
	$5^\circ$	-0,9-0,6	-0,9-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	$10^\circ$	-1,1-0,6	-0,8-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	$20^\circ$	-0,7-0,5	-0,8-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0
	$30^\circ$	-0,2-0,5	-0,8-0,8	-1,0			-1,0
	$45^\circ$	+0,2-0,5	-0,8-0,8				
	$60^\circ$	+0,6-0,5	-0,8-0,8				
	$0^\circ$	-0,7-0,6	-0,9-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	-
	$5^\circ$	-0,7-0,6	-0,8-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0
	$10^\circ$	-0,7-0,6	-0,8-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2
	$20^\circ$	-0,8-0,6	-0,8-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2
	$30^\circ$	-1,0-0,5	-0,8-0,7	-1,5			
	$40^\circ$	-0,2-0,5	-0,8-0,7	-1,0			
	$50^\circ$	+0,2-0,5	-0,8-0,7				
	$60^\circ$	+0,5-0,5	-0,8-0,7				

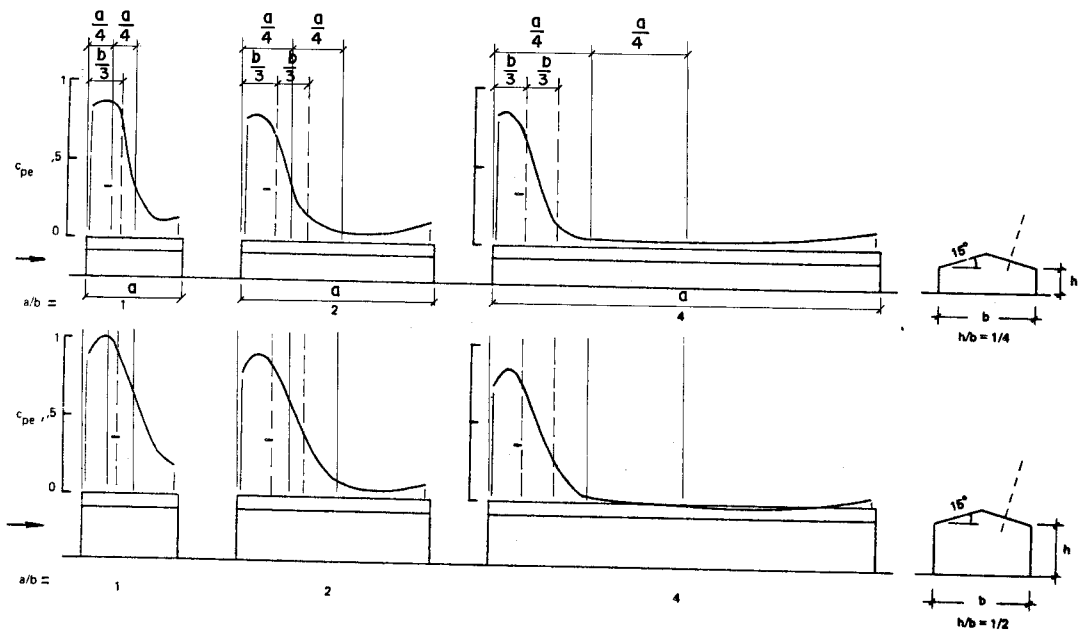
Notas: a) O coeficiente de forma  $\ll C_e \gg$  na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

b) Nas zonas em torno de partes da edificação, salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres, etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma  $C_e = -1,2$ , até uma distância igual a metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.





a) PERFIS DE PRESSÃO AO LONGO DA CUMEEIRA EM TELHADOS CURVOS  $\frac{a}{b} = 4$



b) PERFIS DE PRESSÃO AO LONGO DO EIXO LONGITUDINAL DE UMA DAS ÁGUAS, EM TELHADOS A DUAS ÁGUAS.

FIG. 5.7 - PERFIS DE PRESSÃO PARA EDIFICAÇÕES DE COMPRIMENTO VARIÁVEL E VÁRIOS TIPOS DE COBERTURA (REF. 12, pg. 30 e 31)

Nas paredes longitudinais da edificação a pressão é semelhante à do telhado, conforme constatado pelos ensaios feitos no Laboratório de Aerodinâmica das Construções (LAC) da UFRGS para o Convênio IPT/ETERNIT<sup>(2)</sup>. Parte destes estão apresentados nas figuras 5.8 a 5.10.

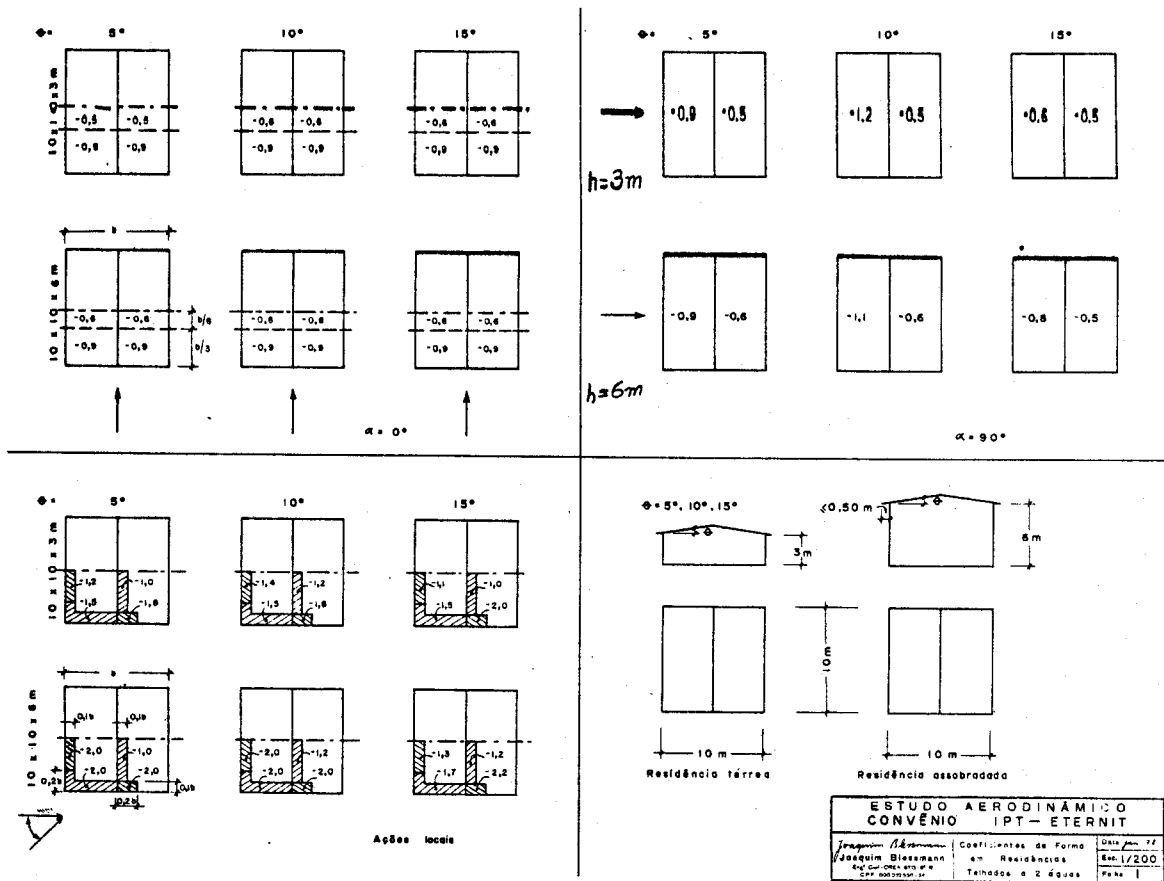


FIG. 5.8 - COEFICIENTES DE FORMA E DE PRESSÃO EM EDIFICAÇÕES COM TELHADOS A DUAS ÁGUAS COM INCLINAÇÕES DE 5°, 10°, e 15°, PROPORÇÕES EM PLANTA  $a:b = 1:1$ , ALTURA RELATIVA  $h:b = 0,3$  e  $0,6$

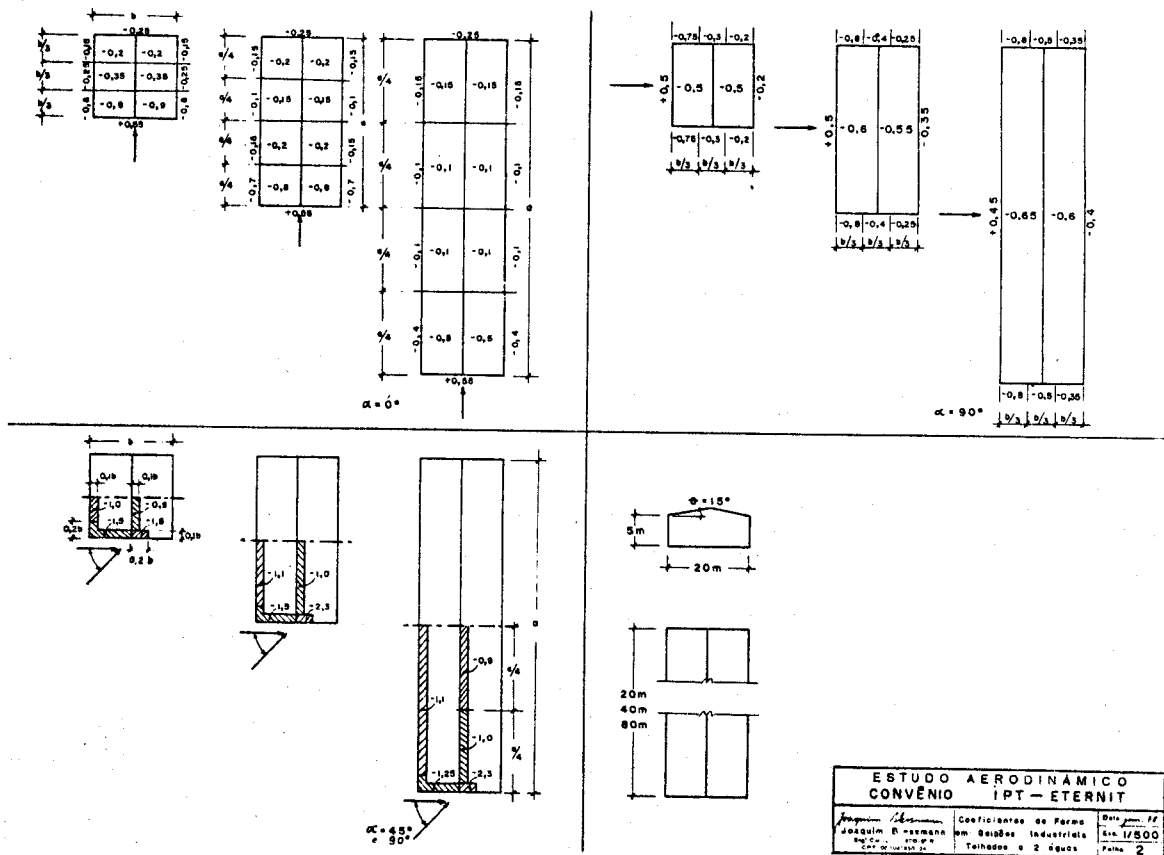


FIG. 5.9 - COEFICIENTES DE FORMA E DE PRESSÃO EM EDIFICAÇÕES COM TELHADOS A DUAS ÁGUAS COM INCLINAÇÃO DE 15° E PROPORÇÕES EM PLANTA  $a:b = 1:1, 1:2$  e  $1:4$ , ALTURA RELATIVA  $h:b = 0,25$

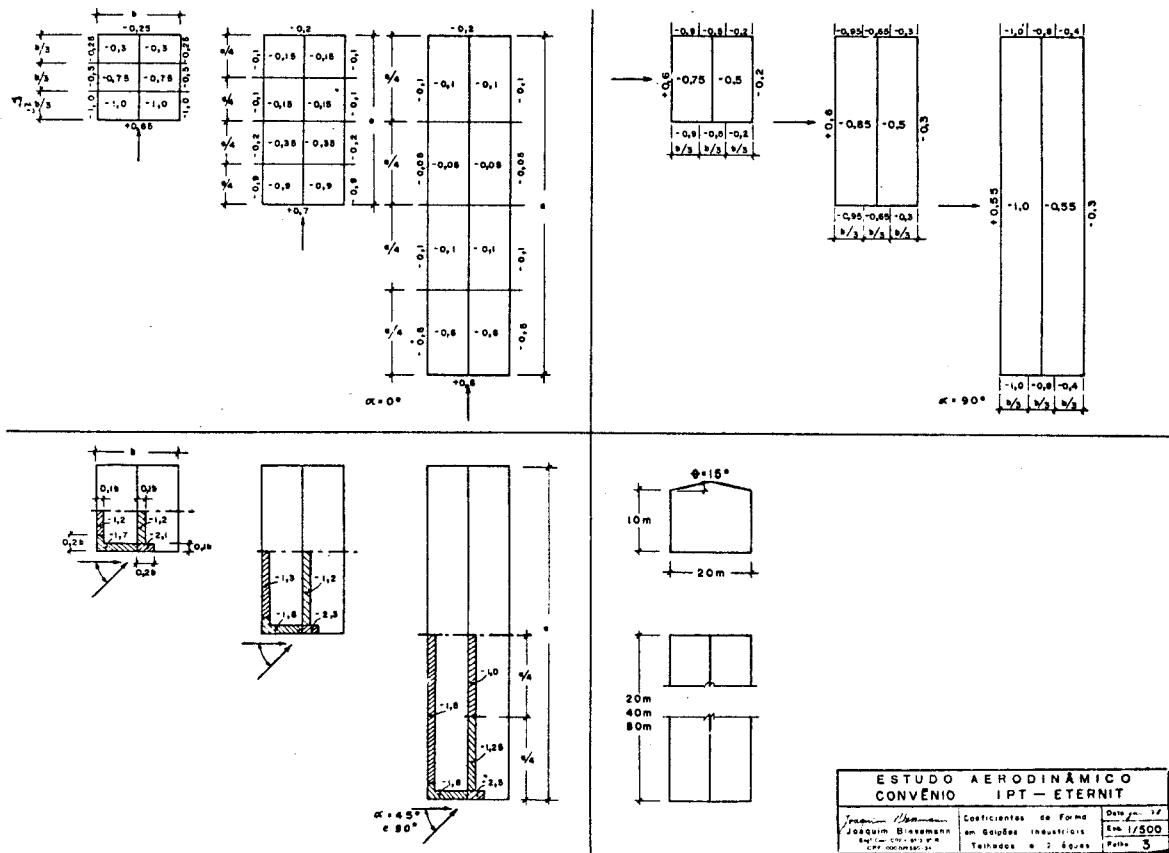


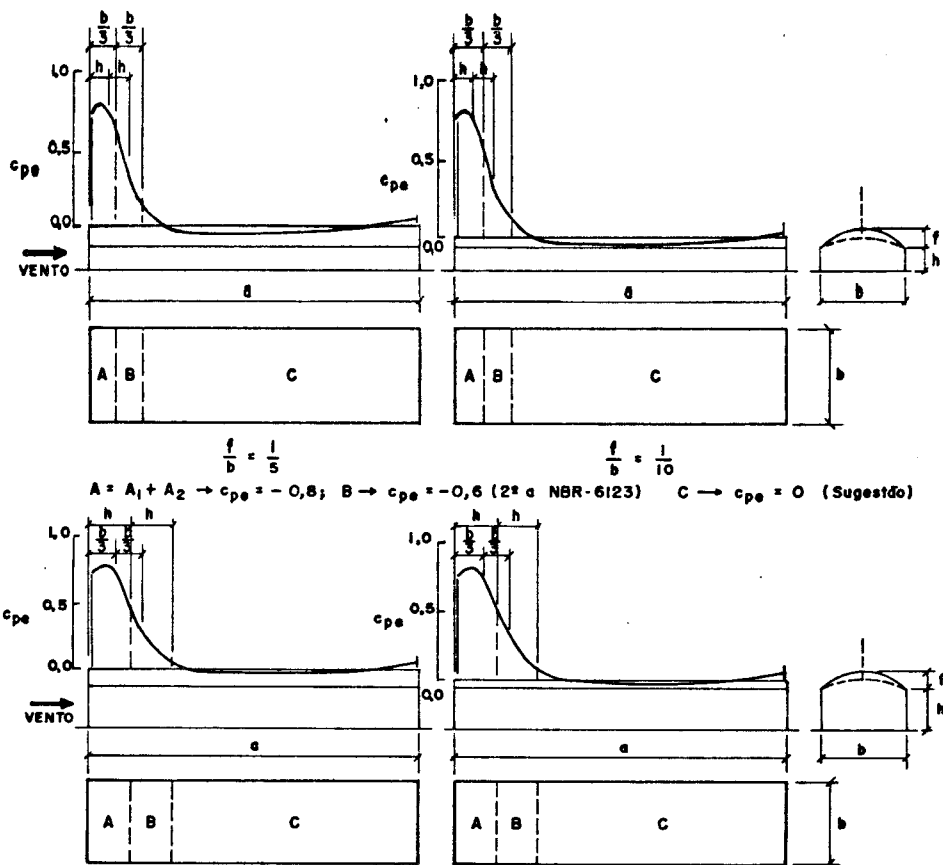
FIG. 5. 10 - COEFICIENTES DE FORMA E DE PRESSÃO EM EDIFICAÇÕES COM TELHADOS A DUAS ÁGUAS COM INCLINAÇÃO DE 15° E PROPORÇÕES EM PLANTA a:b = 1:1, 1:2, 1:4, ALTURA RELATIVA h:b = 0,5

Dos coeficientes de pressão e de forma apresentados nestas figuras, confirma-se a afirmação anterior. Nos edifícios com relação a:b = 2:1 os coeficientes se aproximam razoavelmente dos recomendados pela Norma, já nos com relação a:b = 4:1 esses valores estão muito afastados. Ressalte-se que edificações com dimensões em planta da ordem de 4:1 e mesmo mais alongadas são frequentes em diversos ramos da atividade industrial cujos produtos são fabricados em linha (usinas siderúrgicas, fábricas de estruturas metálicas, fábricas de fios, de máquinas, etc.), galpões para armazenamento (silos horizontais de grãos), granjas, estábulos e outros.

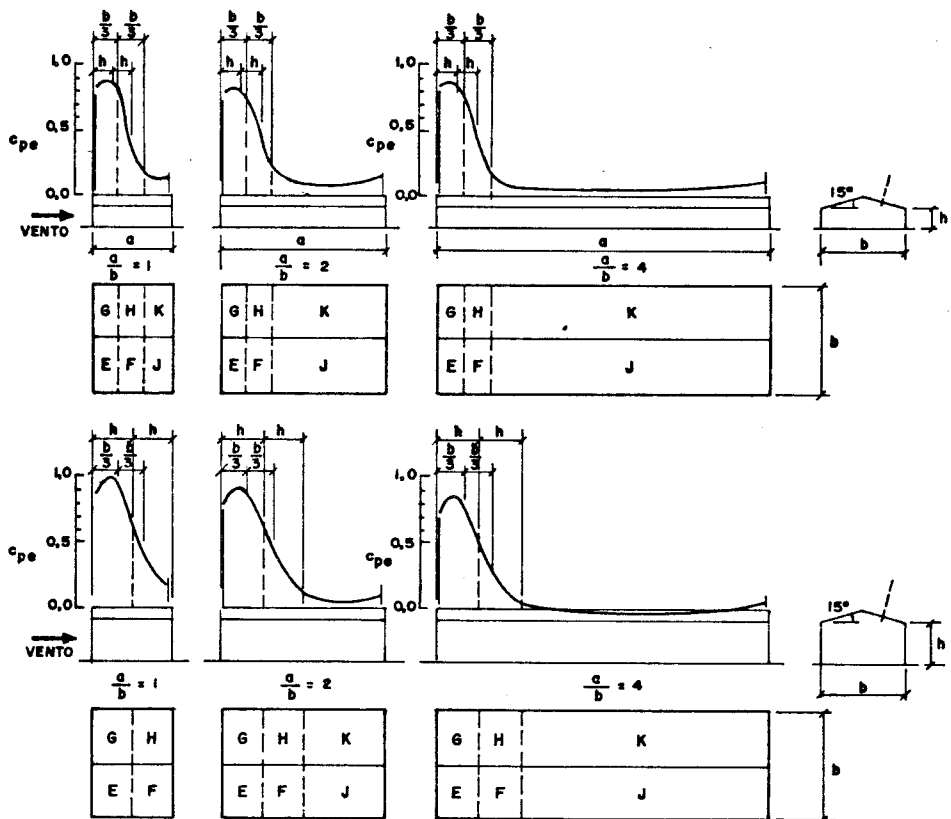
É comum, neste tipos de construção, edificações com comprimento da ordem de 200m, o que resultaria, se apli

cada a Norma, que a edificação, nos seus primeiros 50m, estaria sujeita a um coeficiente de forma de -1,0 a -0,8, conforme sua relação h:b, e nos próximos 50m, com coeficientes entre -0,8 a -0,4, dependendo da relação h:b e da inclinação do telhado. Pode-se afirmar com segurança que as zonas desse tipo de edificação que são afetadas por coeficientes de valores tão elevados são muito menores.

Ousa-se sugerir aqui que, para alturas relativas  $h:b \leq 1:2$  a distância adotada na definição das regiões E, G e F, H seja igual a  $\underline{h}$  ou  $\frac{b}{3}$ , o maior dentre os dois valores, aplicando-se os coeficientes de forma externos sugeridos pela Norma (Fig.5.11).



a) PERFIS DE PRESSÃO AO LONGO DA CUMEEIRA EM TELHADOS CURVOS  $\frac{a}{b} = 4$



E, G  $\rightarrow c_{pe} = -0,75$ ; F, H  $\rightarrow c_{pe} = -0,6$  (2ª NBR-6123) J, K  $\rightarrow c_{pe} = 0,0$  (Sugestão)

b) PERFIS DE PRESSÃO AO LONGO DO EIXO LONGITUDINAL DE UMA DAS ÁGUAS, EM TELHADOS A DUAS ÁGUAS

FIG. 5.11 - DIMENSÕES SUGERIDAS PARA AS ZONAS COM SUÇÕES EXTERNAS ELEVADAS



Para todo o comprimento restante (denominadas regiões J, K), sugere-se  $C_e = 0$  pela mesma razão já exposta no capítulo 3, ou seja, nos casos em que o peso próprio do telhado é alto ou cargas consideráveis são aplicadas ao mesmo, a condição crítica poderá ser definida por ações de vento que tendem a produzir solicitações na estrutura de mesmo sinal que as produzidas pelas cargas permanentes.

Nesta mesma direção, é digna de nota a sugestão de Machado<sup>(20)</sup> que apresenta-se a seguir.

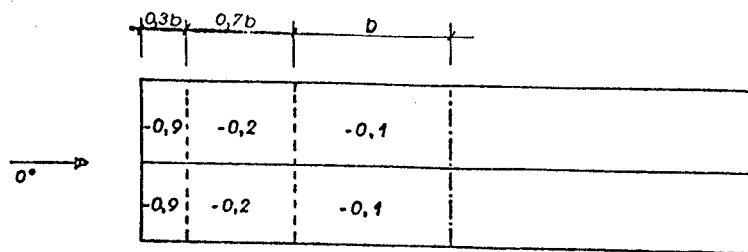


FIG. 5.12 - VALORES DE  $C_e$  SUGERIDOS POR MACHADO.<sup>(20)</sup>  $\theta = 10^\circ \text{ e } 15^\circ$

Com a adoção de  $0,3b$  como comprimento da zona E e G, os valores de  $C_e$  aproximam-se daqueles da Norma. Nas regiões F e H com comprimento  $0,7b$ ,  $C_e = -0,2$ ; se estas regiões fossem também reduzidas para comprimento igual a  $0,3b$  certamente o valor correspondente de  $C_e$  também se aproximaria do ditado pela Norma.

### 5.3 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNO PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO $\alpha = 90^\circ$

A fixação de valores dos coeficientes de forma para este caso é muito mais difícil que para o caso anterior, pois as variáveis que nele influem são em número bem maior. Podem ser citadas como variáveis principais: relações em

planta a:b, alteamento, dimensões relativas do próprio lanternim, e ângulo de inclinação do telhado.

Apenas um vislumbre na fig. 5.3, nos evidencia a influência da inclinação do telhado; a influência das dimensões do lanternim podem ser avaliadas analisando-se as figs. 5.4, 5.5 e 5.6; quanto às demais variáveis já se fizeram avaliações de suas influências em vários pontos deste trabalho, dispensando assim maiores comentários.

A seguir, apresentam-se os coeficientes de forma externos para os modelos das séries A, B e C, calculados a partir dos resultados dos ensaios já citados, que serão agrupados em função do ângulo de inclinação do telhado. Os valores de  $C_e$  indicados pela Norma (tab. 5.2) para coberturas à duas águas sem lanternim são expostos em conjunto a título de comparação com os valores obtidos nos ensaios.

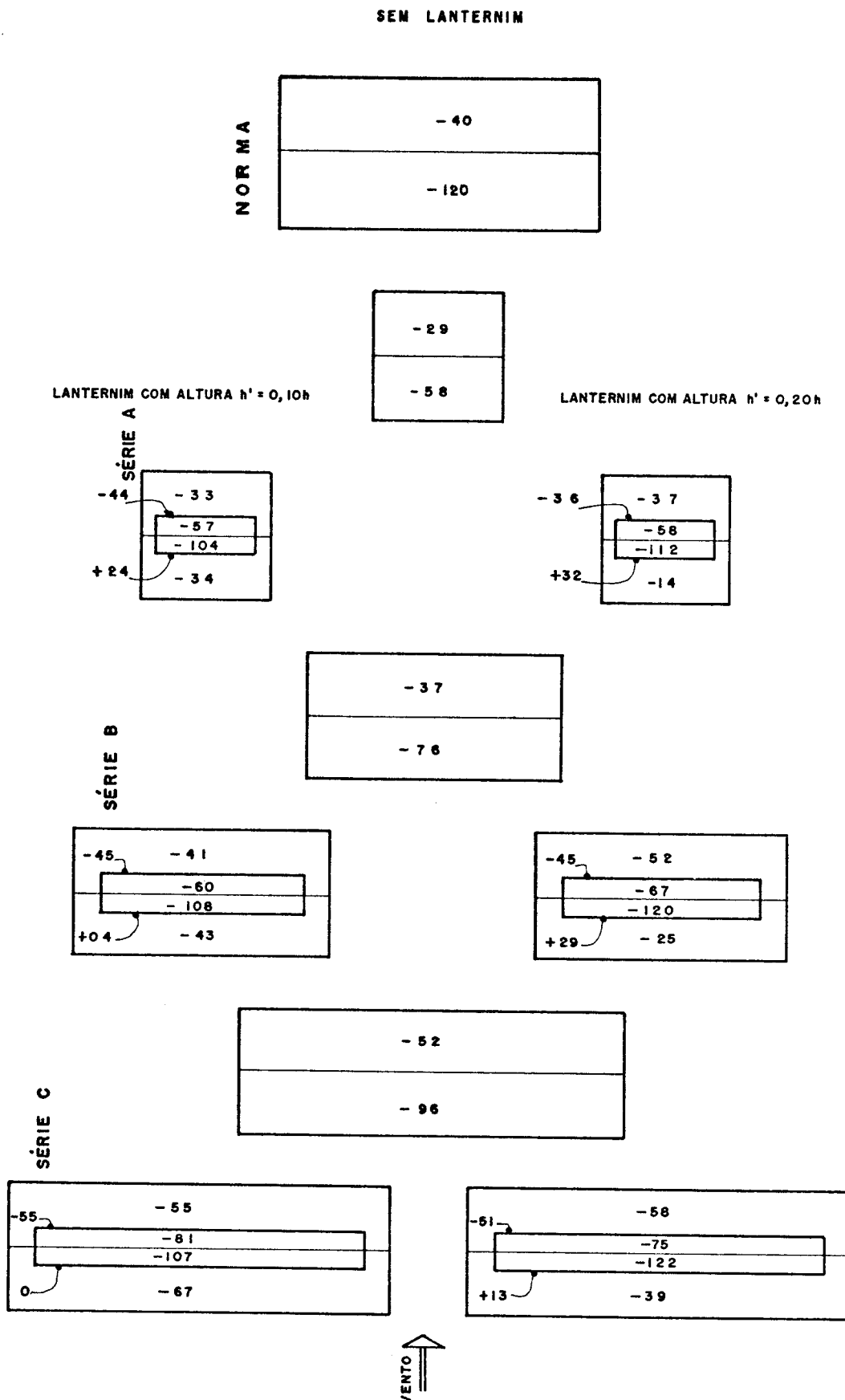


FIG. 5.13 - COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS ( $100 C_e$ ) PARA TELHADOS A DUAS ÁGUAS, COM INCLINAÇÃO  $\theta = 10^\circ$ , SEM E COM LANTERNIM, VENTO INCIDINDO A  $90^\circ$

SEM LANTERNIM

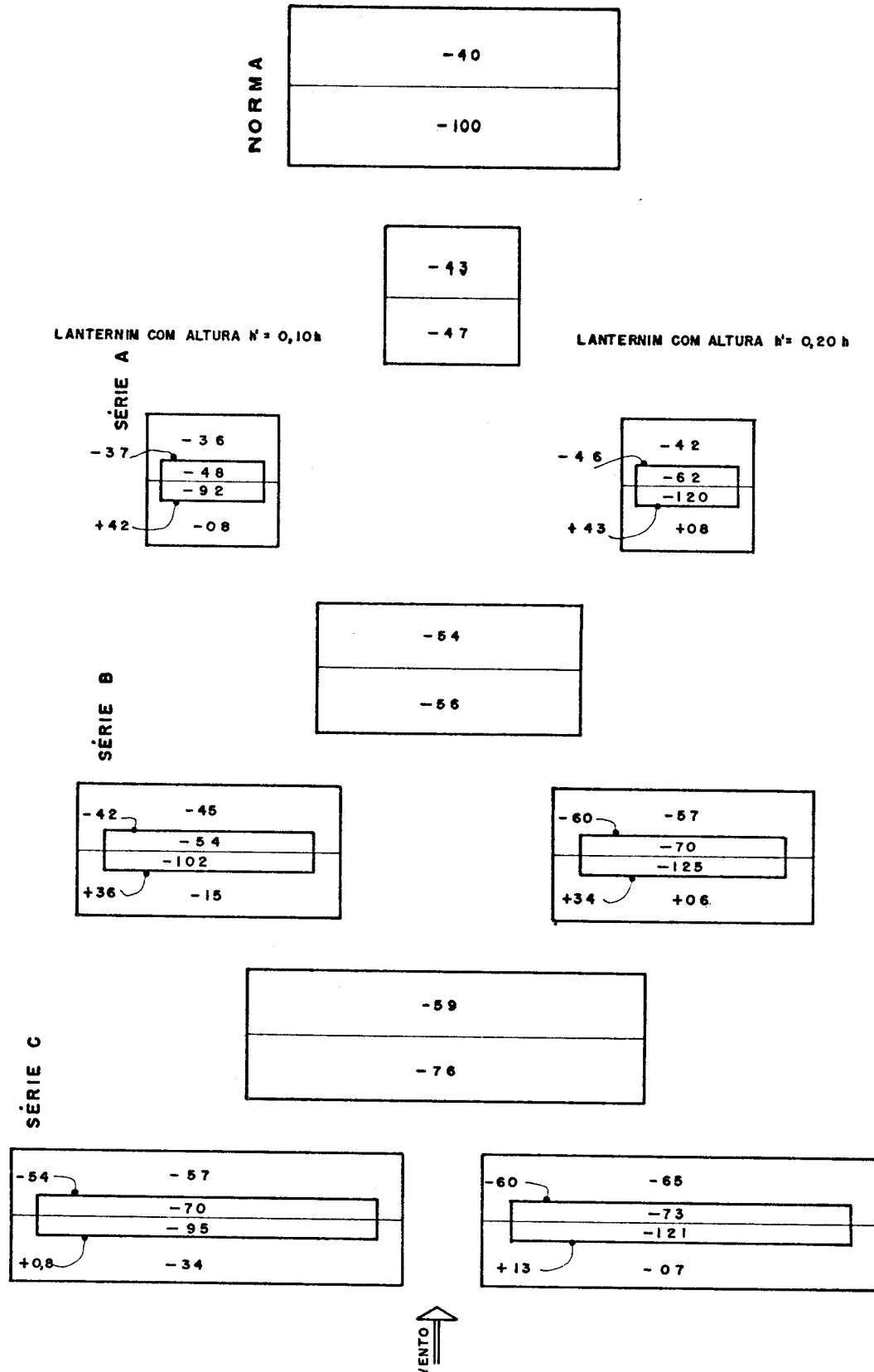


FIG. 5.14 - COEFICIENTES DE FORMA EXTERNOS ( $100 C_e$ ) PARA TELHADOS A DUAS ÁGUAS, COM INCLINAÇÃO  $\theta = 15^\circ$ , SEM E COM LANTERNIM, VENTO INCIDINDO A  $90^\circ$

As dimensões usuais dos lanternins, conforme apresentadas no início do capítulo permitem prever quais os seus valores máximos. Estas dimensões foram apresentadas em relação ao vão da tesoura ( $b$ ); em relação à altura da edificação ( $h$ ), com  $b : h = 1 : 0,5$  que é o caso dos modelos das séries A, B e C, tem-se:

- largura: 0,4 a 0,7 da altura (para  $b : h = 1 : 0,5$ )
- altura: 0,2 a 0,4 da altura (para  $b : h = 1 : 0,5$ )

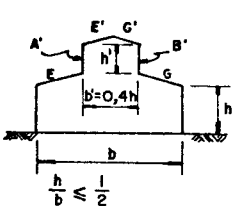
Nestas três séries, a relação de largura é fixa, com  $b' = 0,4h$ , aquém portanto da relação máxima que é da ordem de  $0,7h$ . Quanto à altura relativa, foram feitas análises para duas relações ( $0,10h$  e  $0,20h$ ), sendo que a maior delas ainda é metade da relação apresentada como máxima. Ressalta-se porém, que a relação  $0,20h$  aproxima-se de grande parte das existentes nos galpões industriais de nosso país.

Deste preâmbulo, vê-se que é difícil sugerir uma normatização dos coeficientes de forma externos para este tipo de cobertura, sendo necessária uma gama muito grande de ensaios para que se possa fazê-lo com critério; talvez seja por esta razão que a norma suíça fornece os valores de  $C_e$  apenas para uma determinada relação (fig. 5.2).

Em função de se dispor de vários ensaios, o autor propõe alguns valores que seriam o embrião de uma tabela bem maior, com valores de  $C_e$  para outras inclinações do telhado, para outras relações de  $h:b$  e para outras relações de  $h'=h$ .

É opinião do autor que, os valores de  $C_e$  devem ser normatizados para relações  $h'=h$  divididas em três grupos ou, pelo menos, em dois. Como não se possuem resultados de ensaios para  $h' > 0,20h$ , apresenta-se, a seguir, uma tabela com os valores de  $C_e$  para relações fixas de  $h'=h$ .

Tabela 5.3 - Coeficientes de forma externos para telhados a duas águas com lanternim, de edificações com planta retangular, para vento incidindo com ângulo  $\alpha = 90^\circ$ .

RELAÇÕES ENTRE DIMENSÕES	$\theta$	$\frac{h'}{h}$	C <sub>e</sub>					
			E	A'	E'	G'	B'	G
	10°	0,10	-0,7	+0,2	-1,1	-0,7	-0,5	-0,5
		0,20	-0,4	+0,3	-1,3	-0,7	-0,4	-0,6
	15°	0,10	-0,4	+0,4	-1,0	-0,6	-0,5	-0,5
		0,20	0	+0,3	-1,3	-0,7	-0,6	-0,6

Os lanternins em coberturas a duas águas, quanto ao esquema estático, podem ser de dois tipos: aporticados (fig. 5.15a) e treliçados (fig. 5.15b). Os apoios do lanternim são fornecidos pela estrutura principal da cobertura.

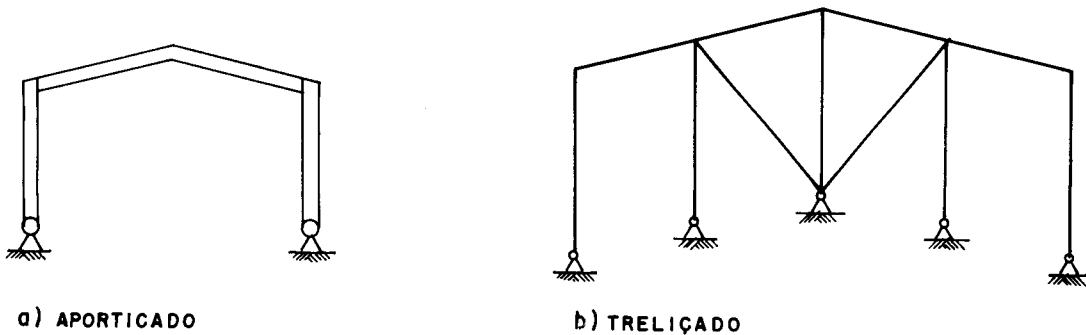


FIG. 5.15 - ESQUEMAS ESTÁTICOS DA ESTRUTURA DOS LANTERNINS

Destes esquemas pode-se concluir que, para efeito de dimensionamento da estrutura de cobertura, é mister conhecer-se a soma das ações nas paredes de barlavento e sotavento do lanternim, sendo que esses efeitos em separado são de interesse somente para o cálculo da estrutura do próprio lanternim. Assim, na definição dos coeficientes de forma para as paredes do lanternim deve-se ter atenção especial para seu valor soma; da observação dos resultados dos ensaios aqui apresentados vê-se que, para uma diminuição da pressão na parede de barlavento ocorreu um aumento da sucção na de sotavento, o que, pelo menos para determinar as ações do lanternim sobre a estrutura principal, torna mais

fácil sugerir-se os valores dos coeficientes de forma naqueles elementos.

Um aumento da altura relativa do lanternim provoca uma diminuição significativa das sucções (aumento das pressões) na água de barlavento da cobertura, enquanto que o aumento das sucções que ocorre na água de sotavento é pequeno, sendo estes valores semelhantes aos que ocorrem no mesmo telhado à duas águas sem lanternim.

As sucções que ocorrem nas águas do próprio lanternim são maiores que as correspondentes ao telhado sem lanternim e também crescem com o aumento da altura relativa deste.

#### 5.4 - VALORES DOS COEFICIENTES DE FORMA EXTERNO PARA VENTO INCIDINDO COM ÂNGULO ENTRE $0^{\circ}$ e $90^{\circ}$

A Norma suíça fornece, para edifícios com coberturas à duas águas com lanternim, valores de  $C_e$  para incidências de vento a  $0^{\circ}$ ,  $90^{\circ}$  e também a  $45^{\circ}$  (fig. 5.2).

Da bibliografia já citada<sup>(19 e 20)</sup>, tem-se resultados para ensaios com vento incidindo de  $0^{\circ}$  a  $90^{\circ}$ , a cada  $15^{\circ}$ , que permitem uma análise muito mais substanciada. Nem sempre as incidências normalmente indicadas nas normas ( $0^{\circ}$ ,  $45^{\circ}$  e  $90^{\circ}$ ) são as que induzem valores críticos para os coeficientes de pressão e de forma. Para o caso em estudo, da análise dos resultados apresentados a seguir na tab.5.4, vê-se que os coeficientes de forma críticos para o lanternim ocorrem sob ângulo de incidência de  $60^{\circ}$ . Optou-se pelos valores de  $C_e$  calculados para apenas um quadrante ( $C_e$  para meio modelo, se considerado o quadrante complementar), porque estes representam melhor a ação possível em um pórtico da edificação, visto que, com raríssimas exceções, galpões e edifícios industriais são constituídos por estruturas planas, com cada pórtico absorvendo as ações de acordo com sua área de influência, de largura igual à do pórtico e cujo comprimento se restringe a uma parcela do comprimento total da edificação.

Tabela 5.4 - Valores de  $100C_e$  para modelos das séries A, B e C

$\theta$	$\alpha \backslash h/h$	E			A'		E'		G'		B'		G		
		0,00	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,00	0,10	0,20
10°	0°	-43	-45	-43	-43	-46	-43	-46	-43	-46	-43	-46	-43	-45	-43
	15°	-37	-33	-30	-21	-24	-53	-52	-52	-59	-63	-66	-51	-54	-57
	30°	-43	-28	-19	+02	-03	-74	-79	-60	-66	-68	-68	-51	-54	-56
	45°	-43	-26	-11	+16	+19	-104	-120	-72	-80	-72	-81	-53	-49	-56
	60°	-52	-30	-12	+32	+30	-123	-150	-84	-93	-76	-78	-43	-45	-60
	75°	-58	-36	-20	+24	+28	-118	-142	-83	-82	-64	-62	-39	-44	-51
	90°	-58	-34	-14	+24	+32	-104	-112	-57	-58	-44	-36	-29	-33	-37
15°	0°	-43	-45	-47	-45	-51	-45	-51	-45	-51	-45	-51	-43	-45	-47
	15°	-39	-33	-31	-18	-25	-54	-54	-58	-63	-66	-66	-52	-59	-59
	30°	-36	-21	-15	+08	-01	-80	-91	-71	-75	-67	-72	-57	-58	-57
	45°	-39	-16	-04	+22	+19	-113	-128	-88	-93	-76	-81	-57	-54	-60
	60°	-43	-13	+02	+35	+28	-113	-148	-95	-97	-80	-74	-57	-54	-64
	75°	-50	-15	+01	+39	+36	-123	-148	-88	-80	-65	-60	-55	-52	-57
	90°	-47	-08	+08	+42	+43	-92	-120	-48	-62	-37	-46	-43	-36	-42

a) - MODELO DA SÉRIE A, VALORES DE  $100 C_e$  PARA CADA SUPERFÍCIE

$\theta$	$\alpha \backslash h/h$	E			A'		E'		G'		B'		G		
		0,00	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,00	0,10	0,20
10°	0°	-40	-37	-37	-24	-26	-27	-28					-40	-37	-37
	15°	-36	-26	-23	-04	-05	-38	-47					-49	-52	-52
	30°	-44	-27	-17	+07	+02	-78	-98					-55	-57	-61
	45°	-57	-32	-16	+14	+12	-114	-145					-59	-63	-72
	60°	-63	-39	-19	+14	+15	-129	-168					-57	-59	-68
	75°	-69	-45	-17	+17	+22	-119	-130					-45	-47	-49
	90°	-76	-43	-25	+24	+29	-108	-120					-37	-41	-52
15°	0°	-42	-39	-37	-25	-30	-33	-31					-42	-39	-37
	15°	-32	-25	-19	-09	-10	-48	-56					-53	-54	-55
	30°	-40	-19	-07	+03	+03	-99	-118					-64	-63	-66
	45°	-46	-17	-03	+13	+14	-140	-179					-69	-69	-77
	60°	-55	-16	+04	+23	+22	-157	-166					-74	-71	-71
	75°	-54	-13	+07	+31	+34	-110	-130	NAO				-61	-49	-52
	90°	-56	-15	+06	+36	+34	-102	-125	NAO				-54	-45	-57

b) - MODELO DA SÉRIE B, VALORES DE  $100 C_e$  POR QUADRANTE



$\theta$	$\alpha \backslash h/h$	E			A'		E'		G'		B'		G		
		0,00	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,00	0,10	0,20
10°	0°	-23	-22	-22	-17	-17	-19	-20	-19	-20	-17	-17	-23	-22	-22
	15°	-26	-19	-18	-06	-05	-35	-44	-32	-35	-37	-43	-30	-33	-34
	30°	-39	-27	-21	-01	-02	-71	-85	-55	-63	-58	-65	-39	-42	-49
	45°	-54	-37	-24	+01	+04	-98	-119	-77	-80	-69	-74	-46	-51	-61
	60°	-64	-43	-26	+10	+08	-115	-142	-85	-87	-70	-72	-49	-52	-61
	75°	-73	-47	-22	+11	+21	-111	-120	-69	-68	-59	-47	-44	-56	-51
	90°	-76	-43	-25	+04	+29	-108	-120	-60	-67	-45	-45	-37	-41	-52
15°	0°	-23	-22	-22	-17	-22	-23	-23	-23	-23	-17	-22	-23	-22	-22
	15°	-23	-18	-14	+01	-10	-44	-50	-42	-44	-41	-49	-33	-35	-37
	30°	-36	-20	-10	+08	-04	-88	-106	-70	-79	-66	-75	-46	-48	-52
	45°	-47	-22	-09	+09	+05	-117	-146	-98	-101	-78	-82	-55	-58	-64
	60°	-56	-22	-03	+17	+15	-129	-146	-90	-91	-71	-74	-63	-62	-64
	75°	-57	-17	+05	+29	+31	-104	-124	-60	-72	-46	-58	-58	-47	-54
	90°	-56	-15	+06	+36	+34	-102	-125	-54	-70	-42	-60	-54	-45	-57

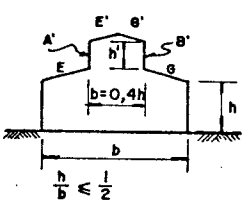
c) - MODELO DA SÉRIE B, VALORES DE 100  $c_{\theta}$  PARA CADA SUPERFÍCIE

$\theta$	$\alpha \backslash h/h$	E			A'		E'		G'		B'		G		
		0,00	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,00	0,10	0,20
10°	0°	-19	-15	-17			-13	-19	-13	-19			-19	-15	-17
	15°	-23	-16	-12			-32	-40	-28	-35			-27	-30	-31
	30°	-39	-26	-18			-70	-99	-54	-66			-42	-45	-54
	45°	-61	-42	-28			-106	-148	-85	-95			-54	-57	-73
	60°	-82	-52	-32			-134	-167	-104	-103			-59	-65	-83
	75°	-88	-64	-33			-132	-147	-95	-89			-55	-60	-70
	90°	-96	-67	-39			-107	-122	-81	-75			-52	-55	-58
15°	0°	-19	-17	-17			-16	-08	-16	-08			-19	-17	-17
	15°	-21	-14	-11			-34	-41	-34	-39			-31	-31	-33
	30°	-35	-22	-09			-83	-108	-69	-82			-44	-48	-57
	45°	-53	-30	-11			-128	-167	-103	-110			-65	-66	-83
	60°	-70	-33	-12			-141	-176	-110	-113			-74	-73	-92
	75°	-79	-38	-04			-123	-144	-92	-93			-70	-68	-72
	90°	-76	-34	-07			-95	-121	-70	-73			-59	-57	-65

d) - MODELO DA SÉRIE C, VALORES DE 100  $c_{\theta}$  POR QUADRANTE

Pela mesma razão exposta em 5.3, propor-se-ão a seguir, valores de  $C_e$  para relações  $h' : h$  de 0,10 e 0,20, com base nos resultados dos ensaios expostos nas tabelas anteriores.

Tabela 5.5 - Coeficientes de forma externos para telhados a duas águas com lanternim, de edificações com planta retangular, para vento incidindo com ângulo  $\alpha = 60^\circ$ .

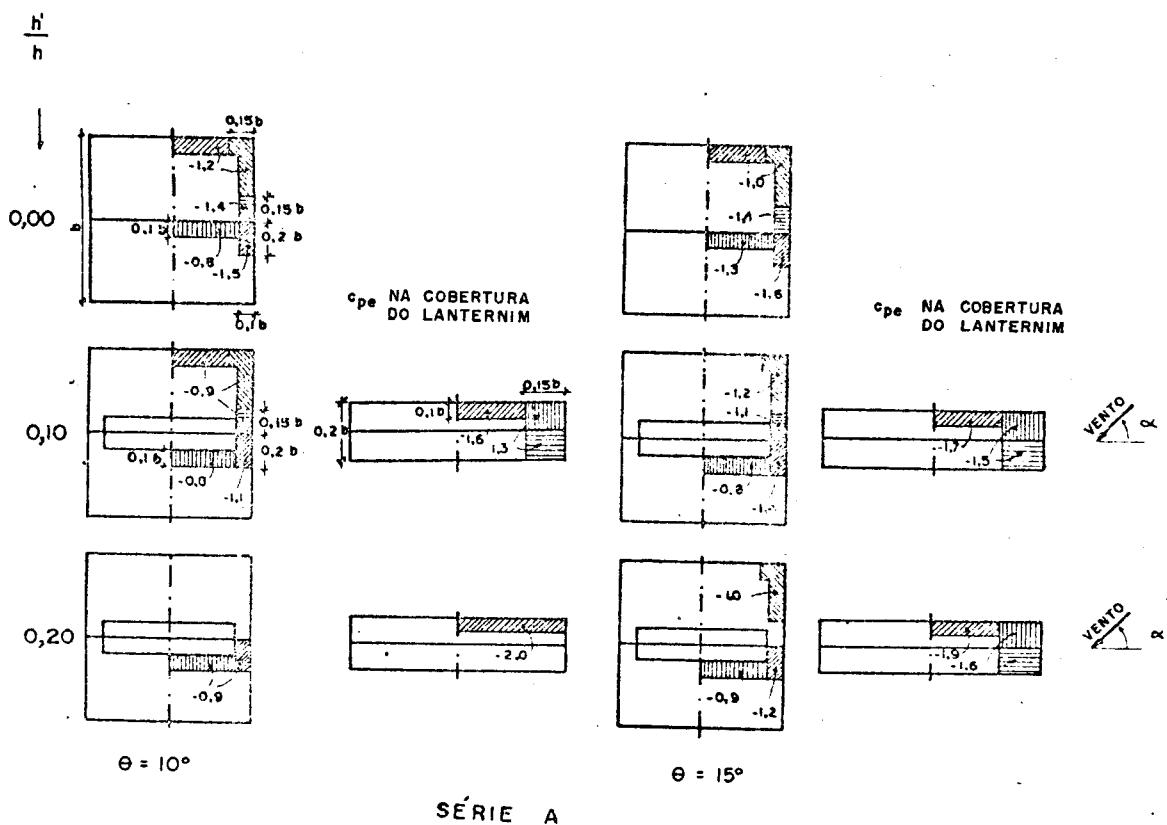
RELAÇÕES ENTRE DIMENSÕES	$\theta$	$\frac{h'}{h}$	$C_e$					
			E	A'	E'	G'	B'	G
	-10°	0,10	-0,5	+0,2	-1,3	-1,1	-0,8	-0,6
		0,20	-0,3	+0,2	-1,7	-1,1	-0,8	-0,8
	-15°	0,10	-0,3	+0,3	-1,5	-1,2	-0,8	-0,7
		0,20	-0,1	+0,3	-1,7	-1,2	-0,8	-0,7

Vê-se que, para esta direção de vento comparada com os efeitos de sua incidência a  $90^\circ$ , as ações sobre o lanternim aumentam substancialmente, enquanto que para o telhado, na água de barlavento há uma diminuição das sucções e na de sotavento um aumento das mesmas. Assim, para a estrutura do lanternim, esta será sem dúvida a direção crítica do vento; para a estrutura do telhado, se isostática, também o será para a maioria dos casos, porém se o mesmo tiver ligação articulada fixa ou engastada aos pilares, será mais difícil prever se a direção  $\alpha = 60^\circ$  será mais desfavorável que  $\alpha = 90^\circ$  pois as características geométricas e elásticas do pilar, bem como os coeficientes sobre as paredes de barlavento e sotavento têm grande influência na distribuição das solicitações em toda estrutura.

5.5 - VALORES DOS COEFICIENTES DE PRESSÃO

Para valores dos coeficientes de pressão em coberturas a duas águas com lanternim ocorre algo semelhante com o que foi visto para os coeficientes de forma: a presença do lanternim diminui em módulo os valores de  $c_{pe}$  na água de barlavento, enquanto que no próprio lanternim são maiores que aqueles na estrutura sem o mesmo; a sotavento da estrutura do lanternim existe uma faixa de altas sucções que entretanto são bem menores que as que ocorrem junto à cumeeira no telhado sem lanternim. O aumento da altura relativa deste reduz mais ainda os  $c_{pe}$  na água de barlavento, pouco aumenta os  $c_{pe}$  à sotavento e aumentam os  $c_{pe}$  do próprio lanternim.

A seguir apresentam-se, os valores dos coeficientes de pressão para os modelos das séries A, B e C.



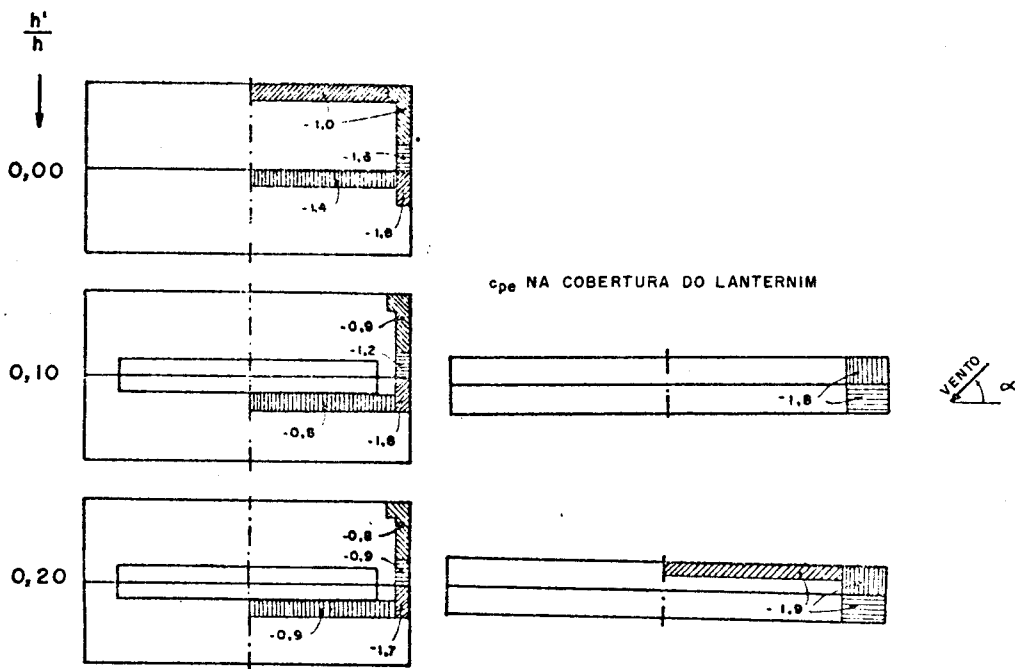
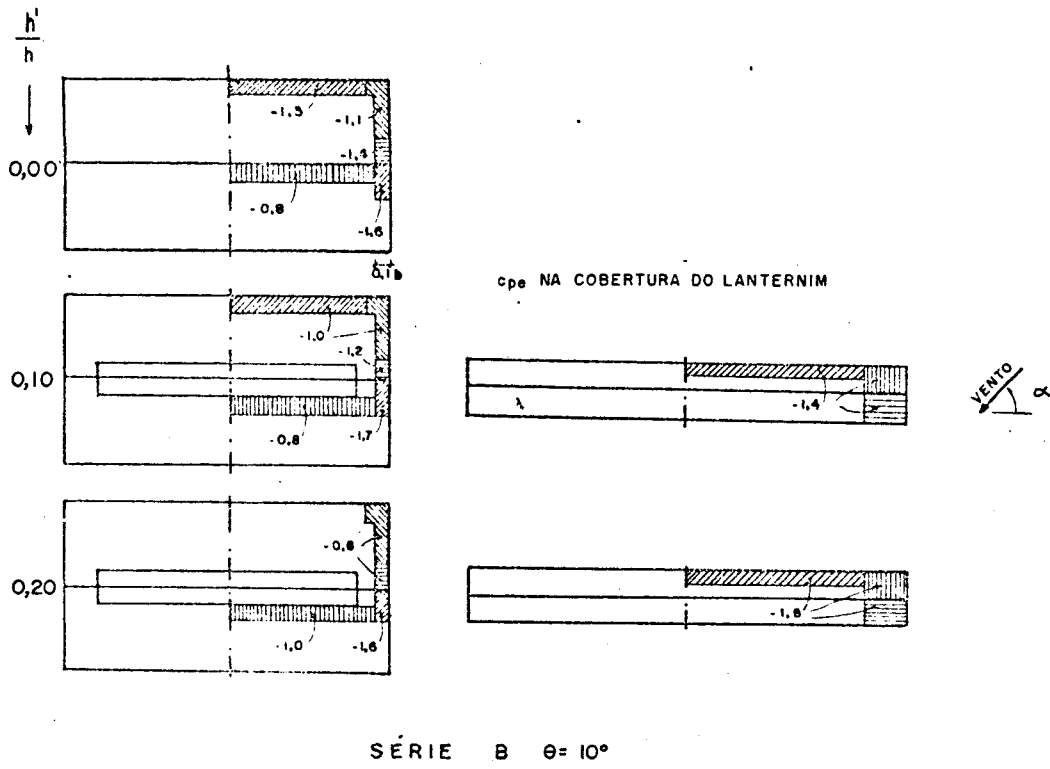
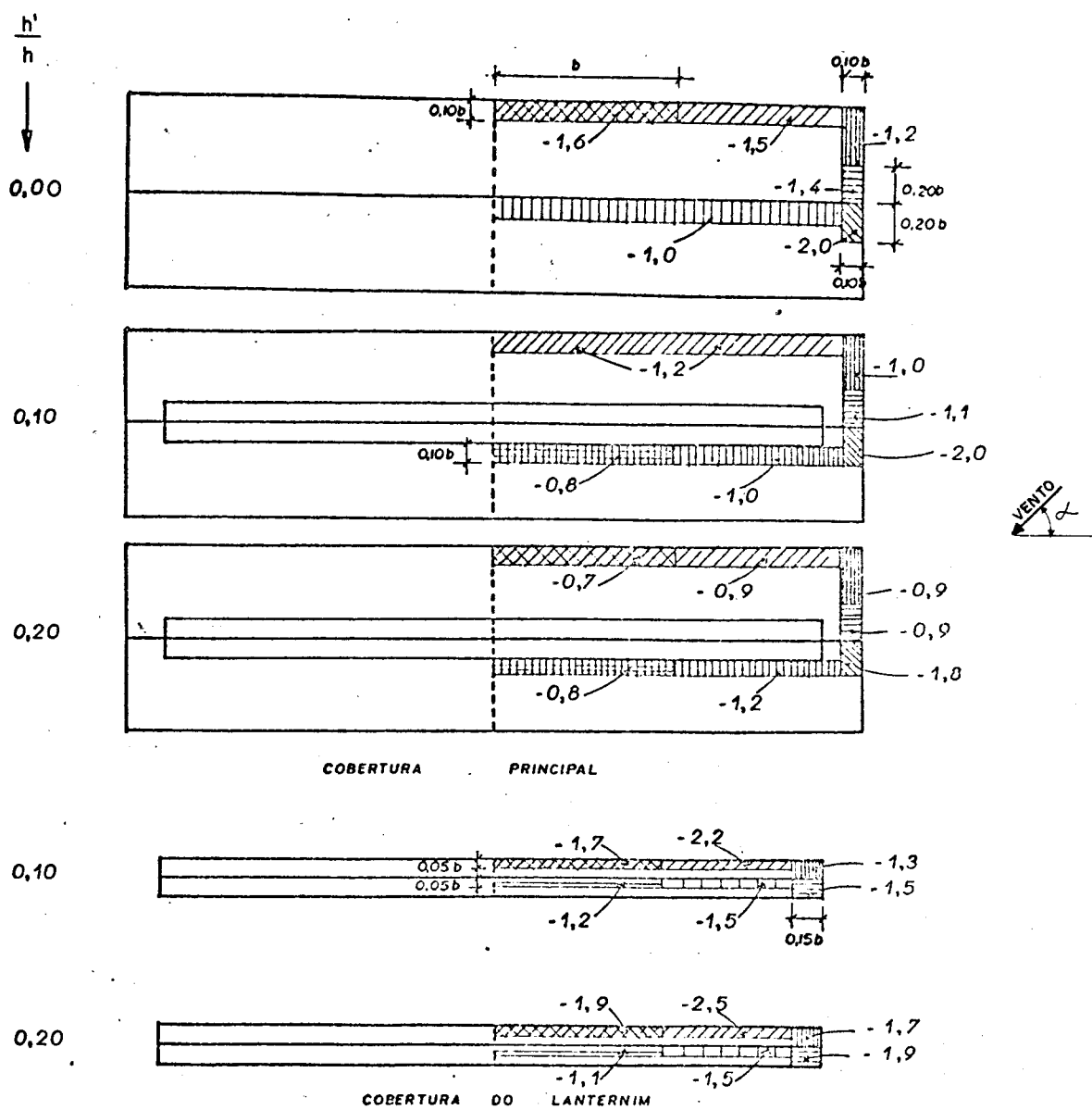
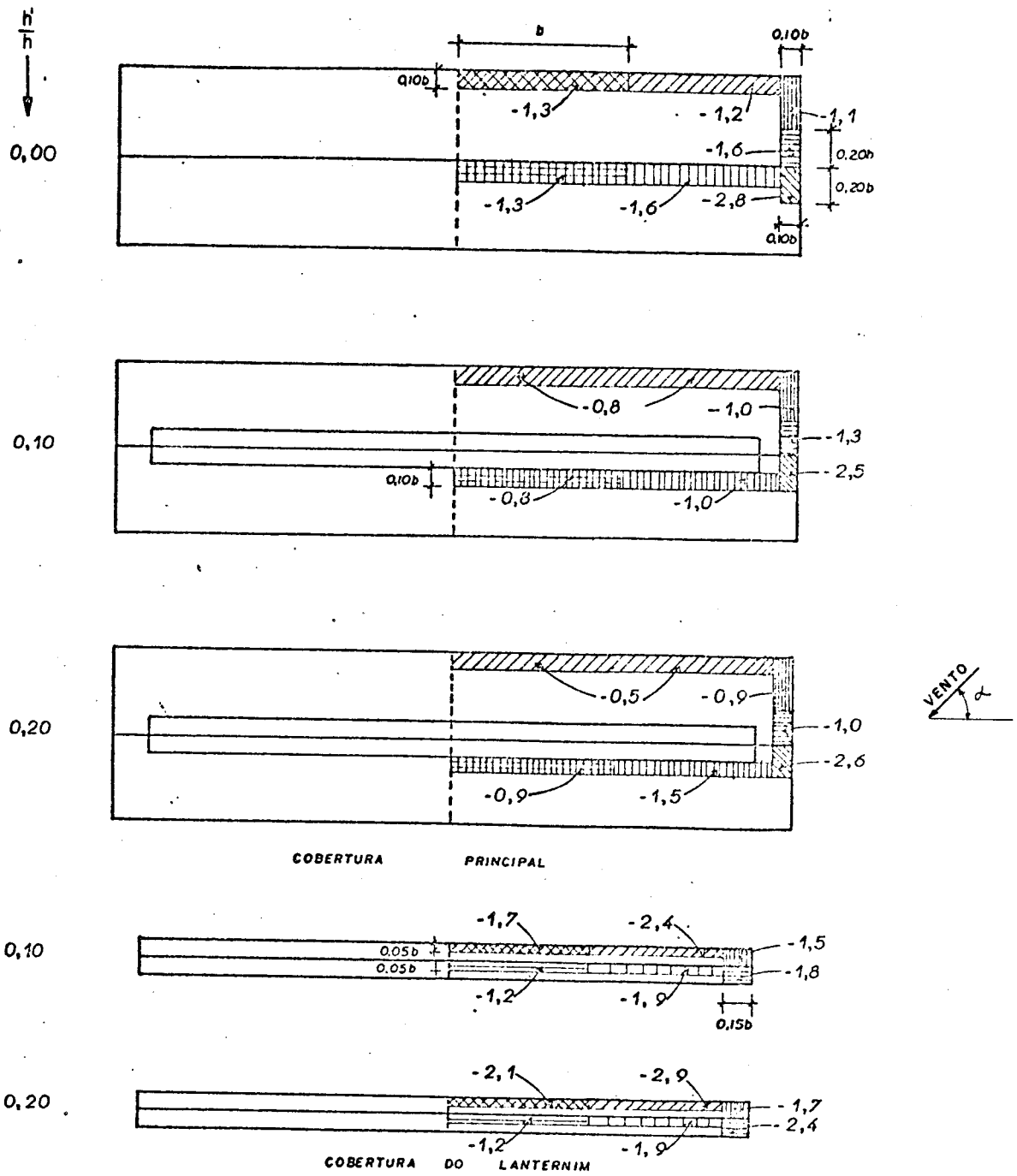


FIG. 5.16 - VALORES DE  $c_{pe}$  PARA A COBERTURA, SÉRIES A e B (19)



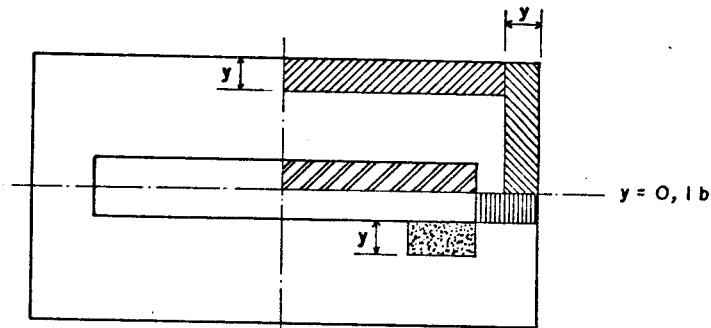
SÉRIE C,  $\theta = 10^\circ$



SÉRIE C  $\theta = 15^\circ$

FIG. 5.17 - VALORES DE  $c_{pe}$  PARA A COBERTURA, SÉRIE C(20)

Em função desses dados, o autor apresenta uma proposta para os valores de  $c_{pe}$  para as zonas definidas no croquis a seguir.



ZONAS $\theta$ $\frac{N}{H}$	[Hachura diagonal /]		[Hachura diagonal \]		[Hachura vertical]		[Hachura diagonal /]		[Hachura pontilhada]	
	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20	0,10	0,20
10°	-1,2	-0,9	-1,0	-0,9	-1,4	-1,3	-1,9	-2,2	-1,0	-1,2
15°	-0,8	-0,5	-1,1	-1,0	-1,8	-2,0	-2,0	-2,5	-1,0	-1,5

FIG. 5.18 - VALORES DE  $c_{pe}$  MÉDIO PARA COBERTURAS A DUAS ÁGUAS COM LANTERNIM

Julgou-se conveniente definir uma zona para  $c_{pe}$  que vai da extremidade do lanternim à do edifício e com meia largura do lanternim (zona com hachuras verticais na fig. 5.18) porque nesta região as sucções são bastante elevadas, sendo críticas para incidência do vento a 45° (casos estudados) e também devido ao fato de que, como dito na introdução do capítulo, a estrutura do lanternim termina na estrutura suporte imediatamente anterior aos oitões; toda esta faixa de cobertura está fixada em terças que logicamente se apoiam na estrutura do oitão e na já citada que suporta a extremidade do lanternim. Assim, especial atenção deve ser dedicada à esses elementos já que sua área de influência pode estar totalmente contida na zona de altas sucções externas.

Destaque-se que a largura das faixas de  $c_{pe}$  aqui definidas é igual a 0,10b e não 0,15b como especifica nossa norma para telhados a duas águas. Se adotada esta última dimensão para largura das faixas, os valores de  $c_{pe}$  apresentados na fig. 5.18 certamente teriam redução em seus valores absolutos.

## 5.6 - COEFICIENTES DE PRESSÃO INTERNA

Como já dito, no Brasil os lanternins normalmente possuem aberturas fixas que, apesar de serem comparativamente menores que as de uma cobertura do tipo shed, mas que por serem contínuas de ambos os lados ao longo de todo o lanternim, se computadas apenas suas próprias aberturas, irão produzir uma sucção interna qualquer que seja a direção do vento. Esta sucção interna irá diminuir a força de ascensão da cobertura como um todo.

Para vento na direção longitudinal da construção, as sucções internas podem atingir a  $-0,8$  para edificações curtas, que decrescem rapidamente em valor absoluto com o aumento do comprimento da edificação para valores de ordem de  $-0,3$  a  $-0,2$ .

Ventos transversais produzirão sucções de valores intermediários em torno de  $-0,6$ , praticamente independente do comprimento da edificação.

Altas sucções internas, chegando a superar a  $-1,0$  podem ocorrer sob vento oblíquo (piores direções no entorno de  $60^\circ$ ) em edifícios curtos, sucções estas que diminuem, continuando porém com valores altos, para edificações mais alongadas.

As frestas que normalmente existem junto aos arremates das paredes do lanternim e junto às calhas da cobertura, se existentes, pouco modificam as pressões internas descritas, porém, aberturas nos fechamentos da própria edificação podem alterá-los substancialmente dependendo de suas dimensões e posição relativa, como já é de nosso conhecimento.



## 6 - COMENTÁRIOS E CONCLUSÕES

Existem inúmeras formas de edificações que, apesar de serem relativamente comuns, não são cobertas pela NBR-6123. Há portanto necessidade de se complementá-la, porém deve-se sempre ter em mente que uma norma deve ser a mais concisa possível, deixando para os manuais aquela parcela que trata de condições e formas específicas, ficando ainda para especialistas do ramo, a análise dos problemas particulares ou de maior responsabilidade. Deve ficar bem claro seu campo de aplicação bem como seus limites de utilização, a fim de que um profissional que conheça o assunto apenas através da norma, não incorra no risco de extrapolações indevidas ou conclusões perigosas.

Sobre o capítulo dois, os comentários foram alocados no final do próprio capítulo; os comentários que se seguem são a respeito dos capítulos três, quatro e cinco, pois tanto os edifícios com coberturas do tipo shed quanto os do tipo duas águas com lanternim, podem ser empregados para as mesmas finalidades, dependendo a escolha entre uma ou outra solução, de aspectos econômicos, de iluminação, de ventilação, e outros.

Destaque-se a solução apresentada no capítulo três, figura 3.2a, onde se recomenda a superposição das telhas opacas com o intuito de minimizar a entrada dos raios solares no interior do edifício. Esta solução não é muito utilizada face ao seu maior custo tanto no tocante à estrutura

metálica quanto ao elemento de vedação, porém, considerando que uma menor incidência de raios solares no interior do edifício melhora sobremaneira as condições de conforto térmico do edifício, bem como o fato de que a superfície diretamente iluminada por esses raios produz um certo ofuscamento, prejudicando a acuidade visual e conseqüentemente diminuindo o rendimento dos funcionários, é de se esperar que esse maior custo inicial seja rapidamente amortizado em função do aumento de produtividade que certamente ocorrerá devido às melhores condições de trabalho existentes na edificação; além disso, tem-se ainda a já citada diminuição de manutenção da parte translúcida pela possibilidade de colocá-las na posição vertical, que é construtivamente uma solução mais simples que a inclinada.

Recomenda-se pois que esta alternativa tenha utilização mais difundida nas regiões norte, nordeste e parte norte da região centro-oeste, e mesmo nas demais regiões do Brasil, sempre que as condições do terreno onde será construído o edifício, não permitirem seu posicionamento segundo a orientação ideal norte-sul e sim em direções próximas a esta, a exemplo, nordeste-sudoeste ou noroeste-sudeste.

É curioso notar que, apesar de ser dispendioso o emprego de tapamentos retos, os empresários os utilizam com maior frequência, talvez por reconhecerem mais facilmente os ganhos que lhes podem advir pelos reflexos que uma melhor estética da edificação pode ter sobre a imagem de sua empresa, além do espaço disponível para divulgação da mesma ou de seus produtos.

No caso das coberturas do tipo duas águas com lanternim, especial atenção deve ser dada, como já aventado no início do capítulo cinco, para as ações sobre a estrutura do lanternim isoladamente e sobre a cobertura com um todo. Devido aos altos coeficientes de forma e de pressão que aparecem nos lanternins, deve-se ter cuidado redobrado com todos os elementos que o compõem e também com as fixações das vedações.

Alguns profissionais sugerem que, com a finalidade de se diminuir a força total de arrancamento de algumas superfícies ou parte delas, sejam fixados alguns elementos de vedação estrategicamente localizados (em locais de alta sucção externa) de maneira que estes sejam arrancados em primeiro lugar e assim, devido às aberturas então resultantes, haja um significativo aumento da sucção (ou diminuição da sobrepressão) interna, de maneira a diminuir aquela possibilidade de arrancamento, dando assim maior segurança à estrutura como um todo. O autor não partilha desta opinião, pois estes elementos, uma vez arrancados, podem danificar fechamentos de outras estruturas, devido ao impacto dos mesmos, podendo assim piorar as condições destas, além dos prejuízos materiais nela causados; mais grave ainda: estes elementos, se atingirem uma pessoa, podem causar-lhe a morte, tornando incomensurável o malefício.

Caso seja julgada vantajosa essa alternativa de prever aberturas que induzam o efeito citado, deve-se fazê-lo projetando-se a citada parte do fechamento de maneira que ela se abra, porém sem permitir que sejam arrancados quaisquer de seus elementos.

O autor incentiva a todos os profissionais que militam em projetos de engenharia civil, que procurem recomendar e utilizar com maior frequência a realização de ensaios com a finalidade de determinar com maior precisão e segurança as ações devidas ao vento que irão atuar sobre as edificações que projetam, pois destes podem advir reduções no consumo de materiais além de, pela divulgação dos resultados desses ensaios, contribuirem para um melhor entendimento do fenômeno à toda classe.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - KOLOUSEK, V. et alii Wind effects on civil engineering structures. New York, Elsevier, 1984. 571 p.
- 2 - AÇÃO do Vento nas Edificações. Boletim Eternit. São Paulo, (103): 2-15, out. 1979.
- 3 - BLESSMANN, J. Aerodinâmica das construções. Porto Alegre, Ed. da URS, 1983. 255 p. (Série Engenharia Estrutural, 8).
- 4 - DAVENPORT, A.G. The application of statistical concepts to the wind loading of structures. Proceedings Institution of Civil Engineers, London, 19: 449-472, Aug. 1961.
- 5 - BLESSMANN, J. Intervalo de tempo para cálculo da velocidade básica do vento. 2 ed. ampliada. Porto Alegre, Ed. da URS, 1979. 49p. (Série Engenharia Estrutural, 3).
- 6 - NBR 6123 Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, ABNT, nov. 1980. 52 p.
- 7 - BLESSMANN, J. Efeitos do vento em edificações. Porto Alegre, Ed. da URS, 1978. 63 p. (Série Engenharia Estrutural, 7).

- 8 - BLESSMANN, J. Acidentes causados pelo vento. Porto Alegre Ed. da URGs, 1978. 39p. (Série Engenharia Estrutural, 2).
- 9 - CALCUL des effets du vent sùr les constructions: Recommendations de la Convention Européene de la Construction Métallique. Construction Metallique, (3): 24-96, Sept. 1979.
- 10- BLESSMANN, J. Efeitos do vento em edifícios e cúpulas 2. ed. Porto Alegre, Ed. da URGs, 1978. 46 p. (Série Engenharia Estrutural, 1).
- 11- CHIEN, N. et alii. Wind-tunnel studies for pressure distribution on elementary building forms. Iowa, Iowa Institute of Hidraulic Research, 1951. 133 p.
- 12- BLESSMANN, J. Considerações sobre alguns tópicos para uma norma de vento. 2. ed. ampliada. Porto Alegre, Ed. da URGs, 1979. 61 p. (Série Engenharia Estrutural, 4).
- 13- WHITE, R.N.; GERGELY, P.; SEXSMITH, R.G. Structural engineering. 2.ed. New York, John Wiley, 1976. v. 1, p. 72. (fig. 3.9).
- 14- VENTO foi problema na estrutura do Edifício Itália. O Dirigente Construtor, 1(1): 12-25, nov. 1964.
- 15- BLESSMANN, J. Pressão interna. Porto Alegre, Ed. da URGs, 1978. 61 p. (Série Engenharia Estrutural, 5).
- 16- SCHULTE, H.; YAGUI, T.; PITTA, J.A.A. Estruturas metálicas para coberturas. São Carlos, SP, Departamento de Publicações da EESC-USP, 1981. 72 p.

- 17 - SIA - 160. Norme concernant les charges la misse en service et la surveillance des constructions. Zurich, Societé Suisse des Ingenieurs et des Architectes, 1970. Art. 26, p. 11-12, 26-38.
- 18 - HADDON, J.D. Wind loading on roofs Engineering, London, 184 (4782): 559-561, Nove. 1957.
- 19 - SILVEIRA, N.I.B. Pressões causadas por vento turbulento em telhados à duas águas, com e sem lanternim fechado. Porto Alegre, RS, Ed. da URGs, 1983. 95 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil).
- 20 - MACHADO, C.G. & BLESSMANN, J. Pressões causadas por vento turbulento em telhados à duas águas de proporções em planta 4 x 1 com e sem lanternim fechado. Porto Alegre, RS, Ed. da URGs, 1984. 35 p. (Caderno Técnico, 80).