



## Forças devidas ao vento

### APRESENTAÇÃO

1) Este Projeto de Revisão foi elaborado pela Comissão de Estudo de Forças Devidas ao Vento em Edificações (CE-002:122.016) do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002), nas reuniões de:

14.08.2016	14.12.2016	26.04.2017
09.08.2017	16.08.2018	21.08.2020
26.02.2021	06.05.2021	29.07.2021
18.11.2021	24.03.2022	

a) é previsto para cancelar e substituir a ABNT NBR 6123:1988, a qual foi tecnicamente revisada, quando aprovado, sendo que, nesse íterim, a referida norma continua em vigor;

b) não tem valor normativo.

2) Aqueles que tiverem conhecimento de qualquer direito de patente devem apresentar esta informação em seus comentários, com documentação comprobatória.

3) Analista ABNT – Michelly Oliveira.

© ABNT 2023

Todos os direitos reservados. Salvo disposição em contrário, nenhuma parte desta publicação pode ser modificada ou utilizada de outra forma que altere seu conteúdo. Esta publicação não é um documento normativo e tem apenas a incumbência de permitir uma consulta prévia ao assunto tratado. Não é autorizado postar na internet ou intranet sem prévia permissão por escrito. A permissão pode ser solicitada aos meios de comunicação da ABNT.



## Forças devidas ao vento

*Wind loads*

### Prefácio

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é o Foro Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (ABNT/CB), dos Organismos de Normalização Setorial (ABNT/ONS) e das Comissões de Estudo Especiais (ABNT/CEE), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas pelas partes interessadas no tema objeto da normalização.

Os Documentos Técnicos ABNT são elaborados conforme as regras da ABNT Diretiva 2.

A ABNT chama a atenção para que, apesar de ter sido solicitada manifestação sobre eventuais direitos de patentes durante a Consulta Nacional, estes podem ocorrer e devem ser comunicados à ABNT a qualquer momento (Lei nº 9.279, de 14 de maio de 1996).

Os Documentos Técnicos ABNT, assim como as Normas Internacionais (ISO e IEC), são voluntários e não incluem requisitos contratuais, legais ou estatutários. Os Documentos Técnicos ABNT não substituem Leis, Decretos ou Regulamentos, aos quais os usuários devem atender, tendo precedência sobre qualquer Documento Técnico ABNT.

Ressalta-se que os Documentos Técnicos ABNT podem ser objeto de citação em Regulamentos Técnicos. Nestes casos, os órgãos responsáveis pelos Regulamentos Técnicos podem determinar as datas para exigência dos requisitos de quaisquer Documentos Técnicos ABNT.

A ABNT NBR 6123 foi elaborada no Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002), pela Comissão de Estudo de Forças Devidas ao Vento em Edificações (CE-002:122.016). O Projeto de Revisão circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº XX, de XX.XX.XXXX a XX.XX.XXXX.

A ABNT NBR 6123:2023 cancela e substitui a ABNT NBR 6123:1988, a qual foi tecnicamente revisada.

Esta ABNT NBR 6123:2023 não se aplica aos projetos de construção que tenham sido protocolados para aprovação no órgão competente pelo licenciamento anteriormente à data de sua publicação como Norma Brasileira, nem àqueles que venham a ser protocolados no prazo de até 180 dias após esta data, devendo, neste caso ser utilizada a versão anterior da ABNT NBR 6123:1988.

O Escopo em inglês da ABNT NBR 6123 é o seguinte:

### Scope

*This Standard establishes the conditions for consideration of the forces due to static and dynamic wind actions, for building (in a broad sense) design purposes, covering buildings, towers, chimneys, gymnasiums, bridges and other civil engineering constructions, and including the structure as a whole or in parts, structural components and accessories.*



*NOTE 1 Wind pressures are dependent on meteorological and aerodynamic parameters. The meteorological parameters presented in this Code have broad application, while the aerodynamic parameters are applicable to conventional building shapes, structures and components.*

*NOTE 2 Extreme winds in Brazil are generally caused by two types of meteorological phenomena which can also occur simultaneously: extratropical cyclones and local convective storms. The winds produced by these phenomena are called synoptic and non-synoptic, respectively. The criteria and aerodynamic coefficients present in the standards that deal with wind action were determined for synoptic winds. However, based on evidence and studies, it is admitted that they are also applicable to non-synoptic winds up to a height of 150 m.*

*NOTE 3 Instead of the descriptive parameters of the natural wind provided in this Standard, studies with technical-scientific basis can be made, both for determining the values of the basic wind speed and for the characteristics of the wind above 150 m (vertical profiles of the mean wind speeds, intensities and scales of turbulence).*

*NOTE 4 In the case of structures of shapes and dimensions or neighborhood conditions not covered in this Standard, the determination of the forces due to the wind and its effects is performed with the help of special studies, involving consolidated technical-scientific knowledge and standards and/or wind tunnel tests of reduced physical models, with simulation of the main characteristics of the natural wind.*



## Introdução

Esta Norma fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas às ações estática e dinâmica do vento, para efeitos de projeto de edificações, incluindo a estrutura como um todo ou em partes, componentes estruturais e acessórios como revestimentos e vedações. O termo edificações é aplicado em sentido amplo, abrangendo edifícios, torres, chaminés, ginásios, pontes e outras obras de engenharia civil.

Os ventos extremos no Brasil são, em geral, causados por dois tipos de fenômenos meteorológicos que podem ocorrer de forma isolada ou em conjunto: ciclones extratropicais e tempestades convectivas locais. Os ventos produzidos por estes fenômenos são denominados, respectivamente, sinóticos e não-sinóticos.

As pressões e as forças devidas ao vento são calculadas em função de parâmetros meteorológicos (velocidade básica do vento  $V_0$  e os fatores de ajuste  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ ) e aerodinâmicos (coeficientes de pressão, de forma e de força). A velocidade básica do vento é fornecida por meio do mapa de isopletas, o qual foi elaborado a partir de análises de valores extremos das velocidades do vento registradas em estações meteorológicas, sem distinção do tipo de fenômeno que originou o vento. Os fatores de ajuste de velocidade ( $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ ) e também os coeficientes aerodinâmicos foram determinados considerando as características de ventos do tipo sinótico. Entretanto, com base em evidências e estudos, se admite que estes são também aplicáveis a ventos não-sinóticos até a altura de 150 m.

O procedimento geral para a determinação das forças em estruturas de comportamento quase-estático frente à ação do vento é descrito nas Seções 4 e 5. Os parâmetros aerodinâmicos para edificações correntes e elementos estruturais são apresentados nas Seções 6 a 8 e 11. O comportamento dinâmico de edifícios e torres é abordado nas Seções 9 e 10 e o de pontes na Seção 11.

Em relação à ABNT NBR 6123:1988 destacam-se as seguintes alterações: revisão de texto e de figuras; reorganização do texto; inserção de novas seções sobre vibração por desprendimento de vórtices e ação de vento em pontes; revisão de conteúdo do seguintes temas: conforto de usuários de edifícios sob ação de vento, vibração devida à turbulência atmosférica.

A Comissão de Estudo abordou a revisão do mapa de isopletas por meio do Grupo de Trabalho Isopletas que se reuniu por quatro vezes ao longo do ano de 2021. Na reunião da Comissão, em 18 de novembro de 2021, o tema foi submetido a discussão e deliberação sem, entretanto, se chegar a um consenso. Dessa forma, o mapa que consta do projeto de revisão da ABNT NBR 6123 é o mesmo mapa da versão vigente. O tema será retomado após a publicação da nova versão da norma e o mapa revisado será incorporado à mesma por meio de adendo.



## Forças devidas ao vento

### 1 Escopo

Esta Norma estabelece as condições para consideração das forças devidas às ações estática e dinâmica do vento, para efeitos de projeto de edificações (em sentido amplo), abrangendo edifícios, torres, chaminés, ginásios, pontes e outras obras de engenharia civil, e incluindo a estrutura como um todo ou em partes, componentes estruturais e acessórios.

NOTA 1 As pressões devidas ao vento dependem de aspectos meteorológicos e aerodinâmicos. Os parâmetros meteorológicos apresentados nesta Norma têm ampla aplicação, enquanto os parâmetros aerodinâmicos se referem a formas usuais de edificações, estruturas e componentes.

NOTA 2 Os ventos extremos no Brasil são, em geral, causados por dois tipos de fenômenos meteorológicos que podem ocorrer de forma isolada ou em conjunto: ciclones extratropicais e tempestades convectivas locais. Os ventos produzidos por estes fenômenos são denominados, respectivamente, sinóticos e não-sinóticos. Os critérios e coeficientes aerodinâmicos presentes nas normas que tratam de ação de vento foram determinados para ventos sinóticos. Entretanto, com base em evidências e estudos, se admite que estes são também aplicáveis a ventos não-sinóticos até a altura de 150 m.

NOTA 3 Em substituição aos parâmetros descritivos do vento natural fornecidos nesta Norma, estudos com base técnico-científica podem ser feitos, tanto para determinação dos valores de velocidade básica do vento quanto para as características do vento acima de 150 m (perfil vertical das velocidades médias, intensidades e escalas da turbulência).

NOTA 4 No caso de estruturas de formas e dimensões ou condições de vizinhança não contempladas nesta Norma, a determinação das forças devidas ao vento e seus efeitos é realizada com o auxílio de estudos especiais, envolvendo conhecimentos técnico-científicos e normativos consolidados e/ou ensaios de modelos físicos reduzidos em túnel de vento, com simulação das principais características do vento natural.

### 2 Termos e definições

Para os efeitos deste documento, aplicam-se os seguintes termos e definições.

#### 2.1

##### **barlavento**

região de onde sopra o vento, em relação à edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente

#### 2.2

##### **componente**

parte de uma edificação ou estrutura como elemento estrutural, vedação, revestimento, telha, painel, antena e assemelhados

#### 2.3

##### **edificação**

toda obra construída, abrangendo edifícios, torres, pontes etc.

#### 2.4

##### **estrutura**

sistema composto de elementos destinados ao suporte de obras de infraestrutura, como edifícios, torres, pontes e passarelas



## 2.5

### **reticulado**

toda estrutura constituída por barras retas

## 2.6

### **sobrepessão**

pressão efetiva acima da pressão atmosférica de referência (sinal positivo)

## 2.7

### **sotavento**

região oposta àquela de onde sopra o vento, em relação à edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente

## 2.8

### **sucção**

pressão efetiva abaixo da pressão atmosférica de referência (sinal negativo)

## 2.9

### **superfície frontal**

superfície definida pela projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento ("superfície de sombra")

## 2.10

### **vento básico**

vento a que corresponde a velocidade básica  $V_0$

## 2.11

### **vento de alta turbulência**

classificação de vento para fins de redução de coeficiente de arrasto, conforme as prescrições de 6.1.3

## 2.12

### **vento de baixa turbulência**

vento que se verifica em todos os demais casos em relação a 2.11

## 3 Símbolos

Para os efeitos deste documento, aplicam-se os seguintes símbolos.

### 3.1 Letras romanas maiúsculas

$A$	área de uma superfície plana sobre a qual é calculada a força exercida pelo vento, a partir dos coeficientes de forma $C_e$ e $C_i$ (força perpendicular à superfície) e do coeficiente de atrito $C_f$ (força tangente à superfície)
$A_e$	área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra"); usada no cálculo do coeficiente de arrasto
$A_i$	área de influência correspondente à coordenada $i$
$A_0$	área de referência



<i>B</i>	largura do tabuleiro de ponte
<i>C</i>	coeficiente aerodinâmico genérico (de força ou de pressão)
<i>C<sub>a</sub></i>	coeficiente de arrasto; $C_a = F_a / (q A)$
<i>C<sub>ai</sub></i>	coeficiente de arrasto correspondente à coordenada <i>i</i>
<i>C<sub>e</sub></i>	coeficiente de forma externo; $C_e = F_e / (q A)$
<i>C<sub>f</sub></i>	coeficiente de força; $C_f = F / (q A)$
<i>C<sub>i</sub></i>	coeficiente de forma interno; $C_i = F_i / (q A)$
<i>C<sub>t</sub></i>	coeficiente de atrito; $C_t = F_t / (q A)$
<i>C<sub>x</sub></i>	coeficiente de força na direção <i>x</i> ; $C_x = F_x / (q A)$
<i>C<sub>y</sub></i>	coeficiente de força na direção <i>y</i> ; $C_y = F_y / (q A)$
<i>F</i>	força em uma superfície plana de área <i>A</i> perpendicular à respectiva superfície
<i>F<sub>a</sub></i>	força de arrasto: componente da força devida ao vento na direção do vento
<i>F<sub>e</sub></i>	força externa à edificação, agindo em uma superfície plana de área <i>A</i> , perpendicularmente à respectiva superfície
<i>F<sub>g</sub></i>	força global do vento resultante de todas as forças exercidas pelo vento sobre uma edificação ou parte da mesma
<i>F<sub>i</sub></i>	força interna à edificação, agindo em uma superfície plana de área <i>A</i> , perpendicularmente à respectiva superfície
<i>F<sub>L</sub></i>	carga equivalente estática por unidade de comprimento
<i>F<sub>r</sub></i>	fator de rajada
<i>F<sub>t</sub></i>	força de atrito em uma superfície plana de área <i>A</i> tangente à respectiva superfície
<i>F<sub>x</sub></i>	componente da força do vento na direção <i>x</i>
<i>F<sub>y</sub></i>	componente da força do vento na direção <i>y</i>
<i>H</i>	altura da seção transversal de tabuleiro de ponte
<i>I<sub>1</sub></i>	intensidade da componente longitudinal da turbulência
<i>L = 1 800 m</i>	
<i>L<sub>t</sub></i>	dimensão característica que representa, a depender da situação: altura <i>h</i> ou largura $\ell_1$ da superfície frontal de uma edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente, para a determinação do intervalo de tempo <i>t</i>
<i>L<sub>p</sub></i>	comprimento do vão de ponte



$L_1$	macroescala da componente longitudinal da turbulência
$P_{ae}$	parâmetro de susceptibilidade à excitação aerodinâmica de tabuleiro de ponte
$P_m$	probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período de $m$ anos
$\hat{Q}$	variável de esforço (força, momento fletor, tensão etc.) ou geométrica (deformação, deslocamento, giro) obtida de análise estática da estrutura sob a ação do carregamento dado pelos métodos simplificado e do modelo discreto
$Re$	número de Reynolds
$S_1$	fator topográfico
$S_2$	fator que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação, estrutura ou componente em estudo, e de sua altura sobre o terreno
$S_3$	fator baseado em conceitos probabilísticos
$S_t$	número de Strouhal
$S_c$	número de Scruton
$T$	período fundamental da estrutura
$V_0$	velocidade básica do vento: velocidade de uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, excedida na média uma vez em 50 anos
$\bar{V}_{ae}$	velocidade média horária na altura do tabuleiro de ponte
$V_{cr}$	velocidade crítica associada aos fenômenos de vibração por desprendimento de vórtices e galope
$V_{div}$	velocidade crítica associada a fenômenos divergentes (drapejamento e divergência torcional)
$V_k$	velocidade característica do vento: $V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$
$\bar{V}_p$	velocidade de projeto: $\bar{V}_p = \bar{V}_{10 \text{ min}, II} (z = 10 \text{ m}) S_1 S_3 = 0,69 V_0 S_1 S_3$
$\bar{V}_t(h)$	velocidade média do vento sobre $t$ segundos em uma altura $h$ acima do terreno
$\bar{V}_{t,i}(z)$	velocidade média sobre $t$ segundos em uma altura $z$ acima do terreno, para a Categoria $i$ (sem considerar os parâmetros $S_1$ e $S_3$ )
$X_i$	força total devida ao vento na direção da coordenada $i$ (método do modelo discreto)
$\bar{X}_i$	parcela média da força $X_i$
$\hat{X}_i$	parcela flutuante de $X_i$

### 3.2 Letras romanas minúsculas

$a$  lado maior: a maior dimensão horizontal de uma edificação



$b$	lado menor: a menor dimensão horizontal de uma edificação
$b_m$	parâmetro meteorológico usado na determinação de $S_2$
$c$	dimensão de referência em barras prismáticas de faces planas
$c_{as}$	coeficiente de arrasto superficial
$c_p$	coeficiente de pressão: $c_p = c_{pe} - c_{pi}$
$c_{pe}$	coeficiente de pressão externa: $c_{pe} = \Delta p_e / q$
$c_{pi}$	coeficiente de pressão interna: $c_{pi} = \Delta p_i / q$
$c_\alpha$	largura de uma barra prismática, medida em direção perpendicular à do vento
$d$	diâmetro de um cilindro circular; diâmetro do círculo de base de uma cúpula
$d_t$	diferença de nível entre a base e o topo de morro ou talude para cálculo do fator $S_1$
$d_0$	diâmetro de seção circular tomado no terço superior de estrutura alteada
$e$	distância da borda de placa ou parede ao ponto de aplicação de $F$
$e_a$	excentricidade na direção da dimensão $a$ em relação ao eixo geométrico vertical da edificação
$e_b$	excentricidade na direção da dimensão $b$ em relação ao eixo geométrico vertical da edificação
$f$	flecha de abóbada cilíndrica ou de cúpula
$f_1$	frequência fundamental de vibração
$f_n$	frequência natural de vibração
$f_v$	fator de vizinhança
$g_y$	fator de pico
$h$	altura de uma edificação acima do terreno, medida até o topo de platibanda ou nível do beiral
$h_a$	dimensão vertical de muro ou placa
$h_b$	distância entre os banzos paralelos de uma treliça
$l$	comprimento de barra, muro ou placa
$l_1$	largura: dimensão horizontal de uma edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente na direção perpendicular à direção do vento
$l_2$	profundidade: dimensão horizontal de uma edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente na direção do vento



$m$	massa por unidade de comprimento da estrutura
$m_a$	vida útil da edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente, em anos
$m_0$	massa discreta de referência
$m_m$	valor médio da massa por unidade de comprimento do terço superior da estrutura
$m_e$	massa equivalente por unidade de comprimento da estrutura
$m_i$	massa discreta correspondente à coordenada $i$
$n$	número de graus de liberdade
$p$	expoente da lei potencial de variação de $S_2$
$q$	pressão dinâmica do vento, correspondente à velocidade característica $V_k$ , em condições normais de pressão (1 atm = 1 013,2 mbar = 101 320 Pa) e de temperatura (15 °C): $q = 0,613 V_k^2$ ( $q$ : N/m <sup>2</sup> ; $V_k$ : m/s)
$r$	raio
$t$	intervalo de tempo para a determinação da velocidade média do vento
$x$	distância entre a linha de mudança de categoria de rugosidade do terreno e o ponto considerado
$x(z)$	função de forma modal de vibração ao longo da altura $z$
$x_i$	deslocamento correspondente à coordenada $i$
$x_j$	vetor de forma modal de vibração associada ao modo $j$
$z$	cota acima do terreno
$z_0$	comprimento de rugosidade
$z_{01}$	comprimento de rugosidade do terreno situado a barlavento de uma mudança de rugosidade
$z_{02}$	comprimento de rugosidade do terreno situado a sotavento de uma mudança de rugosidade
$z_g$	altura gradiente: altura da camada limite atmosférica
$z_i$	altura do elemento $i$ da estrutura sobre o nível do terreno; altura acima do terreno até a qual o perfil de velocidades médias é definido pela rugosidade do terreno situado a sotavento da linha de mudança de rugosidade, para $z_{01} < z_{02}$
$z_x$	altura acima do terreno a partir da qual o perfil de velocidades médias é definido pela rugosidade do terreno situado a barlavento da linha de mudança de rugosidade
$z_r$	altura de referência $z_r = 10$ m

### 3.3 Letras gregas

$\alpha$	ângulo de incidência do vento, indicado na figura de referência
----------	---



$\beta$	ângulo central entre a direção do vento e o raio que passa pelo ponto em consideração na periferia de um cilindro circular
$\gamma$	expoente da expressão da forma modal para o primeiro modo de vibração
$\Delta p$	pressão efetiva em um “ponto” (área muito pequena) na superfície de uma edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente: $\Delta p = \Delta p_e - \Delta p_i$
$\Delta p_e$	pressão efetiva externa: diferença entre a pressão atmosférica em um “ponto” (área muito pequena) na superfície externa de uma edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente e a pressão atmosférica do vento incidente, a barlavento da estrutura, na corrente de ar não perturbada pela presença de obstáculos
$\Delta p_i$	pressão efetiva interna: diferença entre a pressão atmosférica em um “ponto” (área muito pequena) na superfície interna de uma edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente e a pressão atmosférica do vento incidente, a barlavento da estrutura, na corrente de ar não perturbada pela presença de obstáculos
$\zeta$	razão de amortecimento ou taxa de amortecimento
$\eta$	fator de proteção, em reticulados paralelos
$\theta$	ângulo de inclinação de telhados;
$\theta_t$	ângulo de inclinação da superfície média de taludes e encostas de morros, em escoamento de ar considerado bidimensional
$\xi$	fator dinâmico
$\rho$	massa específica do ar; valor de referência igual a 1,226 kg/m <sup>3</sup>
$\phi$	índice de área exposta: área frontal efetiva de um reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado
$\psi$	grandeza adimensional definida por: $\psi = m_i / m_0$

## 4 Procedimento para o cálculo das forças devidas ao vento

### 4.1 Orientações gerais

As forças devidas ao vento sobre uma edificação, estrutura ou componente (concluído ou em construção) devem ser calculadas separadamente para:

- elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação etc.);
- partes da edificação (telhados, paredes etc.);
- a edificação como um todo.

A força devida ao vento pode ser genericamente calculada conforme a seguinte equação:

$$F = q C A f_v$$



onde

- $q$  é a pressão dinâmica;
- $C$  é um coeficiente aerodinâmico de força ou de pressão, especificado em cada caso ( $C_a$ ,  $C_x$ ,  $C_y$ ,  $c_p$ , etc.);
- $A$  é uma área de referência, especificada em cada caso; e
- $f_v$  é o fator de vizinhança, definido em 6.4.

Estruturas ou elementos estruturais com período fundamental superior a 1 s, em particular aqueles fracamente amortecidos, podem apresentar importante resposta dinâmica. Nestes casos, deve ser considerada a ação dinâmica do vento de acordo com os procedimentos indicados nas Seções 9, 10 e 11.

## 4.2 Pressão dinâmica

A pressão dinâmica é determinada do seguinte modo:

- a) a velocidade básica do vento,  $V_0$ , adequada ao local de implantação da edificação, é obtida de acordo com 5.1;
- b) a velocidade básica do vento é multiplicada pelos fatores  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$  para ser obtida a velocidade característica do vento,  $V_k$ , para a parte da edificação, estrutura ou componente em consideração, de acordo com 5.2 a 5.5:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$$

- c) a velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela expressão:

$$q = \frac{1}{2} \rho V_k^2$$

onde

$\rho$  é a massa específica do ar de referência, igual a 1,226 kg/m<sup>3</sup>;

$q = 0,613 V_k^2$ , expresso em Newton por metro ao quadrado (N/m<sup>2</sup>);

$V_k$  é a velocidade característica do vento, expressa em metros por segundo (m/s).

## 4.3 Coeficientes aerodinâmicos

### 4.3.1 Coeficientes de pressão

Como a força do vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo, os coeficientes de pressão são dados para superfícies externas e superfícies internas. Para os fins desta Norma, entende-se como pressão efetiva,  $\Delta p$ , em um área muito pequena (“ponto”) da superfície de uma edificação ou estrutura, o valor calculado conforme a seguir:

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

onde

$\Delta p_e$  é a pressão efetiva externa; e



$\Delta p_i$  é a pressão efetiva interna.

Portanto:  $\Delta p = (c_{pe} - c_{pi}) q$ , sendo  $c_{pe}$  o coeficiente de pressão externa:  $c_{pe} = \Delta p_e / q$ , e  $c_{pi}$  o coeficiente de pressão interna:  $c_{pi} = \Delta p_i / q$ .

Os valores positivos dos coeficientes de pressão externa ou interna correspondem a sobrepressões e os valores negativos correspondem a sucções.

Um valor positivo para  $\Delta p$  indica uma pressão efetiva com o sentido de uma sobrepressão externa, e um valor negativo para  $\Delta p$  indica uma pressão efetiva como sentido de uma sucção externa.

#### 4.3.2 Coeficientes de forma

A força do vento sobre um elemento plano de edificação, estrutura ou componente de área  $A$  atua em direção perpendicular ao mesmo, sendo calculada conforme a seguinte equação:

$$F = F_e - F_i$$

onde

$F_e$  é a força externa à edificação, estrutura ou componente, agindo na superfície plana de área  $A$ ; e

$F_i$  é a força interna à edificação, estrutura ou componente, agindo na superfície plana de área  $A$ .

Portanto:  $F = q A (C_e - C_i)$ ,

onde

$C_e$  é o coeficiente de forma externo:  $C_e = F_e / (q A)$  e

$C_i$  é o coeficiente de forma interno:  $C_i = F_i / (q A)$ .

Os valores positivos dos coeficientes de forma externo e interno correspondem a sobrepressões e os valores negativos correspondem a sucções.

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

Para os casos previstos nesta Norma, a pressão interna é considerada uniformemente distribuída no interior da edificação. Consequentemente, em superfícies internas planas  $c_{pi} = C_i$ .

#### 4.3.3 Coeficientes de força

A força global do vento sobre uma edificação ou parte dela,  $F_g$ , é obtida pela soma vetorial das forças que aí atuam, e é expressa de forma geral como especificado em 4.1.

A componente da força global na direção do vento, força de arrasto  $F_a$ , é obtida por:

$$F_a = q C_a A_e f_v$$

onde

$C_a$  é o coeficiente de arrasto;

$A_e$  é a área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação, estrutura, elemento estrutural ou componente sobre um plano perpendicular à direção do vento ("área de sombra"), e

$f_v$  é o fator de vizinhança, especificado em 6.4.

## 5 Velocidade característica do vento

### 5.1 Velocidade básica do vento, $V_0$

A velocidade básica do vento,  $V_0$ , é a velocidade de uma rajada de 3 s, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano, excedida em média uma vez em 50 anos.

A Figura 1 apresenta o gráfico das isopletas da velocidade básica no Brasil, com intervalos de 5 m/s.

Como regra geral é admitido que o vento básico pode soprar de qualquer direção horizontal. Em caso de obras de excepcional importância é recomendado um estudo específico para a determinação de  $V_0$ . Para incluir o efeito de direcionalidade do vento no cálculo das forças aerodinâmicas, a determinação de  $V_0$  deve considerar o tipo de evento meteorológico que dá origem aos valores máximos registrados de velocidade. O efeito de direcionalidade do vento não se aplica nos casos de vento originado de tempestades convectivas locais (por exemplo, *downbursts*).

### 5.2 Fator topográfico, $S_1$

O fator topográfico,  $S_1$ , considera as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

a) terreno plano ou fracamente acidentado:

$$S_1 = 1,0$$

b) taludes e morros:

Este procedimento é aplicável a taludes e morros alongados nos quais pode ser admitido um escoamento de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 2.

No ponto A (morros) e nos pontos A e C (taludes):

$$S_1 = 1,0$$

No ponto B ( $S_1$  é uma função  $S_1(z)$ ; interpolar linearmente para  $3^\circ < \theta_t < 6^\circ$  e  $17^\circ < \theta_t < 45^\circ$ ):

$$\theta_t \leq 3^\circ \quad S_1 = 1,0$$

$$6^\circ \leq \theta_t \leq 17^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d_t) \operatorname{tg}(\theta_t - 3^\circ) \geq 1$$

$$\theta_t \geq 45^\circ \quad S_1(z) = 1,0 + (2,5 - z/d_t) 0,31 \geq 1$$

onde

$z$  é a altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado;

$d_t$  é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro;

$\theta_t$  é a inclinação média do talude ou encosta do morro.

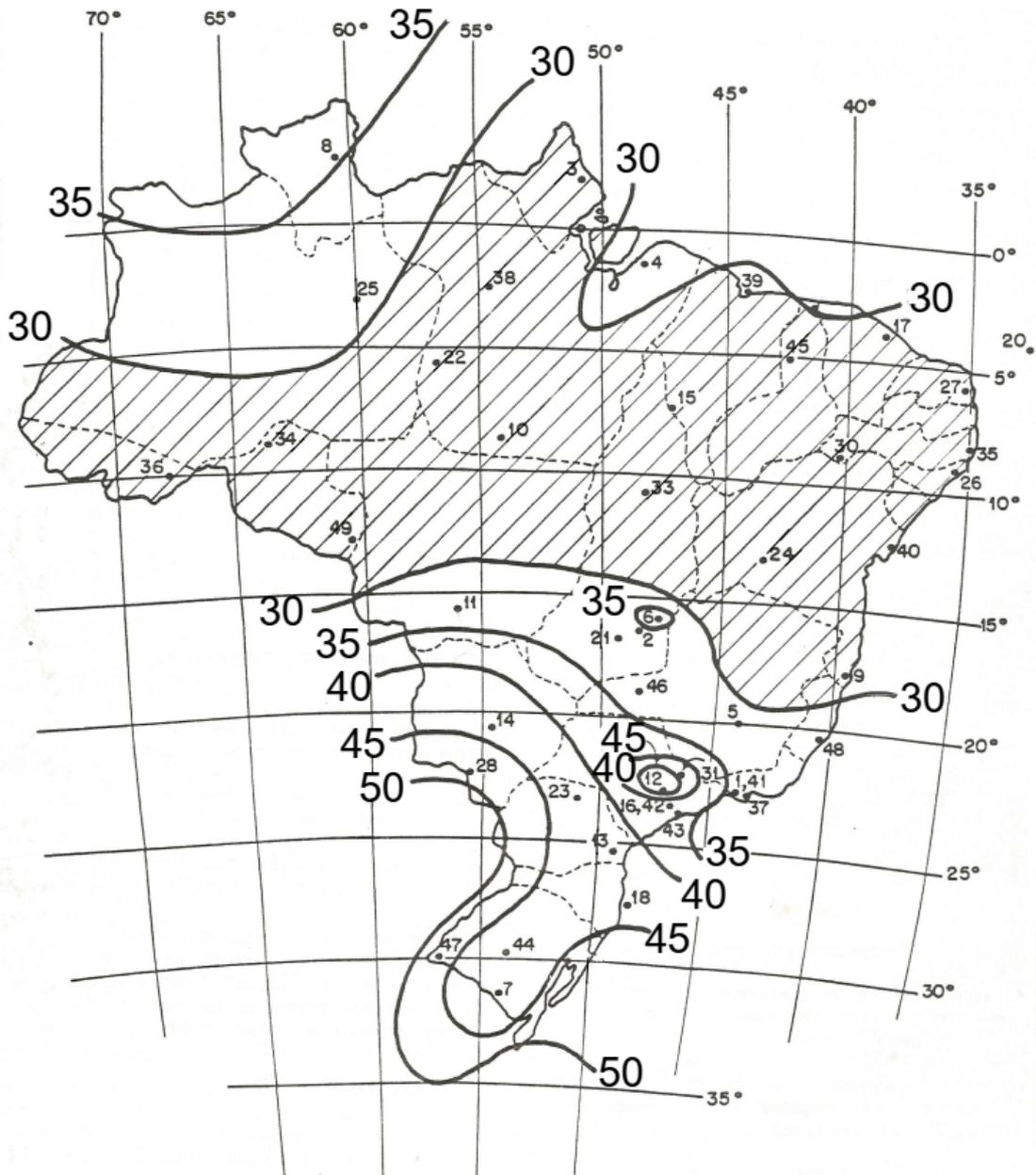
Entre A e B e entre B e C o fator  $S_1$  é obtido por interpolação linear.

c) vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção

$$S_1 = 0,9$$

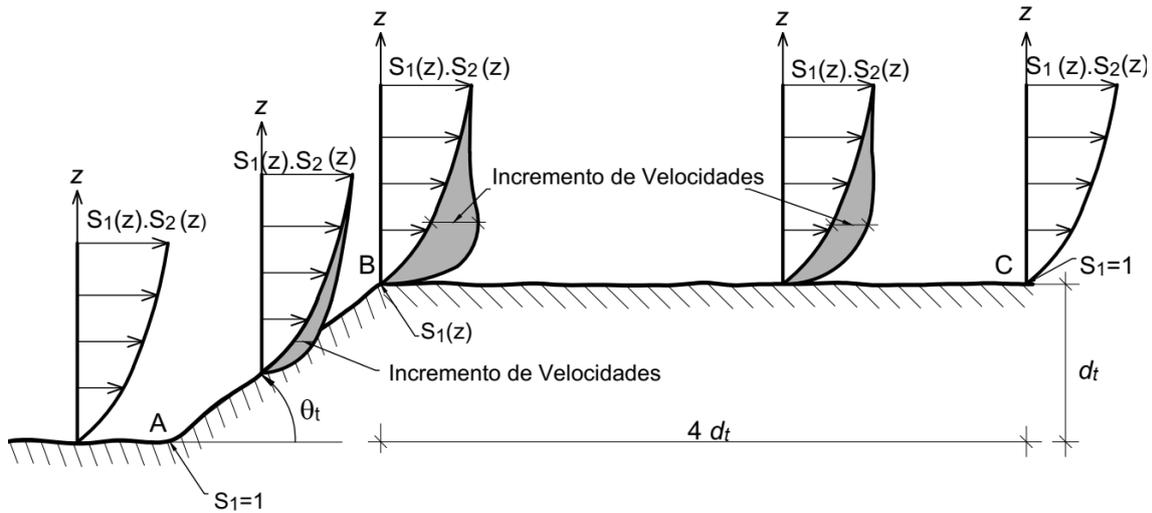
Os valores indicados em 5.2-b) e 5.2-c) constituem uma primeira aproximação e devem ser usados com precaução.

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

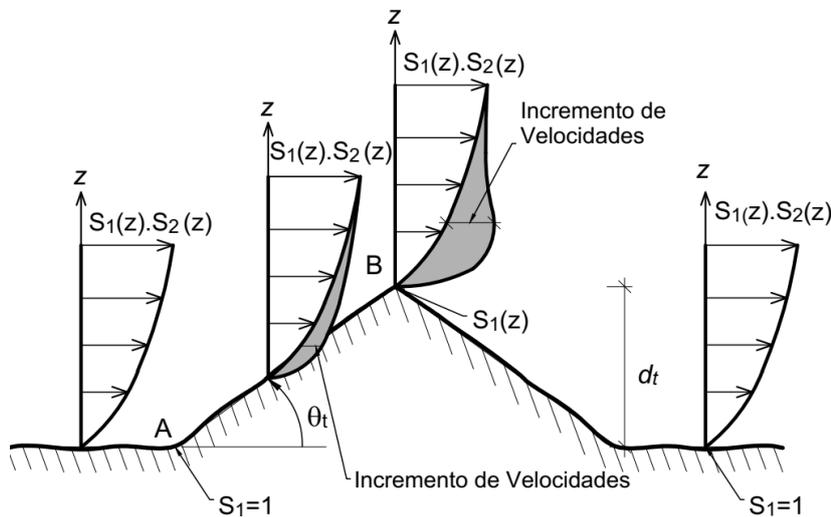


Valores de  $V_0$  mostrados nas extremidades das isopletas. Números associados a pontos no mapa identificam estações meteorológicas (ver o Anexo C).  $V_0$  é a máxima velocidade média sobre 3 s, a 10 m sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos.

Figura 1 – Isopletas de velocidade básica  $V_0$  (m/s)



a) Talude



b) Morro

Figura 2 – Fator topográfico  $S_1(z)$

### 5.3 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação, estrutura ou componente e altura sobre o terreno: Fator $S_2$

O fator  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação, estrutura, parte da estrutura ou componente em consideração.

Em ventos fortes em estabilidade neutra, a velocidade do vento aumenta com a altura acima do terreno. Este aumento depende da rugosidade do terreno e do intervalo de tempo considerado na determinação da velocidade. Este intervalo de tempo está relacionado com as dimensões da edificação, estrutura ou componente, pois edificações e estruturas pequenas e também elementos estruturais e componentes são mais afetados por rajadas de curta duração do que grandes edificações e estruturas. Para estas últimas é mais adequado considerar um intervalo de tempo maior no cálculo da velocidade do vento.

### 5.3.1 Rugosidade do terreno

Para os fins desta Norma, a rugosidade do terreno é classificada em cinco categorias (ver 5.3.1, Nota 1):

- a) Categoria I: superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente;

EXEMPLOS mar calmo (ver 5.3.1, Nota 2), lagos, rios e pântanos sem vegetação.

- b) Categoria II: terrenos abertos, em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas;

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

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

- c) Categoria III: terrenos planos ou ondulados com obstáculos, como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas;

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

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

- d) Categoria IV: terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada;

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

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

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

- e) Categoria V: terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e poucos espaçados.

EXEMPLOS florestas com árvores altas de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

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

NOTA 1 A critério do projetista podem ser consideradas categorias intermediárias, interpolando os valores de  $p$  e  $b$  ou de  $S_2$  indicados em 5.3.4 ou no Anexo A.

NOTA 2 Para mar agitado o valor do expoente  $p$  para uma hora pode chegar a 0,15, em ventos violentos. Em geral  $p \cong 0,12$ .

### 5.3.2 Dimensões da edificação, estrutura ou componente

A velocidade do vento varia continuamente e seu valor médio pode ser calculado sobre qualquer intervalo de tempo. Foi verificado que o intervalo mais curto das medidas usuais (três segundos) corresponde a rajadas cujas dimensões envolvem convenientemente obstáculos com dimensão



máxima de 20 m. Quanto maior o intervalo de tempo usado no cálculo da velocidade média, tanto maior a distância abrangida pela rajada.

Para a definição das partes da edificação ou estrutura a considerar na determinação das ações do vento, é necessário considerar características construtivas ou estruturais que originem pouca ou nenhuma continuidade estrutural ao longo da edificação, como:

- estruturas com juntas que separem o conjunto em duas ou mais partes estruturalmente independentes;
- estruturas com pouca capacidade de redistribuição de cargas na direção perpendicular à direção do vento.

São definidas as seguintes classes de edificações ou estruturas, partes de estruturas e seus elementos ou componentes, com intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de, respectivamente, 3 s, 5 s e 10 s:

- Classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação, estrutura ou parte de edificação e estrutura cuja maior dimensão vertical ou horizontal não exceda 20 m;
- Classe B: toda edificação, estrutura, ou parte de edificação e estrutura, cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m;
- Classe C: toda edificação, estrutura ou parte de edificação e estrutura, cuja maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m.

Para toda edificação, estrutura ou parte, para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 80 m, o intervalo de tempo correspondente pode ser determinado de acordo com as indicações do Anexo A. A adoção de um intervalo de tempo maior do que 10 s conduz a um valor de  $V_k$  distinto do correspondente à Classe C.

### 5.3.3 Altura sobre o terreno

O fator  $S_2$  usado no cálculo da velocidade do vento em uma altura  $z$  acima do nível geral do terreno é calculado pela seguinte equação:

$$S_2 = b_m F_r (z/10)^p$$

onde

$F_r$  é o fator de rajada, o qual sempre corresponde à Categoria II.

A equação precedente é aplicável até a altura  $z_g$ , que define o contorno superior da camada limite atmosférica. Os parâmetros que permitem determinar  $S_2$  para as cinco categorias desta Norma são apresentados na Tabela 1 e na Tabela 2.

Os valores de  $S_2$  para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações e estruturas especificados nesta Norma são dados na Tabela 3.

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 nas fachadas de barlavento e nas fachadas laterais o vento é defletido para baixo, com um conseqüente aumento da pressão dinâmica na parte inferior da edificação. Pela mesma razão o fator  $S_2$  é considerado constante até 10 m de altura na categoria V.



O Anexo A desta Norma indica a determinação do fator  $S_2$  para intervalos de tempo entre 3 s e 1 h, para qualquer rugosidade do terreno.

**Tabela 1 – Parâmetros meteorológicos**

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

**Tabela 2 – Fator de rajada**

$F_r$	Classes		
	A	B	C
	1,00	0,98	0,95



Tabela 3 – Fator  $S_2$

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,25	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,21	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,30	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,31	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,33	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300				1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350							1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400										1,34	1,32	1,31	1,29	1,29	1,29
420										1,35	1,33	1,32	1,30	1,30	1,30
450													1,31	1,32	1,31
500													1,33	1,34	1,34

#### 5.4 Fator estatístico, $S_3$

O fator estatístico  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, estrutura ou componente (ver Anexo B). Conforme 5.1, a velocidade básica  $V_0$  é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio  $T_p$  de 50 anos. A probabilidade de que a velocidade  $V_0$  seja igualada ou excedida neste período é de 63 %.

O nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios etc. (grupo 3). Os valores mínimos do fator  $S_3$  são indicados na Tabela 4.

**Tabela 4 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$**

Grupo	Descrição	$S_3$	$T_p$ (anos)
1	Estruturas 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, edifícios de centrais de controle, torres de comunicação etc.). Obras de infraestrutura rodoviária e ferroviária. Estruturas que abrigam substâncias inflamáveis, tóxicas e/ou explosivas. Vedações das edificações do grupo 1 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,11	100
2	Estruturas cuja ruína represente substancial risco à vida humana, particularmente a pessoas em aglomerações, crianças e jovens, incluindo, mas não limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>• edificações com capacidade de aglomeração de mais de 300 pessoas em um mesmo ambiente, como centros de convenções, ginásios, estádios etc.</li> <li>• creches com capacidade maior do que 150 pessoas;</li> <li>• escolas com capacidade maior do que 250 pessoas;</li> </ul> Vedações das edificações do grupo 2 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,06	75
3	Edificações para residências, hotéis, comércio, indústrias. Estruturas ou elementos estruturais desmontáveis com vistas a reutilização. Vedações das edificações do grupo 3 (telhas, vidros, painéis de vedação).	1,00	50
4	Edificações não destinadas à ocupação humana (depósitos, silos) e sem circulação de pessoas no entorno. Vedações das edificações do grupo 4 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,95	37
5	Edificações temporárias não reutilizáveis. Estruturas dos Grupos 1 a 4 durante a construção (fator aplicável em um prazo máximo de 2 anos). Vedações das edificações do grupo 5 (telhas, vidros, painéis de vedação).	0,83	15

## 5.5 Mudança de rugosidade do terreno

Se a categoria de terreno mudar, com o comprimento de rugosidade passando de  $z_{01}$  para  $z_{02}$ , o vento percorre uma certa distância antes que se estabeleça plenamente o novo perfil de velocidades médias. A alteração do perfil começa próximo ao solo e vai se desenvolvendo com o aumento da distância  $x$  medida a partir da linha de mudança de categoria, conforme mostra a Figura 3-a). O perfil de velocidades médias associado à distância  $x$  é determinado nas subseções 5.5.1 e 5.5.2.

### 5.5.1 Transição para categoria de rugosidade maior ( $z_{01} < z_{02}$ , ver a Figura 3-a))

Determinam-se as alturas  $z_x$  e  $z_i$  pelas equações a seguir:

$$z_x = A z_{02} (x / z_{02})^{0,8}$$

$$z_i = 0,36 z_{02} (x / z_{02})^{0,75}$$

onde

$$A = 0,63 - 0,03 \ln (z_{02} / z_{01})$$



O perfil de velocidades médias (fatores  $S_2$ ) é especificado conforme a seguir (ver a Figura 3-a)):

- da altura  $z_x$  para cima são considerados os fatores  $S_2$  correspondentes ao terreno mais afastado da edificação ( $z_{01}$ );
- da altura  $z_i$  para baixo são considerados os fatores  $S_2$  correspondentes ao terreno que circunda a edificação ( $z_{02}$ );
- na zona de transição entre  $z_i$  e  $z_x$ , considerar uma variação linear do fator  $S_2$ .

### 5.5.2 Transição para a categoria de rugosidade menor ( $z_{01} > z_{02}$ ver Figura 3-b))

Determina-se a altura  $z_x$  pela seguinte equação

$$z_x = A z_{02} (x / z_{02})^{0,8}$$

onde

$$A = 0,73 - 0,03 \ln (z_{01} / z_{02})$$

O perfil de velocidades médias (fatores  $S_2$ ) é especificado conforme a seguir (ver Figura 3-b)):

- da altura  $z_x$  para cima são considerados os fatores  $S_2$  correspondentes ao terreno mais afastado da edificação ( $z_{01}$ );
- da altura  $z_x$  para baixo são considerados os fatores  $S_2$  correspondentes ao terreno que circunda a edificação, porém sem ultrapassar o valor de  $S_2$  determinado na altura  $z_x$  para o terreno de rugosidade  $z_{01}$  (ver 5.5.2-a).

### 5.5.3 Comprimento de rugosidade $z_0$

Os valores de altura da camada limite,  $z_g$ , em cada perfil de velocidades médias plenamente desenvolvidas e os comprimentos de rugosidade,  $z_0$ , são dados na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores de altura de camada limite  $z_g$  e de comprimento de rugosidade  $z_0$

Parâmetro	Categoria				
	I	II	III	IV	V
$z_g$ (m)	250	300	350	420	500
$z_0$ (m)	0,005	0,07	0,30	1,0	2,5

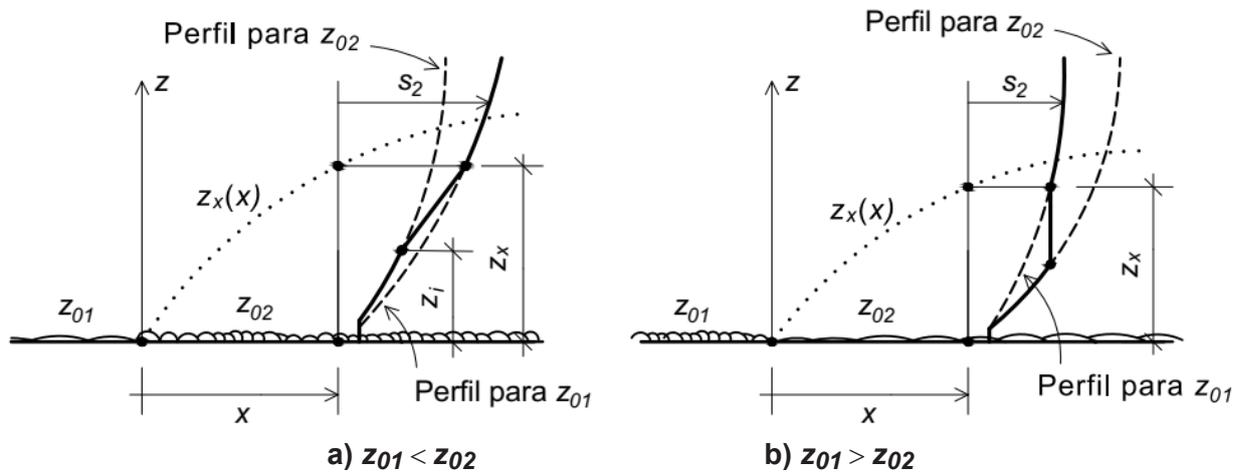


Figura 3 – Perfil de  $S_2$  a sotavento de uma mudança de rugosidade

## 6 Coeficientes aerodinâmicos para edificações correntes

### 6.1 Edificações paralelepípedicas com arestas vivas ou com cantos levemente arredondados: pressões externas e forças de arrasto

#### 6.1.1 Coeficientes de pressão e de forma externos

Valores dos coeficientes de pressão e de forma, externos, para diversos tipos de edificações e para direções críticas do vento são dados nas Tabelas 6 a 12. Superfícies em que ocorrem variações consideráveis de pressão foram subdivididas e coeficientes são dados para cada uma das partes.

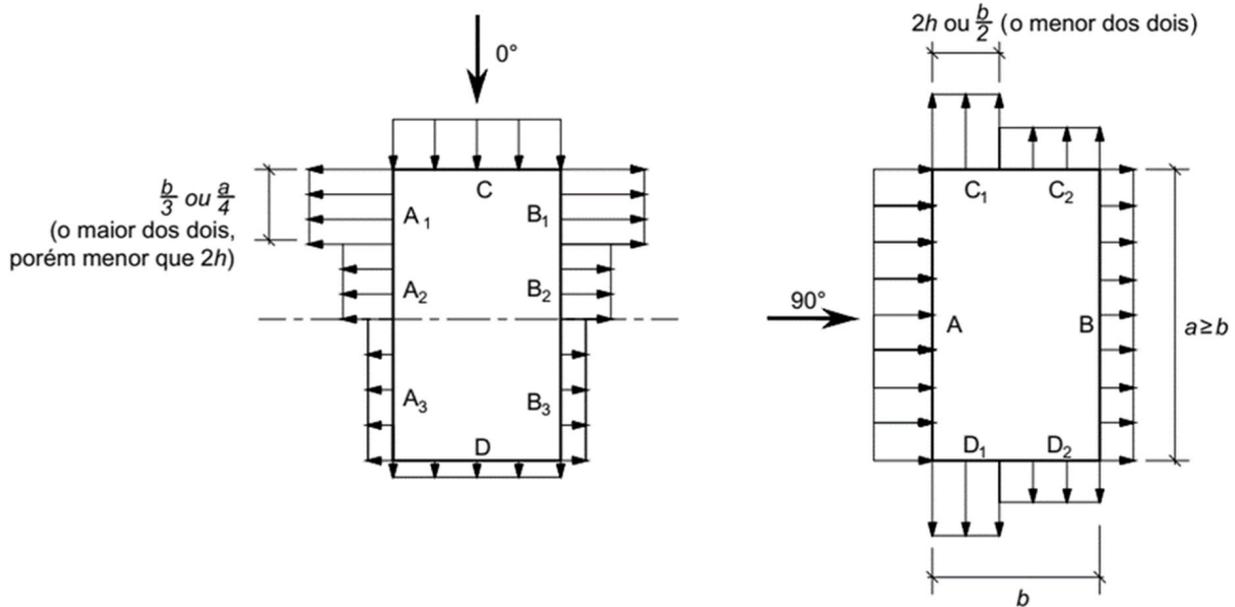
Zonas com altas sucções aparecem junto às arestas de paredes e de telhados e têm sua localização dependendo do ângulo de incidência do vento. Portanto, estas sucções elevadas não aparecem simultaneamente em todas estas zonas, para as quais as tabelas apresentam valores médios de coeficientes de pressão externa ( $c_{pe}$  médio). Estes coeficientes devem ser usados somente para o cálculo das forças do vento nas respectivas zonas, aplicando-se ao dimensionamento, verificação e ancoragem de componentes de vedação e seus elementos de apoio.

Para o cálculo de elementos de vedação e de suas fixações a peças estruturais deve ser usado o fator  $S_2$  correspondente à classe A, com o valor de  $C_e$  ou  $c_{pe}$  médio aplicável à zona em que se situa o respectivo elemento.

Para o cálculo das peças estruturais principais, deve ser usado o fator  $S_2$  correspondente à classe A, B ou C, com o valor de  $C_e$  aplicável à zona em que se situa a respectiva peça estrutural.

**Tabela 6 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes de edificações de planta retangular  $a \times b$ , sendo  $b$  a menor dimensão**

Altura relativa	Valores de $C_e$ para								$C_{pe}$ médio	
	$\alpha = 0^\circ$				$\alpha = 90^\circ$					
	$A_1$ e $B_1$	$A_2$ e $B_2$	C	D	A	B	$C_1$ e $D_1$	$C_2$ e $D_2$		
 $\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ 0,2b ou h (o menor dos dois)	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	-0,9
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,8	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,0
 $\frac{1}{2} < \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-0,9	-0,5	+0,7	-0,5	+0,7	-0,5	-0,9	-0,5	-1,1
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-0,9	-0,4	+0,7	-0,3	+0,7	-0,6	-0,9	-0,5	-1,1
 $\frac{3}{2} < \frac{h}{b} \leq 6$	$1 \leq \frac{a}{b} \leq \frac{3}{2}$	-1,0	-0,6	+0,8	-0,6	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2
	$2 \leq \frac{a}{b} \leq 4$	-1,0	-0,5	+0,8	-0,3	+0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-1,2



NOTA 1 A altura  $h$  está especificada no detalhe I da Tabela 5.

NOTA 2 Para  $a/b$  entre  $3/2$  e  $2$ , interpolar linearmente.

NOTA 3 Para vento a  $0^\circ$ , nas partes  $A_3$  e  $B_3$  o coeficiente de forma  $C_e$  tem os seguintes valores:

- $a/b = 1$ : mesmo valor das partes  $A_2$  e  $B_2$  ;
- $a/b \geq 2$ :  $C_e = -0,2$ ;
- $1 < a/b < 2$ : interpolar linearmente.

NOTA 4 Para cada uma das duas incidências do vento ( $0^\circ$  ou  $90^\circ$ ) o coeficiente de pressão médio externo,  $C_{pe}$  médio, é aplicado à parte de barlavento das paredes paralelas ao vento (área hachurada nas figuras da Tabela 6), em uma distância igual a  $0,2b$  ou  $h$ , considerando-se o menor destes dois valores.

NOTA 5 Para determinar o coeficiente de arrasto,  $C_a$ , recomenda-se o uso do gráfico da Figura 4 (vento de baixa turbulência) ou da Figura 5 (vento de alta turbulência – ver 6.1.3).

**Tabela 7 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, em edificações de planta retangular  $a \times b$ , sendo  $b$  a menor dimensão**

Altura Relativa	$\theta$	Valores de $C_e$ para				$c_{pe}$ médio					
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$							
		EFI	GHJ	EG	FH						
$\frac{h}{b} \leq \frac{1}{2}$ 	0°	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0	—		
	5°	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2	-1,0		
	10°	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4		-1,2		
	15°	-1,0	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,2		-1,2		
	20°	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0	-1,2		-1,2		
	30°	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8	-1,2		-1,1		
	45°	+0,3	-0,5	-0,7	-0,6	-0,8	-1,2		-1,1		
	60°	+0,7	-0,6	-0,7	-0,6	-0,8	-1,2		-1,1		
$\frac{1}{2} \leq \frac{h}{b} \leq \frac{3}{2}$ 	0°	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0	—		
	5°	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0		
	10°	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2		
	15°	-1,0	-0,6	-0,8	-0,6	-1,8	-1,5	-1,5	-1,2		
	20°	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5	-1,0		
	30°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0		
	45°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0		
	60°	+0,6	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0	-1,5	-1,5	-1,0		
$\frac{3}{2} \leq \frac{h}{b} \leq 6$ 	0°	-0,8	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0	—		
	5°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,0		
	10°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5	-1,2		
	15°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,8	-1,8	-1,5	-1,2		
	20°	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2		
	30°	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5	-1,5	-1,5	-1,2		
	40°	-0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0	-1,5	-1,5	-1,2		
	50°	+0,2	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0	-1,5	-1,5	-1,2		
	60°	+0,5	-0,5	-0,8	-0,7	-1,0	-1,5	-1,5	-1,2		
	$a \geq b$ 										
	Detalhe I $\leq 0,1b$				$x = \frac{b}{3} \text{ ou } \frac{a}{4}$ (o maior dos dois valores, porém $\leq 2h$ )				$y = h \text{ ou } 0,15b$ (o menor dos dois valores)		

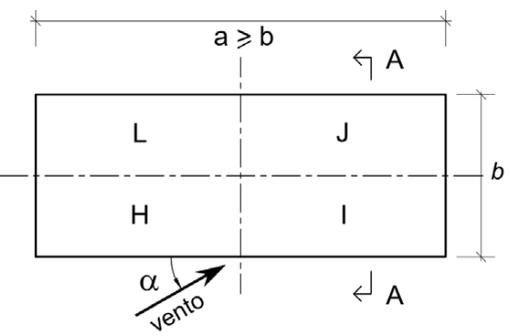
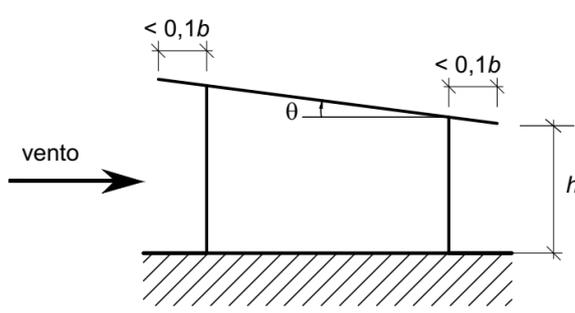
Nas zonas em torno de partes de edificações salientes ao telhado (chaminés, reservatórios, torres etc.), deve ser considerado um coeficiente de forma  $C_e = -1,2$ , até uma distância igual à metade da dimensão da diagonal da saliência vista em planta.

NOTA 1 O coeficiente de forma  $C_e$  na face inferior do beiral é igual ao da parede correspondente.

NOTA 2 Na cobertura de lanternins,  $c_{pe}$  médio = -2,0.

NOTA 3 Para vento a  $0^\circ$ , nas partes I e J, o coeficiente de forma  $C_e$  tem os seguintes valores:  $a/b = 1$ : mesmo valor das partes F e H;  $a/b \geq 2$ :  $C_e = -0,2$ . Interpolare linearmente para valores intermediários de  $a/b$ .

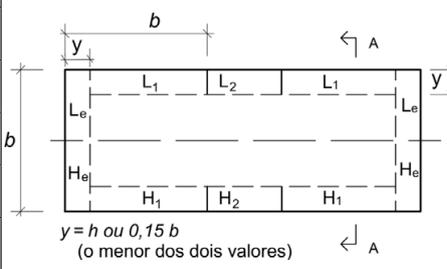
Tabela 8 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com uma água, em edificações de planta retangular  $a \times b$ , sendo  $b$  a menor dimensão, com  $h / b < 2$

$\theta$	Valores de $C_e$ para ângulo de incidência do vento $\alpha$									
	90°		45°		0°		-45°		-90°	
	H e I	L e J	H	L	H e L <sup>a</sup>	H e L <sup>b</sup>	H	L	H e I	L e J
5°	-1,0	-0,5	-1,0	-0,9	-1,0	-0,5	-0,9	-1,0	-0,5	-1,0
10°	-1,0	-0,5	-1,0	-0,8	-1,0	-0,5	-0,8	-1,0	-0,4	-1,0
15°	-0,9	-0,5	-1,0	-0,7	-1,0	-0,5	-0,6	-1,0	-0,3	-1,0
20°	-0,8	-0,5	-1,0	-0,6	-0,9	-0,5	-0,5	-1,0	-0,2	-1,0
25°	-0,7	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,3	-0,9	-0,1	-0,9
30°	-0,5	-0,5	-1,0	-0,6	-0,8	-0,5	-0,1	-0,6	0	-0,6

$\theta$	$C_{pe}$ médio					
	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	H <sub>e</sub>	L <sub>e</sub>
5°	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5	-2,0	-2,0
10°	-2,0	-1,5	-2,0	-1,5	-2,0	-2,0
15°	-1,8	-0,9	-1,8	-1,4	-2,0	-2,0
20°	-1,8	-0,8	-1,8	-1,4	-2,0	-2,0
25°	-1,8	-0,7	-0,9	-0,9	-2,0	-2,0
30°	-1,8	-0,5	-0,5	-0,5	-2,0	-2,0



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

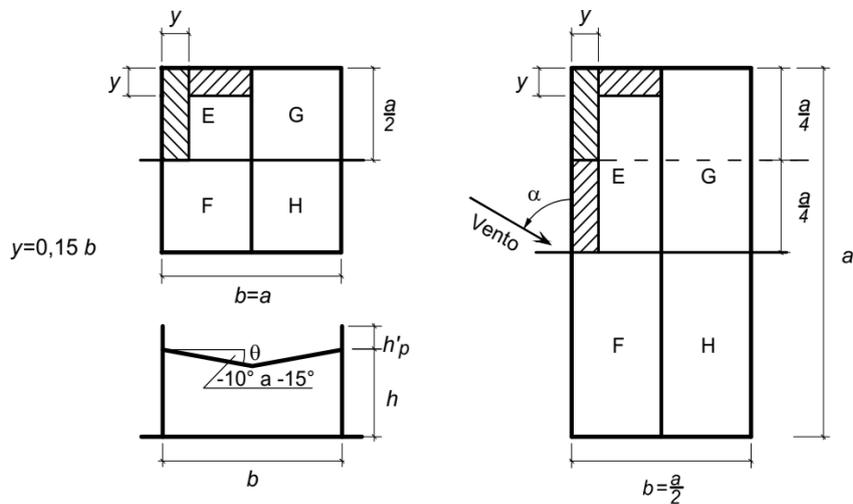
<sup>a</sup> até uma profundidade igual a  $b/2$ .  
<sup>b</sup> de  $b/2$  até  $a/2$ .

NOTA 1 Para vento a  $0^\circ$ , nas partes I e J (que se referem aos respectivos quadrantes), o coeficiente de forma  $C_e$  tem os seguintes valores:  $a/b = 1$ : mesmo valor das partes H e L;  $a/b = 2$ :  $C_e = -0,2$ . Interpolarmos linearmente para valores intermediários de  $a/b$ .

NOTA 2 Valores para a inclinação  $\theta = 0^\circ$  podem ser tomados da Tabela 7 de acordo com a relação  $h / b$ .

Tabela 9 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados com duas águas, simétricos, de calha central, em edificações de planta retangular  $a \times b$  (usar  $S_2$  correspondente à altura  $h$ )

$h/b$	$a/b$	$h'_p/h$	$C_e$			
			$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$	
			EF	GH	EG	FH
0,5	1	$\leq 0,05$	-0,6	-0,2	-0,7	-0,1
		0,1 a 0,2	-0,7	-0,4	-0,7	-0,3
	2	$\leq 0,05$	-0,8	-0,3	-0,4	+0,2
		0,1 a 0,2	-0,8	-0,5	-0,5	+0,2



$C_{pe}$  médio:

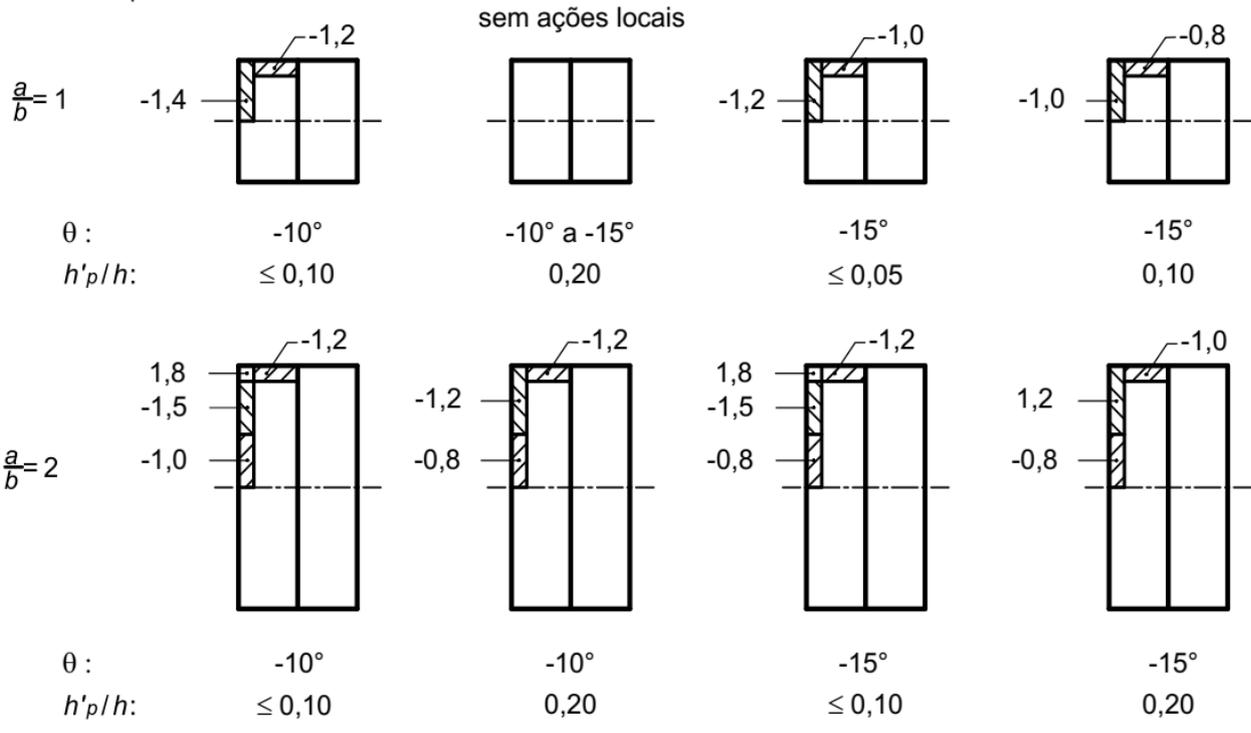
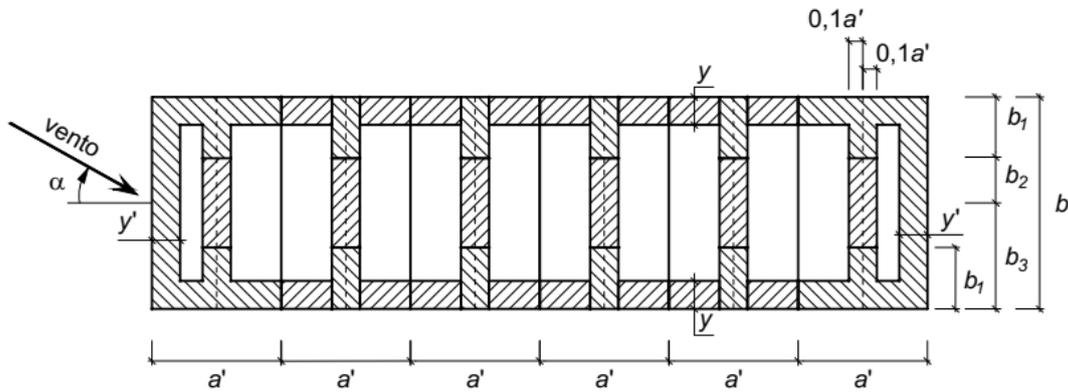
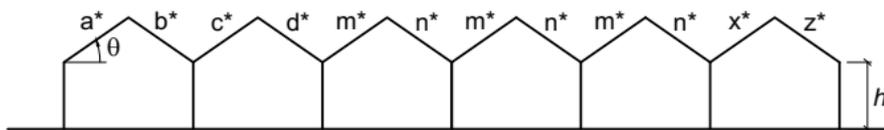


Tabela 10 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos, simétricos, de tramos iguais, com  $h \leq a'$



$y = h$  ou  $0,1b$  (o menor dos dois valores)  
 $y' = h$  ou  $0,1b$  ou  $0,25a'$  (o menor dos três valores)  
 $b_1 = b_2 = h$



$\theta$	$\alpha$	$C_e$										
		$a^*$	$b^*$	$c^*$	$d^*$	$m^*$	$n^*$	$x^*$	$z^*$	$b_1$	$b_2$	$b_3$
5°	0°	-0,9	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3			
10°		-1,1	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4			
20°		-0,7	-0,6	-0,4	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3	-0,5			
30°		-0,2	-0,6	-0,4	-0,3	-0,2	-0,3	-0,2	-0,5			
45°		+0,3	-0,6	-0,6	-0,4	-0,2	-0,4	-0,2	-0,5			
$\leq 45^\circ$	90°									-0,8	-0,6	-0,2

*$C_{pe}$  médio*



-1,5



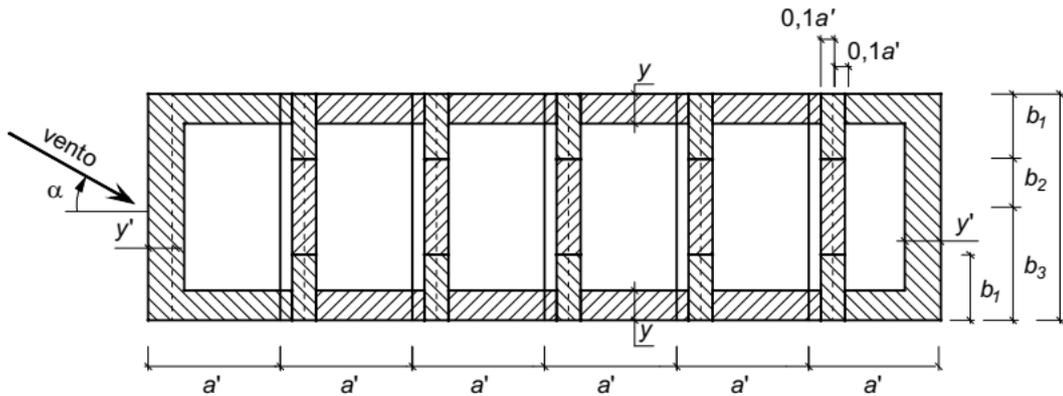
-2,0

NOTA

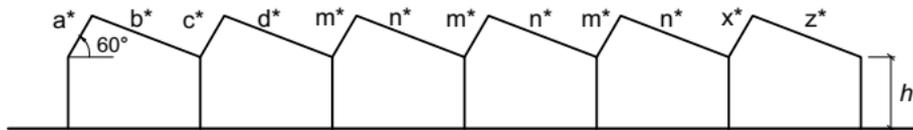
Forças de atrito:

- para  $\alpha = 0^\circ$ , as forças horizontais de atrito já estão consideradas nos valores da Tabela 10;
- para  $\alpha = 90^\circ$ , as forças horizontais de atrito são determinadas de acordo com 6.1.5.

Tabela 11 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos, assimétricos, de tramos iguais, com água menor inclinada de 60° e  $h \leq a'$



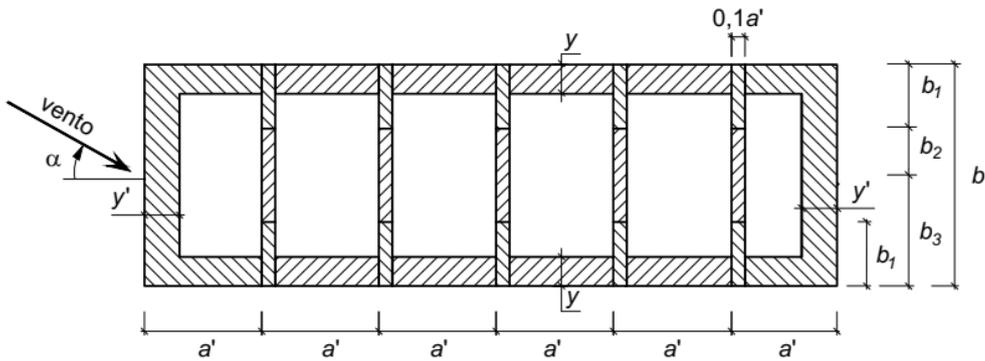
$y = h$  ou  $0,1b$  (o menor dos dois valores)  
 $y' = h$  ou  $0,1b$  ou  $0,25a'$  (o menor dos três valores)  
 $b_1 = b_2 = h$



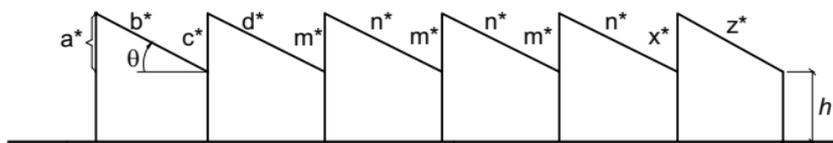
Ângulo de incidência do vento $\alpha$	$C_e$										
	$a^*$	$b^*$	$c^*$	$d^*$	$m^*$	$n^*$	$x^*$	$z^*$	$b_1$	$b_2$	$b_3$
0°	+0,6	-0,7	-0,7	-0,4	-0,3	-0,2	-0,1	-0,3			
180°	-0,5	-0,3	-0,3	-0,3	-0,4	-0,6	-0,6	-0,1			
90°									-0,8	-0,6	-0,2
$C_{pe}$ médio											
	-1,5						-2,0				

NOTA Forças de atrito:  
 — para  $\alpha = 0^\circ$  as forças horizontais de atrito já estão consideradas nos valores da Tabela 11;  
 — para  $\alpha = 90^\circ$  as forças horizontais de atrito são determinadas de acordo com 6.1.5.

Tabela 12 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para telhados múltiplos com uma água vertical, de tramos iguais



$y = h$  ou  $0,1b$  (o menor dos dois valores)  
 $y' = h$  ou  $0,1b$  ou  $0,25a'$  (o menor dos três valores)  
 $b_1 = b_2 = h$



As faixas paralelas ao lado maior do pavilhão (de largura  $y$ ) incluem as faces verticais ( $a^*$ ,  $c^*$ ,  $m^*$ ,  $x^*$ )

$\theta$	$\alpha$	$C_e$								$b_1$	$b_2$	$b_3$
		$a^*$	$b^*$	$c^*$	$d^*$	$m^*$	$n^*$	$x^*$	$z^*$			
10°	0°	+0,6	-0,6	-0,5	-0,2	+0,2	-0,2	+0,2	-0,2			
	180°	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	-0,4	-0,2			
15°	0°	+0,6	-0,7	-0,6	-0,2	+0,1	-0,2	+0,1	-0,3			
	180°	-0,2	-0,1	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	-0,5	-0,2			
30°	0°	+0,7	-0,7	-0,6	-0,4	+0,1 <sup>a</sup>	-0,2	+0,1	-0,2			
	180°	-0,2	-0,1	-0,1	-0,1	-0,2	-0,1 <sup>b</sup>	-0,6	+0,1			
10°	90°									-0,8	-0,6	-0,2
15°	90°									-0,8	-0,6	-0,2
30°	90°									-0,9	-0,6	-0,3

$C_{pe}$  médio



-1,5



-2,0

<sup>a</sup>  $C_e = -0,3$  na água  $m^*$  adjacente ao trecho  $d^*$

<sup>b</sup>  $C_e = -0,5$  na água  $n^*$  adjacente ao trecho  $x^*$

NOTA 1 A relação entre as dimensões  $a \times b \times h$  dos modelos ensaiados é a seguinte:

- para  $\theta = 10^\circ$  e  $15^\circ$ :  $2 \times 1 \times 1/4$  e  $2 \times 1 \times 1/8$ ;
- para  $\theta = 30^\circ$ :  $4 \times 1 \times 1/2$ ;  $4 \times 1 \times 1/3$ ;  $3 \times 1 \times 1/4$  e  $10 \times 1 \times 1/3$ .

NOTA 2 Forças de atrito:

- para  $\alpha = 90^\circ$  as forças horizontais de atrito são determinadas de acordo com 6.1.5.
- para  $\alpha = 0^\circ$  e  $180^\circ$ :  $F_t = C_t q a b$ , sendo  $C_t = 0,1$  para  $\alpha = 0^\circ$  e  $C_t = 0,001 \theta + 0,02$  para  $\alpha = 180^\circ$  (ângulo  $\theta$  em graus).



### 6.1.2 Coeficientes de arrasto de edificações de planta retangular

Os coeficientes de arrasto indicados nesta subseção são aplicados a corpos de seção constante ou fracamente variável.

Para vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação retangular em planta e assente no terreno deve ser usado o gráfico da Figura 4 ou, para o caso excepcional de vento de alta turbulência (atendendo 6.1.3.1), o gráfico da Figura 5. Os coeficientes são dados, nestas figuras, em função das relações  $h / l_1$  e  $l_1 / l_2$ .

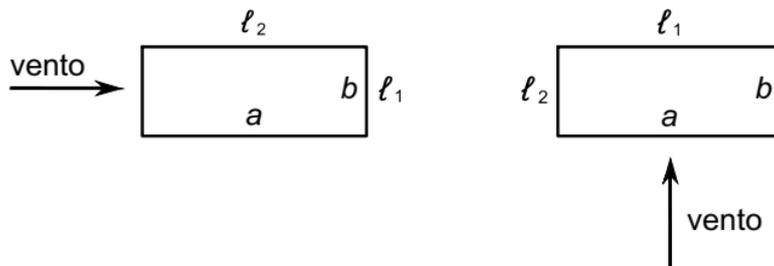
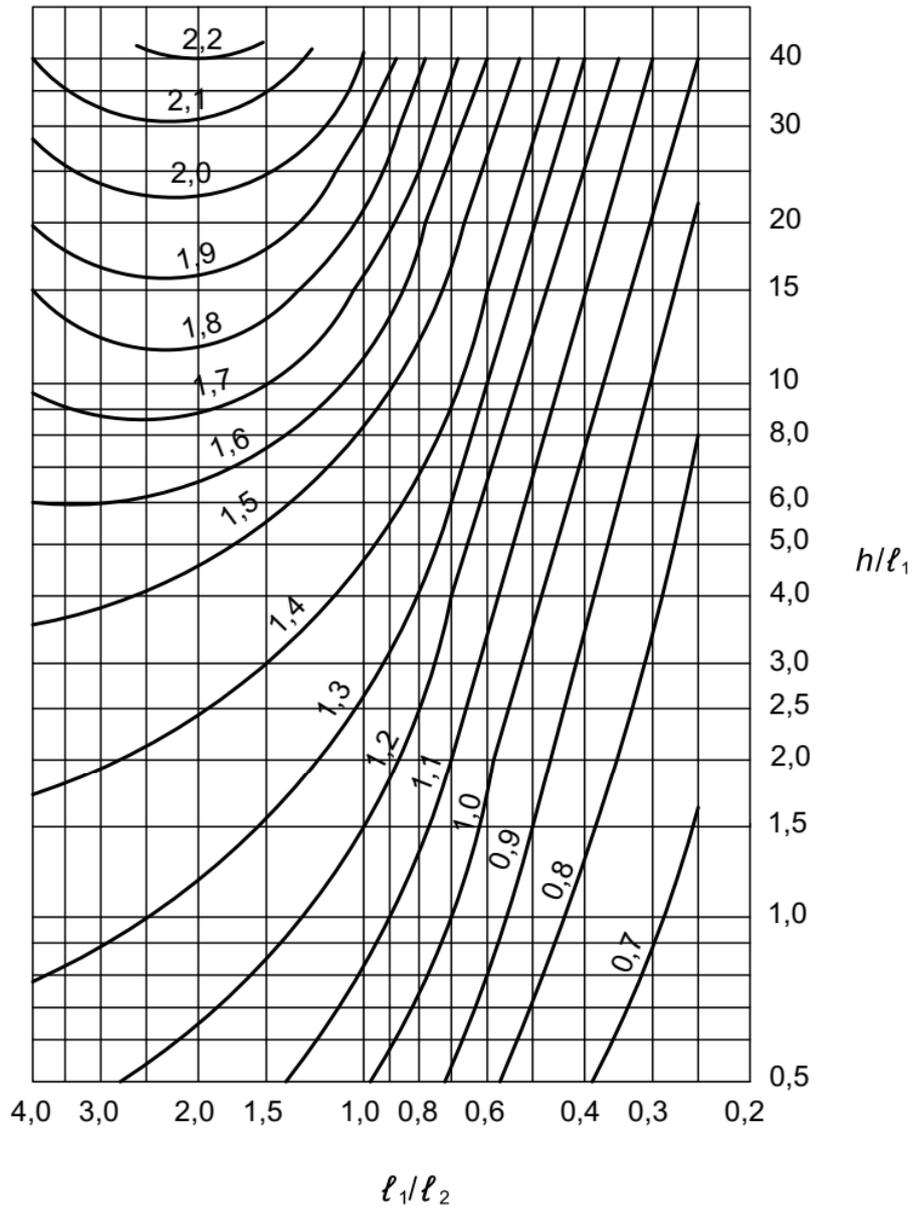


Figura 4 – Coeficiente de arrasto  $C_d$  para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência

### 6.1.3 Coeficientes de forma e de arrasto em vento de alta turbulência

Em geral, os coeficientes aerodinâmicos dados nesta Norma foram obtidos de ensaios nos quais o escoamento de ar era moderadamente suave, aproximadamente do tipo de vento que aparece

em campo aberto e plano (vento de baixa turbulência). No vento de alta turbulência que aparece em grandes cidades, pode ocorrer uma diminuição da sucção na parede de sotavento de edificações paralelepípedicas que atendem aos requisitos de 6.1.3.1, com uma conseqüente diminuição dos respectivos coeficientes.

#### 6.1.3.1 Requisitos para consideração de alta turbulência em edificações paralelepípedicas

Uma edificação de até 80 m de altura pode ser considerada em vento de alta turbulência quando:

- a) sua relação profundidade/largura for maior do que 1/3;
- b) sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhanças, estendendo-se estas a barlavento (na direção e sentido do vento incidente), a uma distância mínima de:
  - 500 m para uma edificação de até 40 m de altura;
  - 1 000 m para uma edificação de até 55 m de altura;
  - 2 000 m para uma edificação de até 70 m de altura;
  - 3 000 m para uma edificação de até 80 m de altura.

#### 6.1.3.2 Reduções nos coeficientes de forma e de arrasto

Para edificações paralelepípedicas, expostas a ventos de alta turbulência, são admitidas as seguintes reduções:

- a) coeficiente de forma na parede de sotavento: considerar 2/3 do valor dado na Tabela 6 (parede B para  $\alpha = 90^\circ$  e parede D para  $\alpha = 0^\circ$ );
- b) coeficiente de arrasto: utilizar o gráfico da Figura 5.

#### 6.1.4 Excentricidade das forças de arrasto

Devem ser considerados, quando for o caso, os efeitos da excentricidade da força de arrasto.

Para o caso de edificações paralelepípedicas, o projeto deve considerar:

- a) as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, de acordo com as especificações desta Norma;
- b) as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos da vizinhança (descritos em 6.4). Os esforços de torção daí oriundos são calculados considerando estas forças agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico em:
  - edificações sem efeitos de vizinhança:  
$$e_a = 0,075 a \quad \text{e} \quad e_b = 0,075 b$$
  - edificações com efeitos de vizinhança:  
$$e_a = 0,15 a \quad \text{e} \quad e_b = 0,15 b,$$

onde

$e_a$  é medido na direção da maior dimensão em planta da edificação,  $a$ , e

$e_b$  é medido na direção da menor dimensão,  $b$ , conforme a Figura 6.

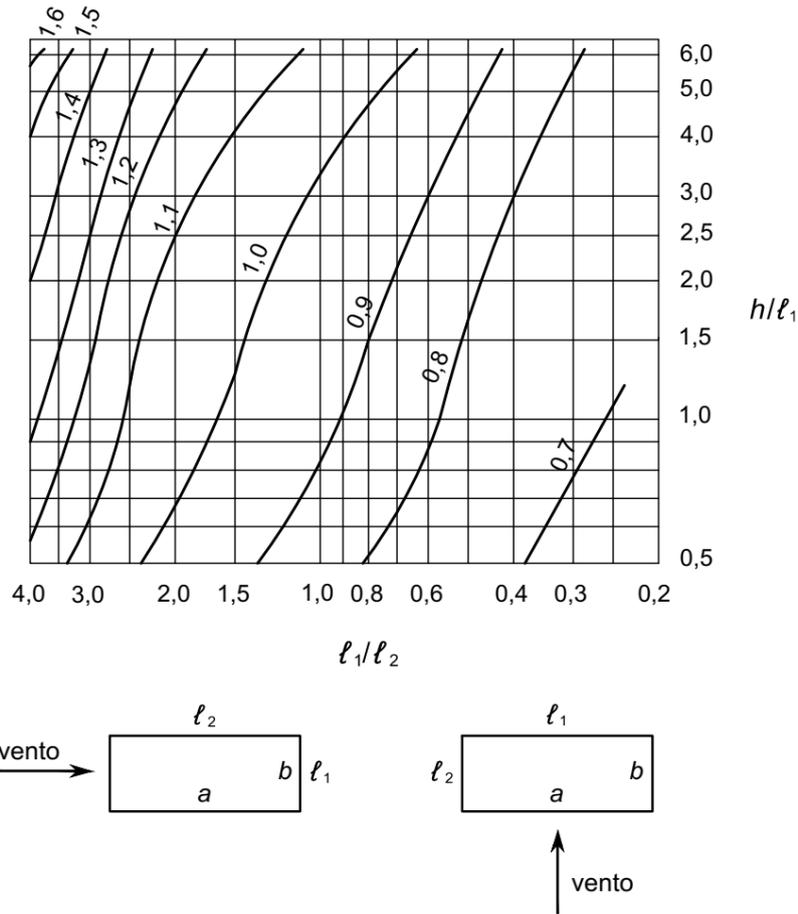


Figura 5 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para edificações paralelepípedicas em vento de alta turbulência

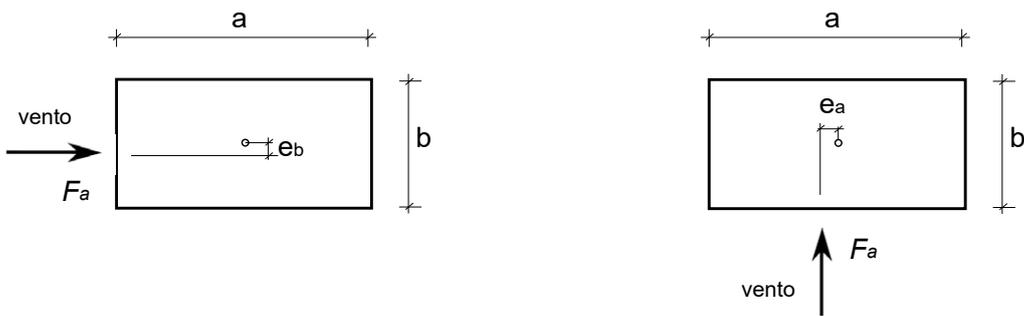


Figura 6 – Excentricidades da força de arrasto em relação ao centro geométrico

Os efeitos da vizinhança devem ser considerados somente até a altura do topo da(s) edificação(ões) situada(s) nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro  $d$  (indicado na Figura 11) igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação,  $b$ , adotando-se o menor valor destes dois valores.

### 6.1.5 Coeficientes de força de atrito

Em certas edificações, deve ser considerada uma força de atrito (força na direção e sentido do vento, originada por rugosidades e nervuras), além das calculadas conforme 6.1.1 e 6.3.

Para edificações correntes de planta retangular, esta força de atrito deve ser considerada somente quando a relação  $l_2 / h$  ou  $l_2 / l_1$  for maior do que 4. Para estas edificações, a força de atrito  $F_t$  é dada por:

$$F_t = C_t q l_1 (l_2 - 4h) + C_t q 2h (l_2 - 4h), \text{ se } h \leq l_1,$$

e por

$$F_t = C_t q l_1 (l_2 - 4l_1) + C_t q 2h (l_2 - 4l_1), \text{ se } h \geq l_1$$

Em cada equação, o primeiro termo do segundo membro corresponde à força de atrito no telhado e o segundo termo à força de atrito nas paredes.

Os termos são dados separadamente para permitir o uso de diferentes valores de  $C_t$  e  $q$  nas diversas superfícies.

Os valores de  $C_t$ , são os seguintes:

- $C_t = 0,01$  para superfícies sem nervuras transversais à direção do vento;
- $C_t = 0,02$  para superfícies com nervuras arredondadas (ondulações) transversais à direção do vento;
- $C_t = 0,04$  para superfícies com nervuras retangulares transversais à direção do vento.

Para coberturas isoladas, a força de atrito é determinada de acordo com 7.2.

## 6.2 Edificações com superfícies curvas ou com cantos arredondados – Pressões externas e forças de arrasto

As pressões externas em superfícies curvas dependem da localização dos pontos de separação do escoamento, os quais variam com a velocidade do vento, características de sua turbulência, dimensões e relação entre as dimensões da edificação, curvatura da superfície externa e sua rugosidade.

### 6.2.1 Coeficientes de pressão externa para edificações cilíndricas de seção circular

Para a determinação das pressões externas em uma edificação cilíndrica de seção circular, devem ser usados os valores de  $c_{pe}$  dados na Tabela 13. Estes coeficientes se aplicam somente em escoamento caracterizado por regime superior ao crítico (número de Reynolds  $Re > 420\ 000$ ) e com vento incidindo perpendicularmente ao eixo do cilindro de diâmetro  $d$ .

O número de Reynolds é calculado pela seguinte equação:

$$Re = 70\ 000 V_k d$$

onde

$V_k$  é a velocidade característica do vento, expressa em metros por segundo (m/s);

$d$  é o diâmetro da seção circular, expresso em metros (m).

Os coeficientes da Tabela 13 são aplicáveis a cilindros de eixo vertical (chaminés, silos, gasômetros, reservatórios etc.) ou de eixo horizontal (reservatórios, tubulações aéreas etc.), desde que, neste último caso, a distância livre entre cilindro e terreno não seja menor do que o diâmetro do cilindro. Estes coeficientes dependem da relação  $h / d$  entre o comprimento do cilindro e seu diâmetro, para o caso de vento passando livremente apenas por um dos extremos do cilindro. No caso



do vento passando livremente pelos dois extremos do cilindro, o valor de  $h$  a considerar para o cálculo da relação  $h/d$  deve ser a metade do comprimento do cilindro.

Os coeficientes da Tabela 13 são também aplicáveis aos casos nos quais o terreno é substituído por superfícies planas horizontais ou verticais suficientemente extensas relativamente à seção transversal do cilindro, de modo a originar condições de escoamento semelhantes às causadas pelo terreno.

### 6.2.2 Coeficientes de arrasto para corpos de seção constante

Os coeficientes de arrasto dados pela Tabela 14 dependem da relação  $h/\ell_1$  entre o comprimento  $h$  do corpo e a dimensão de referência  $\ell_1$ , e, em diversos casos, do número de Reynolds, expresso por:

$$Re = 70\,000 V_k \ell_1$$

onde

$V_k$  é a velocidade característica do vento, expressa em metros por segundo (m/s);

$\ell_1$  é expressa em metros (m).

Estes coeficientes são aplicáveis a corpos de eixo vertical e assentes no terreno ou sobre uma superfície plana com extensão suficiente (relativamente à seção transversal do corpo) para originar condições de escoamento semelhantes às causadas pelo terreno.

Os coeficientes da Tabela 14 são também aplicáveis ao caso de corpos de eixo horizontal, desde que a distância livre entre o corpo e o terreno (ou superfície equivalente) não seja menor do que a dimensão de referência  $\ell_1$ . O vento é considerado incidindo perpendicularmente ao eixo do corpo, de comprimento  $h$ .

Se o vento puder passar livremente pelos dois extremos do corpo, o valor de  $h$  a considerar para o cálculo da relação  $h/\ell_1$  deve ser a metade do comprimento do corpo. Se o corpo estiver confinado em ambos os extremos por superfícies suficientemente extensas relativamente à seção transversal do corpo, a relação  $h/\ell_1$  é considerada infinita. Se o confinamento nas condições acima existir em apenas uma extremidade, o valor de  $h$  a considerar para o cálculo da relação  $h/\ell_1$  deve ser o comprimento real do corpo.

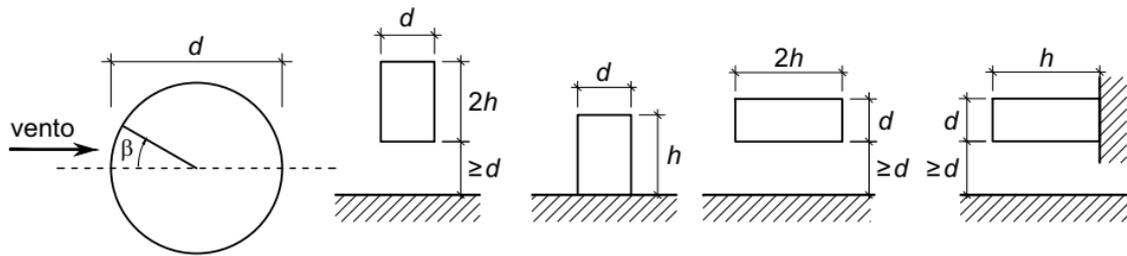
Embora os valores fornecidos na Tabela 14 se refiram a corpos fechados, eles podem ser aplicados a corpos com um extremo aberto, como chaminés, desde que a relação  $h/\ell_1$  seja superior a 8.

A força do arrasto é calculada pela seguinte equação:

$$F_a = C_a q A_e$$

Nos casos em que o coeficiente  $C_a$  depende do número de Reynolds, poderá resultar mais desfavorável a adoção de uma velocidade do vento inferior à velocidade característica, pois a diminuição da pressão dinâmica  $q$  poderá ser ultrapassada pelo aumento do coeficiente de arrasto  $C_a$ .

Tabela 13 – Distribuição das pressões externas em edificações cilíndricas de seção circular



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

Tabela 14 – Coeficientes de arrasto  $C_a$  para corpos de seção constante (continua)

Vento perpendicular ao plano da figura

Seção transversal		$Re \times 10^{-5}$ a	$h / \ell_1$						
			1/2	1	2	5	10	20	$\infty$
	Liso (metal, concreto, alvenaria rebocada)	$\leq 3,5$	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2
		$\geq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6
	Com rugosidades ou saliências = $0,02 \ell_1$	Todos valores	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2
	Com rugosidades ou saliências = $0,08 \ell_1$	Todos valores	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,4
	Elipse $\ell_1 / \ell_2 = 1/2$	$\leq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7
		$\geq 7$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	Elipse $\ell_1 / \ell_2 = 2$	$\leq 7$	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,7
		$\geq 8$	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5
	$\ell_1 / \ell_2 = 1$ $r / \ell_1 = 1/3$	$\leq 3,5$	0,6	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	1,0
		$\geq 4,2$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
	$\ell_1 / \ell_2 = 1$ $r / \ell_1 = 1/6$	$\leq 7$	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,0	1,3
		$\geq 8$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,6

**Tabela 14** (continuação)

Seção transversal		$Re \times 10^{-5} a$	$h / \ell_1$							
			1/2	1	2	5	10	20	$\infty$	
	$\ell_1 / \ell_2 = 1/2$ $r / \ell_1 = 1/2$	$\leq 2$	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4
		$\geq 3,5$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3
	$\ell_1 / \ell_2 = 1/2$ $r / \ell_1 = 1/6$	Todos os valores	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,7	
	$\ell_1 / \ell_2 = 2$ $r / \ell_1 = 1/12$	Todos os valores	0,9	0,9	1,0	1,1	1,2	1,5	1,9	
	$\ell_1 / \ell_2 = 2$ $r / \ell_1 = 1/4$	$\leq 3,5$	0,7	0,8	0,8	0,9	1,0	1,2	1,6	
		$\geq 4,2$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	
	$r / a = 1/3$	$\leq 4,2$	0,8	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3	1,5	
		$\geq 6$	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	
	$r / a = 1/12$	Todos os valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6	
	$r / a = 1/48$	Todos os valores	0,9	0,9	0,9	1,1	1,2	1,3	1,6	
	$r / \ell_1 = 1/4$	$\leq 7$	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	
		$\geq 10$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	
	$r / \ell_1 = 1/12$	Todos os valores	0,8	0,8	0,8	1,0	1,1	1,2	1,4	

**Tabela 14** (conclusão)

Seção transversal		$Re \times 10^{-5}$ <sup>a</sup>	$h / \ell_1$						
			1/2	1	2	5	10	20	$\infty$
	$r / \ell_1 = 1/48$	Todos os valores	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
	$r / \ell_1 = 1/4$	$\leq 5$	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
		$\geq 7$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5
	$1/48 < r / \ell_1 < 1/12$	Todos os valores	1,2	1,2	1,2	1,4	1,6	1,7	2,1
	Dodecágono $\ell_1 = \ell_2$	$\leq 5$	0,7	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,3
		$\geq 12$	0,7	0,7	0,7	0,7	0,8	0,9	1,1
	Octógono $\ell_1 = \ell_2$	Todos os valores	1,0	1,0	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4

<sup>a</sup> Interpolar linearmente para valores intermediários de  $Re$ :  $Re = 70\,000 V_k \ell_1$  ( $V_k$  em m/s;  $\ell_1$  em m)

### 6.2.3 Coeficientes de pressão externa para coberturas curvas: Abóbodas cilíndricas de seção circular

Os coeficientes de pressão apresentados nas Tabelas 15 a 17 são baseados em ensaios realizados em modelos com dimensões em planta  $\ell_1$  e  $\ell_2$  da Figura 17-a), na faixa  $0,5 \ell_2 < \ell_1 < 3 \ell_2$ , com escoamento aproximadamente uniforme e de baixa turbulência, com número de Reynolds subcrítico, porém com a cobertura do modelo dotada de superfície externa rugosa. Estes valores, portanto, não são inteiramente válidos para as edificações reais, mas podem ser considerados como uma orientação para o projeto. Estudos especiais devem ser feitos no caso de edificações de grandes dimensões, ou que se afastem da forma simples indicada na Figura 7.

Os coeficientes de pressão da Tabela 15 correspondem a vento soprando perpendicularmente à geratriz da cobertura. O arco está dividido em seis partes iguais, sendo o coeficiente de pressão considerado constante em cada uma das seis partes.

Os coeficientes de pressão da Tabela 16 correspondem ao caso de vento soprando paralelamente à geratriz da cobertura. A cobertura está dividida, na direção do vento, em quatro partes iguais, sendo o coeficiente de pressão considerado constante em cada uma das quatro partes.

Pontas de sucção podem ocorrer com vento oblíquo. O coeficiente de pressão correspondente é dado na Tabela 17.

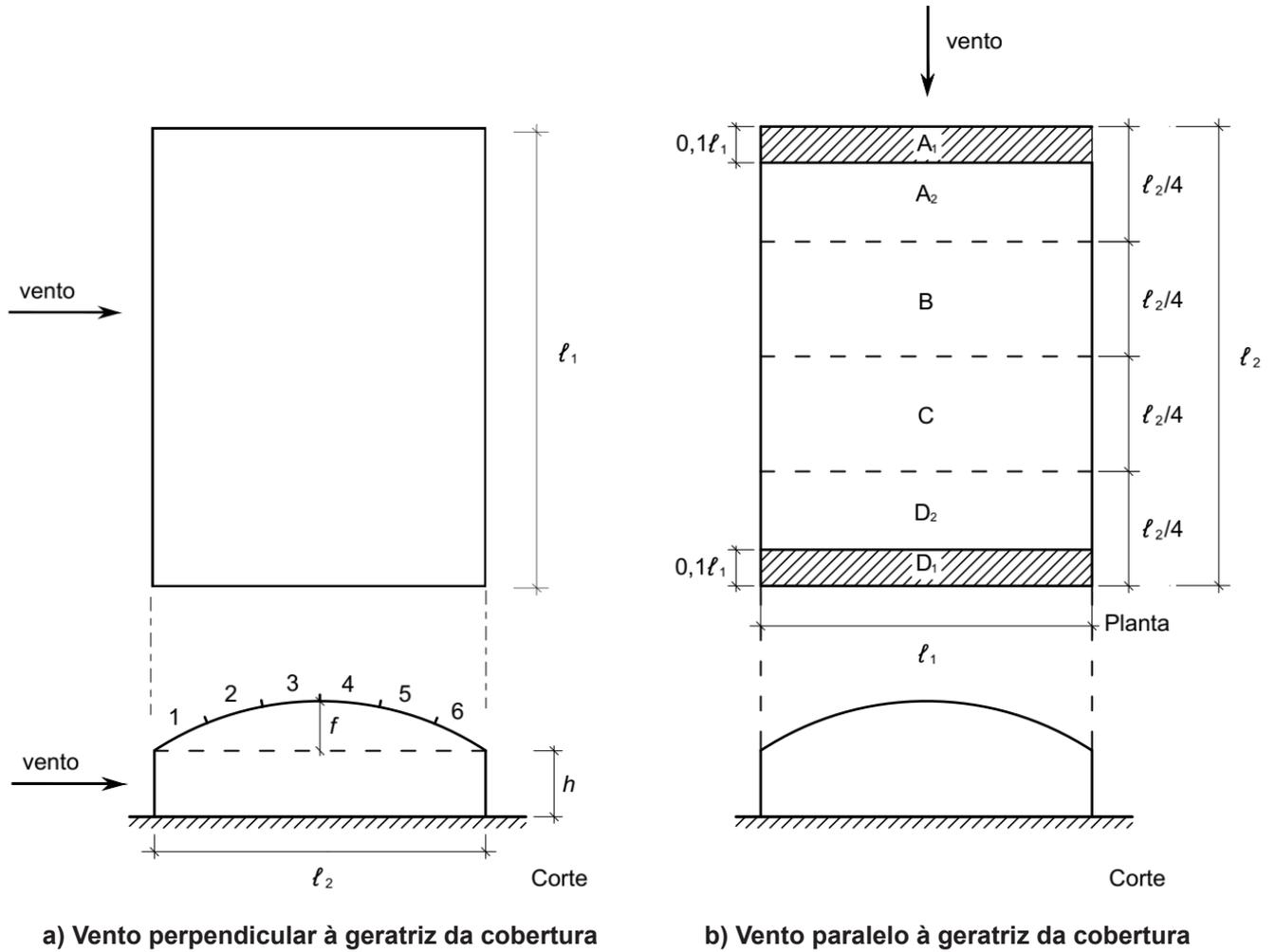


Figura 7 – Abóbadas cilíndricas de seção circular

Tabela 15 – Coeficientes de pressão externa,  $c_{pe}$ , para vento soprando perpendicularmente à geratriz da cobertura

$f/l_2$	$h/l_2$	$c_{pe}$ para a parte					
		1	2	3	4	5	6
1/5	0	+0,3	-0,3	-0,6	-0,7	-0,6	-0,2
	1/8	-0,5	-0,5	-0,7	-0,7	-0,5	-0,2
	1/4	-0,9	-0,6	-0,8	-0,8	-0,4	-0,2
	1/2	-1,2	-0,7	-0,9	-0,8	-0,3	-0,2
	1	-1,4	-0,8	-0,9	-0,9	-0,4	-0,4
	5	-1,8	-1,0	-1,1	-1,2	-0,8	-0,7
1/10	1/8	-1,0	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/4	-1,2	-0,5	-0,4	-0,4	-0,4	-0,3
	1/2	-1,5	-1,0	-0,7	-0,5	-0,4	-0,3
	1	-1,6	-1,0	-0,8	-0,6	-0,4	-0,3

**Tabela 16 – Coeficientes de pressão externa,  $c_{pe}$ , para vento soprando paralelamente à geratriz da cobertura**

Parte da cobertura	$A_1 + A_2$	B	C	$D_1 + D_2$
$c_{pe}$	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2

**Tabela 17 – Coeficientes de pressão externa,  $c_{pe}$ , para vento soprando obliquamente à geratriz da cobertura**

Parte da cobertura	$A_1$	$D_1$
$c_{pe}$	-1,8	-1,8

Os coeficientes de pressão apresentados das Tabelas 18 a 20 são baseados em ensaios realizados em escoamento de ar turbulento, com a rugosidade da superfície externa da cobertura do modelo definindo pontos de separação do escoamento correspondentes a números de Reynolds acima da região crítica. Estes valores devem ser considerados com precaução, pois a distribuição das pressões em superfícies curvas depende de diversos fatores, conforme 6.2.

Os modelos ensaiados tinham a menor dimensão em planta,  $b$ , correspondente a 20 m (série S1) e 50 m (série S2). As características dos ventos simulados são as seguintes:

- série S1 –  $I_1 = 11\%$  e  $L_1/b = 1,5$  (constantes com a altura), sendo  $I_1$  a intensidade da componente longitudinal da turbulência e  $L_1$  a macroescala desta componente. O valor de  $I_1$  destes ensaios corresponde a vento sobre terreno de Categoria entre I e II;
- série S2 –  $I_1 = 15,5\%$  e  $L_1/b = 1,6$  (no topo da cobertura). O vento simulado se situa entre as Categorias III e IV ( $p = 0,23$ ).

Os coeficientes de pressão da Tabela 18 correspondem a vento soprando perpendicularmente à geratriz da cobertura. O arco está dividido em seis partes iguais, sendo o coeficiente de pressão considerado constante em cada uma das seis partes (Figura 8-a)).

Os coeficientes de pressão da Tabela 19 correspondem ao caso de vento soprando paralelamente à geratriz da cobertura. A cobertura está dividida, na direção do vento, em quatro partes, conforme consta na Figura 8-b), sendo o coeficiente de pressão considerado constante em cada uma das quatro partes.

Os coeficientes de pressão da Tabela 20 correspondem a pontas de sucção que podem ocorrer com vento oblíquo. Estes coeficientes são considerados constantes nas respectivas faixas (Figura 8-c)).

**Tabela 18 – Coeficientes de pressão externa  $c_{pe}$  para vento soprando perpendicularmente à geratriz da cobertura**

Série	$a/b$	$f/b$	$h/b^a$	$c_{pe}$ para a parte					
				1	2	3	4	5	6
S1	4	1/5	1/4	-0,3	-0,7	-0,8	-0,6	-0,4	-0,4
			1/2	-0,9	-0,9	-0,9	-0,7	-0,5	-0,5
		1/10	1/4	-1,0	-0,6	-0,6	-0,6	-0,4	-0,3
			1/2	-1,0	-0,8	-0,7	-0,7	-0,5	-0,4
S2	~5	~1/3	~1/9	+0,4	-0,6	-1,2	-0,9	-0,7	-0,7

<sup>a</sup> Para série S2:  $h_b/b$ .

Tabela 19 – Coeficientes de pressão externa,  $c_{pe}$ , para vento soprando paralelamente à geratriz da cobertura

Série	$a/b$	$f/b$	$h/b^a$	$c_{pe}$ para a parte			
				A	B	C	D
S1	4	1/5	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
			1/2	-0,8	-0,6	-0,3	-0,2
		1/10	1/4	-0,8	-0,4	-0,3	-0,2
			1/2	-0,9	-0,6	-0,3	-0,2
S2	~5	~1/3	~1/9	-0,8	-0,4	-0,2	-0,2

<sup>a</sup> Para série S2:  $h_b/b$ .

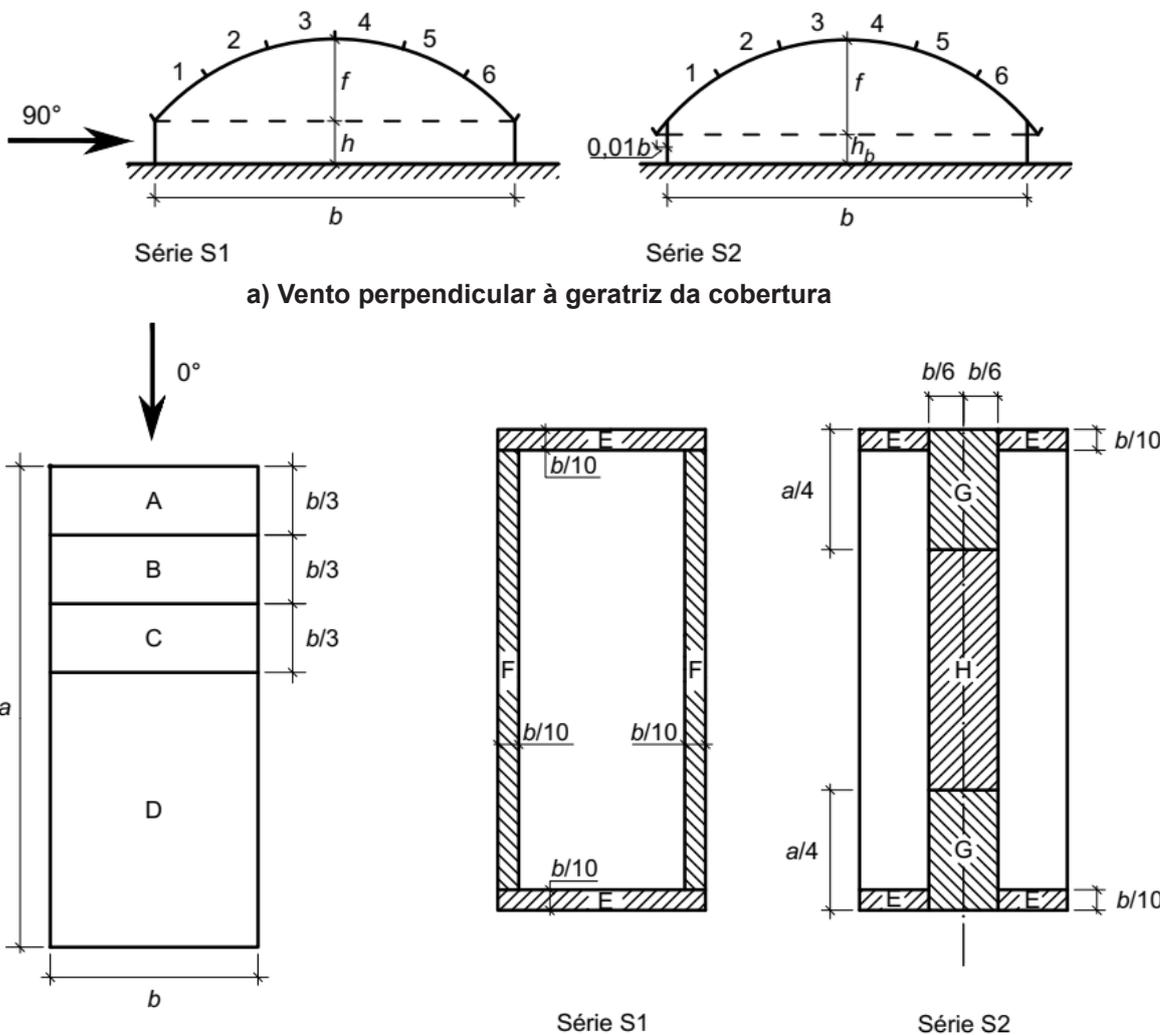


Figura 8 – Abóbadas cilíndricas de seção circular

**Tabela 20 – Coeficientes de pressão externa,  $c_{pe}$ , para vento soprando obliquamente à geratriz da cobertura**

Série	$a / b$	$f / b$	$h / b$ <sup>i</sup>	$c_{pe}$ para a faixa			
				E	F	G	H
S1	4	1/5	1/4	-1,6	—	—	—
			1/2	-2,4	-1,2	—	—
		1/10	1/4	-1,4	-1,4	—	—
			1/2	-1,6	-1,8	—	—
S2	~5	~1/3	~1/9	-1,5	—	-1,8	-1,5

<sup>i</sup> Para série S2:  $h_b / b$ .

#### 6.2.4 Coeficientes de pressão externa e de sustentação para cúpulas

Do mesmo modo que para as abóbadas cilíndricas de seção circular, somente valores aproximados de  $c_{pe}$  podem ser dados para as cúpulas, devido à variação da distribuição das pressões com as características do vento, da relação entre as dimensões da edificação e da superfície externa da cúpula.

Estudos especiais devem ser feitos no caso de cúpulas de grandes dimensões.

##### 6.2.4.1 Cúpulas sobre o terreno

Distribuições típicas das isóbaras (linhas de igual  $c_{pe}$ ) para cúpulas assentes diretamente sobre o terreno são dadas na Figura 9 para  $f/d = 1/2$  e  $1/4$ .

Valores-limite dos coeficientes de pressão externa positivos (sobrepessões) e negativos (sucções) são dados na Tabela 21, para diversas relações flecha/diâmetro ( $f/d$ ).

Para relações intermediárias, os coeficientes são obtidos por interpolação. A Tabela 21 apresenta os valores do coeficiente de sustentação,  $C_s$ , sendo a força de sustentação calculada pela seguinte equação:

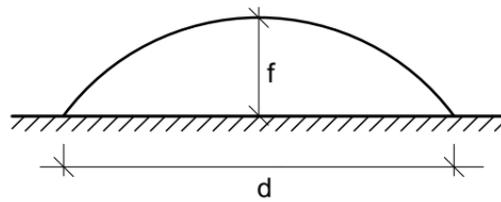
$$F_s = C_s q \frac{\pi d^2}{4}$$

onde

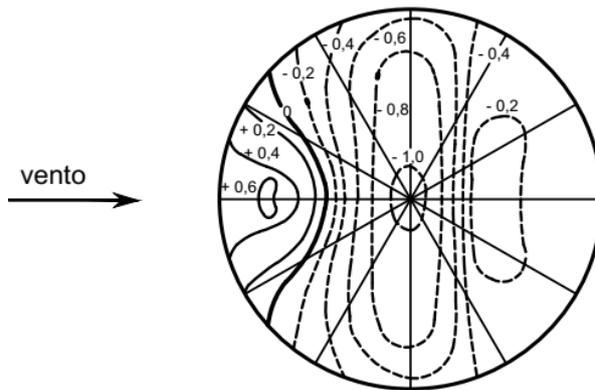
$q$  é a pressão dinâmica do vento no topo da cúpula;

$d$  é o diâmetro do círculo da base da cúpula.

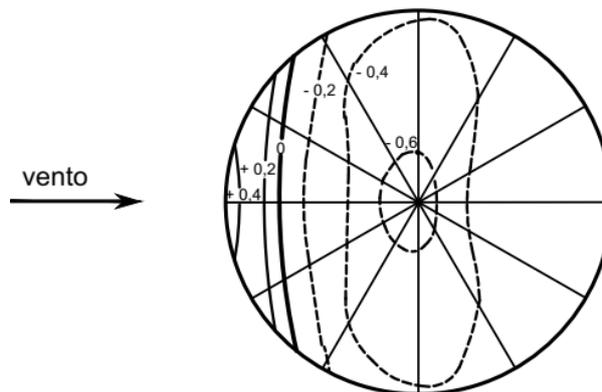
A força de sustentação atua na direção vertical, de baixo para cima.



a) Elevação



b) Vista superior – Linhas isobáricas dos coeficientes de pressão externa para  $f/d = 1/2$



c) Vista superior – Linhas isobáricas dos coeficientes de pressão externa para  $f/d = 1/4$

Figura 9 – Linhas isobáricas

Tabela 21 – Valores limites dos coeficientes de pressão,  $c_{pe}$ , e dos coeficientes de sustentação  $C_s$  – Cúpulas sobre o terreno

$f/d$	$c_{pe}$		$C_s$
	Sobrepresão	Sucção	
1/15	+ 0,1	- 0,3	0,15
1/10	+ 0,2	- 0,3	0,2
1/8	+ 0,2	- 0,4	0,2
1/6	+ 0,3	- 0,5	0,3
1/4	+ 0,4	- 0,6	0,3
1/2	+ 0,6	- 1,0	0,5

### 6.2.4.2 Cúpulas sobre paredes cilíndricas

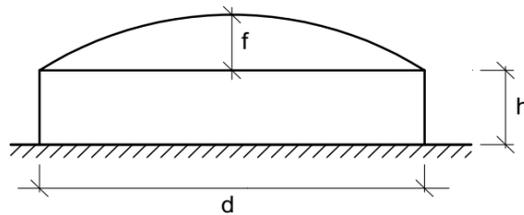
Uma cúpula sobre uma parede cilíndrica apresenta uma variação maior dos valores do coeficiente de pressão externa do que quando assente diretamente sobre o terreno. Distribuições típicas das isóbaras são dadas na Figura 10.

Não há zona em sobrepressão nas cúpulas com  $f/d$  menor do que  $1/5$  e com parede de altura a partir de  $d/4$ .

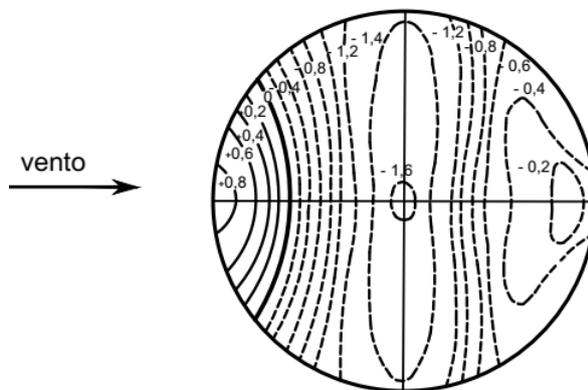
Para coeficientes de pressão na parede cilíndrica devem ser adotados os valores da Tabela 13.

Valores-limite dos coeficientes de pressão externa positivos (sobrepressões) e negativos (sucções) são dados na Tabela 22. Para relações intermediárias de  $f/d$  e de  $h/d$ , os coeficientes são obtidos por interpolação.

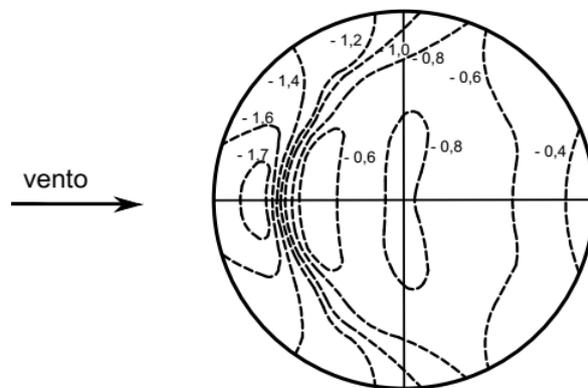
Para coeficientes de pressão na parede cilíndrica, devem ser adotados os valores dados na Tabela 13.



a) Elevação



b) Vista superior - Linhas isobáricas dos coeficientes de pressão externa para para  $f/d = 1/2$  e  $h/d = 1/2$



c) Vista superior - Linhas isobáricas dos coeficientes de pressão externa para  $f/d = 1/10$  e  $h/d = 1$

Figura 10 – Cúpulas sobre paredes cilíndricas – Linhas isobáricas

**Tabela 22 – Valores limites dos coeficientes de pressão externa  $c_{pe}$  – Cúpulas sobre paredes cilíndricas**

$f/d$	$h/d$	$c_{pe}$		
		a barlavento	no topo	lateralmente
1/2	1/4	+ 0,9	- 1,5	- 0,4
	1/2	+ 0,8	- 1,7	- 0,4
	1	+ 0,8	- 1,7	- 0,5
1/6	1/4	- 0,1	- 0,9	- 0,4
1/10		- 1,2	- 0,6	- 0,3
1/15		- 1,4	- 0,5	- 0,3
1/20		- 1,4	- 0,4	- 0,2
1/6	1	- 1,4	- 1,1	- 0,4
1/10		- 1,7	- 0,8	- 0,4
1/15		- 1,5	- 0,5	- 0,4
1/20		- 1,4	- 0,5	- 0,4

### 6.3 Pressões internas em edificações

#### 6.3.1 Conceitos gerais

Se a edificação for totalmente impermeável ao ar, a pressão no interior desta será invariável no tempo e independente da corrente de ar externa. Porém, usualmente as paredes e/ou a cobertura de edificações consideradas como fechadas, em condições normais de serviço ou em consequência de acidentes, permitem a passagem de ar, modificando-se as condições ideais supostas nos ensaios. Enquanto a permeabilidade não ultrapassar os limites indicados nessa subseção, pode ser admitido que não haverá alteração da pressão externa, devendo a pressão interna ser calculada de acordo com as especificações a seguir.

Para os fins desta Norma, são considerados impermeáveis os seguintes elementos construtivos e vedações: lajes e cortinas de concreto armado ou protendido; paredes de alvenaria de pedra, de tijolos, de blocos de concreto e afins, sem portas, janelas ou quaisquer outras aberturas. Os demais elementos construtivos ou vedações são considerados permeáveis.

A permeabilidade deve-se à presença de aberturas como: juntas entre painéis de vedação e entre telhas, frestas em portas e janelas, ventilações em telhas e telhados, vãos abertos de portas e janelas, chaminés, lanternins, etc.

O índice de permeabilidade de uma parte da edificação é definido pela relação entre área das aberturas e a área total desta parte. Este índice deve ser determinado com toda a precisão possível. Como indicação geral, o índice de permeabilidade típico de uma edificação para moradia ou escritório, com todas as janelas e portas fechadas, está compreendido entre 0,01 % e 0,05 %.

Para a aplicação de 6.3.2 e 6.3.3, excetuando-se o caso de abertura dominante, o índice de permeabilidade de nenhuma parede ou água de cobertura pode ultrapassar 30 %. A determinação deste índice deve ser feita com prudência, tendo em vista que alterações na permeabilidade, durante a vida útil da edificação, podem conduzir a valores mais nocivos de carregamento.

Para edificações com paredes internas permeáveis, a pressão interna pode ser considerada uniforme.



Para os fins desta Norma, abertura dominante é uma abertura cuja área é igual ou superior à área total das demais aberturas que constituem a permeabilidade considerada sobre toda a superfície externa da edificação (inclui a cobertura se houver forro permeável ao ar ou na ausência de forro). Esta abertura dominante pode ocorrer por acidente, como a ruptura de vidros fixos causada pelo vento (sobreprensão ou sucção), por objetos lançados pelo vento ou por outras causas.

Aberturas na cobertura influirão nos esforços sobre as paredes nos casos de forro permeável (porosidade natural, alçapões, caixas de luz não estanques etc.) ou inexistente. Em caso de forro estanque, estas aberturas vão interessar somente ao estudo da estrutura do telhado, seus suportes e sua cobertura, bem como ao estudo do próprio forro.

O valor de  $c_{pi}$  pode ser limitado ou controlado vantajosamente por uma distribuição deliberada de permeabilidade nas paredes e cobertura, ou por um dispositivo de ventilação que atue como uma abertura dominante em uma posição com um valor adequado de pressão externa. Alguns exemplos destes dispositivos são os seguintes:

- cumeeiras com ventilação em telhados submetidos a sucções para todas as orientações do vento, causando uma redução da força ascensional sobre o telhado;
- aberturas permanentes nas paredes paralelas à direção do vento e situadas próximas às bordas de barlavento (zonas de altas sucções externas), causando uma redução considerável da força ascensional sobre o telhado.

### 6.3.2 Coeficientes de pressão interna – Método simplificado

#### 6.3.2.1 Edificações com aberturas nas paredes e cobertura impermeável

Devem ser adotados os seguintes valores para o coeficiente de pressão interna  $c_{pi}$ .

- Duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras faces impermeáveis:
  - vento perpendicular a uma face permeável:  $c_{pi} = +0,2$
  - vento perpendicular a uma face impermeável:  $c_{pi} = -0,3$
- Quatro faces igualmente permeáveis:  $c_{pi} = -0,3$  ou 0 (considerar o valor mais nocivo).
- Abertura dominante em uma face; as outras faces de igual permeabilidade:
  - abertura dominante na face de barlavento.

O valor de  $c_{pi}$  depende da proporção entre a área de todas as aberturas na face de barlavento e a área total das aberturas em todas as faces (paredes e cobertura, nas condições de 6.3.1) submetidas a sucções externas:

1	$c_{pi} = +0,1$
1,5	$c_{pi} = +0,3$
2	$c_{pi} = +0,5$
3	$c_{pi} = +0,6$
6 ou mais	$c_{pi} = +0,8$

- abertura dominante na face de sotavento.

Adotar o valor do coeficiente de forma externo,  $C_e$ , correspondente a esta face (ver a Tabela 4).

- abertura dominante em uma face paralela ao vento.
- abertura dominante não situada em zona de alta sucção externa.

Adotar o valor do coeficiente de forma externo,  $C_e$ , correspondente ao local da abertura nesta face (ver a Tabela 6).

- abertura dominante situada em zona de alta sucção externa.

O valor de  $c_{pi}$  depende da proporção entre a área da abertura dominante (ou área das aberturas situadas nesta zona) e a área total das outras aberturas situadas em todas as faces submetidas a sucções externas:

0,25	$c_{pi} = -0,4$
0,50	$c_{pi} = -0,5$
0,75	$c_{pi} = -0,6$
1,0	$c_{pi} = -0,7$
1,5	$c_{pi} = -0,8$
3 ou mais	$c_{pi} = -0,9$

As zonas de alta sucção externa são as zonas hachuradas nas Tabelas 6 e 7 ( $c_{pe}$  médio).

Quando não for considerado necessário ou quando não for possível determinar com exatidão razoável a relação de permeabilidade de 6.3.2.1- c), deve ser adotado para valor do coeficiente de pressão interna o mesmo valor do coeficiente de forma externo,  $C_e$  (para incidência do vento de  $0^\circ$  e de  $90^\circ$ ), indicado nesta Norma para a zona em que se situa a abertura dominante, tanto em paredes como em coberturas.

### 6.3.2.2 Edificações estanques

Para edificações efetivamente estanques e com janelas fixas que tenham uma probabilidade desprezável de serem rompidas por acidente, considerar o mais nocivo dos seguintes valores:

$$c_{pi} = -0,2 \text{ ou } 0$$

### 6.3.2.3 Edificação cilíndrica de seção circular sem aberturas nas paredes e com topo aberto

No campo de aplicação da Tabela 13 para o cálculo das forças devidas ao vento nas paredes de uma edificação cilíndrica, quando esta for de topo(s) aberto(s), devem ser adotados os seguintes valores para  $c_{pi}$ :

$$h / d \geq 0,3 \quad c_{pi} = -0,8$$

$$h / d < 0,3 \quad c_{pi} = -0,5$$

Para casos não considerados em 6.3.2, o coeficiente de pressão interna pode ser determinado de acordo com as indicações de 6.3.3.

### 6.3.3 Coeficientes de pressão interna – Método detalhado

A vazão de ar por uma pequena abertura de área  $A$  é dada por

$$Q = K A \rho V$$

onde

$K$  é o coeficiente de vazão;

$V$  é a velocidade do ar na abertura:  $V = \sqrt{2|\Delta p_e - \Delta p_i|/\rho}$

$\rho$  é a massa específica do ar, considerada constante (isto é, o ar é considerado incompressível).

Para um número  $n$  de aberturas, uma vez estabelecido o equilíbrio, a massa de ar que entra na edificação é igual à que sai. Isto é,  $Q = 0$

Conforme equações de  $Q$  e  $V$ , tem-se para o somatório das  $n$  aberturas:

$$\sum_{j=1}^n K_j A_j \rho \sqrt{2|\Delta p_{e,j} - \Delta p_{i,j}|/\rho} = 0$$

Com boa aproximação  $K$  pode ser considerado constante. Considerando-se a pressão interna uniforme (já que sua variação espacial é pequena) e lembrando que

$$\Delta p_e = c_{pe} q \quad \Delta p_i = c_{pi} q$$

tem-se:

$$\sum_{j=1}^n \pm A_j \sqrt{|c_{pe,j} - c_{pi}|} = 0$$

A experiência mostra que a expressão precedente pode ser aplicada a aberturas maiores (janelas, portas, portões, ventilações, permeabilidade disseminada etc.), desde que sejam considerados coeficientes de pressão médios nas periferias das aberturas. Estes coeficientes médios, designados por  $C_e^*$  e  $C_i^*$ , tanto podem ser coeficientes de forma ( $C_e$  e  $C_i$ ) como médias dos coeficientes de pressão, fornecidos nesta Norma ou obtidos em outras fontes.

Com esta generalização, chega-se a:

$$\sum_{j=1}^n \pm A_j \sqrt{|C_{e,j}^* - C_i^*|} = 0$$

A raiz é considerada positiva para todos os termos que correspondem a aberturas com entradas de ar ( $C_e^* > C_i^*$ ) e negativa para aberturas com saída de ar ( $C_e^* < C_i^*$ ). Isto é, a raiz terá o mesmo sinal de  $(C_e^* - C_i^*)$ . O cálculo pode ser feito por aproximações sucessivas, arbitrando-se valores de  $C_i^*$ .

### 6.4 Efeitos de vizinhança

Há certas situações em que é necessário considerar a influência de edificações situadas nas vizinhanças daquela em estudo. Essas edificações podem causar aumento das forças do vento de três modos diferentes, conforme a seguir:

#### 6.4.1 Por efeito venturi

Edificações vizinhas podem, por suas dimensões, forma e orientação, causar um “afunilamento” do vento, acelerando o escoamento de ar, com uma consequente alteração nas pressões. Este efeito aparece principalmente em edificações muito próximas, caso em que já foram observados coeficientes de pressão negativos (sucção) excedendo, em módulo, o valor 2,0. Estas pontas de sucção verificam-se nas paredes confrontantes das duas edificações, próximo à aresta de barlavento.

#### 6.4.2 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, podem ter as cargas do vento aumentadas por este efeito, com os coeficientes de forma atingindo valores entre  $-1,5$  e  $-2,0$ .

#### 6.4.3 Pela turbulência da esteira

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

#### 6.4.4 Determinação dos efeitos de vizinhança

Não é possível especificar valores numéricos para efeitos de vizinhança de um modo genérico, em razão da complexidade dos fenômenos aerodinâmicos envolvidos. O problema é agravado pela possibilidade de alterações desfavoráveis das condições de vizinhança durante a vida útil da edificação em estudo.

Estes efeitos podem ser determinados por ensaios em túnel de vento, em que se reproduzam as condições de vizinhança e as características do vento natural que possam influir nos resultados.

O fator de vizinhança  $f_v$  é definido por:

$$f_v = \frac{C \text{ na edificação com vizinhança}}{C \text{ na edificação isolada}}$$

onde

$C$  é o coeficiente aerodinâmico em estudo ( $C_e$ ,  $C_{pe}$  médio,  $C_a$ ).

Os efeitos de vizinhança no coeficiente de torção,  $C_M$ , são considerados em 6.1.4. Sendo assim, não é necessário aplicar o fator  $f_v$  no cálculo do momento torçor.

Valores representativos de  $f_v$  aplicáveis a duas edificações altas vizinhas são dados a seguir como indicação aproximada dos aumentos que podem sofrer os coeficientes aerodinâmicos por efeitos de vizinhança:

- para coeficiente de arrasto  $C_a$  (ver as Figuras 4 e 5), para coeficiente de forma,  $C_e$ , e para valor médio do coeficiente de pressão,  $C_{pe}$  médio, em paredes confrontantes (faces paralelas ao vento na Tabela 6):

$$s / d^* \leq 1,0 \quad f_v = 1,3$$

$$s / d^* \geq 3,0 \quad f_v = 1,0$$

— para coeficiente de forma  $C_e$ , e para valor médio do coeficiente de pressão,  $C_{pe\text{ médio}}$ , na cobertura (ver a Tabela 7):

$$s / d^* \leq 0,5 \quad f_v = 1,3$$

$$s / d^* \geq 3,0 \quad f_v = 1,0$$

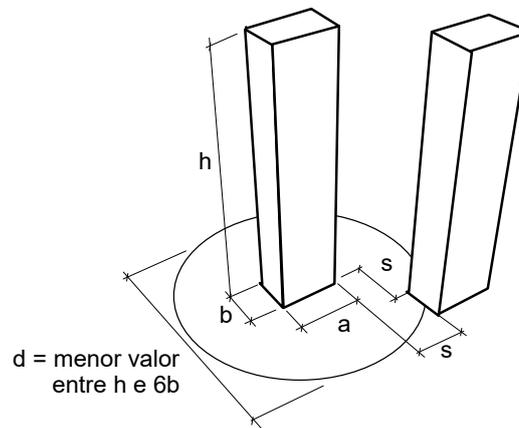
onde (ver a Figura 11)

$s$  é o afastamento entre os planos das faces confrontantes de duas edificações altas vizinhas, sendo  $a \times b$  as dimensões em planta das edificações ( $a \times b$  entre  $1 \times 1$  e  $1 \times 4$ );

$d^*$  é a menor das duas seguintes dimensões:

- lado menor  $b$ ;
- semidiagonal  $\frac{1}{2}\sqrt{a^2 + b^2}$ .

Interpolarm linearmente para valores intermediários de  $s / d^*$ .



**Figura 11 – Notação para aplicação do fator de vizinhança**

Os fatores de efeito de vizinhança são considerados até a altura do topo dos edifícios vizinhos.

Os ensaios em que se baseiam as informações dessa subseção foram feitos com dois ou alguns poucos modelos de alturas aproximadamente iguais. Para o caso de muitos edifícios vizinhos nestas condições, os fatores de vizinhança geralmente são menores, podendo ficar abaixo de 1,0. Entretanto, pode haver incidências do vento que causem valores de  $f_v$  próximos ou até mesmo superiores aos indicados nesta subseção, principalmente quando há “vazios” nas vizinhanças do edifício em estudo.

## 7 Coeficientes de força para muros, placas e coberturas isoladas

### 7.1 Muros e placas retangulares

A força do vento em um muro ou placa retangular é calculada por

$$F = C_f q A$$

onde

$C_f$  é o coeficiente de força, conforme a Tabela 23;

$q$  é a pressão dinâmica do vento no topo do muro ou placa;

- A é a área da face:  $A = \ell h_a$ ;
- $\ell$  é o comprimento do muro ou placa;
- $h_a$  é a altura do muro ou placa.

A força  $F$  atua perpendicularmente ao plano do muro ou placa.

A Tabela 23 classifica o muro ou placa de acordo com as condições do escoamento em suas bordas. Exceto para muro ou placa em escoamento bidimensional, a incidência mais desfavorável do vento é oblíqua. Esta incidência e o ponto de aplicação de  $F$  são dados na Tabela 23.

O muro ou placa é considerado em escoamento bidimensional quando  $\ell / h_a \geq 60$ , na ausência de placas ou paredes (colocadas paralelamente ao escoamento) em suas extremidades, ou quando  $\ell / h_a \geq 10$ , no caso da presença de placas ou paredes nas condições anteriormente indicadas.

Para valores intermediários de  $\ell / h_a$  (sem placas ou paredes nas extremidades) e para afastamentos do solo entre 0 e  $0,25 h_a$ , os valores de  $C_f$  são obtidos por interpolação linear.

**Tabela 23 – Coeficientes de força  $C_f$  para muros e placas retangulares**

$\ell / h_a \geq 60$ (sem placas de extremidade) $\ell / h_a \geq 10$ (com placas de extremidade)	$\ell / h_a = 10$	$\ell / h_a = 1$
<p><math>\alpha = 90^\circ</math>      <math>e = 0,5 \ell</math></p>	<p><math>\alpha = 50^\circ</math>      <math>e = 0,3 \ell</math></p>	<p><math>\alpha = 40^\circ</math>      <math>e = 0,4 \ell</math></p>
<p><math>\alpha = 90^\circ</math>      <math>C_f = 2,0</math></p>	<p><math>\alpha = 90^\circ</math>      <math>C_f = 1,3</math>  <math>\alpha = 50^\circ</math>      <math>C_f = 1,6</math></p>	<p><math>\alpha = 90^\circ</math>      <math>C_f = 1,15</math>  <math>\alpha = 40^\circ</math>      <math>C_f = 1,8</math></p>
<p><math>\alpha = 90^\circ</math>      <math>C_f = 1,2</math></p>	<p><math>\alpha = 90^\circ</math>      <math>C_f = 1,2</math>  <math>\alpha = 50^\circ</math>      <math>C_f = 1,5</math></p>	<p><math>\alpha = 90^\circ</math>      <math>C_f = 1,1</math>  <math>\alpha = 40^\circ</math>      <math>C_f = 1,5</math></p>



## 7.2 Coberturas isoladas a águas planas

Nas coberturas isoladas, isto é, nas coberturas sobre suportes de reduzidas dimensões, e que, por este motivo, não constituem obstáculo significativo ao escoamento de ar, a ação do vento é exercida diretamente sobre as faces superior e inferior da cobertura.

### 7.2.1 Coeficientes de pressão

Para coberturas isoladas a uma ou duas águas planas em que a altura livre entre o piso e o nível da aresta horizontal mais baixa da cobertura satisfaça as condições desta subseção, e para o vento incidindo perpendicularmente à geratriz da cobertura, aplicam-se os coeficientes indicados nas Tabelas 24 e 25. As Tabelas 24 e 25 fornecem os valores e os sentidos dos coeficientes de pressão, os quais englobam as ações que se exercem perpendicularmente às duas faces da cobertura. Nos casos em que são indicados dois carregamentos, as duas situações respectivas de forças devem ser consideradas independentemente.

Os coeficientes das Tabelas 24 e 25 se aplicam somente quando forem satisfeitas as seguintes condições:

$$\text{Coberturas a uma água (ver a Tabela 24):} \quad 0 \leq \text{tg } \theta \leq 0,7 \quad h \geq 0,5 \ell_2$$

$$\text{Coberturas a duas águas (ver a Tabela 25):} \quad 0,07 \leq \text{tg } \theta \leq 0,6 \quad h \geq 0,5 \ell_2$$

onde

$h$  é a altura livre entre o piso e o nível da aresta horizontal mais baixa da cobertura;

$\ell_2$  é a profundidade da cobertura;

$\theta$  é o ângulo de inclinação das águas da cobertura.

Para os casos em que a altura  $h$  for inferior aos limites de 7.2.1, ou em que obstruções possam ser colocadas sob ou junto à cobertura, esta deve resistir à ação do vento, na zona de obstrução, calculada para uma edificação fechada e de mesma cobertura, com  $c_{pi} = +0,8$ , para obstruções na borda de sotavento, e com  $c_{pi} = -0,3$ , para obstruções na borda de barlavento.

### 7.2.2 Forças de atrito na cobertura

Para vento paralelo à geratriz da cobertura, devem ser consideradas forças horizontais de atrito calculadas pela seguinte equação:

$$F_t = 0,5 q a b$$

onde

$a$  e  $b$  são as dimensões em planta da cobertura.

Estas forças englobam a ação do vento sobre as duas faces da cobertura.

### 7.2.3 Forças em placas localizadas acima ou abaixo da cobertura

Forças horizontais devidas à ação do vento sobre placas colocadas acima ou abaixo da cobertura são calculadas de acordo com 7.1 (muros e placas retangulares), sendo a face da cobertura mais próxima da placa considerada como o terreno.

### 7.2.4 Forças em reticulados diretamente expostos ao vento

No caso de reticulados diretamente expostos ao vento, devem ser adotadas as indicações contidas em 8.3 (para reticulados planos isolados) e em 8.4 (para reticulados planos múltiplos).

### 7.2.5 Forças nas abas planas existentes nas bordas da cobertura

#### 7.2.5.1 Abas perpendiculares à direção do vento

Em abas planas (ou aproximadamente planas) porventura existentes ao longo das bordas da cobertura, deve ser considerada uma pressão uniformemente distribuída, com força resultante calculada pela seguinte equação:

$$F = 1,3 q A_e \text{ para a aba de barlavento; e}$$

$$F = 0,8 q A_e \text{ para a aba de sotavento.}$$

onde

$A_e$  é a área frontal efetiva das placas e elementos afins que constituem a aba em estudo.

As expressões precedentes são válidas para abas que formem em relação à vertical um ângulo de no máximo 30°. As forças assim calculadas englobam as pressões que agem em ambas as faces das abas perpendiculares à direção do vento.

#### 7.2.5.2 Abas paralelas à direção do vento

Nas abas paralelas à direção do vento, devem ser consideradas as forças horizontais de atrito calculadas pela seguinte equação:

$$F_t = 0,05 q A_e$$

e aplicadas à meia altura das abas. Estas forças englobam a ação do vento sobre as duas faces das abas.

### 7.2.6 Elementos de vedação em coberturas isoladas

Cada elemento de vedação deve ser calculado com  $c_p = \pm 2,0$ .

Tabela 24 – Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a uma água plana

Vento	Carregamento 1	Carregamento 2	
	$0 \leq \text{tg}\theta \leq 0,7$	$0 \leq \text{tg}\theta \leq 0,2$	$0,2 \leq \text{tg}\theta \leq 0,3$
→			
←			

Tabela 25 – Coeficientes de pressão em coberturas isoladas a duas águas planas simétricas

Coeficientes	Carregamento 1		Carregamento 2	
	$0,07 \leq \text{tg}\theta \leq 0,4$	$0,4 \leq \text{tg}\theta \leq 0,6$	$0,07 \leq \text{tg}\theta \leq 0,4$	$0,4 \leq \text{tg}\theta \leq 0,6$
$C_{pb}$	$2,4 \text{tg}\theta + 0,6$	$2,4 \text{tg}\theta + 0,6 \leq 2,0$	$0,6 \text{tg}\theta - 0,74$	$6,5 \text{tg}\theta - 3,1$
$C_{ps}$	$3,0 \text{tg}\theta - 0,5$	+0,7	-1,0	$5,0 \text{tg}\theta - 3,0$

Sentidos positivos dos coeficientes de pressão

## 8 Coeficientes de força para barras prismáticas e reticulados

### 8.1 Barras prismáticas

Os coeficientes de força fornecidos em 8.1.1 e 8.1.2 se referem a barras prismáticas de comprimento infinito (escoamento bidimensional). Para barras prismáticas de comprimento finito, os coeficientes de força devem ser multiplicados pelo fator de redução  $K$  definido em 8.1.3.

#### 8.1.1 Barras prismáticas de faces planas

Os coeficientes de força  $C_x$  e  $C_y$  dados na Tabela 26 se referem a duas direções mutuamente perpendiculares,  $x$  e  $y$ , como indicado nas figuras constantes da Tabela 26.

Os coeficientes de força se referem a vento agindo perpendicularmente ao eixo longitudinal da barra de comprimento  $l$ . As forças correspondentes são calculadas por:

- força na direção  $x$ :  $F_x = C_x q K l c$ ;
- força na direção  $y$ :  $F_y = C_y q K l c$ .

Tabela 26 – Coeficientes de força  $C_x$  e  $C_y$  para barras prismáticas de faces planas de comprimento infinito

$\alpha$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1	+1,6	0
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85	+1,5	-0,1
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75	-0,95	+0,7
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75	-0,5	+1,05
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1	-1,5	0
$\alpha$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$
0°	+2,0	0	+2,05	0	+1,4	0	+2,05	0
45°	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6	+1,2	+1,6	+1,95	+0,6
90°	-1,6	+2,15	0	+0,6	0	+2,2	+0,5	+0,9
135°	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4	—	—	—	—
180°	-1,7	$\pm 2,1$	-1,8	0	—	—	—	—
$\alpha$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$	$C_x$	$C_y$
0°	+1,6	0	+2,0	0	+2,1	0	+2,0	0
45°	+1,5	+1,5	+1,8	+0,1	+1,4	+0,7	+1,55	+1,55
90°	0	+1,9	0	+0,1	0	+0,75	0	+2,0
<p>NOTA 1 Nesta tabela os coeficientes de força <math>C_x</math> e <math>C_y</math> são dados em relação à dimensão <math>c</math> e não, como em outras tabelas, em relação à área frontal efetiva <math>A_e</math>.</p> <p>NOTA 2 A dimensão <math>c_\alpha</math> é utilizada para determinar o fator de redução <math>K</math> (ver a Tabela 28).</p>								

### 8.1.2 Barras prismáticas de seção circular

Para barras prismáticas de seção circular, os coeficientes de arrasto  $C_a$  dependem do valor do número de Reynolds,  $Re$ , e são dados na Tabela 27. Os valores de  $C_a$  dados na Tabela 27 se aplicam a todas as superfícies de rugosidade uniformemente distribuída de altura menor do que 1/100 do diâmetro  $d$  da barra, isto é, são válidos para todos os acabamentos normais de superfície.

A força de arrasto é calculada pela equação a seguir:

$$F_a = C_a q K l d$$

**Tabela 27 – Coeficientes de arrasto  $C_a$  para barras prismáticas de seção circular e de comprimento infinito**

Regime de escoamento	$Re = 70\,000 V_k d$ ( $V_k$ em m/s; $d$ em m)	$C_a$
Subcrítico	$Re < 4,2 \times 10^5$	1,2
Acima do crítico	$4,2 \times 10^5 \leq Re < 8,4 \times 10^5$	0,6
	$8,4 \times 10^5 \leq Re < 2,3 \times 10^6$	0,7
	$Re \geq 2,3 \times 10^6$	0,8

### 8.1.3 Fator de redução para barras de comprimento finito

O fator de redução  $K$  depende da relação,  $l / c_\alpha$ ,

onde

$l$  é o comprimento da barra prismática;

$c_\alpha$  é a largura da barra prismática medida na direção perpendicular à do vento (projeção ortogonal da seção da barra sobre uma reta perpendicular à direção do vento – ver a Tabela 26, Nota 2).

Os valores do fator de redução  $K$  são dados na Tabela 28.

Quando uma barra prismática é ligada a uma placa ou parede de modo a impedir o escoamento livre do ar em torno deste extremo da barra, a relação  $l / c_\alpha$  deve ser duplicada para a determinação de  $K$ . Quando ambos os extremos da barra prismática são assim obstruídos, a relação  $l / c_\alpha$  deve ser considerada infinita.

Barras que por suas dimensões e velocidade característica do vento estiverem no regime de escoamento acima do crítico podem exigir cálculos adicionais para verificar se forças maiores não ocorrem com velocidade do vento abaixo da máxima, com o escoamento em regime subcrítico.

**Tabela 28 – Valores do fator de redução  $K$  para barras de comprimento finito**

$\ell / c_{\alpha}$ ou $\ell / d$	2	5	10	20	40	50	100	$\infty$
<b>Barras prismáticas de seção circular em regime subcrítico (<math>Re &lt; 4,2 \times 10^5</math>)</b>	0,58	0,62	0,68	0,74	0,82	0,87	0,98	1,0
<b>Barras prismáticas da seção circular em regime acima do crítico (<math>Re \geq 4,2 \times 10^5</math>)</b>	0,80	0,80	0,82	0,90	0,98	0,99	1,0	1,0
<b>Barras prismáticas de faces planas</b>	0,62	0,66	0,69	0,81	0,87	0,90	0,95	1,0

## 8.2 Fios e cabos

Para fios e cabos, os coeficientes de arrasto  $C_a$  dependem do valor do número de Reynolds,  $Re$ , e são dados na Tabela 29.

**Tabela 29 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para fios e cabos com  $\ell / d > 60$**

Regime de escoamento <sup>a</sup> ( $Re = 70\,000 V_k d$ ) ( $V_k$ em m/s; $d$ em m)	Coeficiente de arrasto $C_a$			
	Fio liso	Fio moderadamente liso (galvanizado ou pintado)	Cabos torcidos de fios finos $r'/d \leq 1/30$	Cabos torcidos de fios grossos $r'/d \geq 1/25$
$Re \leq 2,5 \times 10^4$	---	---	1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \times 10^4$	---	---	0,9	1,1
$Re \leq 2,5 \times 10^5$	1,2	1,2	---	---
$Re \geq 4,2 \times 10^5$	0,5	0,7	---	---

**Legenda**

$r'$  raio dos fios ou cabos secundários da camada externa do cabo;  
 $d$  diâmetro do círculo circunscrito da seção do fio ou cabo;  
 $\ell$  comprimento do fio ou cabo.

<sup>a</sup> Para  $Re$  e  $r'/d$  intermediários, os valores de  $C_a$  são obtidos por interpolação.

Para fios e cabos perpendiculares à direção do vento a força de arrasto é calculada por:

$$F_a = C_a q \ell d$$

Se a direção do vento (suposta horizontal) formar um ângulo  $\alpha$  com a corda do fio ou cabo, a força  $F_y$ , perpendicular à corda, é calculada pela seguinte equação:

$$F_y = F_a \sin^2 \alpha$$

A força  $F_x$ , na direção da corda, pode ser desprezada.

## 8.3 Reticulados planos isolados

Para os fins desta Norma, considera-se como reticulada toda estrutura constituída por barras retas.

A força de arrasto é calculada pela seguinte equação:

$$F_a = C_a q A_e$$

onde

$A_e$  é a área frontal efetiva do reticulado: área da projeção ortogonal das barras do reticulado sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O gráfico da Figura 12 fornece os valores do coeficiente de arrasto  $C_a$  para um reticulado plano formado por barras prismáticas de faces planas de mesma seção transversal e o gráfico da Figura 13 fornece os valores de  $C_a$  para um reticulado plano formado por barras de seção circular de mesmo diâmetro. O índice de área exposta  $\varphi$  é igual à área frontal efetiva do reticulado,  $A_e$ , dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado.

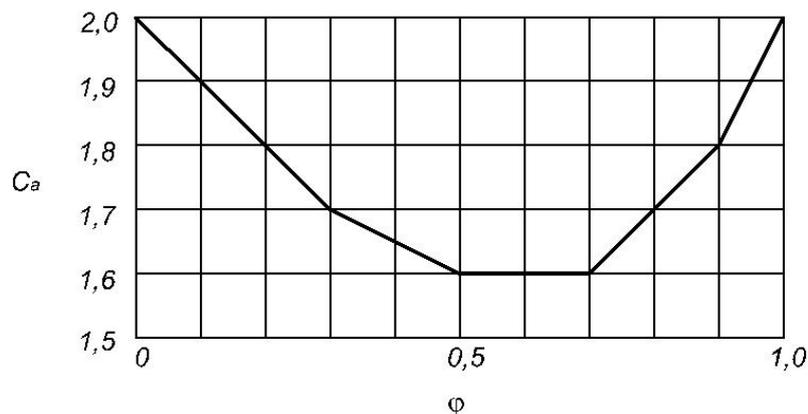
Em reticulados compostos de barras de seção circular, o número de Reynolds é dado por

$$Re = 70\,000 V_k d \quad (V_k \text{ em m/s; } d \text{ em m}),$$

onde

$d$  é o diâmetro das barras da treliça.

O índice de área exposta se refere sempre ao conjunto de todas as barras do reticulado. Para um reticulado composto de barras de mesma seção transversal, a força de arrasto se distribui uniformemente pelo comprimento das barras. No caso de reticulados constituídos por barras prismáticas de faces planas e/ou por barras de seção circular de diferentes dimensões, a força de arrasto é aplicada proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras (áreas das projeções ortogonais das barras sobre um plano perpendicular à direção do vento – “área de sombra”).



**Figura 12 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados**

#### 8.4 Reticulados planos múltiplos

Esta Seção aplica-se a estruturas constituídas por dois ou mais reticulados planos paralelos, equidistantes e de banzos paralelos, nos quais o reticulado de barlavento pode ter um efeito de proteção sobre os demais reticulados. O reticulado de barlavento e todas as partes dos outros reticulados não protegidos pelo primeiro devem ser calculados conforme 8.3. As forças do vento nas partes protegidas dos reticulados devem ser multiplicadas por um fator de proteção  $\eta$  (ver a Figura 14), que depende do índice de área exposta do reticulado situado imediatamente a barlavento do reticulado em estudo, e do respectivo afastamento relativo  $e / h_b$ .

Para o caso de  $n$  reticulados iguais e igualmente afastados, o coeficiente de arrasto do conjunto dos  $n$  reticulados,  $C_{an}$ , é calculado pela seguinte equação:

$$C_{an} = C_{a1} [1 + (n - 1) \eta]$$

onde

$C_{a1}$  é o coeficiente de arrasto de um reticulado isolado, determinado de acordo com 8.3.

A força de arrasto do conjunto de  $n$  reticulados é calculada por

$$F_{an} = C_{an} q A_e$$

### 8.5 Torres reticuladas

Torres reticuladas de seção retangular podem ser calculadas de acordo com 8.4, para vento incidindo perpendicularmente a cada par de faces paralelas. A força do vento sobre as faces paralelas à direção do vento é considerada nula.

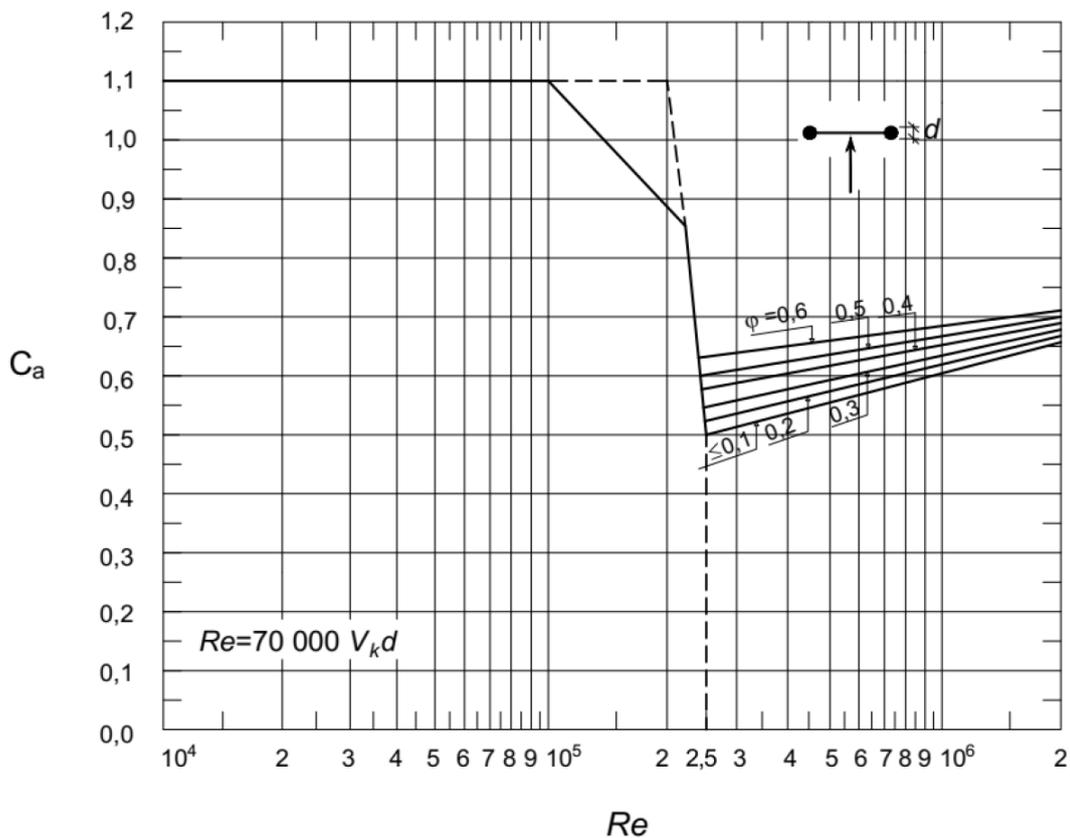
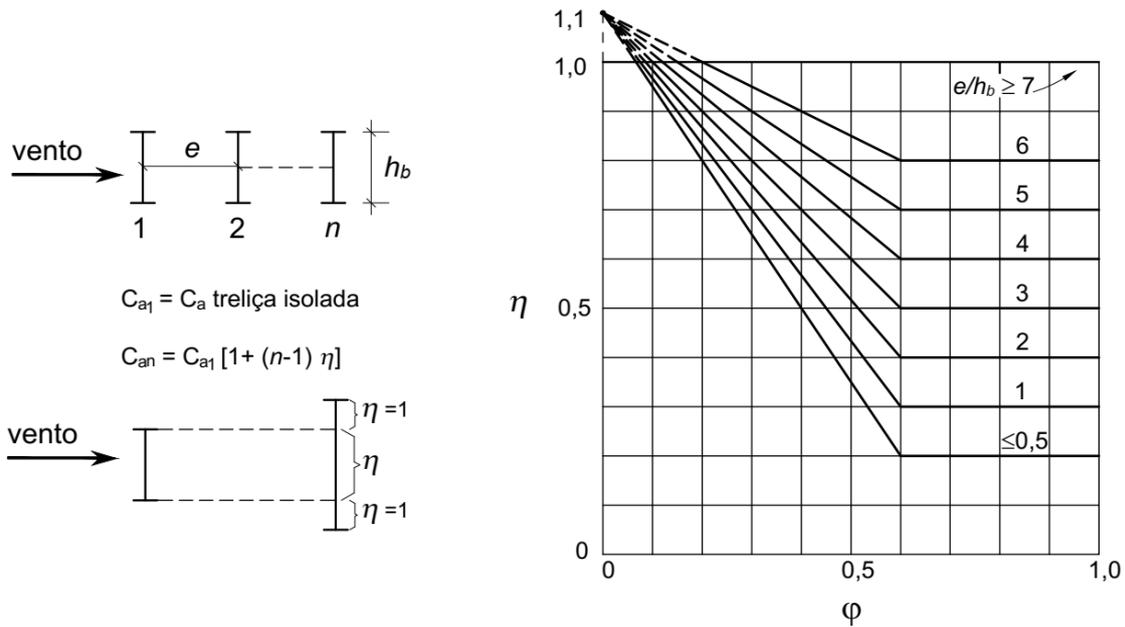


Figura 13 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para reticulados planos formados por barras de seção circular, em função de  $Re = 70\,000 V_k d$  ( $V_k$  em m/s e  $d$  em m)



**Figura 14 – Fator de proteção  $\eta$  para dois ou mais reticulados planos paralelos igualmente afastados**

Torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera, com reticulados iguais em todas as faces, constituem casos especiais para os quais pode ser conveniente determinar a força global do vento diretamente. Para estes casos, a força de arrasto é calculada pela seguinte equação:

$$F_a = C_a q A_e$$

onde

$A_e$  é a área frontal efetiva de uma das faces da torre reticulada: área de projeção ortogonal das barras de uma das faces da torre reticulada sobre um plano paralelo a esta face.

Para torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátera constituídas por barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredondados, os valores do coeficiente de arrasto,  $C_a$ , para vento incidindo perpendicularmente a uma das faces, são fornecidos no gráfico da Figura 15.

Para torres reticuladas de seção quadrada o coeficiente de arrasto para vento incidindo com um ângulo  $\alpha$  em relação à perpendicular à face de barlavento,  $C_{a\alpha}$ , é obtido por

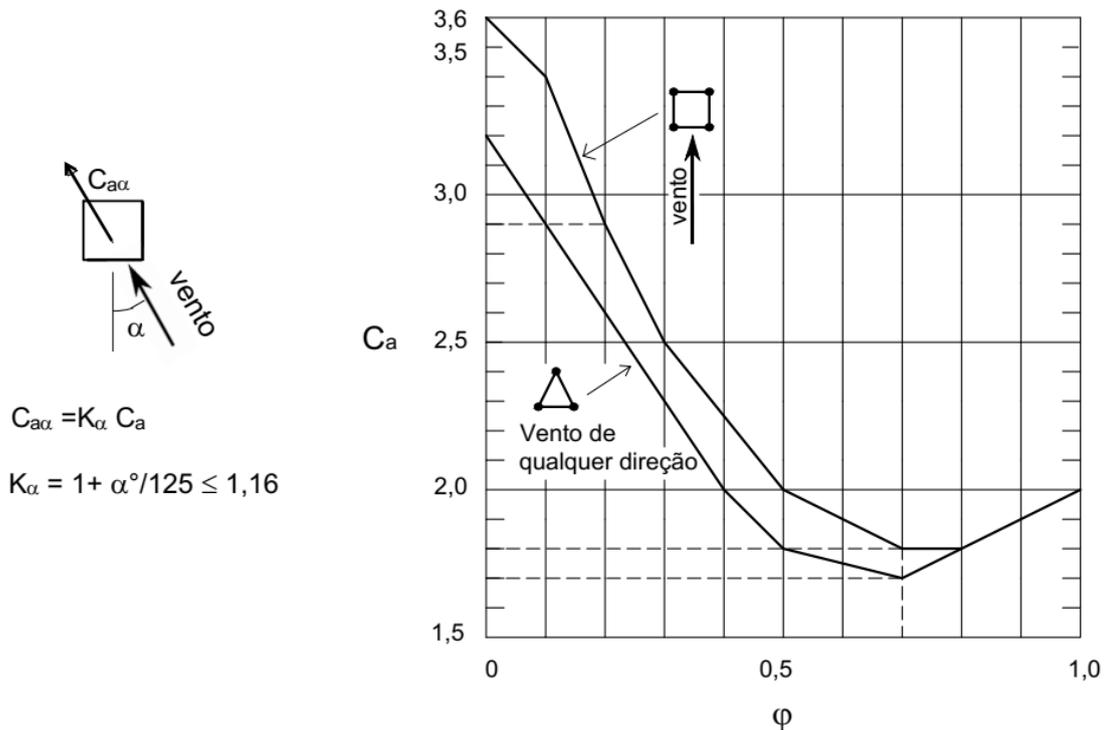
$$C_{a\alpha} = K_\alpha C_a$$

onde

$$K_\alpha = 1 + \alpha^\circ / 125 \quad 0^\circ < \alpha^\circ \leq 20^\circ$$

$$K_\alpha = 1,16 \quad 20^\circ \leq \alpha^\circ \leq 45^\circ$$

Para torres reticuladas de seção triangular equilátera, a força do vento pode ser admitida constante para qualquer ângulo de incidência do vento.



**Figura 15 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, formadas por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados e com reticulados iguais em todas as faces**

Para torres reticuladas constituídas por barras prismáticas de seção circular, os valores do coeficiente de arrasto,  $C_a$ , são fornecidos nos gráficos da Figura 16 a Figura 18.

O índice de área exposta refere-se sempre ao conjunto de todas as barras de uma das faces da torre. Para um reticulado composto de barras de mesma seção transversal, a força de arrasto se distribui uniformemente pelo comprimento das barras. No caso de torres reticuladas constituídas por barras prismáticas de faces planas e/ou por barras de seção circular de diferentes dimensões, os respectivos coeficientes são aplicados proporcionalmente às áreas frontais das respectivas barras.

As componentes das forças de arrasto  $F_a$  nas faces das torres são obtidas multiplicando  $F_a$  pelos valores dados na Tabela 30, sendo  $\eta$  o fator de proteção especificado em 8.4 (ver a Figura 14).

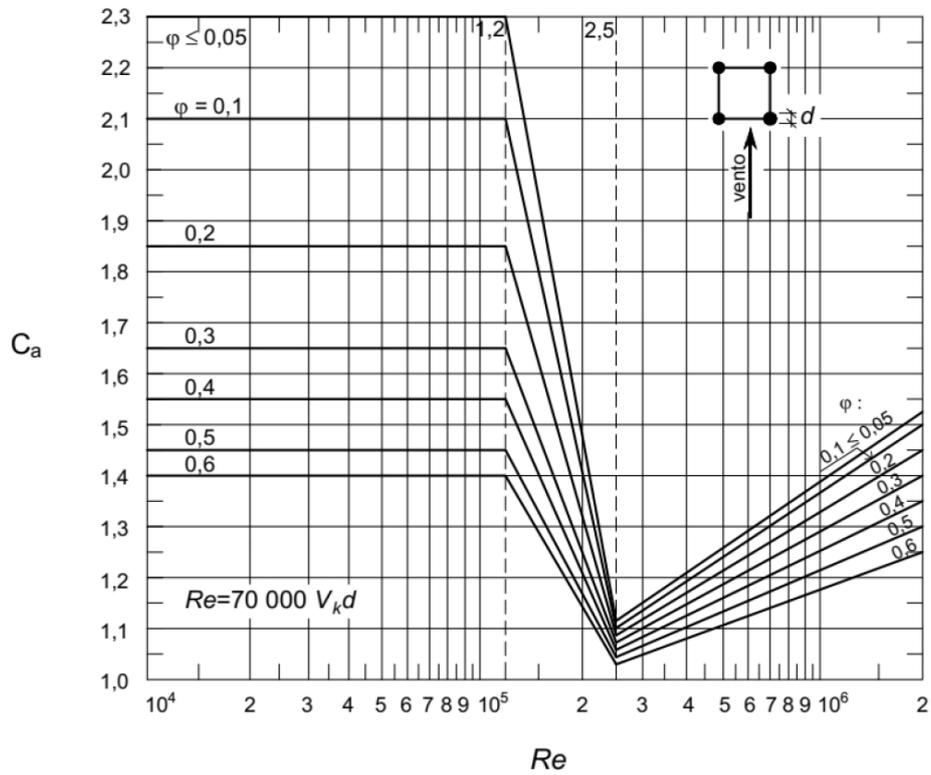


Figura 16 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para torres reticuladas de seção quadrada, formadas por barras de seção circular – Vento incidindo perpendicularmente a duas faces paralelas

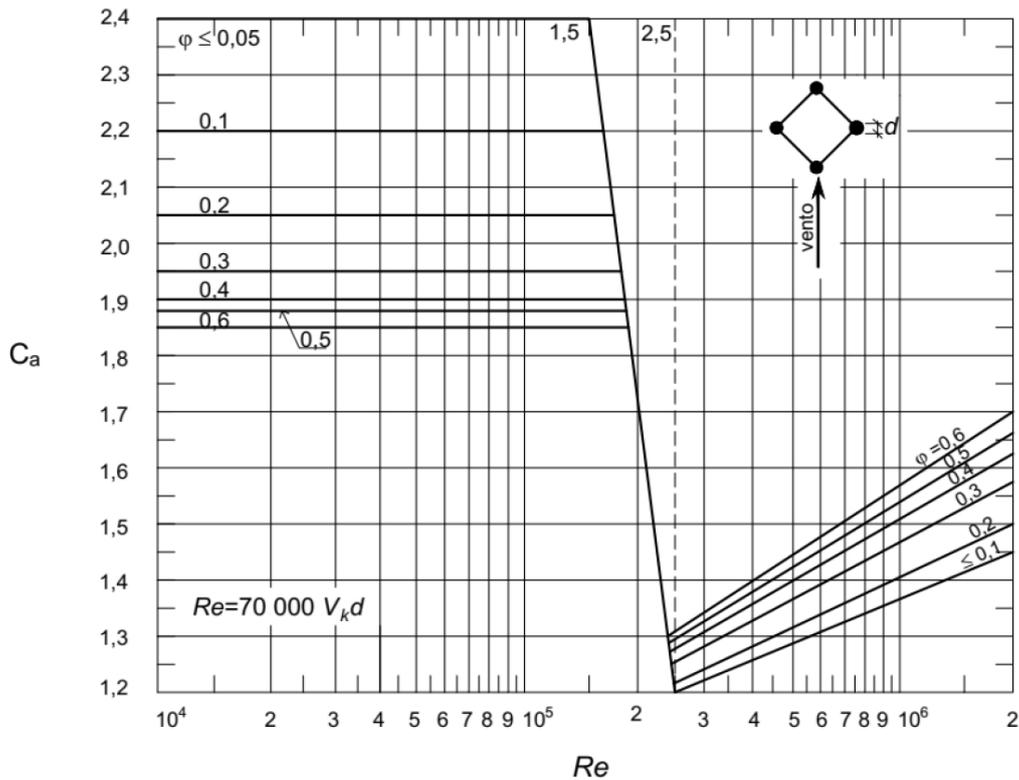


Figura 17 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para torres reticuladas de seção quadrada, formadas por barras de seção circular – Vento incidindo segundo uma diagonal

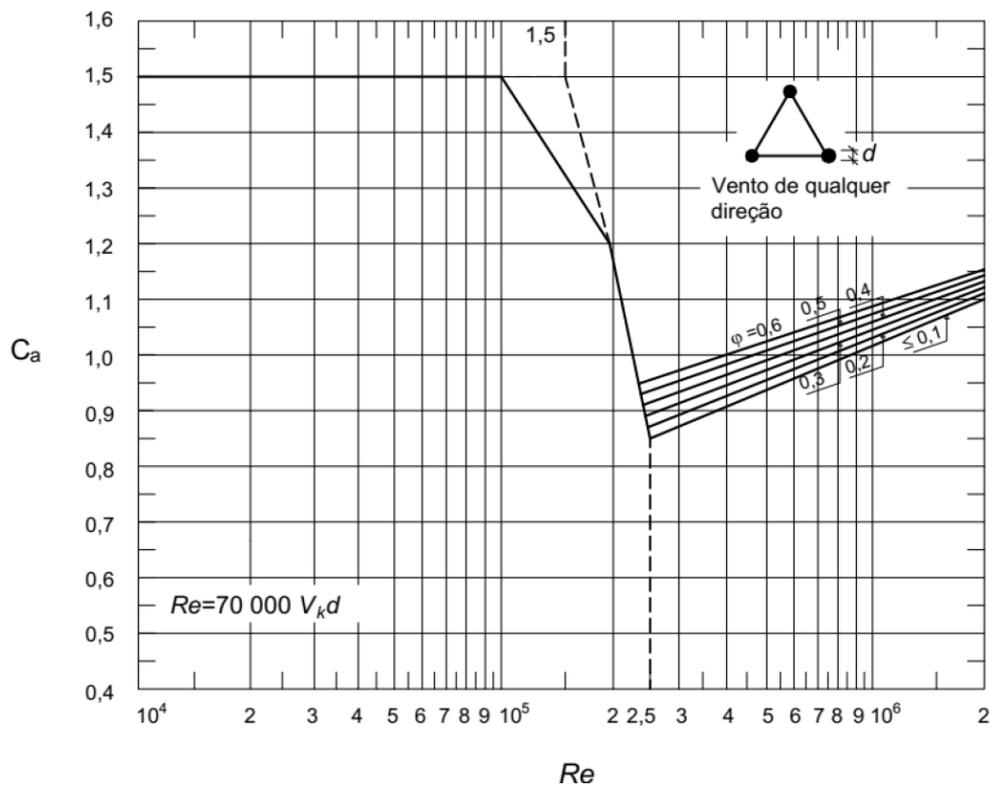


Figura 18 – Coeficiente de arrasto  $C_a$  para torres reticuladas de seção triangular equilátera, formadas por barras de seção circular – Vento de qualquer direção

**Tabela 30 – Componentes das forças de arrasto nas faces de torres reticuladas de seção quadrada ou triangular equilátero**

Direção do vento	Componente	Face I	Face II	Face III	Face IV
	n	$1/(1+\eta)$	0	$\eta/(1+\eta)$	0
	t	0	0	0	0
	n	0,20	0,20	0,15	0,15
	t	0,20	0,20	0,15	0,15
	n	0,57	0,11	0,11	--
	t	0	0,19	0,19	--
	n	0,50	0	0,37	--
	t	0,29	0	0,21	--
	n	0,14	0,14	0,43	--
	t	0,25	0,25	0	--
<b>Legenda</b>					
n componente perpendicular à face					
t componente paralela à face					

## 9 Efeitos dinâmicos em estruturas alteadas devidos à turbulência atmosférica

### 9.1 Considerações gerais

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média  $\bar{V}$ , sendo aquelas de curta duração designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de 10 min ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados a seguir como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, designadas nesta Norma como resposta flutuante.

Em edificações com período fundamental  $T_1$  igual ou inferior a 1 s a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator  $S_2$ . Entretanto, edificações com período fundamental superior a 1 s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar uma importante resposta flutuante na direção do vento médio. A resposta dinâmica total, igual à superposição das respostas média e flutuante, pode ser calculada de acordo com as especificações desta subseção utilizando-se os métodos contínuo simplificado (ver 9.3) ou do modelo discreto (ver 9.4).

Os procedimentos desta subseção não são aplicáveis a:

- a) edificações com frequência natural fundamental menor que 0,2 Hz;
- b) edificações com altura maior do que 200 m;
- c) edificações em que os dois modos fundamentais de flexão tenham frequências próximas (com diferença de até 10 %) e com valores até 0,4 Hz;
- d) modos de vibração de torção.

## 9.2 Velocidade de projeto para análise dinâmica na direção do vento

A velocidade de projeto  $\bar{V}_p$  corresponde à velocidade média sobre 10 min a 10 m de altura sobre o solo, em terreno de Categoria II, é calculada pela seguinte equação:

$$\bar{V}_p = 0,69 V_0 S_1 S_3$$

## 9.3 Modelo contínuo simplificado

Pode ser adotado um modelo contínuo simplificado quando a edificação tiver seção constante e distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa. O método simplificado é aplicável a estruturas apoiadas exclusivamente na base, sendo considerada na resposta dinâmica destas unicamente a contribuição do modo fundamental.

### 9.3.1 Características dinâmicas da estrutura

Admite-se que o primeiro modo de vibração pode ser representado com precisão adequada pela equação

$$x = (z / h)^\gamma$$

A Tabela 31 apresenta valores aproximados de  $\gamma$  e equações, também aproximadas, que permitem o cálculo direto da frequência fundamental  $f_1$  (Hz) para vários tipos de edificações usuais. Alternativamente,  $f_1$  e  $\gamma$  podem ser obtidos empregando métodos da teoria de vibrações de estruturas. A razão de amortecimento crítico  $\zeta$  também está indicada na Tabela 31, em função do tipo de estrutura.

**Tabela 31 – Parâmetros para a determinação de efeitos dinâmicos**

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

### 9.3.2 Determinação da resposta dinâmica na direção do vento

A variação da pressão dinâmica com a altura é calculada pela seguinte equação

$$q(z) = \bar{q}_0 b_m^2 \left[ \left( \frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left( \frac{h}{z_r} \right)^p \left( \frac{z}{h} \right)^\gamma \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \zeta \right]$$

na qual o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo representa a amplitude máxima da resposta flutuante, sendo

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (\bar{q}_0 \text{ em N/m}^2; \text{ e } \bar{V}_p \text{ em m/s})$$

e  $z_r$  a altura de referência, igual a 10m.

O expoente  $p$  e o coeficiente  $b_m$  dependem da categoria de rugosidade do terreno, de acordo com o indicado na Tabela 32. O fator dinâmico  $\zeta$ , função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico  $\zeta$ , e da frequência  $f$  (por meio da relação adimensional  $\bar{V}_p/fL$ ), é apresentado nos gráficos da Figura 20 a Figura 24, para as cinco categorias de rugosidade de terreno consideradas nesta Norma.

A pressão  $q(z)$  é uma função contínua da altura  $z$  sobre o terreno. A força estática equivalente (que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento) por unidade de altura resulta igual a  $q(z) \ell_1 C_a$ , sendo  $\ell_1$  a largura ou o diâmetro da edificação.

Os esforços internos da estrutura são calculados da forma usual.

**Tabela 32 – Expoente  $p$  e parâmetro  $b_m$**

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
$p$	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
$b_m$	1,23	1,00	0,86	0,71	0,5

## 9.4 Modelo discreto

### 9.4.1 Definições

No caso geral de uma edificação com propriedades variáveis com a altura, esta deve ser representada por meio de um modelo discreto, de acordo com o esquema da Figura 19, no qual:

$x_i$  é a amplitude da forma modal correspondente à coordenada  $i$ ;

$A_i$  é a área de influência correspondente à coordenada  $i$ ;

$m_i$  é a massa discreta correspondente à coordenada  $i$ ;

$C_{ai}$  é a coeficiente de arrasto correspondente à coordenada  $i$ ;

$z_i$  é a altura do nó  $i$  sobre o nível do terreno;

$z_r$  é a altura de referência:  $z_r = 10$  m;

$n$  é o número de graus de liberdade ( $i = 1, 2, \dots, n$ ). No caso de estruturas verticais com um plano de simetria,  $n$  é também igual ao número de elementos em que for dividida a mesma (ver a Figura 19).

Em geral, um modelo com  $n = 10$  é suficiente para ser obtida uma precisão adequada nos resultados. Um número maior de elementos pode ser necessário se a edificação apresentar ao longo da mesma variações importantes em suas características.

### 9.4.2 Características dinâmicas da estrutura

Uma vez estabelecido o modelo da estrutura, devem ser determinados, empregando métodos da teoria de vibrações de estruturas, a frequência natural  $f_j$  (Hz) e o vetor da forma modal  $\mathbf{x}_j$  correspondente ao modo  $j$  de vibração em análise.

O método do modelo discreto aqui apresentado permite apenas o cálculo da contribuição do 1º e 2º modos típicos de flexão, em que a forma modal do 1º modo se assemelha à da expressão  $x = (z / h)^p$  e a do 2º modo apresenta apenas uma inversão de sinal. Caso a contribuição dos dois primeiros modos de vibração em flexão em um plano não seja considerada suficiente para alcançar uma boa aproximação para a resposta dinâmica completa da estrutura, o que pode ocorrer quando os demais modos também apresentam frequência de vibração abaixo de 1 Hz, outro método de cálculo mais detalhado deve ser adotado.

A razão de amortecimento crítico  $\zeta$  está indicada na Tabela 31, em função do tipo de edificação. Outros valores podem ser adotados se devidamente justificados.

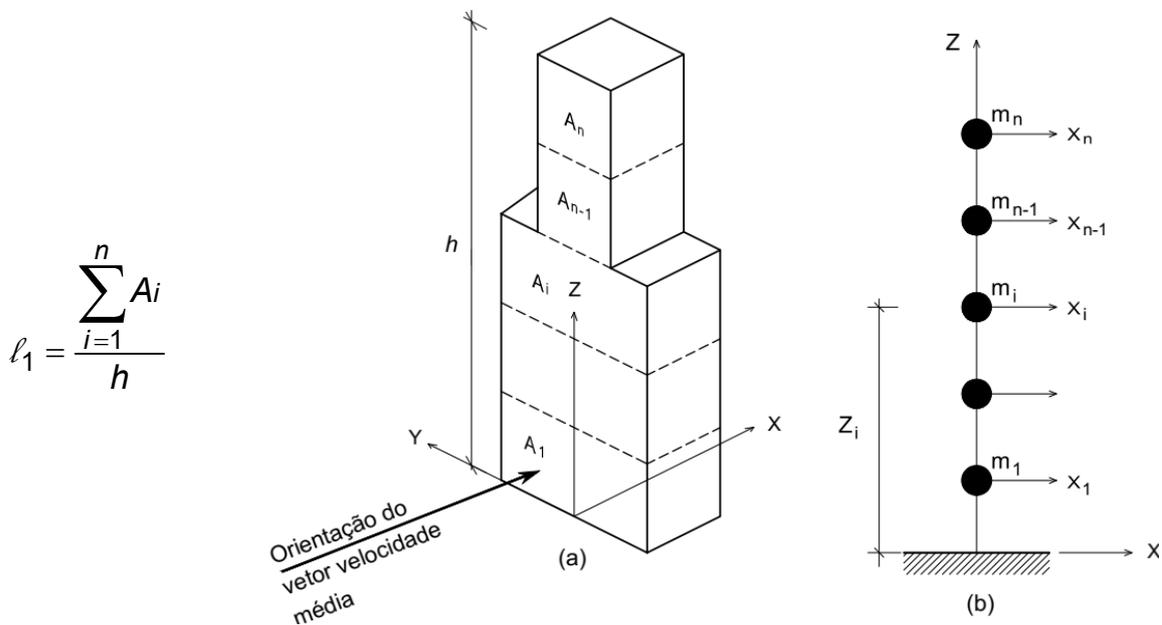


Figura 19 – Esquema para um modelo dinâmico discreto

### 9.4.3 Cálculo da resposta dinâmica na direção do vento

Para cada modo de vibração  $j$  ( $j=1,2$ ), cujo vetor de forma  $\mathbf{x}_j$  é composto das amplitudes  $(x_i)_j = x_i$ , a força total  $X_i$  a ser aplicada no ponto de coordenada  $i$  devida ao vento na direção da velocidade média é calculada pela seguinte equação:

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i$$

na qual a força média  $\bar{X}_i$  é igual a (simbologia em 9.4.1):

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 b_m^2 C_{ai} A_i \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^{2p}$$

sendo:

$$\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2 \quad (\bar{q}_0 \text{ em N/m}^2 ; \bar{V}_p \text{ em m/s})$$

$b_m, p$  - indicados na Tabela 32.

A amplitude máxima equivalente da parcela flutuante da força devida ao vento  $\hat{X}_i$  é calculada pela seguinte equação:

$$\hat{X}_i = F_H \psi_i x_i$$

onde

$$\psi_i = m_i / m_0$$

$$F_H = \bar{q}_0 b_m^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i x_i}{\sum_{i=1}^n \psi_i x_i^2} \xi$$

$$\beta_i = C_{ai} \frac{A_i}{A_0} \left( \frac{z_i}{z_r} \right)^p$$

Nas equações desta subseção,  $m_0$  e  $A_0$  denotam respectivamente uma massa e uma área arbitrárias de referência e  $\xi$  é o fator dinâmico.

Os fatores dinâmicos a serem utilizados quando considerados o 1º modo de flexão ( $j = 1$ ),  $\xi_1$ , e o 2º modo de flexão ( $j = 2$ ),  $\xi_2$ , são obtidos a partir da Figura 20 até a Figura 24 para as cinco categorias de terreno desta Norma. No caso do 1º modo de flexão,  $\xi_1$  é obtido diretamente dos ábacos das Figuras 20 a 24. O fator  $\xi_2$  é dado pelo produto  $\xi_2^* \times C_2$ , sendo  $\xi_2^*$  o valor obtido das Figuras 20 a 24, considerando a frequência do 2º modo e  $C_2$  o coeficiente corretivo obtido da Figura 25. Para situações não contempladas nas Figuras 20 a 24,  $\xi$  pode ser determinado por interpolação.

#### 9.4.4 Combinação das contribuições modais

Quando o 2º modo de flexão é retido na solução, o efeito combinado deste com o do 1º modo pode ser computado pelo critério da raiz quadrada da soma dos quadrados. Após a obtenção da resposta estática da estrutura sob a ação do carregamento  $\hat{X}_i$  para cada modo  $j$  ( $j = 1, 2$ ), devem ser determinadas todas as variáveis de interesse associadas a cada modo. Indicando com  $\hat{Q}_j$  uma variável de esforço (força, momento fletor, tensão etc.), ou geométrica (deformação, deslocamento, giro), correspondente ao modo  $j$ , a superposição de efeitos é calculada pela seguinte equação

$$\hat{Q} = \sqrt{\hat{Q}_1^2 + \hat{Q}_2^2}$$

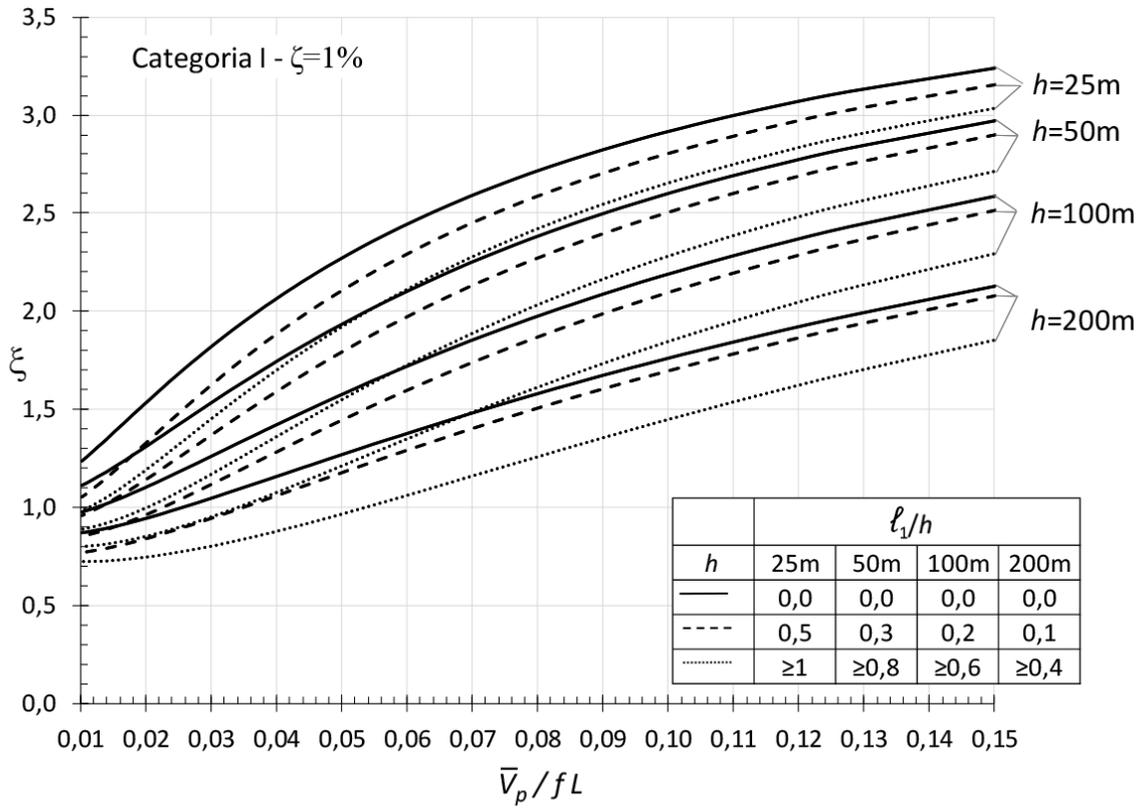
A equação precedente é aplicável quando as frequências naturais  $f_j$  estão razoavelmente espaçadas, ou seja, quando não há frequências muito próximas.

#### 9.5 Cálculo da resposta dinâmica transversal ao vento

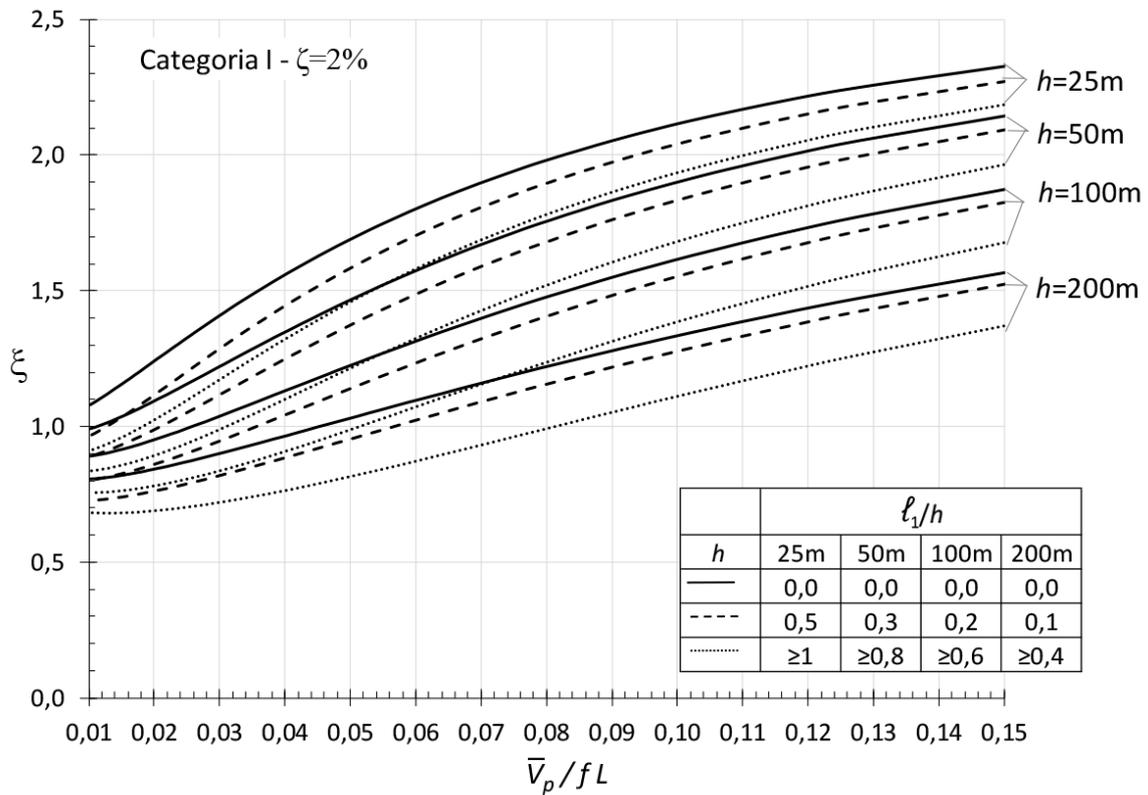
As flutuações aleatórias de orientação do vetor velocidade instantânea em relação à direção da velocidade média do vento são responsáveis por vibrações da estrutura na direção perpendicular à direção do escoamento médio. As solicitações resultantes  $Y_i$  na direção perpendicular à direção média do vento podem ser calculadas a partir das forças efetivas na direção do vento por meio da seguinte equação:

$$Y_i = \frac{1}{3} X_i$$

Quando for o caso, a resposta na direção lateral deve ser somada à resposta devida ao desprendimento de vórtices (ver a Seção 10).

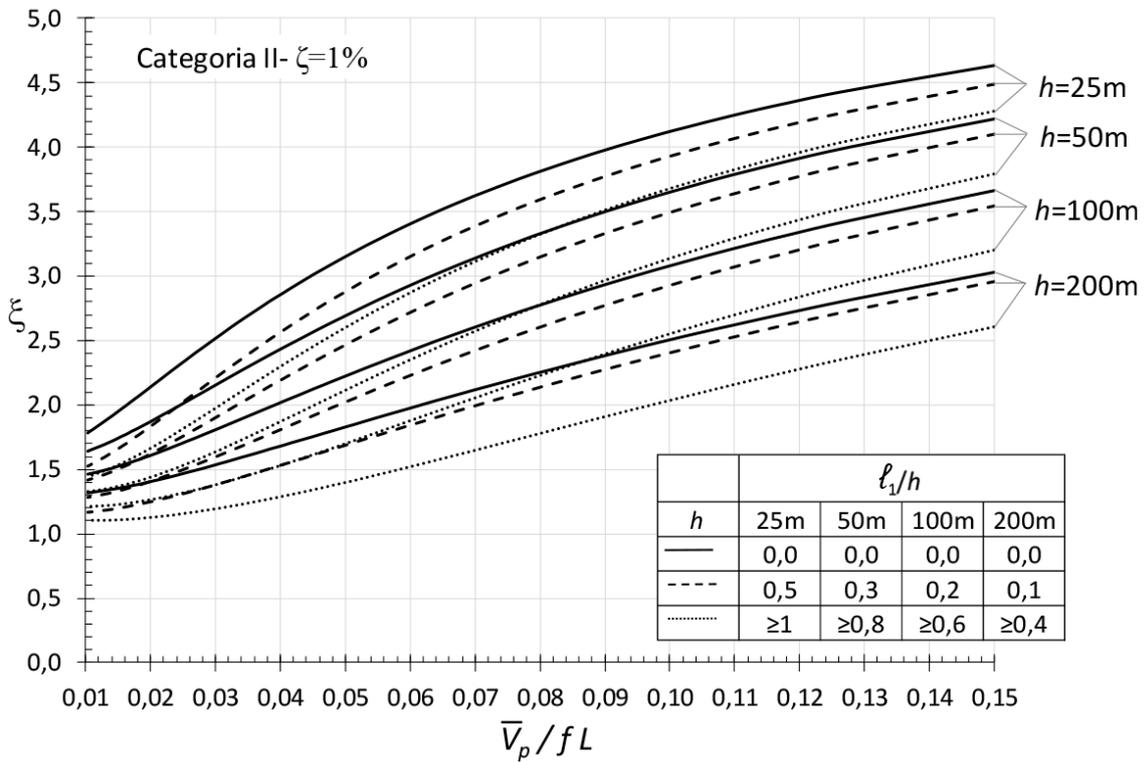


a) Taxa de amortecimento  $\zeta = 1\%$

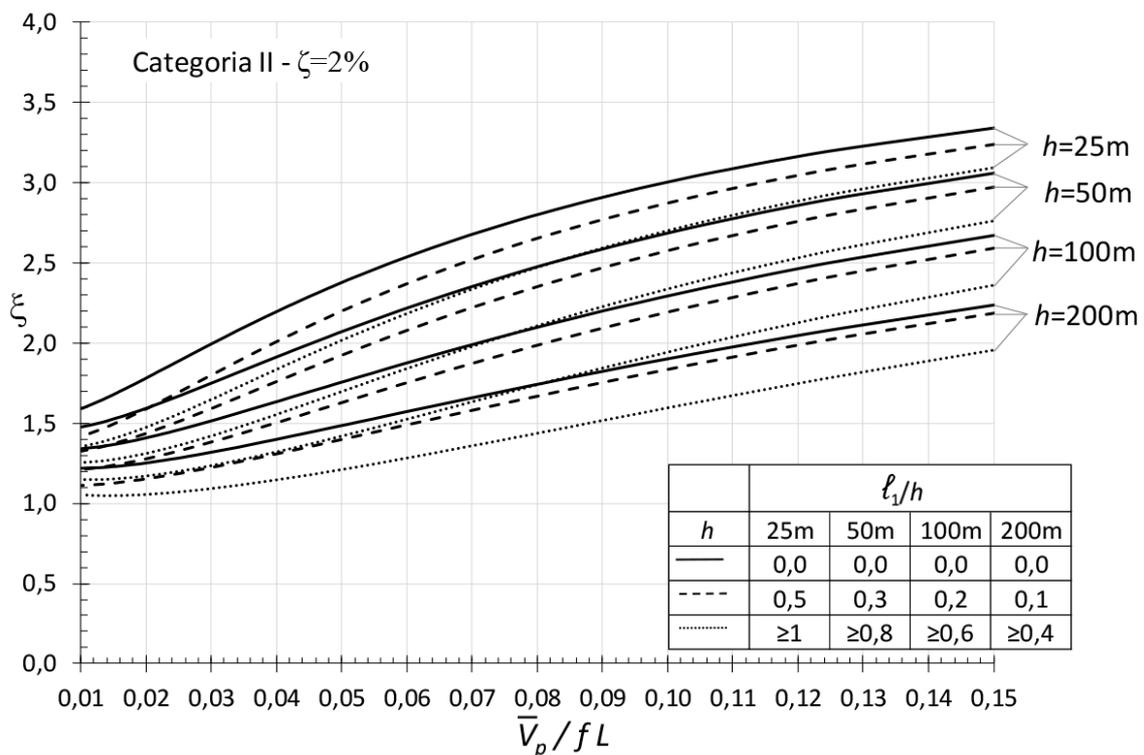


b) Taxa de amortecimento  $\zeta = 2\%$

Figura 20 – Fator dinâmico  $\xi$  para terreno de Categoria I ( $L = 1\ 800\text{ m}$ ;  $h$  em metros;  $l_1$  definido na Figura 19)

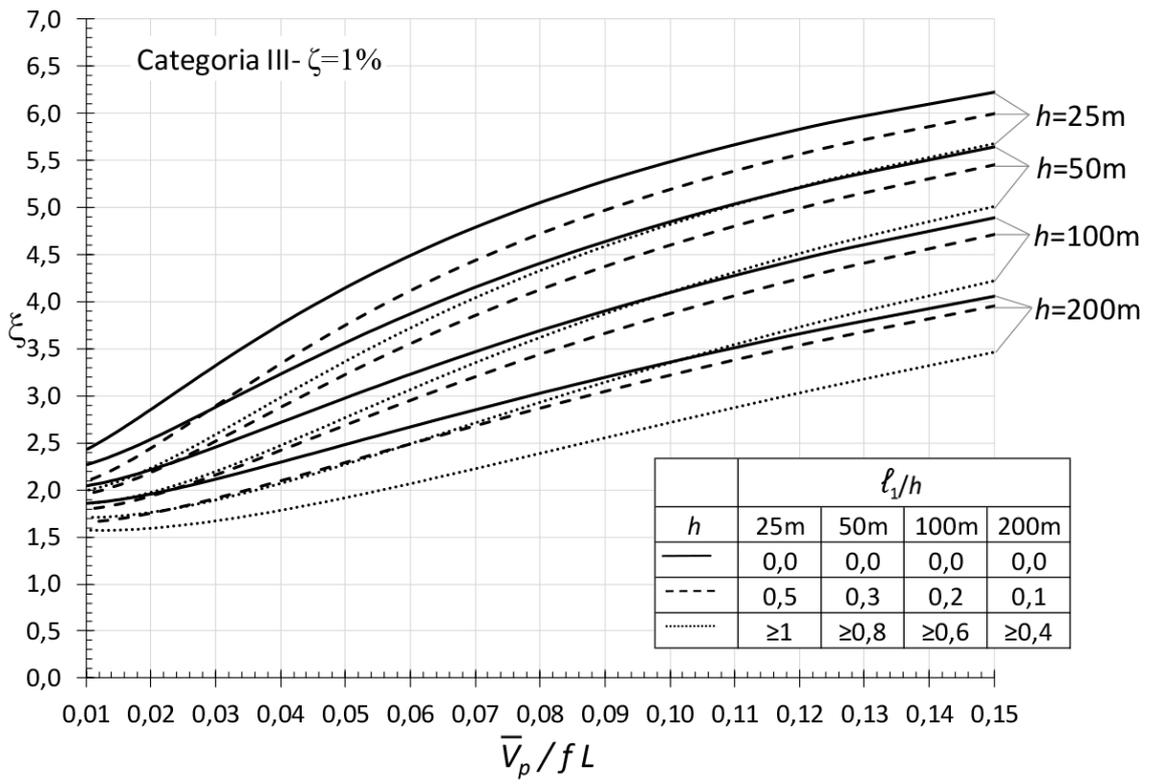


a) Taxa de amortecimento  $\zeta = 1 \%$

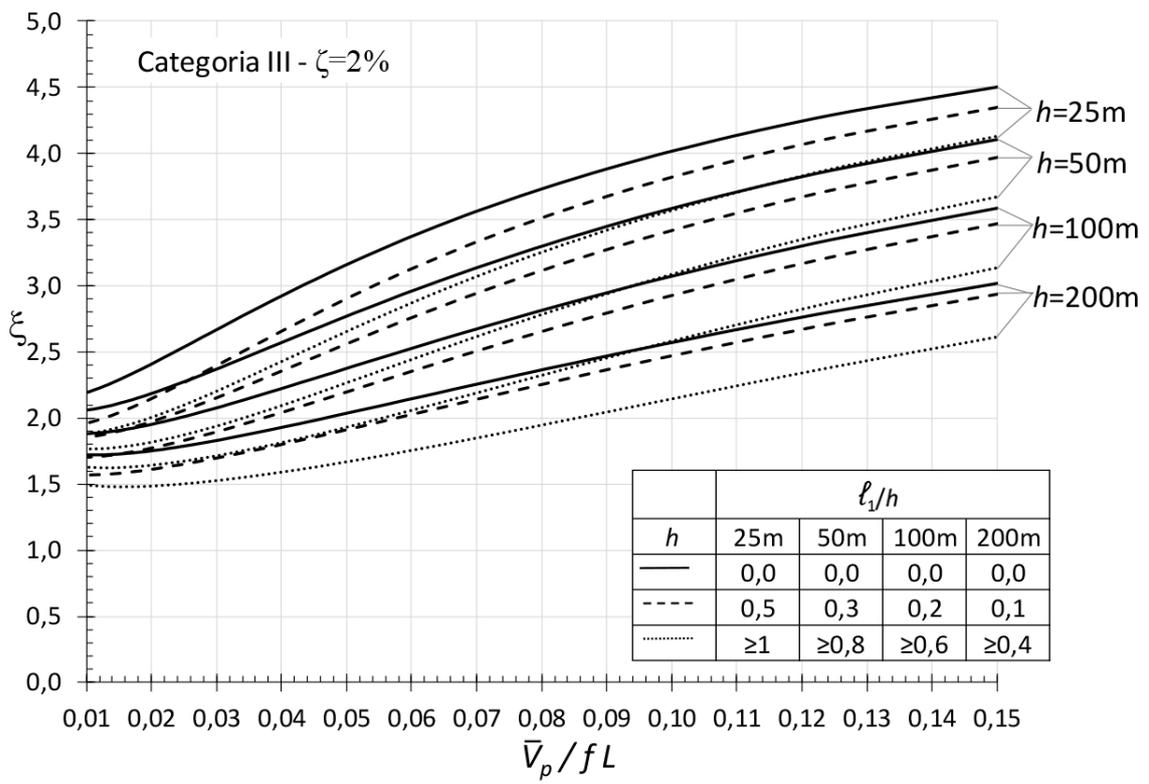


b) Taxa de amortecimento  $\zeta = 2\%$

Figura 21 – Fator dinâmico  $\xi$  para terreno de Categoria II ( $L = 1\ 800\ m$ ;  $h$  em metros;  $l_1$  definido na Figura 19)

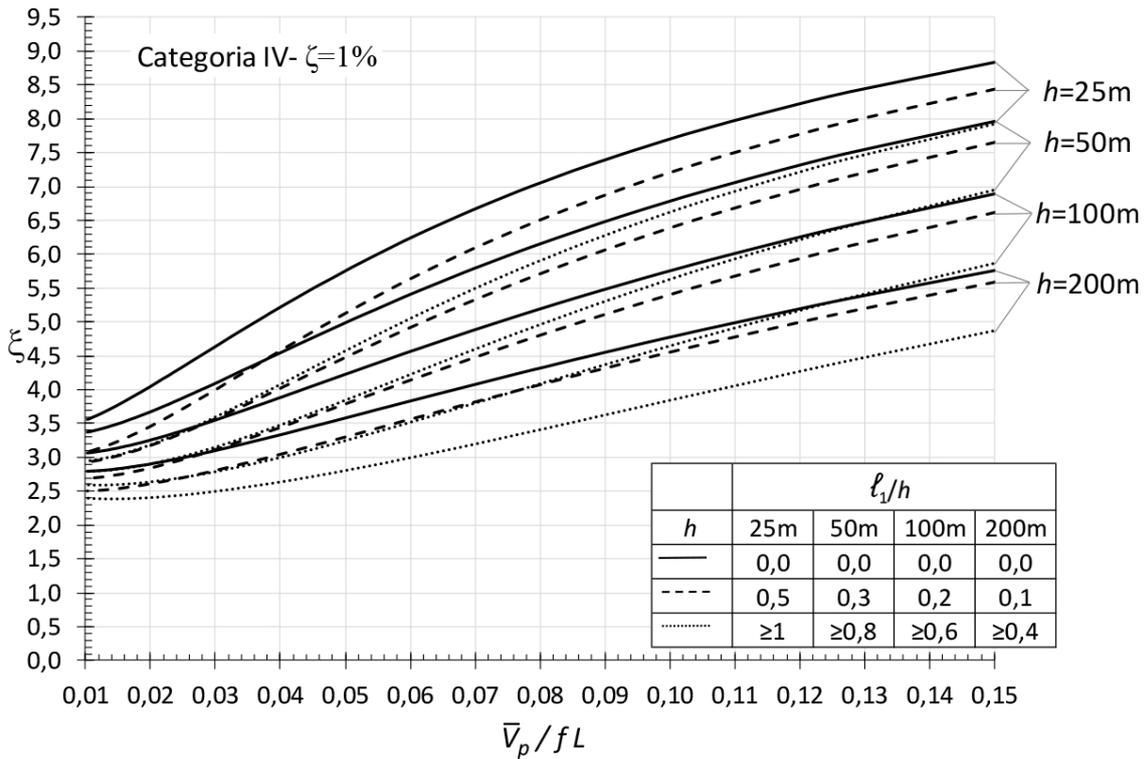


a) Taxa de amortecimento  $\zeta = 1 \%$

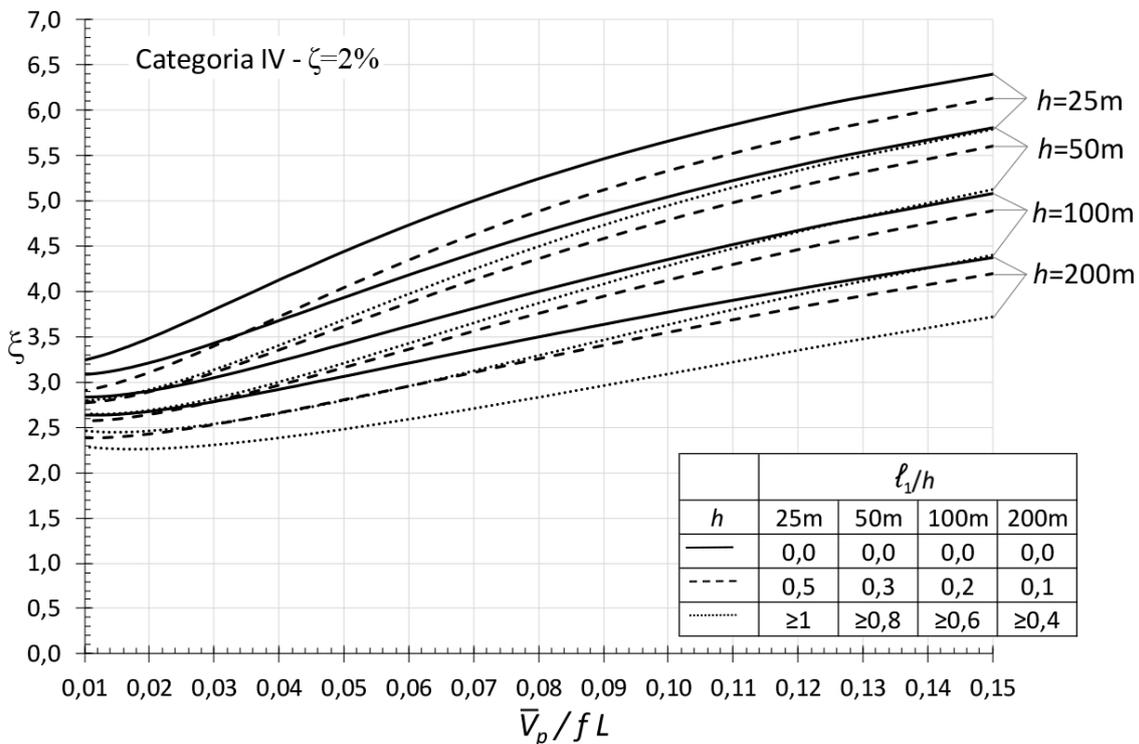


b) Taxa de amortecimento  $\zeta = 2\%$

Figura 22 – Fator dinâmico  $\xi$  para terreno de Categoria III ( $L = 1\ 800\ m$ ;  $h$  em metros;  $\ell_1$  definido na Figura 19)

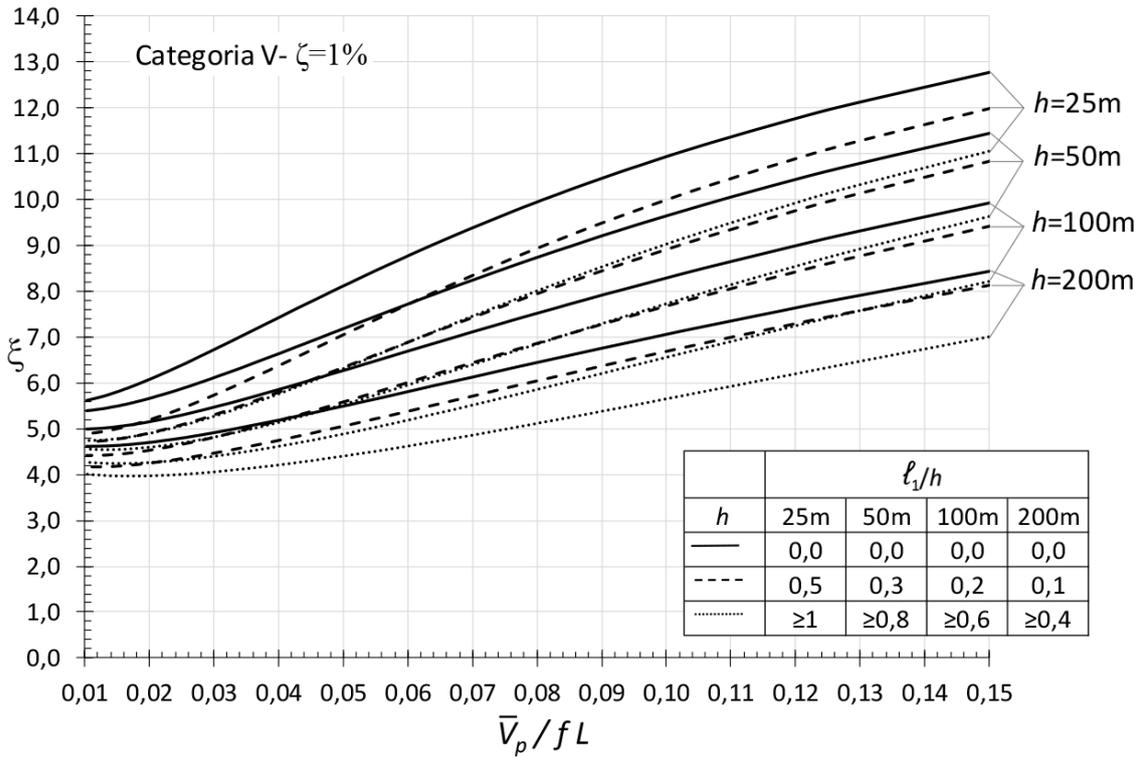


a) Taxa de amortecimento  $\zeta = 1\%$

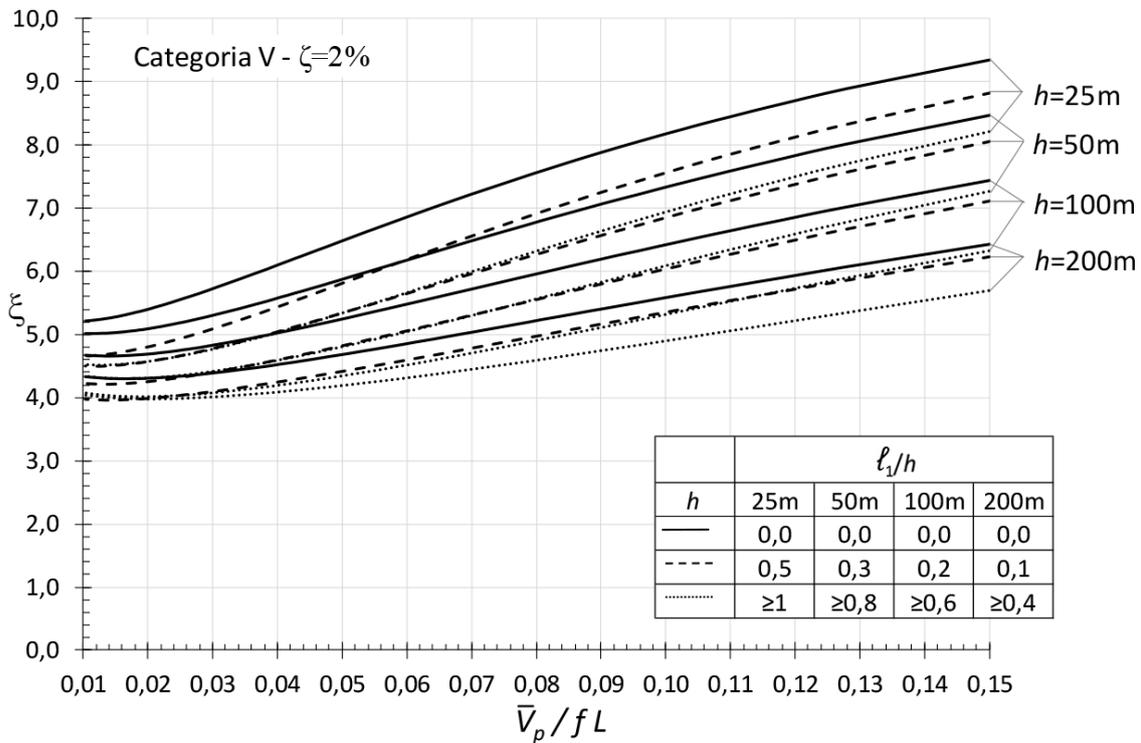


b) Taxa de amortecimento  $\zeta = 2\%$

Figura 23 – Fator dinâmico  $\xi$  para terreno de Categoria IV ( $L = 1\ 800\text{ m}$ ;  $h$  em m;  $\ell_1$  definido na Figura 19)



a) Taxa de amortecimento  $\zeta = 1 \%$



b) Taxa de amortecimento  $\zeta = 2 \%$

Figura 24 – Fator dinâmico  $\xi$  para terreno de Categoria V ( $L = 1\ 800$  m;  $h$  em m;  $\ell_1$  definido na Figura 19)

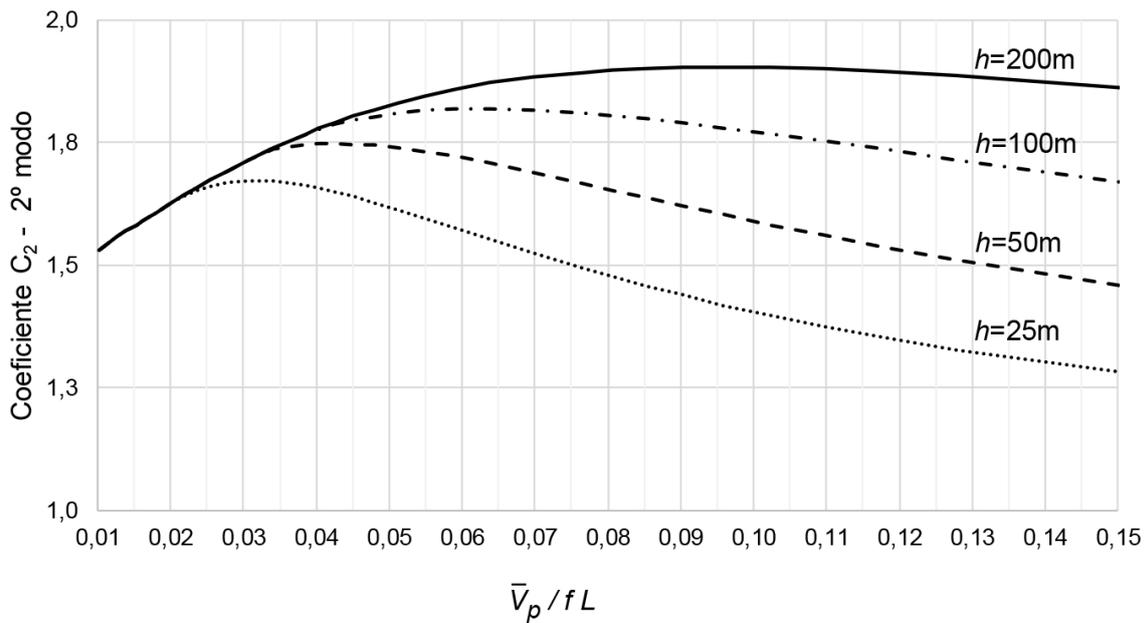


Figura 25 – Coeficiente  $C_2$  para consideração do 2º modo de flexão na resposta

## 9.6 Avaliação do conforto humano em edifícios

Em edificações destinadas à ocupação humana, deve-se avaliar o conforto dos ocupantes submetidos a acelerações na direção horizontal (transversal à coluna vertebral) decorrentes de oscilações da estrutura em flexão, torção ou flexotorção induzidas pela ação do vento. O valor limite da aceleração é função da frequência da oscilação e da destinação do edifício.

### 9.6.1 Cálculo da amplitude de aceleração máxima

A amplitude máxima de aceleração  $a$  a uma certa altura  $z$  associada à resposta flutuante no modo  $j$  do edifício sob a ação do vento pode ser calculada pela seguinte equação:

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j$$

sendo

$u_j$  a amplitude máxima de deslocamento nesta altura, decorrente da parcela flutuante da força,  $\hat{X}_j$ .

Deve-se observar que as amplitudes máximas de aceleração e de deslocamento horizontais no modo fundamental de vibração ocorrem no topo dos edifícios altos e esbeltos. Mas no caso de edifícios em que vibrações no 2º modo de flexão tem amplitude de deslocamento significativa, a máxima amplitude de aceleração pode ocorrer abaixo do topo.

### 9.6.2 Aceleração-limite para verificação do conforto humano

O limite inferior do limiar da percepção humana, em termos das amplitudes de aceleração *versus* frequência das vibrações a que estão submetidas as pessoas, é representado pela curva inferior da Figura 26.

NOTA 1 A Curva inferior da Figura 26 foi tomada igual à curva 3a da ISO 2631-2.

NOTA 2 Conforme a ISO 2631-2, nenhum comentário adverso e nem reclamações dos ocupantes têm sido relatadas para valores de amplitudes de aceleração inferiores aos valores da curva básica do limiar da percepção



Níveis de vibração aceitáveis por pessoas em repouso (ou em movimento lento) não se encontram muito acima do limiar da percepção às vibrações, mas variam de um indivíduo para o outro. Para estabelecer um critério de conforto humano utiliza-se a curva-base do limiar da percepção com fatores multiplicadores das acelerações de forma a considerar aspectos como tipo de vibração, tipo e destinação da edificação e das atividades humanas.

A Figura 26 apresenta também os limites de aceleração para edifícios residenciais e comerciais. O critério de conforto humano consiste em assegurar que a aceleração horizontal máxima (ver 9.6.1) na frequência  $f$  (Hz) decorrente da ação do vento no edifício, associada a um período de recorrência de 1 ano, não exceda o valor limite correspondente ao tipo de ocupação, sendo  $f$  (Hz) a frequência de vibração do edifício em flexão, torção ou flexotorção ( $a_j < a_{lim}$ ). Segundo este critério, o valor limite de aceleração para edifícios residenciais corresponde a aproximadamente 8 vezes o limite inferior do limiar da percepção, sendo este critério associado à percepção da vibração por cerca de 90 % das pessoas submetidas a esta aceleração. Para edifícios comerciais, a aceleração limite corresponde a aproximadamente 12 vezes o limite inferior do limiar da percepção. Níveis intermediários de aceleração limite para distintas destinações dos edifícios podem ser adotados a critério do projetista.

NOTA 3 As curvas de aceleração limite para edifícios residenciais e comerciais mostradas na Figura 26 foram extraídas da ISO 10137:2007, Anexo D.

A aceleração-limite na faixa de frequências entre 0,06 Hz a 1,00 Hz é dada por:

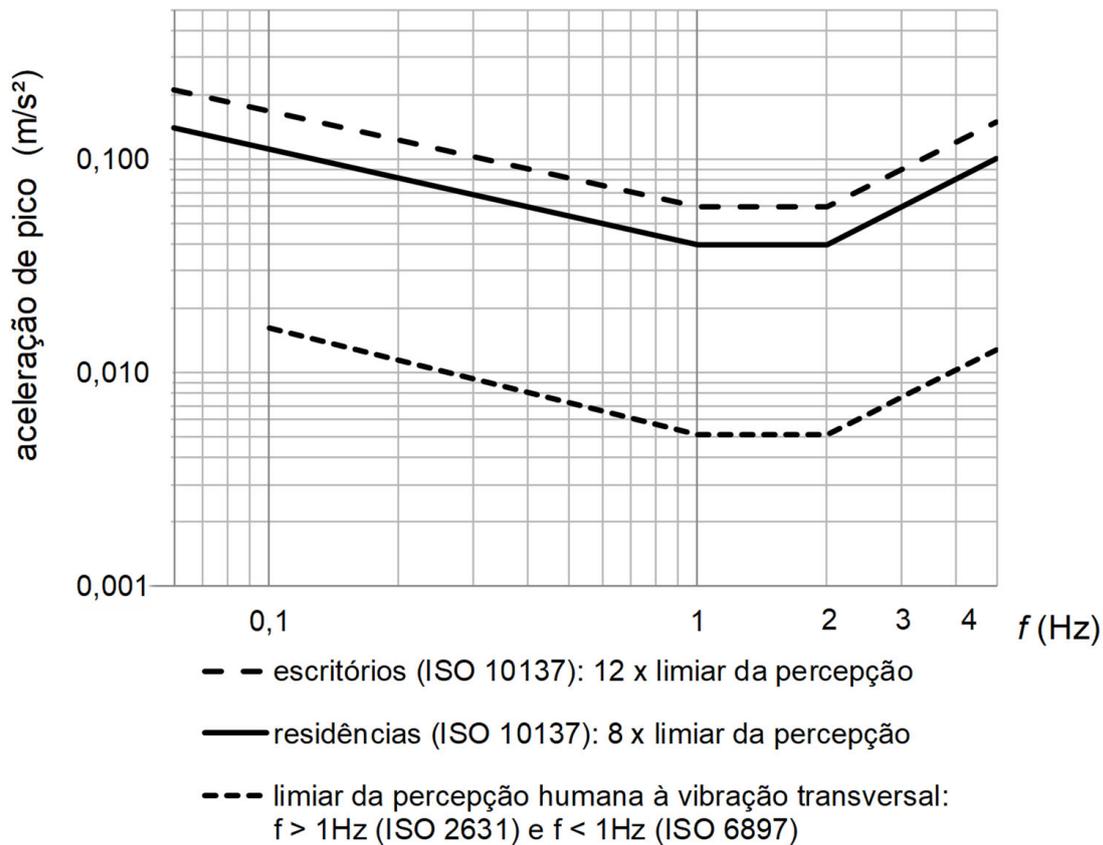
$$a_{lim} = 0,01 k_C f^{-0,445} \quad (\text{em m/s}^2)$$

onde

$$k_C = 6,12 \quad \text{para edifícios comerciais e de escritórios;}$$

$$k_C = 4,08 \quad \text{para edifícios residenciais.}$$

A aceleração máxima  $a_j$  deve ser obtida para ação de vento com velocidade de projeto calculada com  $S_3$  igual a 0,54 (período de recorrência de 1 ano).



**Figura 26 – Valor de pico da aceleração transversal à coluna vertebral *versus* frequência de vibração para avaliação de conforto humano de ocupantes de edifícios altos sujeitos à ação do vento**

### 9.6.3 Considerações gerais

As seguintes considerações são aplicáveis:

- em edifícios de múltiplos usos, deve-se avaliar o conforto humano aplicando o critério, para cada destinação, no andar onde ocorre a maior amplitude de aceleração;
- no caso de existir piscina em pavimentos elevados, deve-se avaliar o efeito de transbordamento de água decorrente das oscilações de flexão do edifício;
- as análises do conforto humano podem ser feitas com a utilização dos efeitos de direcionalidade do vento;
- a instalação de sistema de monitoração de edifícios altos antes da ocupação é recomendada para verificação das premissas adotadas em projeto e do real comportamento aerodinâmico da estrutura;
- é obrigatória a instalação de um sistema de monitoração em edifícios com altura maior do que 200 m (medida a partir do nível da fundação), com instrumentação para registro de aceleração em um ou mais pontos ao longo da altura. Neste caso, a aceleração-limite pode ser tomada igual a 1,15 vezes o valor determinado conforme 9.6.2, desde que estas informações sejam do conhecimento de todos os usuários do edifício;
- a adoção de sistemas atenuadores de vibração é uma alternativa para redução das amplitudes de aceleração a níveis aceitáveis. Estes dispositivos podem ser aplicados em edifícios existentes ou idealizados em fase de projeto.

## 10 Vibrações por desprendimento de vórtices

### 10.1 Considerações gerais

Os sistemas estruturais mais vulneráveis à vibração por efeito de desprendimento cadenciado de vórtices são os que possuem longos trechos com seção transversal constante, como cabos, torres, edifícios altos, chaminés e pontes. Quando o vento incide em estruturas alongadas, vórtices são desprendidos alternadamente de um lado e de outro da estrutura gerando forças laterais dinâmicas agindo perpendicularmente à direção de incidência do vento. Caso a frequência de desprendimento do par de vórtices seja aproximadamente igual a alguma frequência natural da estrutura essas forças alternadas podem causar vibrações de grande amplitude, e consequentes danos por fadiga ou mesmo o colapso total. Esta subseção apresenta a condição de dispensa de verificação dos efeitos do desprendimento de vórtices, um procedimento para a estimativa da resposta dinâmica no caso de estruturas alteadas de seção circular e um critério para identificar a susceptibilidade de edifícios de seção retangular à vibração. Para estruturas esbeltas não contempladas pela metodologia desta Seção, ensaios em túnel de vento podem prover uma estimativa adequada da resposta da estrutura.

### 10.2 Critério para verificação do efeito de desprendimento de vórtices

Para toda estrutura com esbeltez ( $\lambda = h / d_0$ ) maior ou igual a 6 os efeitos do desprendimento de vórtices devem ser investigados, sendo  $h$  e  $d_0$  respectivamente a maior e a menor dimensão no plano perpendicular à direção do vento. No caso de estrutura de seção circular,  $d_0$  é tomado igual ao diâmetro médio do terço superior da estrutura.

Não é necessária a verificação dos efeitos do desprendimento de vórtices no caso em que:

$$V_{cr} > 1,25 V_0 S_1 S_2 (t = 600 \text{ s}) S_3$$

onde

$V_{cr}$  é a velocidade crítica do vento conforme 10.3, associada ao modo de vibração da estrutura considerado na verificação;

$S_2$  é calculado para altura  $z$  da seção da edificação onde ocorre o desprendimento de vórtices, considerando o intervalo de tempo de 600 s, para o qual  $F_r$  é igual a 0,69. Os parâmetros  $b_m$  e  $p$  para esta condição constam da Tabela 32.

### 10.3 Velocidade crítica e número de Strouhal

A velocidade crítica,  $V_{cr}$ , é a velocidade média do vento ( $t = 600 \text{ s}$ ) para a qual a frequência de desprendimento de um par de vórtices coincide com uma das frequências naturais da estrutura ou de um elemento estrutural. Esta velocidade é calculada pela seguinte equação:

$$V_{cr} = \frac{f_n L}{St}$$

onde

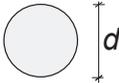
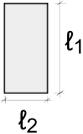
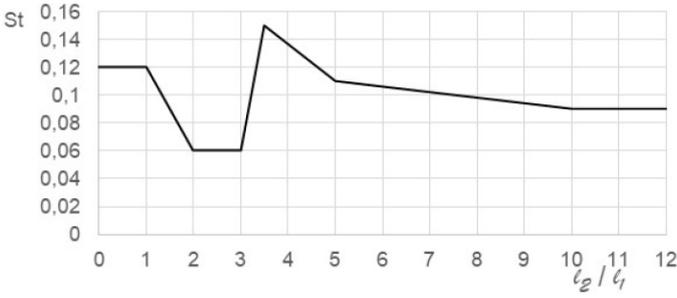
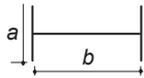
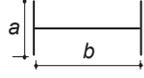
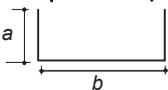
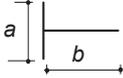
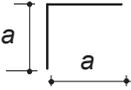
$f_n$  é a frequência natural da estrutura associada ao modo de vibração considerado na verificação;

$L$  é a dimensão característica da seção transversal; no caso de estrutura alteada de seção circular, toma-se  $L = d_0$ , sendo  $d_0$  o diâmetro médio do terço superior da estrutura;

$St$  é o número de Strouhal.

Os valores do número de Strouhal podem ser tomados da Tabela 33.

**Tabela 33 – Número de Strouhal para diversas seções**

Direção do vento	Forma da seção		St	
qualquer	Círculo		0,20	
→	Placa		0,16	
↑			0,15	
→	Retângulo	 $l_2 / l_1 =$		
				0,5
				1,0
				1,5
				2,0
				3,0
				3,5
	5,0			
	10,0			
→		interpolação linear	$b/a = 1,0$	
			1,5	
			2,0	
↑			$b/a = 2,0$	
			4,0	
↑			$b/a = 2,0$	
			4,0	
→			$b/a = 0,5$	
			1,0	
			2,0	
→			0,13	

#### 10.4 Resposta dinâmica de estruturas esbeltas de seção circular

As recomendações desta subseção se aplicam a estruturas autoportantes de seção circular (por exemplo, chaminés e torres de observação), vibrando em seu modo fundamental. Para outras formas modais, é necessário fazer uma análise mais refinada com o emprego de métodos encontrados na literatura técnica ou por meio da realização de ensaios em túnel de vento.

A presente metodologia permite a estimativa da resposta em termos de deslocamento máximo, bem como a determinação da correspondente força estática equivalente que age em uma estrutura esbelta de seção circular constante ou com pequena variação de diâmetro, ou seja  $1,0 \geq d(h) / d(0) \geq 0,5$  sendo  $d(z)$  o diâmetro na altura  $z$  acima da base e  $h$  altura total da estrutura.

A resposta de pico da estrutura em termos de deslocamento no topo é calculada pela seguinte equação:

$$\hat{y}(h) = g_y \sigma_y$$

onde

$g_y$  é o fator de pico; e

$\sigma_y$  é o desvio-padrão do deslocamento no topo da estrutura, obtido com a seguinte equação para quaisquer valores de  $K$

$$\frac{\sigma_y}{d_0} = \sqrt{\frac{\alpha_\ell^2}{2} (1-K) + \sqrt{\frac{\alpha_\ell^4}{4} (1-K)^2 + \frac{\alpha_\ell^2 C^2 \rho d_0^3}{m_m h K_{a0} St^4}}}$$

sendo

$\alpha_\ell$  a amplitude-limite normalizada, igual a 0,4 para o caso de torres e chaminés;

$K$  o parâmetro que relaciona os amortecimentos estrutural e aerodinâmico;

$C$  o coeficiente aerodinâmico, indicado na Tabela 34;

$K_{a0}$  o parâmetro de amortecimento aerodinâmico (Tabela 34);

$m_m$  o valor médio da massa por unidade de comprimento do terço superior da estrutura; e

$\rho$  a massa específica do ar, igual  $1,226 \text{ kg/m}^3$ .

O parâmetro  $K$  é dado por:

$$K = \frac{m_m \zeta}{\rho d_0^2 K_{a0}}$$

onde

$\zeta$  é a razão de amortecimento estrutural crítico.

Para os casos em que  $K \leq 0,95$ ,  $\sigma_y / d_0$  pode ser simplificada pela seguinte equação:

$$\frac{\sigma_y}{d_0} = \sqrt{\alpha_\ell^2 (1-K)}$$



Para os casos em que  $K > 1,05$ ,  $\sigma_y / d_0$  pode ser simplificada pela seguinte equação:

$$\frac{\sigma_y}{d_0} = \sqrt{\frac{C^2 \rho d_0^3}{m_m h K_{a0} St^4 (K - 1)}}$$

Tabela 34 – Valores de C e  $K_{a0}$  em função de Re,  $V_{cr}$  (m/s),  $d_0$  (m)

Re	C		$K_{a0}$	
	$V_{cr} < 11$ m/s	$V_{cr} \geq 11$ m/s	$V_{cr} < 11$ m/s	$V_{cr} \geq 11$ m/s
$Re = 70\,000 V_{cr} d_0$				
$Re < 2 \times 10^5$	0,0554	0,0261	2,0	1,1
$2 \times 10^5 \leq Re \leq 10^6$	$0,1840 - 0,0286 \log(Re)$	$0,0867 - 0,0135 \log(Re)$	1,2	0,6
$Re > 10^6$	0,0208	0,0098		

Os valores obtidos com as equações desta tabela devem considerar quatro casas decimais.

Para a obtenção do deslocamento de pico do topo da estrutura, é necessário multiplicar o desvio-padrão do deslocamento por um fator de pico, calculado pela seguinte equação:

$$g_y = 1,4 + 1,6 \arctan(0,75K^4)$$

A carga equivalente estática por unidade de comprimento agindo distribuída sobre o terço superior da estrutura  $F_L$  é calculada pela seguinte equação:

$$F_L = (2 \pi f_n)^2 m_m \hat{y}(h)$$

### 10.5 Susceptibilidade de edifícios de seção retangular à vibração induzida por desprendimento de vórtices

A susceptibilidade de edifícios de seção retangular à vibração induzida por desprendimento de vórtices pode ser avaliada por meio do número de Scruton da estrutura dado pela equação a seguir. Caso o número de Scruton seja inferior a 20, é provável que a estrutura seja submetida à vibração de grande amplitude por ação do desprendimento de vórtices. Nesses casos, são recomendados estudos especiais. O número de Scruton superior a 20 não exclui a necessidade de análise dos efeitos induzidos pelo desprendimento de vórtices. O número de Scruton é calculado pela seguinte equação:

$$S_c = \frac{4 \pi m_e \zeta}{\rho \ell_1^2}$$

onde

$\ell_1$  é a dimensão característica da estrutura, na direção perpendicular à direção do vento;

$\zeta$  é a taxa de amortecimento; e

$m_e$  é a massa equivalente por unidade de comprimento da estrutura, calculada conforme a seguir:

$$m_e = \frac{\int_0^h m(z) x(z)^2 dz}{\int_0^h x(z)^2 dz}$$

sendo

$h$  a altura total da estrutura;



- $m(z)$  a massa por unidade de comprimento; e
- $x(z)$  a forma modal.

## 11 Ação de vento em pontes

### 11.1 Considerações iniciais

#### 11.1.1 Aplicabilidade

Esta Seção se aplica particularmente a pontes com tabuleiro de seção transversal constante (com um ou mais vãos) e de eixo reto ou com curvaturas suaves tanto em projeção vertical quanto em planta; no último caso resultando em pequena superelevação do tabuleiro ( $\leq 1,5^\circ$ ). Entretanto, pode ser aplicada a pontes nas quais os vãos têm tabuleiro de seção transversal com pequena variação de altura em trechos curtos ( $\leq L_p/5$ , sendo  $L_p$  o comprimento do vão) próximos aos apoios. Os efeitos de curvaturas na determinação das forças aerodinâmicas devem ser avaliados por projetista especialista.

As seções transversais típicas estão ilustradas na Figura 27, sendo  $B$  a largura da seção e  $H$  a sua altura: seções abertas com duas ou múltiplas longarinas; seções celulares com almas verticais ou inclinadas; seções abertas mistas com vigas treliçadas ou de alma cheia em aço. Para o cálculo das forças aerodinâmicas (ver 11.3) na ponte em serviço, utiliza-se a altura da seção transversal acrescida da altura dos guarda-rodas e barreiras ou da altura do veículo (parâmetro  $H_{eq}$ ).

Esta Seção se aplica a pontes construídas com estruturas de aço, concreto, alumínio, madeira e com estruturas mistas ou de materiais compósitos não convencionais: cimentícios ou poliméricos fibrosos.

Esta Seção não se aplica a pontes de:

- duplo tabuleiro superposto;
- tabuleiro com cobertura;
- duplo tabuleiro no mesmo nível e com espaçamento menor do que  $6B$  e que  $24H$ , sendo  $B$  e  $H$  as maiores dimensões entre os dois tabuleiros;
- tabuleiro geminado (tabuleiros iguais ligados por transversinas formando uma só estrutura).

Nesses casos, consultas devem ser feitas a literatura técnica, ou a especialistas em aerodinâmica de estruturas. O procedimento mais recomendável é a realização de estudos especiais em túnel de vento.

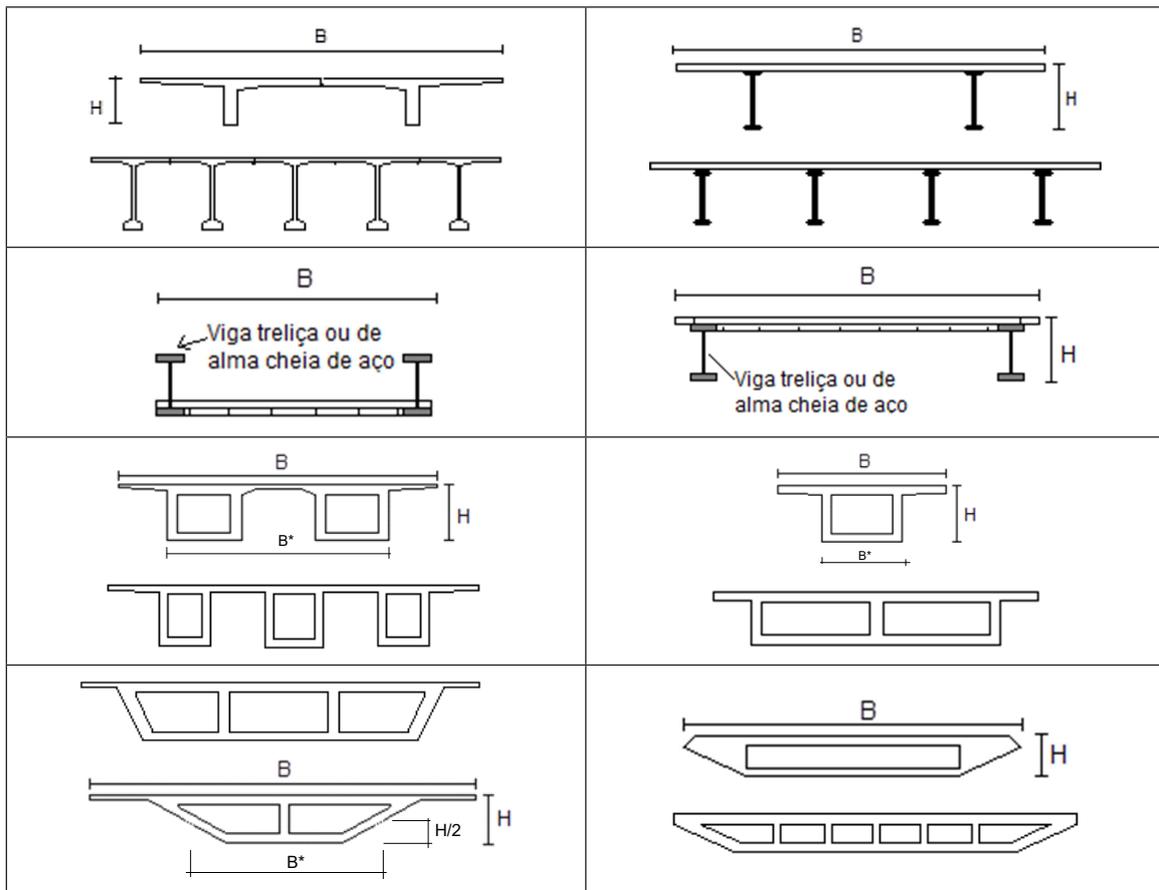


Figura 27 – Configurações geométricas de seções transversais típicas de pontes

### 11.1.2 Simultaneidade de ações

Todas as forças aerodinâmicas atuantes sobre os vários componentes da estrutura (por exemplo, tabuleiro e pilares), relativas a uma mesma direção do vento incidente, devem ser consideradas como simultâneas.

## 11.2 Escolha do tipo de análise

Nesta subseção são apresentadas as condições para avaliar a necessidade de análises do comportamento dinâmico e da estabilidade aerodinâmica de uma ponte sujeita à ação de vento.

### 11.2.1 Efeitos dinâmicos devidos ao vento em pontes

Os efeitos dinâmicos devidos ao vento nas estruturas das pontes são, em geral, associados aos seguintes fenômenos, classificados de acordo com o grau de severidade crescente:

- vibração induzida pela turbulência do vento;
- vibrações induzidas por desprendimento cadenciado de vórtices para vento em escoamento suave, ou seja, de baixa turbulência;
- instabilidade aerodinâmica (*flutter*);

Além disso, pode ocorrer instabilidade torcional quase-estática devida a ação do vento; aqui classificada como (d) divergência torcional.

Em relação aos fenômenos não divergentes em 11.2.1-a) e 11.2.1-b), as amplitudes das respostas dinâmicas das estruturas em termos de deslocamentos devem ser limitadas para evitar grandes variações de tensões e consequentes danos por fadiga. Em relação ao fenômeno divergente dinâmico em 11.2.1-c) e ao quase-estático em 11.2.1-d) as amplitudes das respostas em termos de deslocamentos aumentam rapidamente, podendo causar instabilidade e, por isso, a ocorrência desses fenômenos deve ser totalmente evitada.

### 11.2.2 Parâmetro de susceptibilidade à excitação aerodinâmica

A susceptibilidade do tabuleiro de uma ponte à excitação aerodinâmica associada aos fenômenos em 11.2.1-a) a 11.2.1-c) pode ser avaliada por meio do parâmetro de susceptibilidade aerodinâmica  $P_{ae}$ :

$$P_{ae} = \left( \frac{\rho B^2}{m} \right) \left( \frac{16 \bar{V}_{ae}^2}{B L_p f_v^2} \right)$$

onde

$\rho = 1,226 \text{ kg/m}^3$ , massa específica do ar de referência;

$B$  é a largura total do tabuleiro, expressa em metros (m);

$L_p$  é o maior vão da ponte, expresso em metros (m);

$f_v$  é a frequência do 1º modo de vibração por flexão vertical do tabuleiro (Hz = 1/s);

$m$  é a massa por unidade de comprimento do tabuleiro, expressa em quilogramas por metro (kg/m);

$$\bar{V}_{ae} = 0,65 V_0 S_1 S_3 b_m \left( \frac{z}{10} \right)^p$$

onde

$\bar{V}_{ae}$  é a velocidade média horária do vento na altura  $z$  do tabuleiro sendo os parâmetros de ajuste de  $V_0$  em relação à categoria do terreno ( $b_m$ ) e à altura acima do terreno (expoente  $p$ ) conforme Tabela 35.

**Tabela 35 – Expoente  $b_m$  e parâmetro  $p$**

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
$p$	0,10	0,16	0,20	0,25	0,35
$b_m$	1,25	1,00	0,85	0,68	0,44

O parâmetro  $P_{ae}$  é aplicável a pontes com seções transversais típicas de tabuleiro ilustradas na Figura 27, construídas com qualquer material (convencional ou não). O campo de aplicação da expressão  $P_{ae}$  pode ser estimado preliminarmente com as seguintes condições, mas entendendo que limites superiores e inferiores com valores respectivamente maiores e menores que 10 % podem ser considerados:

$$15 \text{ m/s} < \bar{V}_{ae} < 40 \text{ m/s}; 600 \text{ kg/m}^2 < m/B < 1200 \text{ kg/m}^2 \text{ e } 50/L_p < f_v < 100/L_p$$

A classificação da ponte quanto à susceptibilidade ao comportamento dinâmico é especificada conforme a seguir:

- Classe 1:  $P_{ae} < 0,04$ ; os efeitos dinâmicos devidos ao vento podem ser desconsiderados;
- Classe 2:  $0,04 \leq P_{ae} \leq 1,0$ ; os efeitos dinâmicos devidos ao vento devem ser avaliados e, se necessário, a análise aeroelástica (efeito de interação fluido-estrutura) deve ser realizada (ver 11.5.5);
- Classe 3:  $P_{ae} > 1,0$ ; a ponte é considerada muito susceptível aos efeitos dinâmicos devidos ao vento, sendo requerida análise aeroelástica.

Pontes de vãos curtos ( $L_p < 25$  m) geralmente se encaixam na Classe 1. Pontes de grande vão ( $L_p > 250$  m), particularmente pontes estaiadas ou suspensas, se enquadram na Classe 3.

Em relação à Classe 3 e para pontes estaiadas ou suspensas de grande vão ( $L_p > 300$  m) recomenda-se que o comportamento e estabilidade estrutural sejam avaliados por meio de análises aeroelásticas teórico-computacionais, que utilizem modelos matemáticos para as forças aerodinâmicas baseados em coeficientes aerodinâmicos obtidos de ensaios estático e dinâmico de modelo seccional em túnel de vento. Recomenda-se igualmente que o comportamento estrutural seja também avaliado por meio de ensaios em túnel de vento de modelo aeroelástico da ponte completa.

### 11.3 Forças devidas ao vento em tabuleiros para análise estática

Esta subseção se aplica às estruturas de tabuleiros de pontes para as quais se dispensa a análise dinâmica sob a ação de vento; isto é, pontes que se encaixam na Classe 1 definida em 11.2.2.

#### 11.3.1 Componentes de força

A força resultante da ação do vento pode ser escrita em termos de componentes nas direções mostradas na Figura 28, sendo  $x$  a direção transversal ao eixo do tabuleiro,  $y$  a direção do eixo longitudinal do tabuleiro e  $z$  a direção vertical.

A componente  $F_x$  da força estática de vento na direção  $x$  corresponde à força de arrasto no caso do vento com ângulo de ataque  $\alpha = 0^\circ$  (ou de incidência) na direção transversal ao eixo do tabuleiro (ver Figura 29). A componente  $F_x$  por unidade de comprimento do tabuleiro é calculada pela seguinte equação:

$$F_x = \frac{1}{2} \rho V_k^2(\bar{z}) B C_x$$

onde

$B$  é a largura do tabuleiro;

$V_k$  é a velocidade característica do vento incidente, no nível  $z = \bar{z}$  do tabuleiro com referência à superfície do terreno ou da lâmina d'água ( $z = 0$ ), calculada com  $S_3$  do Grupo 1 da Tabela 4;

$C_x$  é o coeficiente de força na direção  $x$ , igual ao coeficiente de arrasto  $C_a$  para o ângulo de ataque  $\alpha = 0^\circ$  (ver 11.3.2).

A componente  $F_z$  da força estática de vento na direção  $z$  corresponde à força de sustentação no caso do vento com ângulo de ataque  $\alpha = 0^\circ$ . A componente  $F_z$  por unidade de comprimento do tabuleiro é calculada pela seguinte equação:

$$F_z = \frac{1}{2} \rho V_k^2(\bar{z}) B C_z$$

onde

$C_z$  é o coeficiente de força na direção z, igual ao coeficiente de sustentação  $C_s$  para o ângulo de ataque  $\alpha = 0^\circ$  (ver 11.3.3).

A componente de força  $F_z$  deve ser considerada atuando com uma excentricidade na direção x igual  $B/4$  a barlavento em relação ao centro de gravidade da seção, o que corresponde à ação do momento torçor devido à ação de vento (ver a Figura 29).

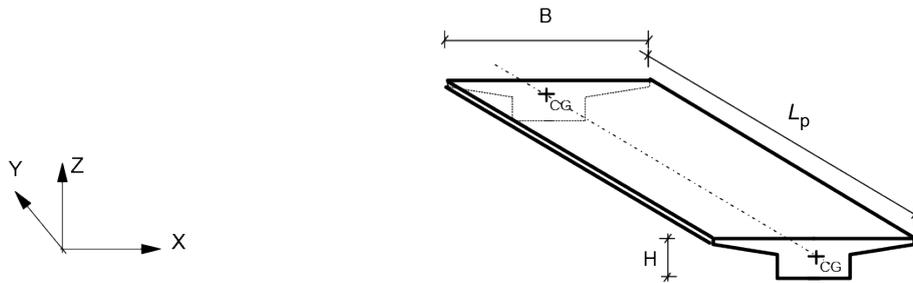


Figura 28 – Sistema de coordenadas para a formulação das forças de vento sobre o tabuleiro

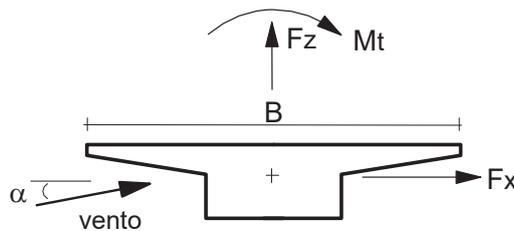


Figura 29 – Componentes de força estática de vento sobre o tabuleiro

### 11.3.2 Coeficiente de força na direção x

Para estruturas de tabuleiros de pontes, o coeficiente de força  $C_x$  pode ser calculado pela seguinte equação:

$$C_x = 0,21 + 1,9304 (B / H_{eq})^{-1,279}$$

onde

$H_{eq}$  é a altura equivalente do tabuleiro, associada à área exposta ao vento e definida como a soma das áreas das faces a barlavento dos componentes da estrutura, por unidade de comprimento.

Na etapa construtiva, o perfil aerodinâmico do tabuleiro é composto apenas do contorno estrutural, sendo  $H_{eq}$  igual à altura  $H$  especificada conforme a seguir:

- no caso de tabuleiros com longarinas em vigas de alma cheia ou seção celular  $H$  é a altura associada a área projetada da seção transversal, por unidade de comprimento;
- no caso de longarinas treliçadas,  $H$  é a altura associada à soma das áreas projetadas das treliças e da seção transversal sólida do tabuleiro, por unidade de comprimento. O total das áreas projetadas das treliças é limitada ao valor da área projetada da seção transversal sólida do tabuleiro.

Na fase de operação as alturas de barreiras de segurança devem ser adicionadas à altura  $H$  para compor a altura equivalente  $H_{eq}$ . Uma barreira sólida contribui com sua altura acima da face superior



da seção estrutural. A altura equivalente de barreira vazada é tomada igual a área exposta ao vento por unidade de comprimento. Dependendo das características geométricas do tabuleiro é possível haver recolamento do escoamento na face superior deste e as barreiras de sotavento podem também contribuir para a área exposta e altura equivalente.

Veículos trafegando sobre pontes rodoviárias e ferroviárias causam alterações no perfil aerodinâmico da seção transversal e podem ter efeito sobre os coeficientes de força. Para combinação das ações de vento e tráfego de veículos, a contribuição da altura das barreiras na determinação da altura equivalente  $H_{eq}$  é substituída pela altura  $H_V$  correspondente aos veículos. Em pontes rodoviárias, pode-se adotar  $2,0\text{m} < H_V < 3,0\text{m}$  acima do nível da pista, a critério do projetista, mas com base nas características do tráfego de veículos de carga na região; para pontes com vãos  $L_p \geq 50\text{m}$ ,  $H_V$  pode ser adotada ao longo do comprimento correspondente a um comboio de veículos de carga, com localização mais desfavorável para o cálculo dos esforços. Em pontes ferroviárias a altura  $H_V = 4,0\text{m}$  deve ser considerada acima do nível dos trilhos e ser admitida em toda a extensão da ponte.

Para pontes com tabuleiros no mesmo nível e seções transversais com dimensões geométricas similares, com espaçamento menor que  $B/3$  ou  $H$ , adotando o menor dos dois valores, as forças de vento incidindo com  $\alpha = 0^\circ$  no tabuleiro à barlavento podem ser calculadas aproximadamente como se para uma única estrutura, com auxílio do coeficiente  $C_x$ .

Nos casos de superelevação do tabuleiro ou de topografia complexa a barlavento (como a existência de taludes), o vento incidirá transversalmente ao eixo da ponte com direção inclinada ( $\alpha \neq 0^\circ$ ) em relação a face superior do tabuleiro. Para ângulos de incidência  $\alpha \neq 0^\circ$ , o coeficiente  $C_x$  é obtido, em geral para  $\alpha \leq -5^\circ$  e  $\alpha \geq +5^\circ$ , por meio de ensaios em túnel de vento de modelo seccional do tabuleiro.

### 11.3.3 Coeficiente de força na direção z

Para estruturas de tabuleiros de pontes o coeficiente de força  $C_z$  para ação de vento com ângulo de incidência transversal  $\alpha = 0^\circ$  pode ser calculado pela seguinte equação:

$$C_z = -0,0428 (B / H_{eq}) \pm 0,7472$$

onde

$H_{eq}$  é a altura equivalente do tabuleiro especificada em 11.3.2. Esta expressão de  $C_z$  se aplica a pontes sem superelevação, sob ação de vento em escoamento de baixa turbulência e sem perturbações topográficas a barlavento.

Pode-se adotar o valor  $C_z = \pm 1,0$  (nos sentidos para cima e para baixo). Este valor considera, globalmente, variações no ângulo de incidência transversal do vento na faixa  $-10^\circ < \alpha < 10^\circ$  devidas aos seguintes aspectos: à pequena superelevação do tabuleiro, à presença de taludes a barlavento e à inclinação instantânea do vetor velocidade de vento turbulento.

### 11.3.4 Coeficiente de força na direção y (eixo do tabuleiro)

A força de vento na direção y é a força de atrito no caso de vento incidindo em direção paralela ao eixo do tabuleiro. Recomenda-se tomar  $F_y$  igual a 25 % da força  $F_x$  para tabuleiro de seção com faces sólidas e 50 % de  $F_x$  no caso de longarinas treliçadas.

## 11.4 Forças devidas ao vento em pilares, mastros e cabos para análise estática

Para os pilares, situações críticas podem ocorrer em etapas construtivas da estrutura. Por isso, o cálculo das forças devidas ao vento nos pilares deve ser efetuado tanto para as etapas construtivas quanto para a ponte completa, buscando as situações mais desfavoráveis. Essas forças devem ser calculadas utilizando-se os coeficientes de força para barras prismáticas indicados em 8.1.

As forças aerodinâmicas nos mastros de pontes estaiadas e suspensas podem ser obtidas com as indicações de 8.1; e as forças aerodinâmicas atuando nos estais e cabos de suspensão são tratadas em 8.2.

### 11.5 Parâmetros e critérios para verificação de segurança e estabilidade estrutural em relação a respostas dinâmicas do tabuleiro

Esta Seção apresenta alguns critérios e faixas de valores limites de parâmetros aplicáveis às estruturas de tabuleiros de pontes para os quais os efeitos dinâmicos devem ser analisados; isto é, pontes que se encaixam nas Classes 2 e 3 especificadas em 11.2.2.

NOTA Em face da relativa complexidade dos modelos matemáticos cuja descrição teórica exigiria grande espaço nesta Norma, recomenda-se que para essas análises sejam feitas consultas a literatura técnica e a especialistas em aerodinâmica de estruturas. Essa recomendação é feita para 11.5.2 a 11.5.6.

#### 11.5.1 Taxa de amortecimento

A Tabela 36 apresenta valores usuais da taxa de amortecimento ( $\zeta$  %) estrutural associada ao modo fundamental de vibração de pontes de um ou mais vãos construídas com distintos materiais. Estes valores devem ser empregados nas análises dinâmicas no caso de ausência de valor mais apropriado obtido de medições realizadas em pontes existentes de estrutura similar à ponte em estudo.

Para pontes suspensas (estaiadas e penseis), pode-se adotar os seguintes valores para as taxas de amortecimento estrutural do modo fundamental de vibração em baixa frequência:

- a) pontes estaiadas com tabuleiro de concreto:  $\zeta = 3$  %, com tabuleiro de aço:  $\zeta = 1,5$  %
- b) pontes suspensas com tabuleiro de concreto:  $\zeta = 5$  %, com tabuleiro de aço:  $\zeta = 2,5$  %.

**Tabela 36 – Taxas de amortecimento estrutural no modo fundamental de vibração de pontes íntegras com um ou mais vãos**

Tipo estrutural da ponte		$\zeta$ (%)
Pontes de aço	Chapas soldadas, pavimento asfáltico	0,8
	Chapas soldadas, pavimento em concreto	1,0
	Peças parafusadas (ligação por atrito)	1,5
	Peças rebitadas	1,5
Pontes de concreto	Armado	2,5
	Protendido (protensão completa)	2,0
	Protendido (protensão parcial)	2,5
Pontes Mistas Aço-Concreto	Vigas de alma cheia	1,5
	Vigas treliçadas	2,0
Pontes de ligas de alumínio		2,0 <sup>a</sup>
Pontes de madeira		8,0 <sup>a</sup>
Pontes de material compósito (matriz polimérica + fibras de vidro ou carbono)		6,0 <sup>a</sup>
<sup>a</sup> Valores indicativos. Para cada concepção estrutural e tipos de ligação valores, mais representativos devem ser buscados na literatura técnica especializada ou determinados por meio de ensaios realizados em estruturas existentes similares.		

### 11.5.2 Vibração devida à turbulência do vento em tabuleiros de pontes

Conforme indicado em 4.1, estruturas ou elementos estruturais com frequência de vibração fundamental inferior a 1,0 Hz, em particular aqueles fracamente amortecidos, podem apresentar amplitudes significativas de resposta dinâmica devida à turbulência do vento incidente. No caso de pontes, a susceptibilidade à excitação aerodinâmica da estrutura do tabuleiro deve ser verificada de acordo com especificações em 11.2.2. A metodologia de análise dinâmica de pontes sob a ação de escoamento turbulento para determinação de deslocamentos e esforços internos não é descrita nesta Norma.

### 11.5.3 Vibração por desprendimento de vórtices em tabuleiros de pontes

A velocidade crítica do vento  $V_{cr}$  para a ação de desprendimento de vórtices é especificada em 10.3 e o critério para dispensar a verificação de amplitudes de respostas consta em 10.2.

Para seções transversais de pontes, a determinação do número de Strouhal  $St$  ou das velocidades críticas associadas aos modos de vibração em flexão vertical e em torção é em geral realizada por meio de ensaios em túnel de vento de modelo reduzido seccional dinâmico sob escoamento suave.

Os tabuleiros de pontes podem ser considerados estáveis em relação ao fenômeno de desprendimento de vórtices se atenderem a uma das seguintes condições:

- frequência fundamental de vibração por flexão vertical superior a 5,0 Hz;
- velocidades críticas  $V_{cr}$  associadas aos modos fundamentais de vibração em flexão vertical e em torção:

$$V_{cr} > 1,25 V_0 S_1 S_2 (t = 600 \text{ s}) S_3$$

sendo  $S_2$  calculado para altura  $z$  do tabuleiro considerando intervalo de tempo de 600 s .

Caso a condição 11.5.3-b) não seja atendida, a resposta aeroelástica da estrutura do tabuleiro sob a ação do vento suave com velocidade  $V_k$  deve ser estimada em termos das amplitudes de deslocamentos no estado-limite de serviço, as quais devem ser limitadas para evitar grandes variações de tensões e consequentes danos por fadiga.

A análise aeroelástica de pontes sob o efeito do desprendimento de vórtices envolve modelos matemáticos de certa complexidade e parâmetros obtidos de ensaios em túnel de vento de modelo seccional dinâmico, constituindo metodologia de cálculo de deslocamentos e esforços dinâmicos não descrita nesta Norma.

### 11.5.4 Estabilidade em relação ao fenômeno de drapejamento (*flutter*)

A velocidade crítica  $V_{div}$  associada ao fenômeno de drapejamento (*flutter*) de tabuleiros de pontes deve atender a seguinte condição :

$$V_{div} > 2,0 V_0 S_1 S_2 (t = 600 \text{ s}) S_3$$

sendo  $S_2$  calculado para altura  $z$  do tabuleiro considerando intervalo de tempo de 600 s.

Para tabuleiros com seção transversal de qualquer geometria, recomenda-se que a investigação da susceptibilidade à ocorrência de *flutter* em modos de vibração isolados ou acoplados (*flutter* clássico) e a estimativa da velocidade crítica  $V_{div}$  sejam feitas com boa precisão por meio de ensaios em túnel de vento de modelo seccional dinâmico sob escoamento de ar suave e turbulento.



A investigação do efeito de alterações projetivas para melhoramento do comportamento e da estabilidade aerodinâmica da estrutura de pontes sob o efeito de *flutter* clássico pode ser feita por meio da análise aeroelástica da ponte completa com auxílio de modelagem teórico-computacional. Esse tipo de análise envolve modelos matemáticos de grande complexidade para descrição das forças aeroelásticas induzidas pelo próprio movimento da estrutura (efeito de interação fluido – estrutura), as quais são expressas por coeficientes, funções da frequência do movimento, determinados por meio de ensaios de modelo seccional dinâmico em túnel de vento. Observa-se, portanto, que a análise de *flutter* clássico requer a aplicação de metodologia de cálculo de deslocamentos e esforços dinâmicos não descrita nesta Norma.

#### 11.5.5 Estabilidade em relação ao fenômeno de divergência torsional

Divergência torsional é um fenômeno de instabilidade quase-estática, originalmente associado a susceptibilidade das asas de aeronaves a deformação por torção para velocidades crescentes e foi conceitualmente estendido a estruturas de tabuleiros esbeltos de pontes de grande vão.

A velocidade crítica  $V_{div}$  associada ao fenômeno de divergência torsional de tabuleiros de pontes deve atender a seguinte condição:

$$V_{div} > 2,0 V_0 S_1 S_2 (t = 600 \text{ s}) S_3$$

sendo  $S_2$  calculado para altura  $z$  do tabuleiro considerando intervalo de tempo de 600 s.

#### 11.5.6 Estabilidade em relação ao fenômeno oscilatório galopante (galope)

Galope é um fenômeno oscilatório de instabilidade aeroelástica típica de elementos unifilares (ou seja, com descrição unidimensional) esbeltos e flexíveis com seção transversal de geometria especial: retangular, ou seções de geometria como a de um cabo (de LTEE) coberto de gelo, ou ainda em feixe de cabos (de LTEE) sob a ação de vento. Esses elementos podem apresentar grandes amplitudes de oscilação transversal a direção do vento incidente.

Observa-se que não há, na literatura técnica especializada, registro da ocorrência desse fenômeno em estruturas de tabuleiros de pontes. Entretanto, há a possibilidade de ocorrência desse fenômeno em estruturas de mastros altos e esbeltos – com trecho superior de seção transversal retangular, poligonal ou em um formato similar a “D” – típicos de pontes penseis e estaiadas; particularmente os mastros de pontes estaiadas com um único plano de estaiamento.

A velocidade crítica  $V_{crit}$  associada ao fenômeno de galope deve atender a seguinte condição:

$$V_{crit} > 1,25 V_0 S_1 S_2 (t = 600 \text{ s}) S_3$$

sendo  $S_2$  calculado para altura  $z$  na qual se espera maior amplitude de vibração do fenômeno, considerando intervalo de tempo de 600 s.

## Anexo A (normativo)

### Velocidade normalizada $S_2$ e intervalo de tempo

#### A.1 Fator $S_2$

O fator  $S_2$  pode ser considerado como uma velocidade adimensional, normalizada em relação a  $V_0$ :

$$S_{2,i} = \bar{V}_{t,i}(z) / V_0$$

onde

$i$  é a categoria de rugosidade do terreno;

$\bar{V}_{t,i}(z)$  é a velocidade média sobre  $t$  segundos (s), na altura  $z$  acima do terreno, para a categoria  $i$  (sem considerar os fatores  $S_1$  e  $S_3$ ).

A velocidade característica  $V_{k,i}$  é calculada pela seguinte equação:

$$V_{k,i} = V_0 S_1 S_2 S_3$$

Independentemente das categorias de rugosidade definidas nesta Norma, o fator  $S_2$  pode ser calculado pela seguinte equação:

$$S_2 = b_m F_{r,II} (z / 10)^p$$

Valores dos parâmetros  $b_m$ ,  $F_{r,II}$  e  $p$ , para diversos intervalos de tempo e para as cinco categorias desta Norma são apresentados na Tabela A.1. Os valores correspondentes de  $S_2$  são apresentados na Tabela A.2.

**Tabela A.1 – Parâmetros  $b_m$ ,  $p$ ,  $F_{r,II}$**

Categoria	$t$ (s)	3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3 600
I	$b_m$	1,10	1,11	1,12	1,13	1,14	1,15	1,16	1,17	1,19	1,21	1,23	1,25
	$p$	0,06	0,065	0,07	0,075	0,075	0,08	0,085	0,085	0,09	0,095	0,095	0,10
II	$b_m$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$p$	0,085	0,09	0,10	0,105	0,11	0,115	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16
	$F_r$	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65
III	$b_m$	0,94	0,94	0,93	0,92	0,92	0,91	0,90	0,90	0,89	0,87	0,86	0,85
	$p$	0,10	0,105	0,115	0,125	0,13	0,14	0,145	0,15	0,16	0,175	0,185	0,20
IV	$b_m$	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82	0,80	0,79	0,76	0,73	0,71	0,68
	$p$	0,12	0,125	0,135	0,145	0,15	0,16	0,17	0,175	0,195	0,215	0,23	0,25
V	$b_m$	0,74	0,73	0,71	0,70	0,69	0,67	0,64	0,62	0,58	0,53	0,50	0,44
	$p$	0,15	0,16	0,175	0,185	0,19	0,205	0,22	0,23	0,255	0,285	0,31	0,35



Tabela A.2 – Velocidade normalizada (continua)

Categoria	z (m)	Valores de S <sub>2</sub> para t(s)											
		3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3 600
I	≤ 5	1,06	1,04	1,01	1,00	0,97	0,95	0,92	0,90	0,86	0,82	0,79	0,76
	10	1,10	1,09	1,06	1,05	1,02	1,00	0,97	0,96	0,92	0,87	0,85	0,81
	15	1,13	1,12	1,09	1,08	1,05	1,03	1,01	0,99	0,95	0,91	0,88	0,85
	20	1,15	1,14	1,12	1,11	1,08	1,06	1,03	1,02	0,98	0,93	0,91	0,87
	30	1,17	1,17	1,15	1,14	1,11	1,09	1,07	1,05	1,01	0,97	0,94	0,91
	40	1,20	1,19	1,17	1,17	1,14	1,12	1,09	1,08	1,04	0,99	0,97	0,93
	50	1,21	1,21	1,19	1,19	1,16	1,14	1,11	1,10	1,06	1,02	0,99	0,95
	60	1,22	1,22	1,21	1,20	1,17	1,15	1,13	1,12	1,08	1,03	1,01	0,97
	80	1,25	1,24	1,23	1,23	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,06	1,03	1,00
	100	1,26	1,26	1,25	1,25	1,22	1,20	1,18	1,17	1,13	1,08	1,06	1,02
	120	1,28	1,28	1,27	1,27	1,24	1,22	1,20	1,19	1,15	1,10	1,07	1,04
	140	1,29	1,29	1,28	1,28	1,25	1,24	1,21	1,20	1,16	1,12	1,09	1,06
	160	1,30	1,30	1,29	1,29	1,26	1,25	1,23	1,21	1,18	1,13	1,10	1,07
	180	1,31	1,31	1,31	1,31	1,27	1,26	1,24	1,23	1,19	1,15	1,12	1,08
	200	1,32	1,32	1,32	1,32	1,28	1,27	1,25	1,24	1,20	1,16	1,13	1,10
	250	1,34	1,34	1,33	1,33	1,31	1,29	1,27	1,26	1,22	1,18	1,15	1,12
II	≤ 5	0,94	0,92	0,89	0,86	0,83	0,80	0,77	0,75	0,70	0,65	0,62	0,58
	10	1,00	0,98	0,95	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,72	0,69	0,65
	15	1,04	1,02	0,99	0,97	0,94	0,91	0,88	0,86	0,81	0,76	0,73	0,69
	20	1,06	1,04	1,02	1,00	0,97	0,94	0,91	0,89	0,85	0,80	0,77	0,72
	30	1,10	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,96	0,94	0,89	0,84	0,81	0,77
	40	1,13	1,11	1,09	1,08	1,05	1,02	0,99	0,98	0,93	0,88	0,85	0,81
	50	1,15	1,13	1,12	1,10	1,07	1,05	1,02	1,00	0,96	0,91	0,88	0,84
	60	1,16	1,15	1,14	1,12	1,10	1,07	1,04	1,03	0,98	0,93	0,90	0,87
	80	1,19	1,18	1,17	1,16	1,13	1,11	1,08	1,06	1,02	0,97	0,94	0,91
	100	1,22	1,21	1,20	1,18	1,16	1,13	1,11	1,09	1,05	1,01	0,97	0,94
	120	1,24	1,23	1,22	1,21	1,18	1,16	1,13	1,12	1,08	1,03	1,00	0,97
	140	1,25	1,24	1,24	1,23	1,20	1,18	1,15	1,14	1,10	1,06	1,03	0,99
	160	1,27	1,26	1,25	1,24	1,22	1,20	1,17	1,16	1,12	1,08	1,05	1,01
	180	1,28	1,27	1,27	1,26	1,24	1,21	1,19	1,18	1,14	1,09	1,06	1,03
	200	1,29	1,28	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,19	1,15	1,11	1,08	1,05
	250	1,31	1,31	1,31	1,30	1,28	1,26	1,24	1,23	1,19	1,15	1,12	1,09
300	1,34	1,33	1,33	1,33	1,31	1,29	1,26	1,25	1,22	1,18	1,15	1,12	
III	≤ 5	0,88	0,86	0,82	0,78	0,75	0,72	0,68	0,67	0,61	0,55	0,52	0,48
	10	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,79	0,76	0,74	0,69	0,63	0,59	0,55
	15	0,98	0,96	0,93	0,90	0,87	0,84	0,80	0,78	0,73	0,67	0,64	0,60
	20	1,01	0,99	0,96	0,93	0,90	0,87	0,84	0,82	0,77	0,71	0,67	0,63
	30	1,05	1,03	1,00	0,98	0,95	0,92	0,89	0,87	0,82	0,76	0,73	0,69



Tabela A.2 (continuação)

Categoria	z (m)	Valores de S <sub>2</sub> para t(s)											
		3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3 600
III	40	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,96	0,92	0,91	0,86	0,80	0,77	0,73
	50	1,10	1,09	1,06	1,05	1,02	0,99	0,96	0,94	0,89	0,83	0,80	0,76
	60	1,12	1,11	1,09	1,07	1,05	1,02	0,98	0,97	0,91	0,86	0,83	0,79
	80	1,16	1,14	1,12	1,11	1,09	1,06	1,02	1,01	0,96	0,90	0,87	0,84
	100	1,18	1,17	1,15	1,14	1,12	1,09	1,06	1,04	0,99	0,94	0,91	0,88
	120	1,20	1,20	1,18	1,17	1,14	1,12	1,08	1,07	1,02	0,97	0,94	0,91
	140	1,22	1,22	1,20	1,19	1,17	1,15	1,11	1,10	1,05	0,99	0,97	0,94
	160	1,24	1,23	1,22	1,21	1,19	1,17	1,13	1,12	1,07	1,02	0,99	0,96
	180	1,26	1,25	1,23	1,23	1,21	1,19	1,15	1,14	1,09	1,04	1,01	0,98
	200	1,27	1,26	1,25	1,24	1,22	1,20	1,17	1,16	1,11	1,06	1,03	1,01
	250	1,30	1,29	1,28	1,28	1,26	1,24	1,21	1,20	1,15	1,10	1,08	1,05
	300	1,32	1,32	1,31	1,31	1,29	1,27	1,24	1,23	1,18	1,14	1,11	1,09
	350	1,34	1,34	1,33	1,33	1,31	1,30	1,27	1,26	1,21	1,17	1,15	1,12
IV	≤ 5	0,79	0,76	0,73	0,70	0,67	0,64	0,60	0,57	0,51	0,45	0,42	0,37
	10	0,86	0,83	0,80	0,77	0,74	0,71	0,67	0,65	0,59	0,53	0,49	0,44
	15	0,90	0,88	0,84	0,82	0,79	0,76	0,72	0,70	0,63	0,57	0,54	0,49
	20	0,93	0,91	0,88	0,85	0,83	0,80	0,76	0,73	0,67	0,61	0,57	0,53
	30	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,85	0,81	0,79	0,73	0,67	0,63	0,58
	40	1,01	0,99	0,96	0,94	0,92	0,89	0,85	0,83	0,77	0,71	0,67	0,62
	50	1,04	1,02	0,99	0,97	0,95	0,92	0,88	0,86	0,80	0,74	0,71	0,66
	60	1,07	1,04	1,02	1,00	0,98	0,95	0,91	0,89	0,83	0,77	0,74	0,69
	80	1,10	1,08	1,06	1,04	1,02	0,99	0,96	0,93	0,88	0,82	0,79	0,74
	100	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,03	0,99	0,97	0,92	0,86	0,83	0,78
	120	1,16	1,14	1,12	1,11	1,08	1,06	1,03	1,00	0,95	0,90	0,87	0,82
	140	1,18	1,16	1,14	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	0,98	0,93	0,90	0,85
	160	1,20	1,18	1,16	1,15	1,13	1,11	1,08	1,05	1,00	0,95	0,93	0,88
	180	1,22	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,10	1,07	1,03	0,98	0,95	0,91
200	1,23	1,21	1,20	1,19	1,17	1,15	1,12	1,09	1,05	1,00	0,97	0,93	
IV	250	1,27	1,25	1,23	1,23	1,21	1,19	1,16	1,14	1,10	1,05	1,03	0,99
	300	1,29	1,27	1,26	1,26	1,24	1,23	1,20	1,17	1,13	1,09	1,07	1,03
	350	1,32	1,30	1,29	1,29	1,27	1,26	1,23	1,21	1,17	1,13	1,11	1,07
	400	1,34	1,32	1,32	1,32	1,30	1,29	1,26	1,24	1,20	1,16	1,14	1,10
	420	1,35	1,33	1,33	1,33	1,31	1,30	1,27	1,25	1,21	1,17	1,16	1,12
V	≤ 10	0,74	0,72	0,67	0,65	0,62	0,58	0,54	0,51	0,45	0,38	0,34	0,29
	15	0,79	0,76	0,72	0,70	0,67	0,63	0,59	0,56	0,50	0,43	0,39	0,33
	20	0,82	0,80	0,76	0,74	0,71	0,67	0,63	0,60	0,53	0,46	0,43	0,36

**Tabela A.2 (conclusão)**

Categoria	z (m)	Valores de $S_2$ para t(s)											
		3	5	10	15	20	30	45	60	120	300	600	3 600
V	30	0,87	0,85	0,82	0,80	0,77	0,73	0,69	0,65	0,59	0,52	0,48	0,42
	40	0,91	0,89	0,86	0,84	0,81	0,77	0,73	0,70	0,64	0,57	0,53	0,46
	50	0,94	0,93	0,89	0,88	0,84	0,81	0,77	0,74	0,67	0,60	0,57	0,50
	60	0,97	0,95	0,92	0,91	0,87	0,84	0,80	0,77	0,71	0,64	0,60	0,54
	80	1,01	1,00	0,97	0,96	0,92	0,89	0,85	0,82	0,76	0,69	0,66	0,59
	100	1,05	1,03	1,01	1,00	0,96	0,93	0,89	0,86	0,80	0,74	0,70	0,64
	120	1,07	1,06	1,04	1,03	1,00	0,97	0,93	0,90	0,84	0,77	0,75	0,68
	140	1,10	1,09	1,07	1,06	1,03	1,00	0,96	0,93	0,88	0,81	0,78	0,72
	160	1,12	1,11	1,10	1,09	1,05	1,03	0,99	0,96	0,91	0,84	0,81	0,75
	180	1,14	1,14	1,12	1,11	1,08	1,05	1,02	0,99	0,93	0,87	0,84	0,79
	200	1,16	1,16	1,14	1,13	1,10	1,08	1,04	1,01	0,96	0,90	0,87	0,82
	250	1,20	1,20	1,18	1,18	1,15	1,13	1,09	1,07	1,01	0,96	0,94	0,88
	300	1,23	1,23	1,22	1,22	1,19	1,17	1,14	1,11	1,06	1,01	0,99	0,94
	350	1,26	1,26	1,26	1,26	1,22	1,21	1,18	1,15	1,11	1,05	1,04	0,99
	400	1,29	1,29	1,29	1,29	1,25	1,24	1,21	1,19	1,14	1,09	1,08	1,04
	450	1,32	1,32	1,32	1,32	1,28	1,27	1,24	1,22	1,18	1,13	1,12	1,08
500	1,34	1,34	1,34	1,34	1,31	1,30	1,27	1,25	1,21	1,17	1,16	1,12	

## A.2 Intervalo de tempo

Para a determinação do intervalo de tempo,  $t$ , a ser utilizado na obtenção da velocidade média do vento que incide em uma edificação ou parte de edificação com a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal excedendo 80 m, poderá ser aplicada a seguinte equação:

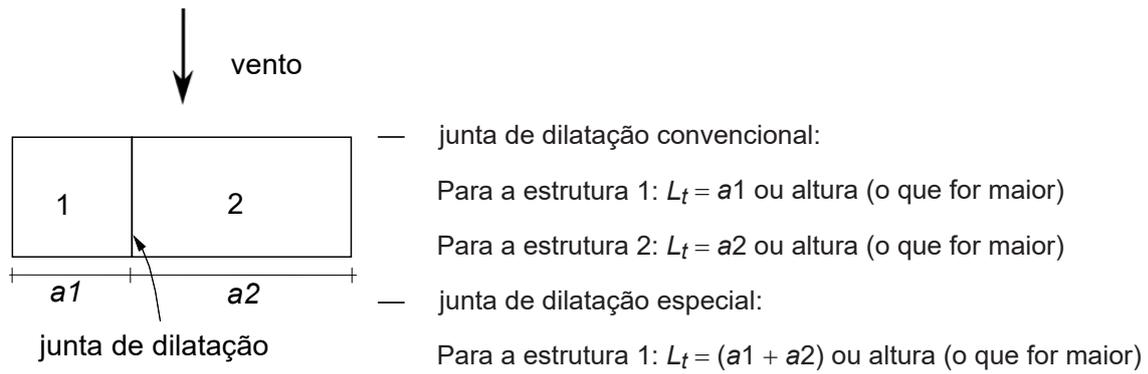
$$t = 7,5 L_t / V_t \text{ (h)}$$

onde

$L_t$  é a altura ou largura da superfície frontal da edificação ou parte da edificação em estudo, adotando-se o maior dos dois valores; ver a Figura A.1 para o caso de existência de juntas de dilatação convencionais (não permitindo a transmissão de forças). No caso de juntas especiais que permitam a transferência de forças em uma das direções, a edificação pode ser considerada como contínua do ponto de vista aerodinâmico. Por exemplo, na configuração da Figura A.1, a dimensão  $L_t$  seria tomada como o maior dos valores entre  $(a1 + a2)$  e a altura;

$V_t$  (h) é a velocidade média do vento sobre o intervalo de tempo  $t$  expresso em segundos (s), no topo da edificação ou parte da edificação em estudo –  $V_t$  (h) =  $S_1 S_2 V_0$ .

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



**Figura A.1 – Definição da dimensão  $L_t$  para cálculo do intervalo de tempo no caso de edificações com juntas de dilatação**



## Anexo B (normativo)

### Fator estatístico $S_3$ para a probabilidade $P_m$ e vida útil de edificação de $m_a$ anos

Seja  $V_0^+$  a velocidade do vento que tem uma probabilidade  $P_m$  de ser excedida, no local em consideração pelo menos uma vez em um período de  $m_a$  anos. Esta velocidade corresponde a rajadas de 3 s de duração, nas condições da Categoria de rugosidade II (5.3.1), na altura de 10 m acima do terreno. A relação entre  $V_0^+$  e a velocidade básica especificada em 5.1 é a seguinte:

$$V_0^+ = S_3 V_0$$

Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações, ou de indicações correspondentes na norma estrutural em uso, cabe ao projetista fixar a probabilidade  $P_m$  e a vida útil  $m_a$  de acordo com as características da edificação. Entretanto, nenhum valor do fator  $S_3$  menor do que aqueles indicados na Tabela 3 pode ser adotado.

A Tabela B.1 apresenta valores típicos do fator  $S_3$ , calculados conforme a seguinte equação:

$$S_3 = 0,54 \left[ -\frac{\ln(1-P_m)}{m_a} \right]^{-0,157}$$

Tabela B.1 – Fator estatístico  $S_3$

$m_a$ (anos)	Valores de $S_3$ para $P_m$					
	0,10	0,20	0,50	0,63	0,75	0,90
2	0,86	0,76	0,64	0,60	0,57	0,53
10	1,10	0,98	0,82	0,78	0,74	0,68
25	1,27	1,13	0,95	0,90	0,85	0,79
50	1,42	1,26	1,06	1,00	0,95	0,88
100	1,58	1,41	1,18	1,11	1,06	0,98
200	1,77	1,57	1,31	1,24	1,18	1,09

## Anexo C (informativo)

### Localização e altitude das estações meteorológicas

Os números juntos a círculos cheios que aparecem na Figura 1 identificam as estações meteorológicas do Serviço de Proteção ao Voo do Ministério da Aeronáutica, cujos registros serviram de base para a elaboração das isopletas da Figura 1. A Tabela C.1 contém a relação alfabética destas estações, bem como suas coordenadas geográficas.

**Tabela C.1 – Relação alfabética das estações meteorológicas do Serviço de Proteção ao Voo do Ministério da Aeronáutica e suas coordenadas geográficas (continua)**

Nº	Estação	Latitude	Longitude	Altitude (m)
1	Afonso	22°52' S	43°22' W	31
2	Anápolis	16° 22' S	48°57' W	1 097
3	Amapá	02°04' N	50°32' W	10
4	Belém	01°23' S	48°29' W	16
5	Belo Horizonte	19°51' S	43°57' W	789
6	Brasília	15°52' S	47°55' W	1 061
7	Bagé	31°23' S	54°07' W	180
8	Boa Vista	02°50' N	60°42' W	140
9	Caravelas	17°38' S	39°15' W	4
10	Cachimbo	09°22' S	54°54' W	432
11	Cuiabá	15°39' S	56°06' W	182
12	Campinas	23°00' S	47°08' W	648
13	Curitiba	25°31' S	49°11' W	910
14	Campo Grande	20°28' S	54°40' W	552
15	Carolina	07°20' S	47°26' W	181
16	Cumbica	23°26' S	46°28' W	763
17	Fortaleza	03°47' S	38°32' W	25
18	Florianópolis	27°40' S	48°33' W	5
19	Foz do Iguaçu	25°31' S	54°35' W	180
20	Fernando de Noronha	03°51' S	32°25' W	45



Tabela C.1 (conclusão)

Nº	Estação	Latitude	Longitude	Altitude (m)
21	Goiânia	16°38' S	49° 13' W	747
22	Jacareacanga	06°16' S	57°44' W	110
23	Londrina	23°20' S	51°08' W	570
24	Lapa	13°16' S	43°25' W	439
25	Manaus	03°09' S	59°59' W	84
26	Maceió	09°31' S	35°47' W	115
27	Natal	05°55' S	35°15' W	49
28	Ponta Porã	22°33' S	55°42' W	660
29	Parnaíba	02°54' S	41°45' W	5
30	Petrolina	09°24' S	40°30' W	376
31	Pirassununga	21°59' S	47°21' W	598
32	Porto Alegre	30°00' S	51°10' W	4
33	Porto Nacional	10°42' S	48°25' W	290
34	Porto Velho	08°46' S	63°54' W	125
35	Recife	08°08' S	34°55' W	11
36	Rio Branco	09°58' S	67°47' W	136
37	Rio de Janeiro (Santos Dumont)	22°54' S	43°10' W	5
38	Santarém	02°26' S	54°43' W	12
39	São Luiz	02°35' S	44°14' W	54
40	Salvador	12°54' S	38°20' W	13
41	Santa Cruz	22°56' S	43°43' W	4
42	São Paulo (Congonhas)	23°37' S	46°39' W	802
43	Santos	23°56' S	46°18' W	3
44	Santa Maria	29°43' S	53°42' W	85
45	Teresina	05°05' S	42°49' W	69
46	Uberlândia	18°55' S	48°14' W	923
47	Uruguaiana	29°47' S	57°02' W	74
48	Vitória	20°16' S	40°17' W	4
49	Vilhena	12°44' S	60°08' W	652



## Bibliografia

- [1] ISO 2631-2, *Mechanical vibration and shock – Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 2: Vibration in buildings (1 Hz to 80 Hz)*
- [2] ISO 10137:2007, *Bases for design of structures – Serviceability of buildings and walkways against vibrations*