

**A APLICAÇÃO DA NBR 6123 AO COMPORTAMENTO
DINÂMICO E CONFORTO HUMANO EM EDIFÍCIOS
ALTOS DE CONCRETO ARMADO**

**JOÃO PESSOA
2016**

SANDRO BEZERRA TORRES

Àquele que pela sua muito sábia providência, segundo a sua infalível presciência e o livre e imutável conselho da sua própria vontade, para o louvor da glória da sua sabedoria, poder, justiça, bondade e misericórdia, criou, sustenta, dirige, dispõe e governa todas as suas criaturas, todas as ações e todas as coisas, desde a maior até a menor.

AGRADECIMENTOS

Esta é uma lista por natureza incompleta e que pode me colocar em apuros por não citar pessoas que provavelmente deveriam nela constar.

Agradeço a todos os meus professores, pertencentes à mais nobre e importante estirpe profissional existente, e mui especialmente aos dedicados professores que tive em minha pós-graduação, da qual resultou este livro.

Agradeço à minha mãe pelo incentivo que me levou a perseguir os estudos e ainda hoje continua a me dar o suporte de orações.

Agradeço ao colega Eng^o José William Montenegro Leal, que conjuntamente com o Eng^o Carlos Eduardo Cunha construiu o Edifício Rio Mamoré do nosso estudo de caso e nos permitiram estudá-lo.

À minha esposa Taciane devem-se os louros de me aturar durante o período em que estive imerso no presente trabalho, a quem também se creditam formatações nos textos.

PREFÁCIO

Os edifícios altos têm características especiais devidas à sua usual flexibilidade conhecidas muitas vezes por serem a fraqueza dos gigantes. Decorre desta flexibilidade devida à sua esbeltez que os mesmos possam, sob fortes e cadenciados ventos sofrerem acelerações em diversos modos oscilatórios causando desconforto a seus habitantes. O presente trabalho é assim o estudo do caso de um edifício alto situado em João Pessoa em que se exemplificam as considerações de avaliação do conforto humano segundo os parâmetros e ações delineados na NBR 6123/88, a norma brasileira que rege o vento em edificações, sendo demonstrada a conformidade da estrutura.

No capítulo 2 é apresentado o modelo do edifício exemplo e suas características peculiares, após breve introdução ao assunto constante no capítulo 1.

A partir do capítulo 3 é feita uma abordagem conceitual sobre os principais assuntos relacionados ao tema, abrangendo os fundamentos das grandezas manipuladas e do cálculo desenvolvido, incluindo uma introdução aos fundamentos da dinâmica das estruturas e as peculiaridades dos edifícios altos.

Já no capítulo 4 discutem-se aspectos relacionados ao conforto das pessoas nos edifícios altos.

A ação do vento propriamente dita de acordo com a NBR 6123 é abordada em maior detalhe no capítulo 5.

O capítulo 6 contém a análise empreendida do modelo exemplo, inclusive com a definição dos parâmetros assumidos; esta análise do comportamento da estrutura da edificação sob os diversos esforços a que é submetida é realizada com o auxílio do software SAP2000 que emprega o método dos elementos finitos para a modelagem estrutural.

Por fim, os resultados são apresentados e discutidos nos capítulos 7 e 8, respectivamente.

Sandro Torres

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras maiúsculas

A_D – fator de amplificação dinâmica

A_e – área frontal efetiva

A – constante que depende das condições iniciais do sistema oscilatório

B – constante que depende das condições iniciais do sistema oscilatório

C_a – coeficiente de arrasto (coeficiente de força)

E – módulo de deformação

E_{ci} – módulo de deformação tangente inicial

F – força

$F_{II,r}$ – fator de rajada referido à categoria II de rugosidade obtido nas tabelas 1 ou 21 da NBR 6123/88

L – uma das dimensões da edificação conforme explicitado no texto

P – pressão exercida pelo vento

P_m – probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período determinado

S_1 – fator topográfico

S_2 – fator de rugosidade e dimensões da edificação

S_3 – fator estatístico

St – número de Strouhal

U – deslocamento translacional da estrutura

- T_n – período natural
 V_{cr} – velocidade crítica do vento
 V_k – velocidade característica

Letras minúsculas

- a – aceleração
 b – parâmetro que transfere características da categoria II para a categoria desejada (tabelas 1 ou 21 da NBR 6123/88)
 e – número de Euler
 f_{ck} – resistência característica do concreto
 g – aceleração gravitacional
 f_n – frequência natural
 f_1 – frequência no modo 1
 c – fator de amortecimento viscoso
 c_c – fator crítico de amortecimento viscoso
 h – altura da edificação
 k – constante de mola (de Hooke)
 m – massa
 p – expoente obtido nas tabelas 1 ou 21 da NBR 6123/88
 r – razão entre a frequência da força excitadora e a frequência natural
 t – tempo
 x – deslocamento

Letras gregas

φ – ângulo de fase

ξ - coeficiente de amplificação dinâmica

ζ – razão de amortecimento crítico

ω – frequência circular natural da força excitadora

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	07
2.	O MODELO: SINGULARIDADES.....	08
3.	DINÂMICA DAS ESTRUTURAS.....	12
3.1	VIBRAÇÃO LIVRE NÃO AMORTECIDA	13
3.2	VIBRAÇÃO LIVRE AMORTECIDA.....	15
3.3	VIBRAÇÃO FORÇADA COM EXCITAÇÃO NÃO HARMÔNICA.....	17
3.4	VIBRAÇÃO FORÇADA COM EXCITAÇÃO HARMÔNICA.....	17
3.5	ESTIMATIVA DE FREQUENCIAS.....	20
3.6	REDUÇÃO DE VIBRAÇÕES.....	23
4.	CONFORTO HUMANO EM EDIFICAÇÕES ALTAS.....	27
5.	AÇÕES DO VENTO.....	33
5.1	ENFOQUE PROBABILÍSTICO.....	33
5.2	VELOCIDADE CARACTERÍSTICA.....	34
5.3	CÁLCULO DA PRESSÃO DE OBSTRUÇÃO.....	36
5.4	FORÇA ESTÁTICA GLOBAL DO VENTO.....	36
5.5	EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO.....	37
5.6	EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO EM EDIFICAÇÕES ESBELTAS E FLEXÍVEIS.....	39
5.6.1	<i>DESPRENDIMENTO CADENCIADO DE VÓRTICES ou VÓRTICES DE KARMAN.....</i>	40
5.6.2	<i>EFEITOS DE GOLPE.....</i>	43
5.6.3	<i>GALOPE (GALLOPING).....</i>	43
5.6.4	<i>DRAPEJAMENTO (FLUTTER).....</i>	44
5.7	CÁLCULO DOS EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO NO MODELO.....	45
6.	ANÁLISE DO MODELO.....	51
6.1	GEOMETRIA.....	51
6.2	AÇÕES.....	51
6.3	PARÂMETROS DE ANÁLISE.....	51
6.4	MÓDULO DE DEFORMAÇÃO.....	51
6.5	NÃO LINEARIDADE FÍSICA.....	53
6.6	NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA.....	54
6.7	MEDIDAS DE AJUSTE NO MODELO.....	54
6.7.1	<i>AJUSTES NAS LAJES.....</i>	55
6.7.2	<i>CONSIDERAÇÃO DA CONTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO.....</i>	55
6.7.3	<i>PRECISÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....</i>	56
7.	RESULTADOS.....	57
7.1	FREQUÊNCIAS MODAIS.....	57
7.2	DESLOCAMENTOS.....	58
7.3	ACELERAÇÃO.....	60
8.	DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	61
8.1	LIMITE DA ACELERAÇÃO TENDO EM VISTA O CONFORTO DOS USUÁRIOS.....	61
8.2	DESLOCAMENTO TOTAL.....	61

8.3	FREQUÊNCIAS NOS MODOS NATURAIS DE VIBRAÇÃO.....	61
9.0	CONCLUSÃO.....	63
	REFERÊNCIAS.....	64

1. INTRODUÇÃO

A análise estática revela-se insuficiente para se avaliar o conforto humano em edifícios altos, visto que estes estão sujeitos a maiores oscilações, em especial as impostas pela ação horizontal dos ventos causando acelerações perceptíveis de forma desagradável ou insegura pelos usuários dos edifícios/estruturas.

Muitos edifícios altos estão em construção em nosso país atualmente, razão pela qual se justificam como relevantes os estudos que quantifiquem parâmetros avaliatórios do conforto humano relacionados ao comportamento destes edifícios em situações de fortes ventos.

Neste livro objetivou-se, assim, descrever um método de avaliação de conforto do usuário em edifícios de concreto armado sob solicitações dinâmicas preconizado pela NBR 6123/88 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

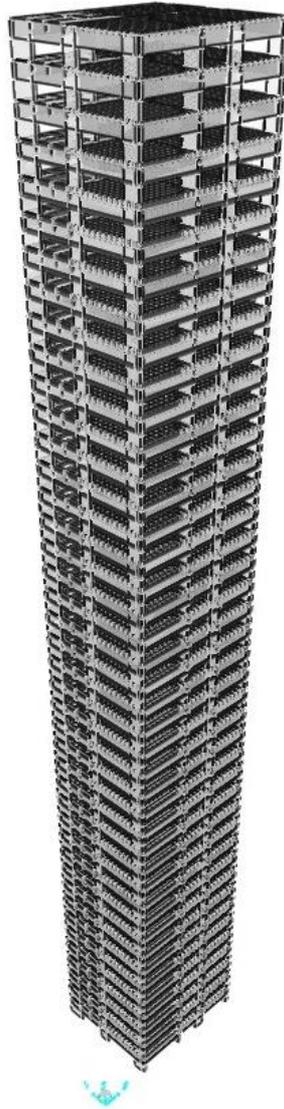
Para exemplificar e ilustrar todo o procedimento, foi desenvolvido um exemplo baseado na planta baixa do pavimento tipo do edifício Rio Mamoré, erguido em João Pessoa como o edifício residencial mais alto atualmente em operação no estado da Paraíba em 2014, com altura total de 132,55 m, 41 lajes, além do subsolo e barrilete.

Conclui-se, ao fim do exemplo desenvolvido, que a NBR 6123/88 efetivamente aponta um método que possibilita uma avaliação do conforto do usuário em edifícios altos sob situações de fortes ventos, embora alguns itens mereçam crítica, inclusive por serem pouco conservadores.

2. O EDIFÍCIO DO EXEMPLO

A seguir observa-se uma representação tridimensional da estrutura do edifício Rio Mamoré, nosso exemplo de edifício.

Figura 1, representação em 3 dimensões do modelo



Define-se como esbeltez do edifício a relação l/h , onde l representa o menor lado da edificação e h , a sua altura.

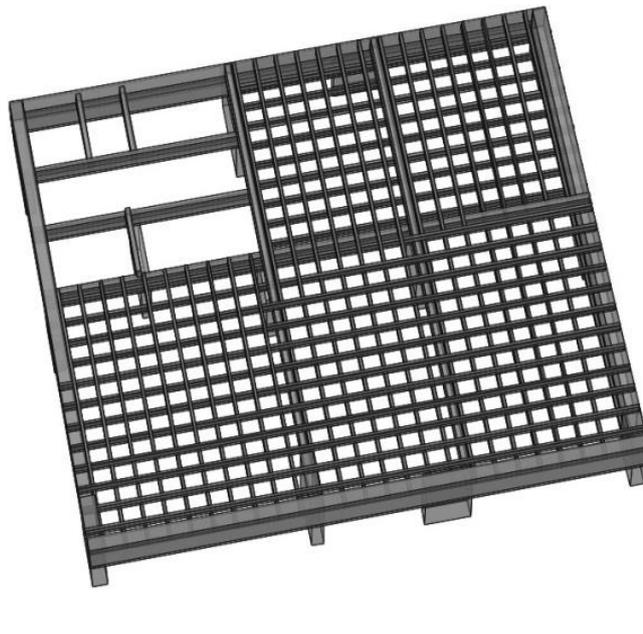
O edifício Rio Mamoré, construído pela empresa Conserpa, enquadra-se em quaisquer das definições de edifícios altos propostas por Cabral (2013), pois possui esbeltez 6 e altura total superior a 130m, e como tal se interpõe como um desafio de construção e logística, assim como de projetos de arquitetura e engenharia que, coordenados entre si, levem em consideração suas peculiaridades.

Tabela 1, definição de edifícios altos segundo Cabral (2013)

PONTO DE VISTA	VARIÁVEL	QUANTIDADE
ARQUITETÔNICO	ALTURA ESBELTEZ	-
ESTRUTURAL	ALTURA	>100 m (TÚNEL DE VENTO)
	ESBELTEZ	>5
SEGURANÇA CONTRA INCÊNDIO	ALTURA	>30M (NBR 9077)
	Nº DE PAV.	>40 (PAV. DE REFÚGIO) >20 (ELEV. DE EMERG.)
INSTALAÇÕES PREDIAIS	ALTURA	> 1 30M (MAIOR COMPLEXIDADE)
		> 40 M (DISPOSITIVO REDUTOR DE PRESSÃO)
SPDA	ALTURA	>25 M (NBR 541 9)

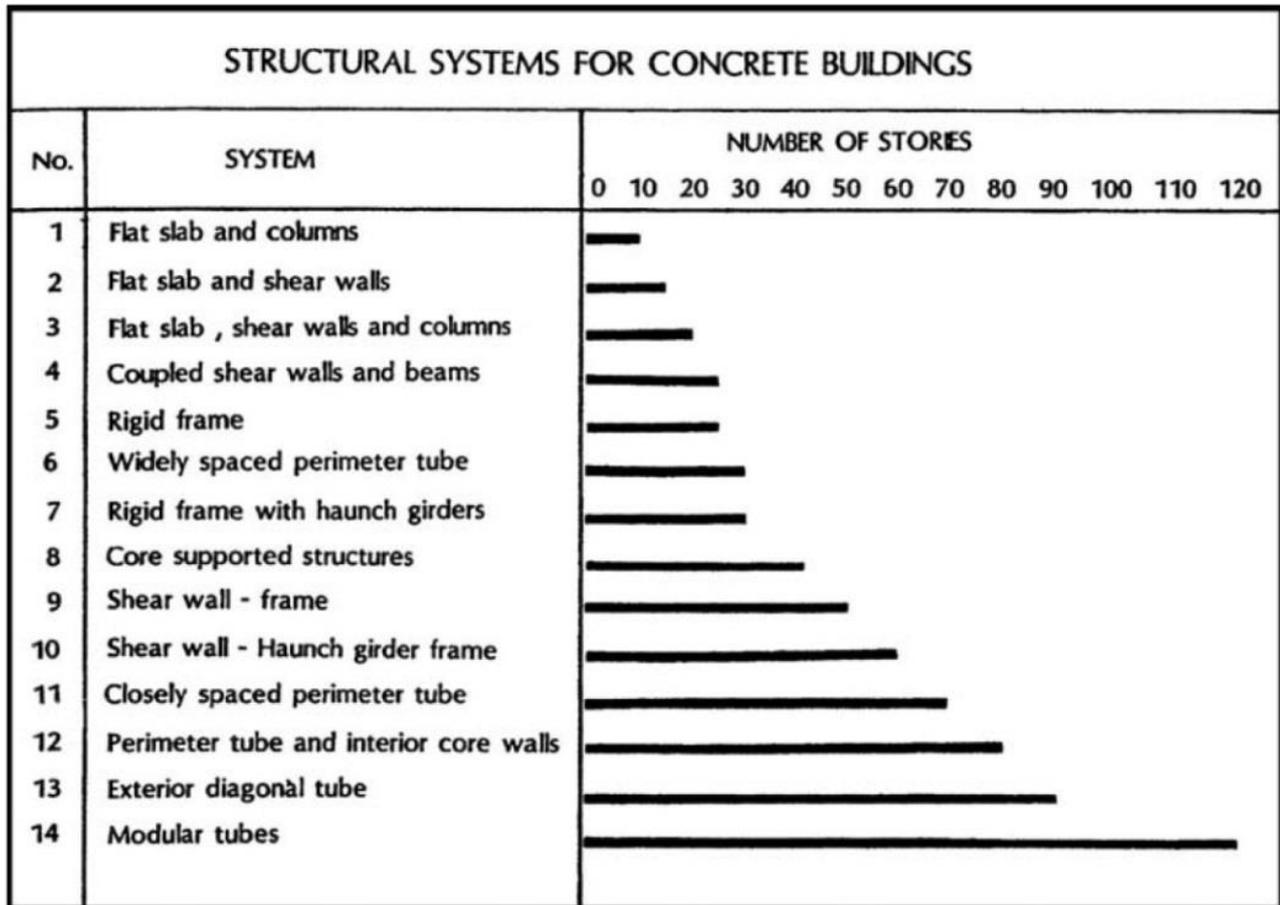
FONTE: Cabral (2013)

Figura 2, representação tridimensional de 01 pavimento do modelo



O sistema estrutural deste edifício consiste em 03 pórticos na direção x e 04 pórticos na direção y, os quais perfazem um sistema estrutural aporticado de nós rígidos, o sistema mais corrente no projeto dos edifícios em concreto armado em nosso país (*rigid frame* ou *moment frame*).

Figura 3, sistemas estruturais para edifícios de concreto armado



FONTE: Taranath (2004)

Como se observa na figura 3 anterior, o sistema estrutural adotado no edifício em estudo (sob nº 5) é próprio de edifícios de até 20-25 pavimentos, com base em critérios técnicos e econômicos. Uma “sobrevida” foi assim acrescentada a este sistema estrutural com o aumento da seção das vigas perimetrais para a altura de 1,40 m (com largura 0,14 m), viabilizando o emprego deste sistema para um edifício bem mais alto do que o paradigma; neste caso foram apenas necessários cuidados especiais nos projetos de instalações, como no projeto elétrico, exemplificativamente apenas, em que as tomadas elétricas foram projetadas em um nível mais afastado do piso nas paredes da periferia do edifício, onde há as vigas mais altas (1,40 m).

A alternativa de emprego de núcleos rígidos (nº 8) e de pilares-paredes/ cortinas de cisalhamento (nº9) foi evitado por motivos arquitetônicos, já que estes sistemas são tendentes a tomar mais espaço útil no interior das edificações.

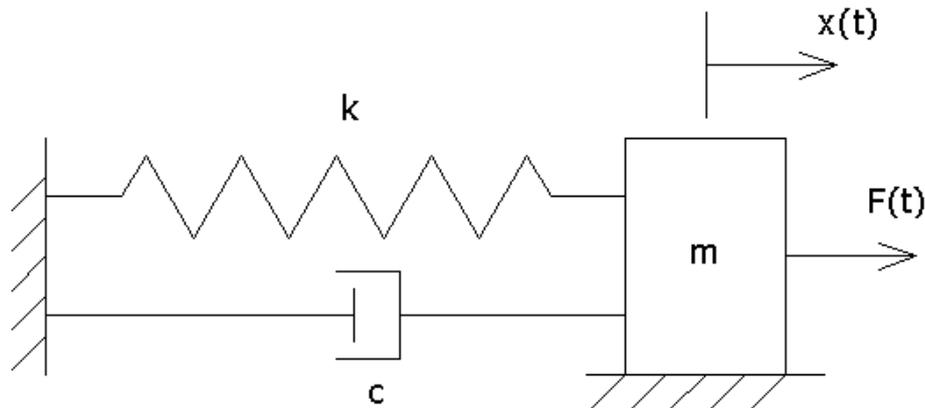
No modelo do presente exemplo, apesar das simplificações de não se reproduzir o pavimento pilotis e subsolos, buscou-se introduzir alguns detalhes que efetivamente fazem parte do edifício construído, a saber: a resistência característica do concreto e seus respectivos módulos de deformação variados de acordo com a altura do edifício, já que até a altura 18,00 m o fck é 45 Mpa, entre 18,01 m e 71,10 m o fck é 40 Mpa, entre 71,11 m e 106,50 m o fck é 35 Mpa e daí até o topo o fck é 30 Mpa. Esta diferenciação de fck foi projetada no sentido de reduzirem-se as seções de pilares nos pavimentos mais baixos, levando em conta que se sabe que a diferenciação de fcks revela-se sensivelmente mais eficiente em pilares, elementos por natureza comprimidos.

A torre principal é separada através de juntas de movimentação das demais áreas externas dos níveis do 1º pavimento tipo e abaixo, o que simplificou a modelagem, já que não foi necessário representar estas plantas separadas da torre principal.

3. DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

O problema geral da dinâmica das estruturas consiste fundamentalmente em encontrar soluções que descrevam o fenômeno associado com vibrações ou oscilações, os quais, segundo Lima e Santos (2008) podem com boa aproximação serem modelados conforme a figura esquemática seguinte, da qual decorrem os equacionamentos matemáticos de todo este capítulo:

Figura 4 – Sistema massa, mola e amortecedor



A equação geral que descreve o movimento é do tipo diferencial linear de segunda ordem:

$$m \frac{d^2x(t)}{dt^2} + c \frac{dx(t)}{dt} + k x(t) = F(t) \quad (01)$$

onde:

o primeiro termo é uma expressão da segunda lei de Newton, com $m =$ massa (kg) e $\frac{d^2x(t)}{dt^2} =$ aceleração (m/s^2);

o segundo termo corresponde uma constante c representativa do amortecimento viscoso¹ do sistema e $\frac{dx(t)}{dt} =$ velocidade (m/s); por boa aproximação, c é considerada tendo comportamento linear;

o terceiro termo é uma aplicação da lei de Hooke, com k em N/m e $x =$ deslocamento em metros (k também pode ser entendida como a força a aplicar para se obter um deslocamento unitário); por boa aproximação, k é considerada tendo comportamento linear;

o termo do lado direito da equação refere-se à força aplicada (N).

¹ Diz-se viscoso o tipo de amortecimento por atrito que depende da velocidade do movimento.

Alguns casos particulares do fenômeno do movimento oscilatório e sua equação geral (01) são de interesse especial para a compreensão do fenômeno, sendo apresentados a seguir.

3.1 VIBRAÇÃO LIVRE NÃO AMORTECIDA

Neste caso, o movimento e sua representação na equação (01) não está submetido a uma força externa, pois $F(t) = 0$ e tem como constante de amortecimento $c = 0$; perdendo assim dois de seus membros, vindo a ser reescrita na forma seguinte:

$$m \frac{d^2x(t)}{dt^2} + k x(t) = 0 \quad (02)$$

Ao se dividir esta equação por m e definir $\omega_n^2 = \frac{k}{m}$, a equação (02) toma a forma:

$$\frac{d^2x(t)}{dt^2} + \omega_n^2 x(t) = 0 \quad (03)$$

O fator ω_n corresponde à frequência circular natural, sendo expressa em *rad/s*.

Graças às convenientes propriedades das derivadas das funções seno e cosseno, a solução geral da equação diferencial homogênea de segunda ordem é:

$$x(t) = A \operatorname{sen} \omega_n t + B \operatorname{cos} \omega_n t \quad (04)$$

onde A e B são constantes arbitrárias, obtidas a partir das condições iniciais, isto é, no instante $t = 0$, na posição $x = x_0$ e velocidade $v = v_0$. É mesmo intuitivo que não havendo a aplicação de uma força externa ao sistema e nem o amortecimento, a posição $x(t)$ da massa oscilante dependa somente das condições iniciais de equilíbrio do sistema. O desenvolvimento logo a seguir esclarecerá esta ideia.

B é obtido substituindo $t = 0$ e $x = x_0$ na equação 04, resultando:

$$B = x_0$$

A é obtido derivando-se a equação (04):

$$v(t) = \frac{dx(t)}{dt} = \omega_n A \cos \omega_n t - \omega_n B \operatorname{sen} \omega_n t$$

No instante $t = 0$ resta que $v(t) = v_0 = \omega_n A$, e conseqüentemente:

$$A = \frac{v_0}{\omega_n}$$

A solução geral então toma a forma:

$$x(t) = \frac{V_0}{\omega_n} \operatorname{sen} \omega_n t + x_0 \cos \omega_n t \quad (05)$$

Se x_0 e $v_0 = 0$, ou seja, na ausência da condição inicial de existência de movimento, o sistema permanece em repouso. Ainda, por ser a equação composta pelas funções seno e cosseno, tem caráter cíclico no tempo, perfazendo um movimento harmônico com intervalo regular em segundos, denominado período natural o qual é expresso na seguinte forma:

$$T_n = \frac{2\pi}{\omega_n} \text{ (s)} \quad (06)$$

Seu inverso constitui-se a frequência natural do sistema massa-mola:

$$f_n = \frac{1}{T_n} \text{ (hertz)} \quad (07)$$

As duas grandezas supra são de grande interesse no estudo do fenômeno oscilatório de estruturas em geral.

3.2. VIBRAÇÃO LIVRE AMORTECIDA

O amortecimento dissipa energia do sistema principalmente via atrito interno, alterando a amplitude da vibração, assim como a própria duração e total, período e frequência do movimento oscilatório.

Neste subcaso, $F(t) = 0$, mas emerge o amortecimento com $c \neq 0$. Agora a equação 01 será escrita na forma:

$$m \frac{d^2x(t)}{dt^2} + c \frac{dx(t)}{dt} + k x(t) = 0 \quad (08)$$

A solução desta equação diferencial homogênea tem a forma:

$$x(t) = e^{st} \quad (09)$$

Onde, s é uma constante a se determinar e, por ora, foi omitida outra constante antes do número de *Euler* e . No que concerne a este número, uma de suas primeiras aplicações foi relacionada à capitalização composta de juros em aplicações e financiamentos. Aqui a intuição indica que o expoente é um número negativo, de modo que a cada ciclo acumula-se compostamente o decréscimo no movimento do sistema, até se alcançar o repouso.

Lançando-se mão das derivadas primeira e segunda de e^{st} , a equação 08 é rescrita da seguinte maneira:

$$(m s^2 + c s + k) e^{st} = 0 \quad (10)$$

E já que necessariamente $e^{st} \neq 0$, ela é satisfeita quando $m s^2 + c s + k = 0$,

Divide-se agora a equação 10 por m e toma-se $\omega_n^2 = \frac{k}{m}$, o que já foi feito anteriormente para outro subcaso. Assim a equação 10 torna-se:

$$s^2 + \frac{c}{m} s + \omega_n^2 = 0 \quad (11)$$

A equação acima admite duas soluções, s_1 e s_2 na forma:

$$s_{1,2} = \frac{-c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \omega_n^2} \quad (12)$$

Com solução geral:

$$x(t) = Ae^{s_1 t} + Be^{s_2 t} \quad (13)$$

onde A e B são constantes determinadas em função das condições iniciais do movimento.

O radical da equação poderá ser nulo, positivo ou negativo. Quando nulo, temos

$$c_c = 2 m \omega_n \quad (14)$$

sendo que o fator de amortecimento c agora é denominado fator de amortecimento crítico c_c . Por conveniência o amortecimento geralmente é expresso adimensionalmente em função do amortecimento crítico da seguinte maneira:

$$\zeta = \frac{c}{c_c} \quad (15)$$

definida como razão de amortecimento crítico (adimensional). Por conseguinte:

$$\zeta = \frac{c}{2 m \omega_n} \quad (16)$$

O caso em que $\zeta = 1$ anula o radical de (12) de modo que o movimento decai até a posição nula de maneira não cíclica, porém podendo ainda ultrapassá-la. O sistema denomina-se assim *criticamente amortecido*. A solução aqui é regida por:

$$x(t) = e^{-\zeta \omega_n t} (A + Bt) \quad (17)$$

Quando $\zeta > 1$, o movimento denomina-se *superamortecido*, decaindo rapidamente para a posição de repouso sem ultrapassá-la, não constituindo, portanto, uma vibração propriamente dita.

O caso em que $\zeta < 1$ leva o radical de (12) a valores negativos, ou seja, envolvendo números complexos. O sistema denomina-se assim *subamortecido*, sendo o caso geral dos edifícios, nos quais ζ orbita em torno de valores da ordem de 0,02 ou 2% segundo a tabela 19 da NBR 6123/88. A solução após tratamento trigonométrico resulta cíclica na seguinte forma:

$$x(t) = e^{-\zeta \omega_n t} \left[x_0 \cos(\omega_d t) + \frac{x_0 + \zeta \omega_n x_0}{\omega_d} \text{sen}(\omega_d t) \right] \quad (18)$$

onde ω_d é a frequência amortecida, dada por:

$$\omega_d = \sqrt{\frac{k}{m} - \left(\frac{c}{2m}\right)^2} \quad (19)$$

ou

$$\omega_d = \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (20)$$

Observe-se que para os baixos valores de ζ , por exemplo, da ordem de 2% ou 0,02 para os casos correntes de edifícios apertados de concreto (tabela 19 da NBR 6133/88) resulta que:

$$\omega_d \approx \omega_n$$

3.3. VIBRAÇÃO FORÇADA COM EXCITAÇÃO NÃO HARMÔNICA

Este tipo de movimento vibratório é aqui de interesse menor, visto que não tendo forças excitadoras com regularidade temporal nunca é tendente a causar sincronia com as frequências naturais das estruturas, sendo seu movimento amortecido à semelhança das vibrações livres não amortecidas, com decremento regido por um termo e^{st} , com s negativo.

3.4. VIBRAÇÃO FORÇADA COM EXCITAÇÃO HARMÔNICA

Este é um caso de grande interesse no estudo da oscilação em edifícios e estruturas em geral.

Seja ω a frequência circular da força excitadora medida em *hertz*, que neste caso segue um padrão aproximadamente temporal definido por:

$$F(t) = F_0 \text{sen}(\omega t) \quad (21)$$

Para se quantificar a relação entre a frequência da força excitadora e a frequência natural do sistema define-se:

$$r = \frac{\omega}{\omega_n} \quad (22)$$

Com as devidas transformações trigonométricas (Lima e Santos 2008), a equação do movimento amortecido sob carga harmônica é a seguinte:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} [A \cos(\omega_d t) + B \sin(\omega_d t)] + \frac{F_0}{K \sqrt{(1-r^2) + (2\zeta r)^2}} \sin(\omega t - \varphi) \quad (23)$$

$$\text{com ângulo de fase } \varphi = \arctan\left(\frac{2\zeta r}{1-r^2}\right) \quad (24)$$

onde F_0 é a força excitadora (N), A e B são constantes que dependem das condições iniciais do sistema.

Na equação acima o termo multiplicado por $e^{-\zeta\omega_n t}$ desaparece à medida que o movimento se desenvolve e não depende de r (22) nem de ζ , por isso denomina-se a componente transiente ou transitória. Já a outra parcela que permanece mesmo após a componente transitória tornar-se desprezível denomina-se componente permanente, a qual de maneira prática é quem regerá o movimento total.

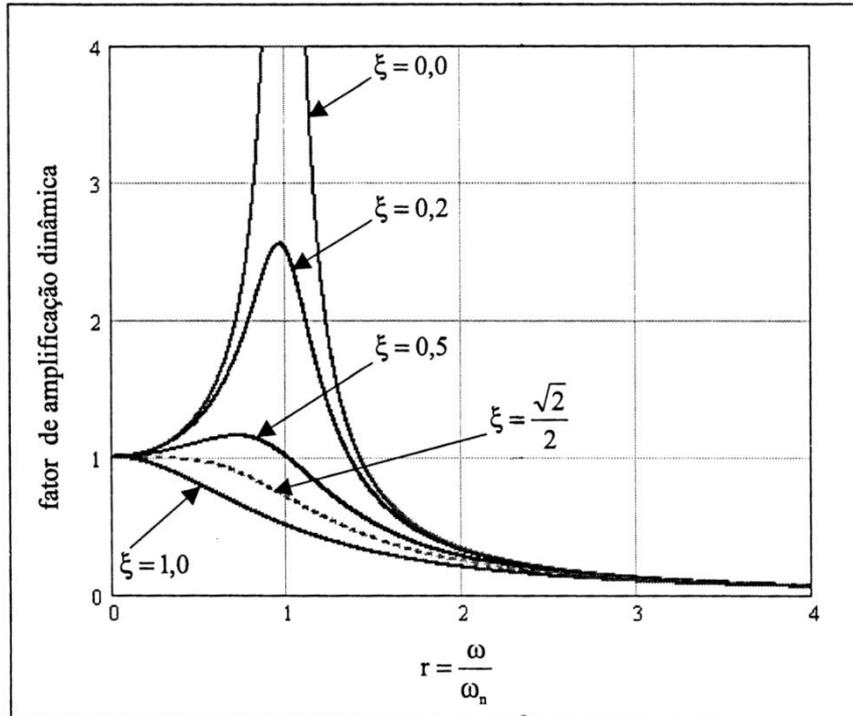
A parte seguinte da componente permanente da equação (23) perfaz o denominado *fator de amplificação dinâmica*:

$$A_D = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2) + (2\zeta r)^2}} = \frac{F_e}{F_0 k} \quad (25)$$

O fator de amplificação dinâmica pode ser interpretado como a amplificação devida ao carregamento harmônico da força F_0 , o qual pode ser relacionado na forma acima com o carregamento estático de uma força F_e .

Observe-se ainda na equação acima que se a razão de amortecimento ζ tender a zero, a amplificação dinâmica passa a ser função apenas de r , e se neste mesmo caso, r tender à unidade com a frequência da força excitadora ω aproximando-se da frequência natural do sistema ω_n , a amplitude do movimento tende ao infinito, de modo que o sistema encontra-se em *ressonância*.

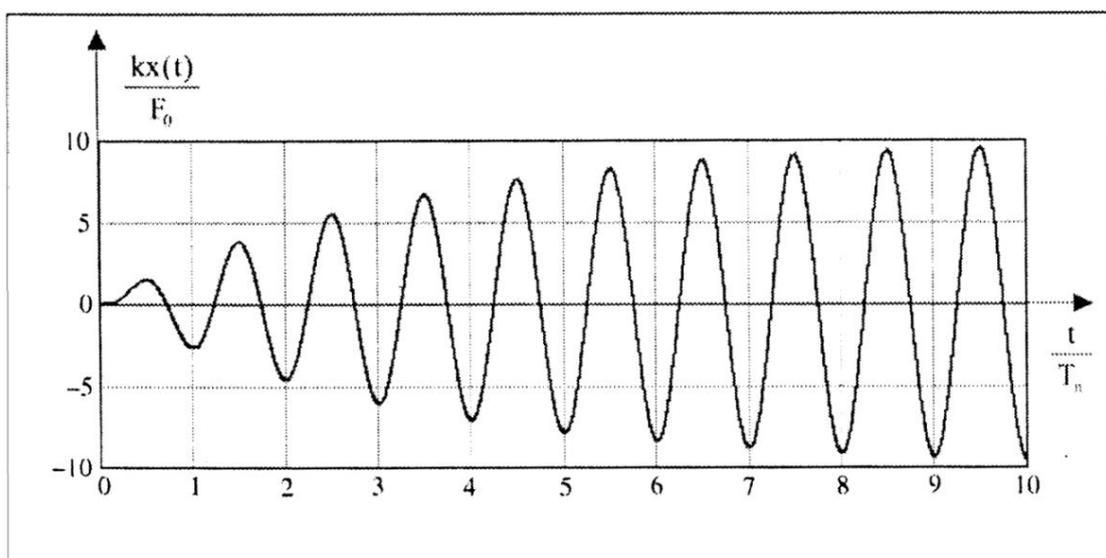
Figura 5 – fator de amplificação dinâmica – aqui o autor elege ξ para designar o fator de amortecimento (copiada de Lima e Santos 2008)



FONTE: Lima e Santos (2008)

Do gráfico acima infere-se a *forte* tendência à ressonância dos edifícios usuais de concreto armado com ζ aproximadamente igual a 0,02 quando a força excitadora tem certa magnitude e sincroniza-se com a frequência natural da estrutura.

Figura 6 – tendência crescente, porém limitada, de sistema amortecido com $\zeta=0,05$ excitado por força harmônica com $r = 1$ ou $\omega = \omega_n$



FONTE: Lima e Santos (2008)

3.5. ESTIMATIVA DE FREQUENCIAS

Segundo Taranath (2004) os edifícios são tidos como flexíveis e sensíveis à ação do vento quando seu período T_n excede 1 segundo, com o que corrobora a NBR 6123/88 quando aduz que, em edificações com período fundamental igual ou inferior a 1s, a influência da resposta flutuante (do vento) é pequena, sendo seus efeitos já considerados no intervalo de tempo considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para o fator S_2 . Entretanto, o código em comento aponta que edificações com período fundamental superior a 1s, em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento. O conceito de resposta flutuante será melhor trabalhado em seções adiante.

Um certo número de estudos empíricos baseados em levantamentos estatísticos com dados coletados em estruturas reais resultou na proposição de fórmulas simplificadas para a estimativa do período fundamental T_1 das estruturas, sendo onipresente a forte correlação do período e frequência fundamentais com a altura da edificação (materiais e tipologia já são, via de regra, embutidos nas fórmulas). A seguir, algumas destas formulações para estimativa dos períodos naturais do primeiro modo dos edifícios de concreto armado com estrutura aporticada, como é o nosso exemplo:

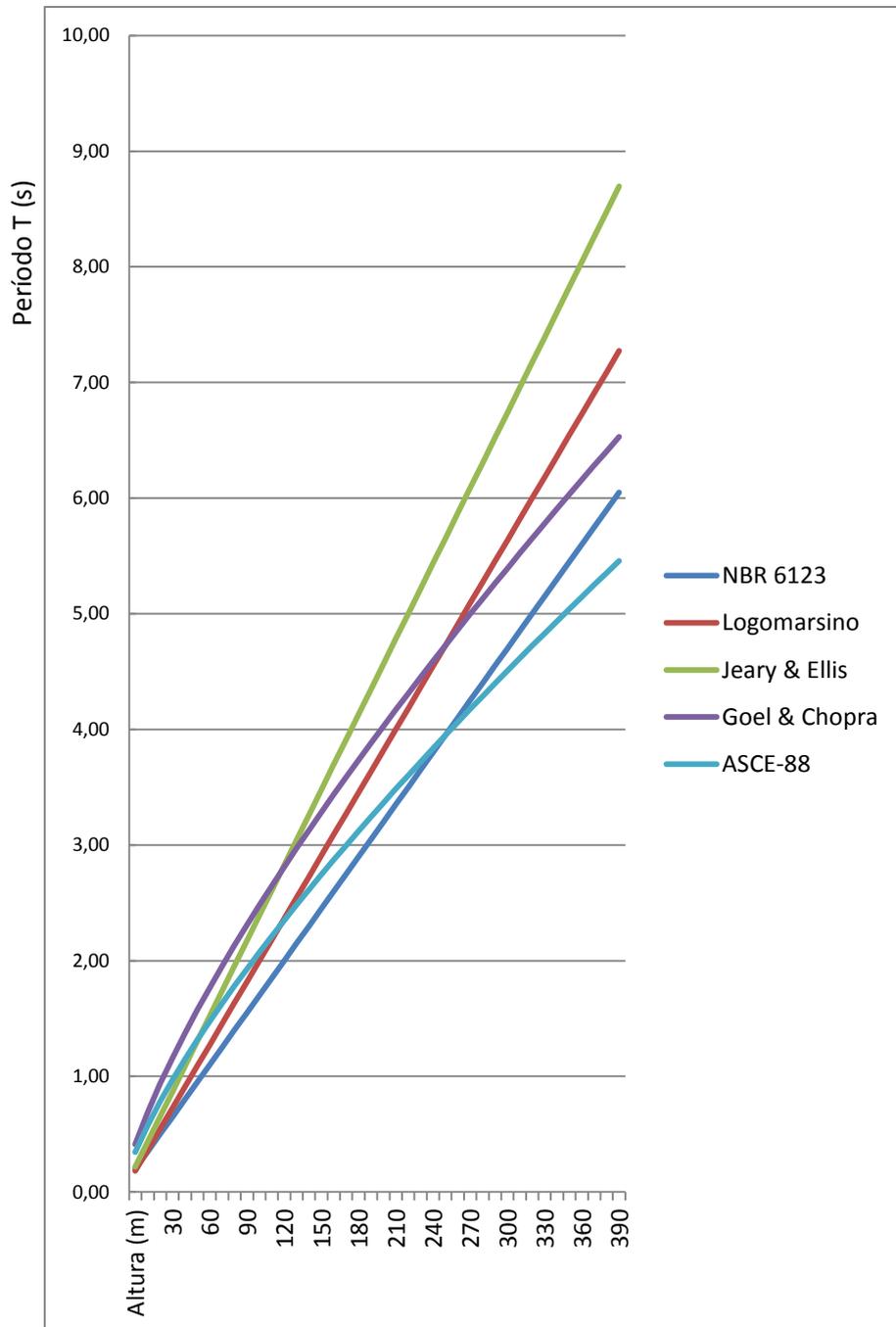
Tabela 2 – frequências estimadas por diferentes métodos ou formulações citadas por Blessmann (2005), onde h = altura total (m)

FONTE	FÓRMULA
NBR 6123/1988	$0,05 + 0,015 h$
Lagomarsino	$\frac{h}{55}$
Jeary & Ellis	$\frac{h}{46}$
Código de Mendonza ²	$\frac{h}{100} \sqrt{\left\{ \frac{30}{L_2} + \left[\frac{2}{1 + 30\Delta} \right] \right\}}$ <p>onde: L_2 (m) - profundidade: dimensão paralela à resultante do vento Δ (m²/m²) – densidade de paredes repetidas em todos os pavimentos</p>
Norma CECN	$\frac{0,09 h}{\sqrt{L_2}}$ <p>onde: L_2 (m) – dimensão em planta na direção da oscilação considerada</p>
Goel & Chopra	$0,073 h^{0,75}$
ANSI ASCE-88	$0,061 h^{0,75}$

FONTE BLESSMANN (2005)

² Única formulação que leva em conta a rigidez proporcionada pelas alvenarias, quando em todos os pavimentos.

Figura 7 – gráfico comparativo entre estimativas de período natural de edifícios em concreto armado



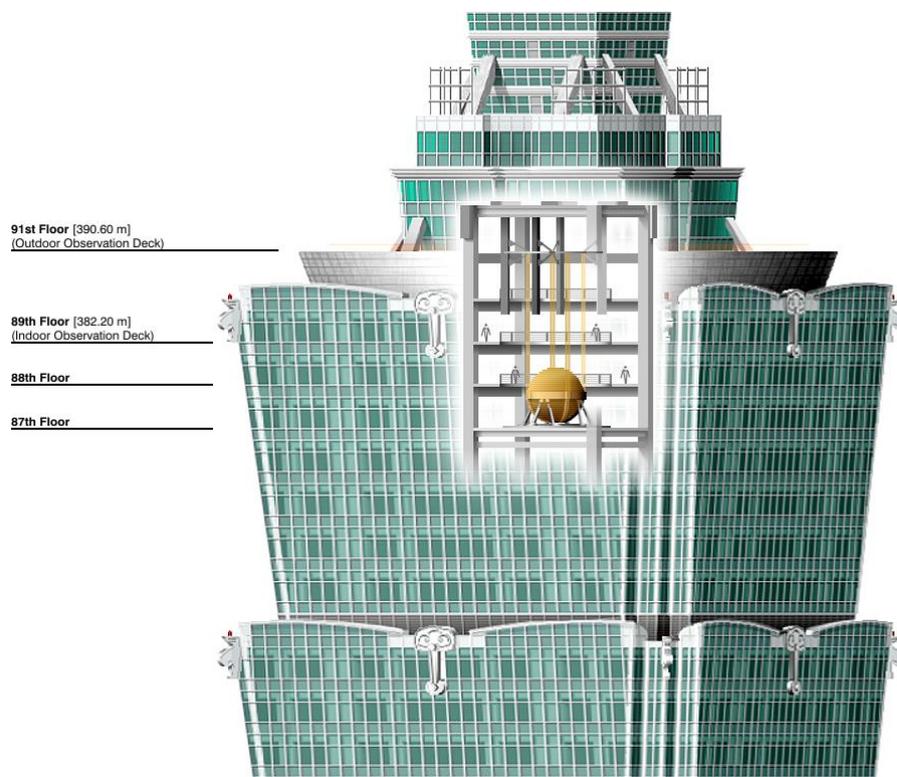
Ao se observar o gráfico acima percebe-se que o método proposto na NBR 6123/88 para se obter o período T (s) estima valores comparativamente mais baixos que os demais no sentido do menor conservadorismo e segurança (!).

3.6. REDUÇÃO DE VIBRAÇÕES

A redução de vibrações é um assunto extremamente vasto, mas vale a pena comentar os “remédios” indicados por Blessmann (2005) para as oscilações, quando se tornam excessivas.

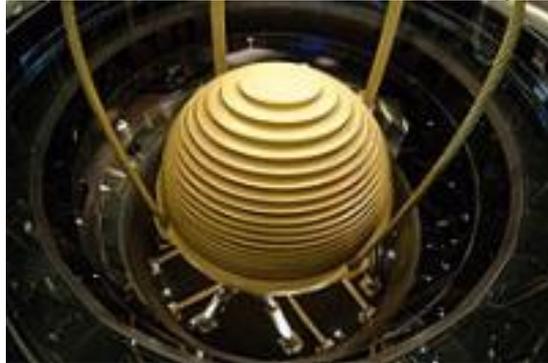
- a) Aumentar o *amortecimento* – isto pode ser feito aumentando-se a inércia de determinadas peças estruturais, acréscimo de elementos visco-elásticos aos pórticos como foi feito nas torres gêmeas do World Trade Center em Nova Iorque, mudando-se a estrutura concebida em aço para uma estrutura de concreto armado, etc. Uma outra solução para os edifícios mais altos e com problemas mais severos consiste em prover a estrutura de amortecedores de massa sincronizada, calibrados para terem a mesma frequência natural de oscilação da estrutura, todavia defasados de um ângulo de fase, o que de maneira simplificada pode ser entendido como “impulsionar o balanço no momento errado” dissipando a energia cinética. Os sistemas empregados são diversos, podendo ser do tipo mola-amortecedor, pêndulo de massa, tanques de água, etc.

Figura 8 – amortecedor de massa sincronizada do tipo pêndulo no Edifício Taipei 101. Este edifício, o mais alto do mundo entre 2004 e 2010, foi o primeiro a alcançar a marca de mais de ½ quilômetro de altura com 508 m.



FONTE: Wikipedia Contributors

Figura 9 – Pêndulo no Edifício Taipei 101



FONTE: Wikipedia Contributors

Em primeira aproximação no projeto do pêndulo acima, utilizam-se as frequências estimadas em projeto. Posteriormente as frequências naturais do edifício devem ser medidas localmente com este já construído para se calibrar o sistema de amortecimento, o que se recomenda ser realizado periodicamente, já que a massa do edifício ocupado, o estado fissurado do concreto, o efeito da fluência, dentre outros fatores, tendem a alterar suas características oscilatórias.

De maneira simplificada projeta-se a distância L (m) do centro de massa do pêndulo (e dos cabos que o suspendem) ao seu ponto de suspensão através da fórmula aproximada para pequenas deflexões e desprezível amortecimento:

$$L = g \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (26)$$

onde g é a aceleração local da gravidade (cerca de $9,8 \text{ m/s}^2$).

Observe-se na equação anterior que a massa não tem qualquer influência sobre o período do pêndulo formado. Assim, a massa pode ser projetada através da seguinte fórmula simplificada:

$$m = \frac{F L}{g x} \quad (27)$$

onde F (N) é força horizontal que se pretende aplicar no contrabalanceamento da oscilação principal.

- b) Outra maneira de se reduzir as vibrações é evitar a *ressonância* alterando-se a rigidez da edificação até que obtenha aumento da frequência, de modo a se afastar a ressonância no desprendimento de vórtices cadenciados que ocorrem em ventos fortes. A velocidade crítica a partir da qual ocorre o desprendimento cadenciado de vórtices é definida em proporção direta a f_n como se verá em seção adiante.

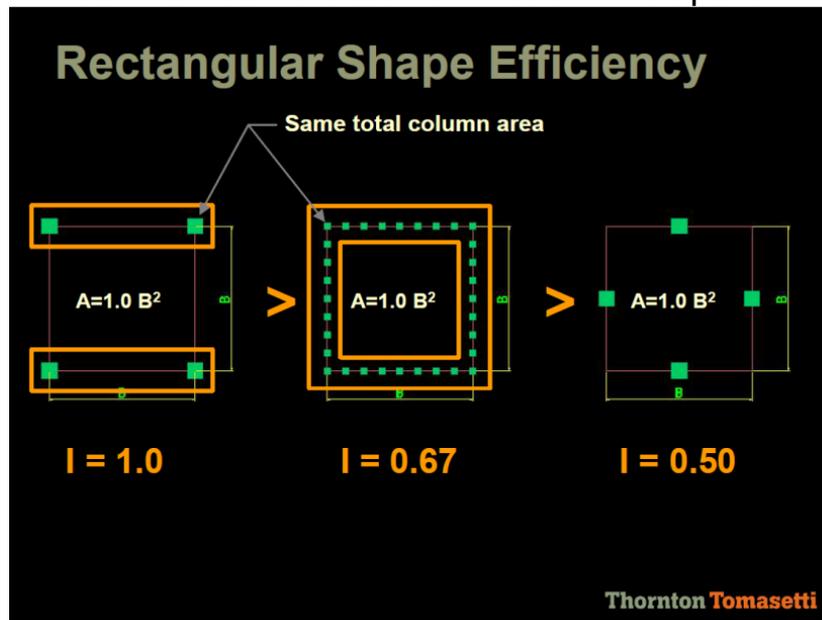
Por outro lado, um edifício também pode ser compreendido na analogia com um pilar de extremidade livre sob flexão composta, sendo a parcela de flexão devida mormente às ações horizontais do vento. Sob estas condições, maximizar o momento de inércia deste macropilar é de extrema importância no intuito de se elevar a frequência natural da estrutura, a qual é proporcional ao coeficiente de mola, o qual também é proporcional ao momento de inércia da seção.³ Seja x o deslocamento horizontal máximo no topo devido apenas a uma carga q uniformemente distribuída na direção horizontal sobre o pilar representativo do edifício, temos da resistência dos materiais que:

$$x = \frac{ql^4}{8EI} \quad (28)$$

$$F = ql \quad (29)$$

$$k = \frac{F}{x} = \frac{8EI}{l^3} \quad (30)$$

Figura 10 – diferentes inércias alcançadas na seção de um edifício, com o mesmo volume de concreto em pilares



FONTE: Choi (2009)

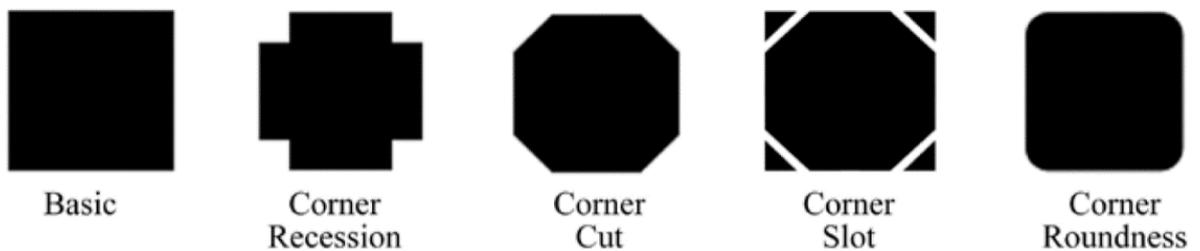
Por conseguinte, emerge dos conceitos assim apresentados a importante constatação:

“A esbeltez dos edifícios cresce segundo uma lei cúbica”.

³ Mesmo intuitivamente, um coeficiente de mola maior permitirá um menor deslocamento da estrutura.

- c) Mudar a forma aerodinâmica do edifício tem eficácia no comportamento dos edifícios ao desprendimento cadenciado de vórtices. Pode-se optativamente prover a estrutura de aberturas externas, ensaiar estruturas mais importantes, flexíveis ou de formas menos usuais em túneis de vento, comparando-se o desempenho ao vento das diferentes configurações de formato que o edifício pode assumir.

Figura 11 – exemplos de alterações na forma de edificações que melhoram seu desempenho aerodinâmico



FONTE: Ingil e Günel (2007)

4. CONFORTO HUMANO EM EDIFICAÇÕES ALTAS

A finalidade mais frequente dos edifícios altos que toda a humanidade constrói é abrigar seres humanos no uso residencial ou no uso comercial. Desta forma, estando o elemento humano envolvido, o requisito de conforto se posta como essencial no projeto de tais edificações. Há de se considerar, portanto, as variáveis indicativas deste conforto, como, exemplificativamente apenas, a inexistência de movimentos de longa duração desencadeadores de enjoos, enxaquecas e dores de cabeça, a sensação psicológica e subjetiva de segurança na ausência de medo de colapso ou danos estruturais, assim como a falta de fatores perturbadores da atenção no desenvolvimento de tarefas domésticas ou laborativas. Esta descrição do estado de inexistência de vibrações perceptíveis e/ou excessivas perfaz uma faceta do conforto necessária para a própria avaliação da habitabilidade do ambiente construído.

A NBR 6123/88 toma como indicação do conforto humano a aceleração de $0,1\text{m/s}^2$, o equivalente a 1% da aceleração da gravidade terrestre ou 10 milli-g⁴. Segundo esta norma, tal aceleração só poderá ser excedida em média 01 vez a cada 10 anos.

A título de ilustração, não se pode deixar de citar o caso do icônico *Empire State Building* erguido em Nova Iorque, E.U.A. durante grave crise econômica no início dos anos 30 do século passado, em estudos realizados por Isyumov et al. (1988) e citados em Kwok et al. (2009):

“É digno de nota que o Empire State Building com seu sistema de amortecimento altamente efetivo associado ao extensivo emprego de alvenaria confinada e pesada fachada de pedra fora predito apresentar uma modesta resposta à excitações de pico do vento com acelerações de aproximadamente 10 milli-g para um período de retorno de 10 anos. Em contraste, durante o furacão Allicia, o Allied Bank Plaza registrou uma aceleração de pico de 43 milli-g próximo à velocidade de vento de projeto do edifício em serviço. Este nível de aceleração excede sobremaneira os limites recomendados de todas as normas pertinentes ao conforto dos ocupantes”⁵.

⁴ Neste capítulo, adotar-se-á, por aproximação $g = 10\text{ m/s}^2$ para a aceleração gravitacional, por conveniência de referências a literatura técnica estrangeira.

⁵ Nossa própria tradução.

A aceleração estimada para o *Empire State Building* estaria, portanto, conforme o disposto na norma brasileira NBR 6123/88 que limita a aceleração máxima induzida por forças flutuantes a 10 milli-g, caso se tivesse baseado este projeto em nosso código.

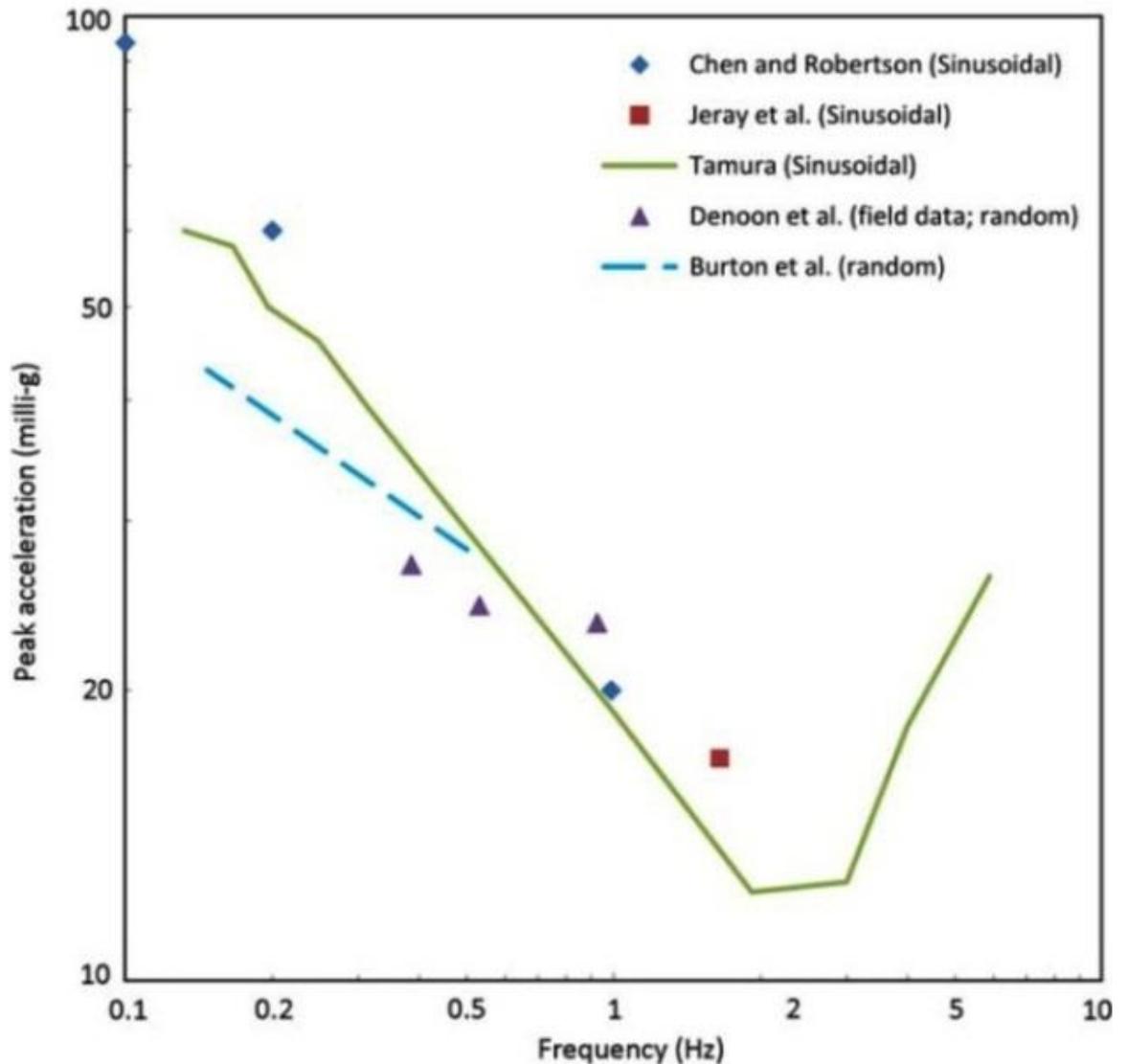
Segundo Taranath (2004, p. 52, 62, 82) existe a tendência de se limitar a aceleração nos pavimentos mais altos a 20 milli-g para o período de retorno de 10 anos e no máximo 15 milli-g para edifícios residenciais no mesmo período de retorno, sendo todavia ainda aceitável para edifícios de escritórios o limite de 3% da aceleração gravitacional (30 milli-g). A norma brasileira pertinente ao assunto (NBR 6123/88) não distingue a aceleração aceitável em edifícios residenciais e edifícios comerciais, onde, em tese, a permanência menos prolongada e as distrações do trabalho diminuem a percepção das vibrações.

Evidentemente, segundo Kwok et al. (2009), a resposta humana às vibrações de edifícios é uma complexa mistura de fatores psicológicos e fisiológicos, incluindo os estímulos táteis, vestibulares, proprioceptivos, cinestésicos, visuais e auditivos, assim como a interação destes, influenciada também pela posição em que se encontra o corpo. Experiência prévia, expectativa de vibrações, habitualidade, personalidade e até satisfação no trabalho desempenham um papel relevante na reação individual à vibração. Desta forma, a percepção e tolerância às vibrações de edifícios é essencialmente uma avaliação subjetiva, restando muitas incertezas nos métodos de avaliação e critérios atualmente em uso. Destarte, não há na atualidade um critério universalmente aceito para o estado limite de serviço contemplando o conforto em situações de vibração em edificações, havendo significativas variações regionais e nacionais nas normas, as quais refletem a interpretação e preferências de profissionais e até mesmo do mercado. A norma de construção do Canadá (1977) foi a primeira a incluir no estado limite de serviço a verificação de acelerações de até 1% da gravitacional em edifícios residenciais para períodos de retorno de 10 anos e 3% para edifícios de escritório, para igual período de retorno.⁶

Segundo este mesmo autor a percepção de vibrações depende também do tempo de exposição às vibrações e da frequência. Para ilustrar a dependência da frequência, oferece o gráfico a seguir reproduzido:

⁶ Tradução nossa, em paráfrase do autor.

Figura 12 – gráfico com relação entre frequência e aceleração



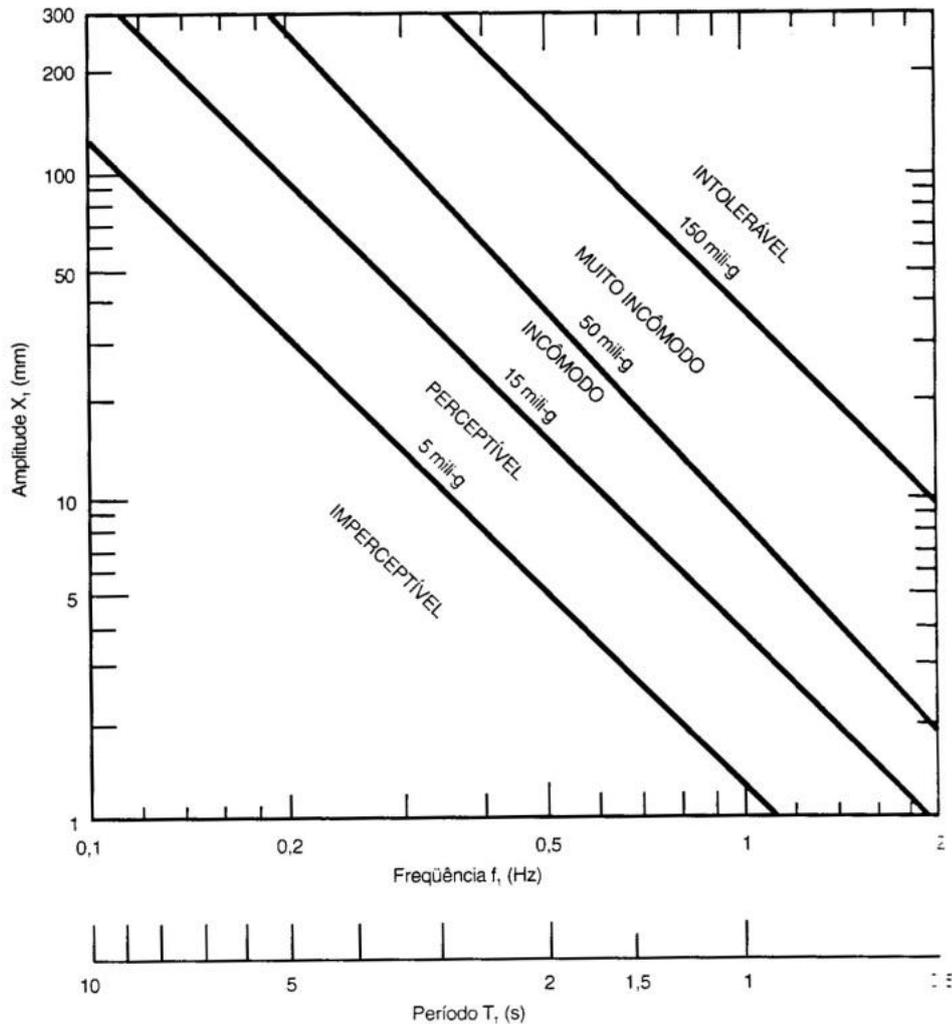
FONTE: Kwok et al. (2009)

No eixo horizontal deste gráfico são plotadas as frequências em hertz, já no eixo vertical, plotam-se as acelerações na unidade milli-g. É relevante observar a consistência na comparação do formato da curva proposta pelos diversos estudiosos do assunto citados no próprio gráfico para a percepção média dos indivíduos entrevistados componentes das amostras. A tendência decrescente do gráfico corrobora com a ideia que frequências mais baixas (com períodos maiores, já que o período é inversamente proporcional à frequência) tornam o fenômeno vibratório mais perceptível. O ramo crescente a partir de 20 milli-g aprox. tem menos interesse e foge ao escopo do presente estudo, pois representa acelerações muito improváveis em edifícios mais rijos e com pouca amplitude de deslocamento, características de edificações de pouca altura.

Neste sentido, reza a NBR 6123/88 que “se u_j denota o deslocamento no nível z devido à resposta flutuante no modo⁷ j , a amplitude máxima da aceleração neste nível pode ser calculada pela expressão:

$$a_j = 4 \pi^2 f_j^2 u_j^2 \quad (31)$$

Figura 13 – gráfico com patamares de percepção da aceleração,



FONTE: Blessmann (2005)

A parcela flutuante do deslocamento u_j deverá ser obtida através da diferença entre o deslocamento total e a parcela média da força atuante, não bastando lançar mão do deslocamento devido à parcela flutuante apenas, pois isso induziria a um erro, uma vez que há esforços de segunda ordem envolvidos.

⁷ Incluídas as parcelas média e a flutuante da força atuante.

Observe-se assim, conforme esta expressão que o desconforto medido por uma aceleração mais alta tende a ser maior onde há maior amplitude de deslocamentos (usualmente nos pavimentos mais altos).

O gráfico seguinte proposto por Chang (1967) citado por Blessmann (2005) ilustra a percepção de conforto de vibrações consideradas as variáveis amplitude, frequência e aceleração:

Já Isyumov (1993), também citado por Blessmann (2005) enfatiza a importância de considerar períodos mais curtos, como por exemplo 01 ano, pois há regiões onde o regime de ventos é influenciado por tormentas tropicais tais como furacões ou ciclones, para isso fornecendo a tabela seguinte, indicativa da aceitabilidade de movimentos induzidos pelo vento em edifícios altos:

Tabela 3 - Indicação para avaliar a aceitabilidade de movimentos induzidos pelo vento em edifícios altos

Descrição	Recorrência	
	10 anos	1 ano
Pico da resultante da aceleração horizontal (flexão e torção)		
Edifícios residenciais	10 – 15 milli-g	5 - 7 milli-g
Edifícios de escritórios	20 - 25 milli-g	9 - 12 milli-g
Pico da velocidade torsional no último pavimento	< 3 milli-rad/s	<1,5 milli-rad/s

FONTE: Blessmann (2005)

A NBR 6123/88 estabelece que “a verificação do conforto deve ser efetuada para velocidades do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade do projeto estrutural, a ser definido pelo projetista. Considera-se admissível que a amplitude máxima de aceleração seja excedida, em média, uma vez a cada dez anos.” Este período de retorno de 10 anos baseia-se na noção que os indivíduos em geral julgam aceitável experimentar um pequeno desconforto ou uma situação limítrofe do conforto desde que num período relativamente longo. Este tempo (10 anos) já fora adotado originalmente na já citada pioneira norma canadense segundo Kwok (2009). Observe-se que este período de retorno não se refere à estabilidade do edifício, pois para o fim do estudo da estabilidade emprega-se o período padrão de vida útil de 50 anos para edifícios residenciais, 95 anos para instalações de segurança, e ainda outros conforme o uso pretendido da edificação (tabelas 3 e 23 da NBR 6123/88).

Tabela 4 - com fatores estatísticos mínimos S₃ – reprodução da tabela 3 da NBR 6123/88

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

Assim, empregando a fórmula a seguir reproduzida na tabela 23 da NBR 6123/88, a velocidade básica do vento será multiplicada por este fator probabilístico (S₃), introduzido para estimar a velocidade característica do vento provável de ocorrer por 01 vez no período de retorno em estudo.

$$S_3 = 0,54 \left[\frac{-\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (32)$$

Onde, P_m é a probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período de m anos.

Tabela 5 - com fatores estatísticos mínimos S₃ – reprodução da tabela 23 da NBR 6123/88

Tabela 23- Fator estatístico S ₃						
m	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

No presente caso, para 10 anos, o fator probabilístico calculado com a fórmula acima resulta $S_3 = 0,78$.

5. AÇÕES DO VENTO

Estas ações via de regra horizontais sobre a estrutura caracterizam-se por serem do tipo variáveis diretas e são usualmente críticas no projeto de edifícios altos, de modo que se constitui uma própria definição de edifício alto serem essas ações horizontais mais relevantes que as cargas gravitacionais nestas estruturas.

Faz parte da proposta do presente trabalho a consideração da ação global do vento sobre o sistema estrutural apertado do edifício, todavia, a consideração da ação do vento sobre elementos de fachada foge ao escopo deste livro, e por guardar certa complexidade demanda enfoque exclusivo.

5.1. ENFOQUE PROBABILÍSTICO

A intensidade do vento é considerada função da duração do intervalo de recorrência. Assim, obviamente o vento mais veloz esperado em 10 anos será provavelmente menos forte que o vento mais veloz a ocorrer num intervalo de 50 anos.

Exemplificativamente, em João Pessoa – PB, por falta de dados quando da elaboração das isopletas da NBR 6123/88, é usual⁸ considerar-se um vento com velocidade básica de 30 m/s para um período de retorno de 50 anos. Isso significa que se espera que esta velocidade (30 m/s) será excedida em média 1 vez neste período de 50 anos (tempo equivalente à vida útil de projeto padrão das edificações, ver item 5.4 da NBR 6123/88).

Sendo assim, a probabilidade anual de ocorrência de tal vento nesta cidade é $\frac{1}{50} = 0,02 = 2\%$. Por outro lado, a probabilidade que tal vento será excedido pelo menos 1 vez em 50 anos é:

$$1 - \left(\frac{49}{50}\right)^{50} = 0,64 \text{ ou } 64\%$$

Da mesma maneira, em 100 anos a probabilidade que o vento seja mais forte que a velocidade básica de projeto (30 m/s) considerada é:

$$1 - \left(\frac{49}{50}\right)^{100} = 0,87 \text{ ou } 87\%$$

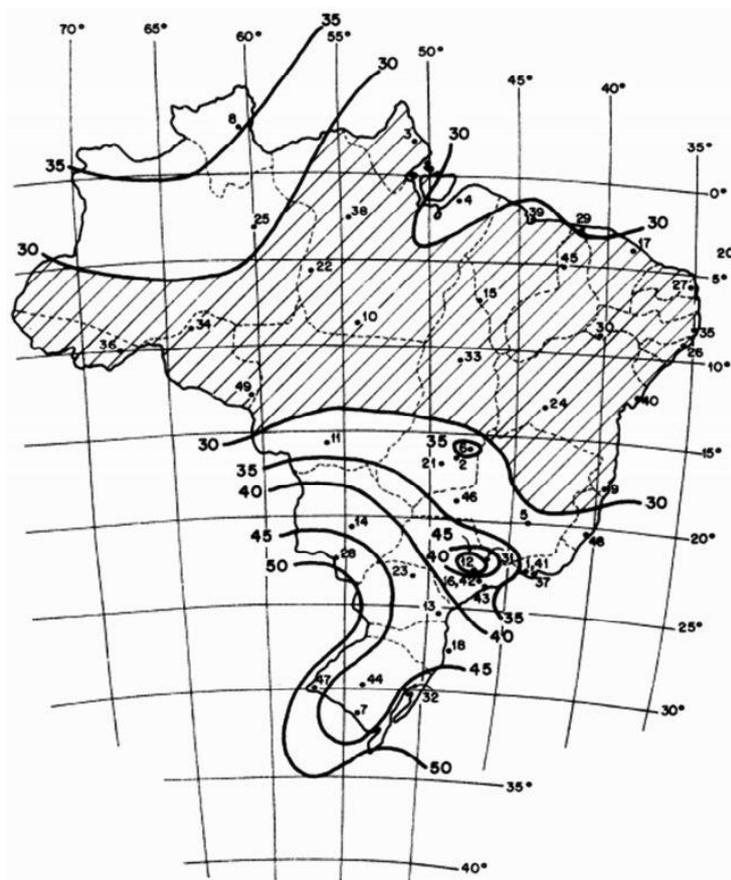
⁸ Estimativa superestimada, visto que o trabalho de Ferreira (2005) demonstrou que a velocidade básica do vento a se considerar em todo este estado é 18,3 m/s. Já que nosso escopo engloba principalmente a NBR 6123/88, este assunto não será tratado no presente livro.

Resta concluir que mesmo considerada a alta probabilidade (64%) de ocorrência de um vento superior ao considerado em projeto mesmo no período de 50 anos, esta é compensada por todos os coeficientes de segurança embutidos no dimensionamento de estruturas, e no que diz respeito ao concreto armado, pela reconfortante propriedade de viscoelasticidade ou sobrerresistência a impactos ou ações de curta duração (inversa do efeito *Rüsch*, que afeta o concreto sob cargas prolongadas).

5.2. VELOCIDADE CARACTERÍSTICA

Para a determinação da velocidade característica a ser considerada em projetos parte-se da velocidade básica definida na NBR 6123/88 que é a velocidade V_0 , de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Figura 14 – isopletas da velocidade básica V_0 (m/s), reprodução da figura 1 da NBR 6123/88



A seguir realizam-se correções desta velocidade básica, multiplicando-a por um fator topográfico S_1 ; um fator S_2 que 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 ou parte da edificação em consideração; um fator estatístico S_3 o qual corrige a velocidade do vento considerada para outros períodos de retorno além do padrão de 50 anos ou a probabilidade de ocorrência consideradas as vidas úteis e importâncias diversas das edificações. A velocidade característica pode ser expressa da seguinte forma:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (33)$$

Onde:

V_0 : velocidade básica (m/s)

S_1 : fator topográfico

S_2 : fator de rugosidade e dimensões da edificação

S_3 : fator estatístico

O fator S_1 pode assumir os seguintes valores:

- a) Terreno plano ou quase plano : $S_1 = 1,0$
- b) Taludes e morros: necessários cálculos e considerações diversas indicadas na NBR6123/88 de acordo com a topografia local.
- c) Vales protegidos : $S_1 = 0,9$

S_2 calcula-se de acordo com as categorias de rugosidade do terreno definidas na NBR6123/88 e com as dimensões da edificação (que alteram o tempo da rajada a se considerar), os quais são dados de entrada em tabelas daquela norma para enfim estimar-se:

$$S_2 = b F_{II,r} (Z/10)^p \quad (34)$$

Onde:

b = parâmetro que transfere características da categoria II para a categoria desejada (tabelas 1 ou 21 da NBR 6123/88)

p = expoente obtido nas tabelas 1 ou 21 da NBR 6123/88

$F_{II,r}$ = fator de rajada referido à categoria II de rugosidade obtido nas tabelas 1 ou 21 da NBR 6123/88

Alternativamente, S_2 poderá ser obtido diretamente de forma simples na tabela 2 da NBR 6123/88.

Já o fator estatístico S_3 definido para determinado uso da edificação assume, segundo a NBR 6123/88, os valores descritos na tabela a seguir, onde o nível de probabilidade (0,63) e a vida útil (50 anos) adotados⁹ são

⁹ No anexo B da NBR 6123/88 há a indicação de fatores S_3 para outros níveis de probabilidade e para outros períodos de exposição da edificação à ação do vento

considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. (grupo 2). Na falta de uma norma específica sobre segurança nas edificações ou de indicações correspondentes na norma estrutural, os valores mínimos do fator S_3 podem ser assumidos aqueles da tabela 4, reprodução da tabela 3 da NBR 6123/88.

Exemplificativamente apenas, para o grupo 1 para edificações de importância para a segurança, é assumida uma vida útil ou período de retorno do vento de 95 anos, observe-se cálculo a seguir:

$$P_m = 1 - \left(\frac{94}{95}\right)^{95} = 0,63 \text{ ou } 63\%$$

$$(m = 95 \text{ anos})$$

$$S_3 = 0,54 \left[\frac{-\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (32)$$

$$S_3 = 1,10$$

Onde, P_m é a probabilidade de uma certa velocidade do vento ser excedida pelo menos uma vez em um período de m anos.

5.3. CÁLCULO DA PRESSÃO DE OBSTRUÇÃO

Obtida a velocidade característica do vento, determina-se a pressão de obstrução através da expressão:

$$q = 0,613 V_K^2 \text{ (N/m}^2\text{)} \quad (35)$$

5.4. FORÇA ESTÁTICA GLOBAL DO VENTO

Para quantificação a quantificação da força estática global do vento, a pressão de obstrução deve ser multiplicada por um coeficiente de arrasto C_a , o qual considera a variedade de formas das edificações e como o vento se comporta sobre estas, assim como pela área incidente:

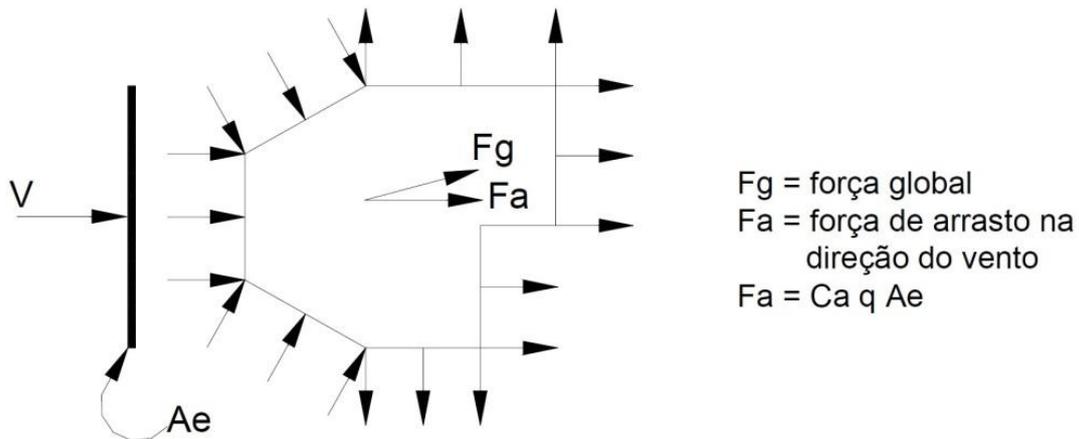
$$F_a = C_a q A_e \quad (36)$$

onde

C_a = coeficiente de arrasto (coeficiente de força)

A_e = área frontal efetiva

Figura 15 – força global do vento sobre uma superfície



FONTE: Chamberlain (2007)

5.5. EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO

Segundo Taranath (2004)¹⁰, o vento se move de maneira inerentemente turbulenta: qualquer movimento de ar em velocidades acima de 0,9 a 1,3 m/s já é turbulento, causando as partículas a moverem-se aleatoriamente em todas as direções. Isto ocorre em contraste com o escoamento laminar das partículas de fluidos pesados, os quais se movem predominantemente de forma paralela à direção do escoamento.

Sejam:

P_i = pressão total devida à força X_i devida ao vento na direção da coordenada i , para um modo de vibração j

\bar{P} = pressão média devida à força X_i devida ao vento na direção da coordenada i , para um modo de vibração j

\hat{P} = pressão com flutuação instantânea devida à força X_i devida ao vento na direção da coordenada i , para um modo de vibração j

A relação entre estas grandezas é dada pela seguinte relação:

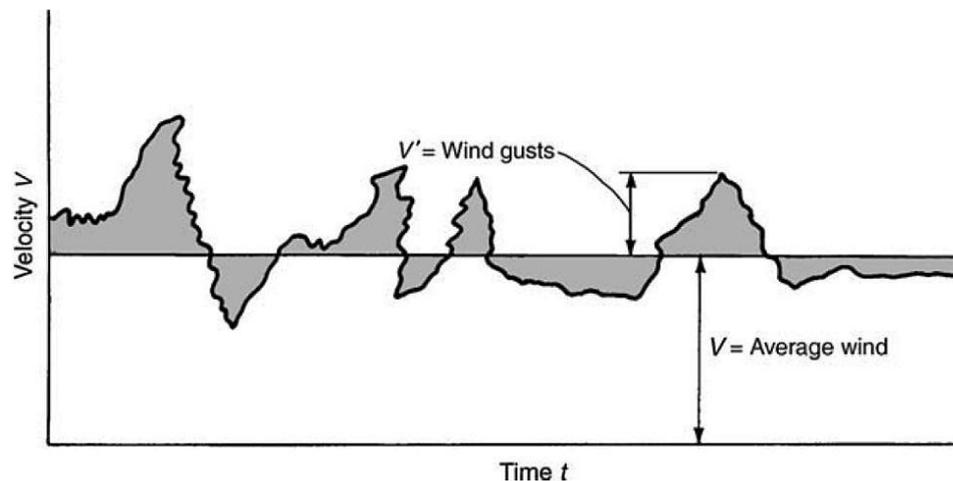
$$P_i = \bar{P} + \hat{P} \quad (37)$$

¹⁰ Em tradução parafraseada nossa.

Este conceito é melhor ilustrado na figura seguinte:

Figura 16 – Ações do vento, onde se observam a velocidade V média (average wind) do vento e rajadas (wind gusts) de flutuação instantânea V' , correspondentes a \bar{P} e \hat{P} , anteriormente definidos respectivamente.

Wind Loads



FONTE: Taranath (2004),

Sobre o tema a NBR 6123/88 dispõe em seu subitem 4.3 que “para a determinação dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica, ver roteiro de cálculo no capítulo 9 e exemplos no Anexo 1”, o que corresponde efetivamente aos procedimentos realizados para se montar o carregamento do modelo de edifício em análise.

Pelo seu caráter fortemente didático, reproduzimos aqui o texto do subitem 9.1 da NBR 6123/88:

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média V , 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, aqui designadas 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 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 deste capítulo. (...)

O edifício objeto deste estudo, sem dúvida, apresenta período fundamental T_1 superior a 1s, por sua já demonstrada esbeltez, corroborada mesmo pela formulação mais simples para cálculo da frequência fundamental proposta por Jeary & Ellis, sendo $h = 124,20$ m:

$$f_1 = \frac{46}{h} \quad (38)$$

$$f_1 = 0,37 \text{ hertz}$$

$$T_1 = \frac{1}{f_1} \quad (07)$$

$$T_1 = 2,7 \text{ s}$$

Com efeito, segundo Taranath (2004) , o vento será carga dinâmica se a rajada (gust) ou parcela flutuante tiver duração menor que o período natural do edifício e estática caso contrário. Segundo este autor¹¹, se a rajada de vento atinge seu valor máximo e diminui novamente num tempo muito menor que o período do edifício, seus efeitos são dinâmicos. Por outro lado, as rajadas podem ser consideradas como cargas estáticas se o vento aumenta e diminui num tempo bem mais longo que o período do edifício. Por exemplo, uma rajada que desenvolve sua maior intensidade e desvanece a zero em 2 segundos é uma carga dinâmica para um edifício alto com um período de, digamos, 5 a 10 segundos, mas a mesma rajada de 2 segundos é uma ação estática para um edifício baixo com períodos inferiores a 2 segundos.

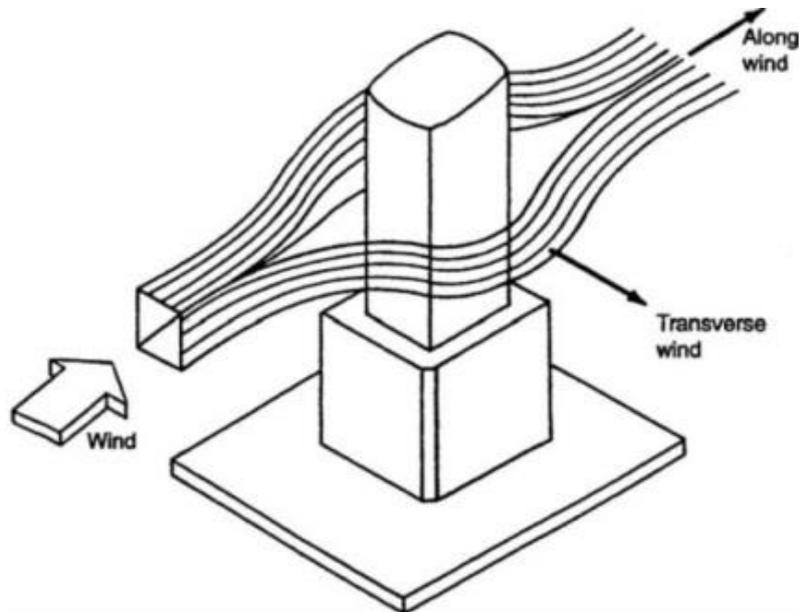
5.6. EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO EM EDIFICAÇÕES ESBELTAS E FLEXÍVEIS

Como se verá logo adiante, esta classe de efeitos não tem aplicação no edifício exemplo, não obstante pela sua relevância os fenômenos foram descritos e oferecida uma justificativa por que não afetam nosso modelo.

¹¹ Em tradução nossa.

5.6.1. DESPRENDIMENTO CADENCIADO DE VÓRTICES ou VÓRTICES DE KARMAN

Figura 17 – fluxo bidimensional do vento simplificado



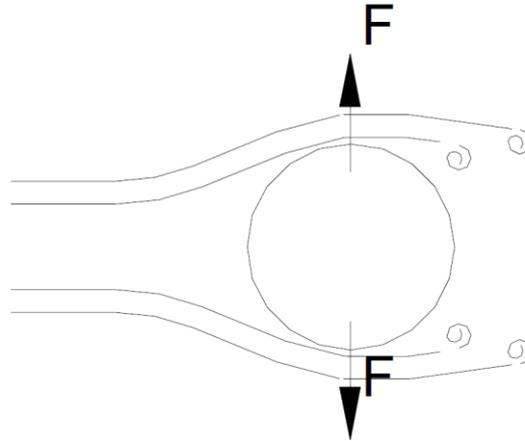
FONTE: Taranath (2004)

A direção do vento predominante, ou a resultante da direção vento incidente idealiza-se simplificada em linhas paralelas. Ao aproximar-se do edifício curva-se nos lados resultando em vórtices espirais periódicos, que ocorrem simetricamente em pares, um para cada lado. A cada desprendimento de vórtice da superfície da edificação, um impulso é gerado na direção transversal (vide figura a seguir).

Em baixas velocidades, já que o desprendimento de vórtices ocorre simultaneamente em ambos os lados da edificação com resultante nula, não há tendência de vibração da estrutura na direção transversal. Neste caso o edifício sujeita-se principalmente às oscilações flutuantes do vento em sua direção principal. Em velocidades mais altas, os vórtices passam a desprenderem-se alternadamente, primeiro em um lado e depois em outro lado. Quando isso ocorre, permanecem os impulsos na direção predominante como antes, mas adicionalmente aparece o impulso na direção transversal. Os impulsos transversais são aplicados alternadamente para a esquerda e então para direita. A frequência dos impulsos transversais é precisamente, neste caso, a metade da frequência dos impulsos da parcela flutuante do vento. Este fenômeno descrito que dá origem a vibrações na direção principal e na direção transversal do vento é bem conhecido na

mecânica dos fluidos e denomina-se desprendimento cadenciado de vórtices ou vórtices de *Karman*.

Figura 18 – desprendimento de Vórtices (



FONTE: Chamberlain (2007)

Segundo a NBR 6123/88, a velocidade crítica do vento, V_{cr} , é a velocidade para a qual a frequência de desprendimento de um par¹² de vórtices coincide com uma das frequências naturais da estrutura, sendo obtida pela expressão:

$$V_{cr} = \frac{f L}{St} \quad (39)$$

Onde:

f = frequência natural da estrutura (autovalor) (hertz)

L = dimensão característica (diâmetro ou largura) (m)

St = número de Strouhal (parâmetro adimensional de forma)

Destarte efeitos dinâmicos são possíveis se a velocidade crítica coincide com uma das frequências naturais da estrutura.

In casu, em nosso edifício modelo:

$$V_{cr} = 35,6 \text{ m/s}$$

Considerando-se:

$f = 0,37$ hertz

$L = 14,45$ m e

$St = 0,15$.

¹² Não se trata de fato de um par de vórtices desprendidos ao mesmo tempo - estes são alternados, pois vórtices emitidos concomitantemente têm resultante transversal nula.

Já que

$$\bar{V} = V_b F_r S_1 S_3 \quad (40)$$

Em nosso modelo esta expressão resulta:

$$\bar{V} = 26,1 \text{ m/s}$$

Onde

\bar{V} = velocidade média

V_b = velocidade básica, tomada = 30 m/s das isopletas (figura 11)

F_r = fator de rajada corrigido para 30 segundos (tabela 5 ou tabela 23 da NBR 6123/88) = 0,87

S_1 = fator topográfico = 1

S_3 = fator estatístico = 1

Assim: $V_{cr} \gg \bar{V}$, e, por consequência, nosso edifício não está sujeito a este fenômeno dinâmico.

Adicionalmente, a título de informação, segundo Taranath (2004) se o amortecimento da estrutura for pequeno, o desprendimento cadenciado de vórtices pode causar deslocamentos bastante além daqueles preditos com base na análise estática.

Quando a velocidade do vento é tal que a frequência do desprendimento aproxima-se da frequência natural do edifício, cria-se uma condição de ressonância. Após a estrutura começar a ressonar, pequenos incrementos na velocidade do vento não alteram a frequência do desprendimento porque o desprendimento é agora controlado pela frequência natural da estrutura: a frequência do desprendimento de vórtices sintonizou-se com a frequência natural. Este fenômeno, também é conhecido como *lock in*. Ainda, quando a velocidade do vento aumenta significativamente acima daquela do *lock in*, a frequência do desprendimento de vórtices passa a ser controlada pela velocidade do vento novamente. A estrutura, todavia, somente vibra em ressonância no intervalo de sincronia (*lock in*), que é aproximadamente a frequência natural $\pm 10\%$. Para velocidades do vento acima ou abaixo deste intervalo, o desprendimento de vórtices não será crítico.

Por fim, segundo a NBR 6123/88, sendo a velocidade do vento variável com a altura, a frequência de desprendimento dos vórtices será também variável ao longo da altura, o que diminui sensivelmente os efeitos sobre a estrutura ou elemento estrutural, pela falta de sincronismo da força excitadora.

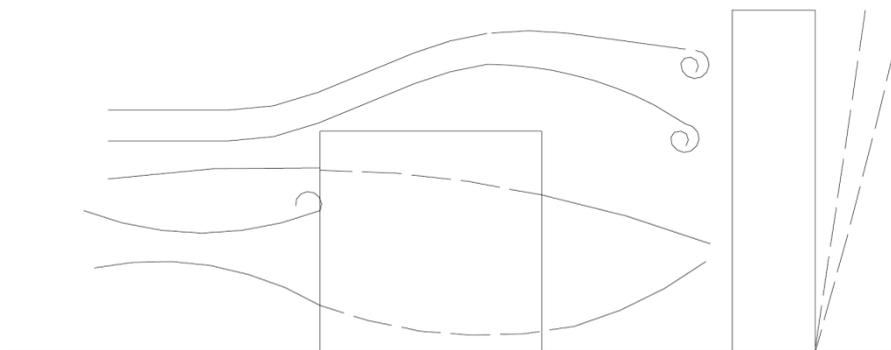
5.6.2. EFEITOS DE GOLPE (*BUFFETING*¹³)

Segundo a NBR 6123/88:

A edificação sofre efeitos dinâmicos causados pela turbulência existente na esteira de outra edificação. Estes efeitos podem ser consideráveis, tanto em edificações leves e esbeltas, como em edifícios de grande altura e esbeltez.

É relevante observar que nossa edificação modelo não se encontra na esteira de outras edificações.

Figura 19 – Golpe



FONTE: Chamberlain (2007)

5.6.3 GALOPE (*GALLOPING*)

Segundo a NBR 6123/88:

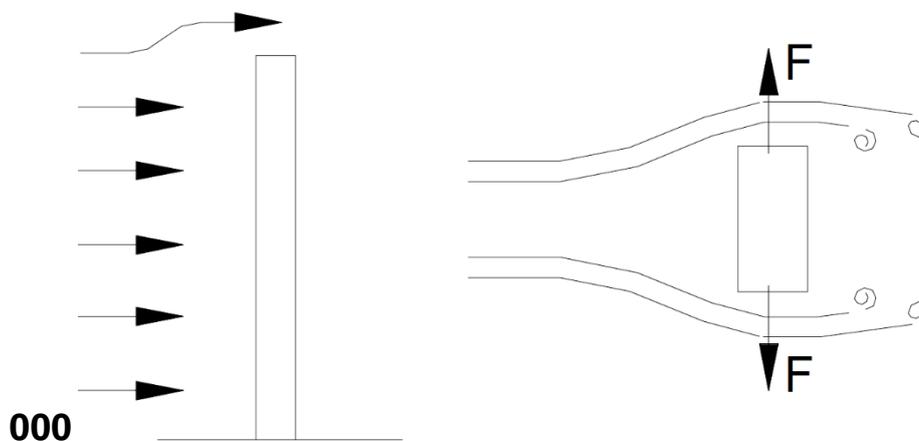
O efeito denominado galope é devido a forças determinadas pelo movimento da edificação e por sua forma. Entre as formas sensíveis a este fenômeno, estão as edificações prismáticas de seção retangular e triangular. O galope aparece ao ser excedida uma certa velocidade do vento, produzindo oscilações transversais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

¹³ O emprego de algumas expressões estrangeiras deve-se ao fato que predomina a literatura técnica sobre o assunto em língua inglesa.

velocidade do vento, podendo ser muito maiores do que as provocadas por vórtices cadenciados. São propensas a este fenômeno edificações esbeltas, leves e flexíveis, tais como pilares vazados de viadutos de grande altura.

É importante ressaltar que o edifício em estudo não possui quaisquer das características citadas condicionantes para o aparecimento do galope, a saber: seção retangular, (elevada) esbeltez, leveza ou flexibilidade. Os resultados da análise apresentados nos capítulos a seguir corroboram com esta informação.

Figura 20 – Galope



FONTE: Chamberlain (2007)

5.6.4. DRAPEJAMENTO (FLUTTER)

Segundo a NBR 6123/88:

Trata-se de efeito dinâmico que envolve dois ou mais graus de liberdade da estrutura, com acoplamento de vibrações. É um fenômeno típico de estruturas esbeltas com proporções semelhantes às de asa de avião, tal como um edifício muito alto e esbelto, de seção retangular não próxima do quadrado.

Nosso edifício modelo aproxima-se da forma do quadrado, não estando, portanto, sujeito ao fenômeno de drapejamento.

5.7. CÁLCULO DOS EFEITOS DINÂMICOS DO VENTO NO MODELO

O modelo do edifício exemplo tem altura inferior a 150 m, assim como seção constante, razão pela qual poderá ser enquadrado no modelo contínuo simplificado descrito no subitem 9.2.1 da NBR 6123/88, considerada na resposta dinâmica unicamente a contribuição no modo fundamental.

A seguir a marcha sequencial de cálculo empregada em nosso modelo, seguindo as disposições do item 9 e do anexo I da NBR 6123/88¹⁴:

Quadro 1 – marcha de cálculo das ações devidas ao vento

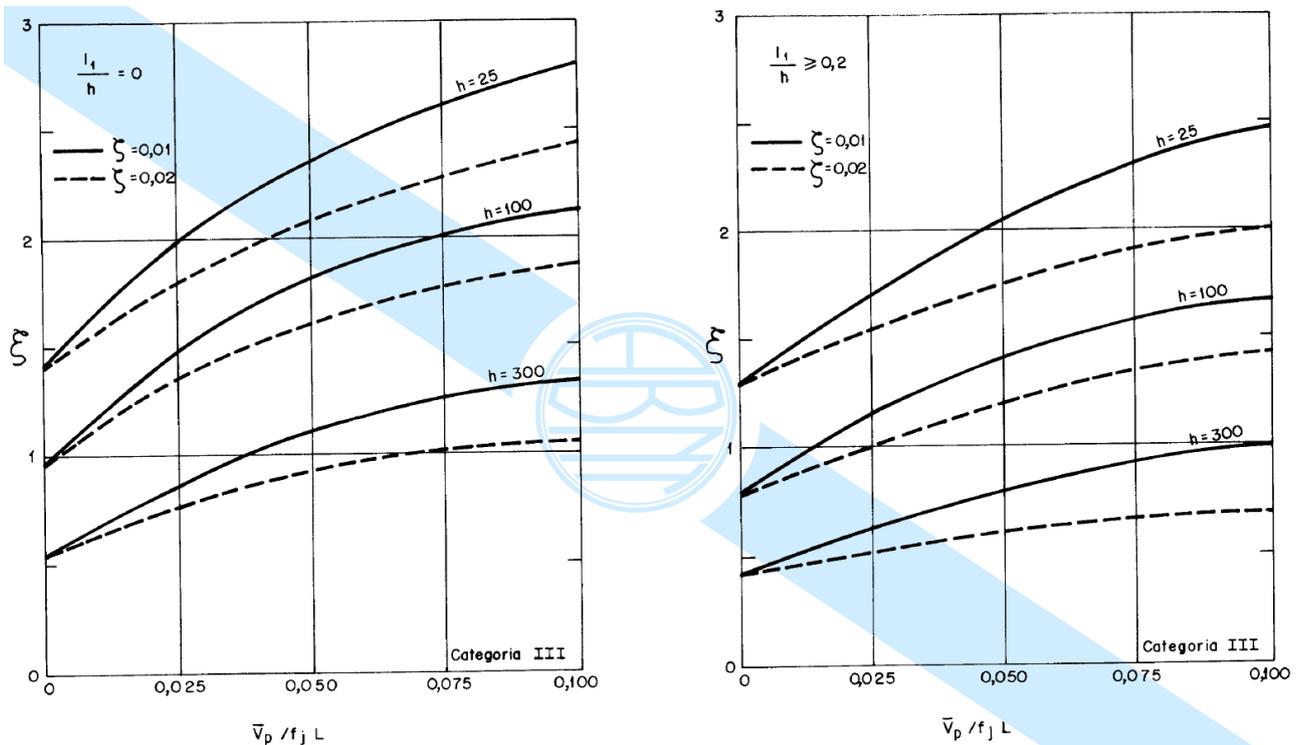
Método Contínuo Simplificado				
Grandeza	Valor	Unidade	Equação	Nota
l_1	14,45	m		(onde incide o vento)
l_2	16,7	m		
h	124,2	m		
V_0	30	m/s		figura 1 – isopletas
S_1	1			
S_3	1			
V_p	20,7		$V_p = 0,69 V_0 S_1 S_3$	velocidade de projeto, 0,69 corresponde ao fator de rajada F_r de 10 minutos ou 600 segundos (vide tabela 21) . F_r é componente de S_2 .
T_1	1,913		$T_1 = 0,05 + 0,015 h$	tabela 19
f_1	0,52		$f_1 = \frac{1}{t_1}$	
ζ	0,02			razão de amortecimento crítico, tabela 19
$\frac{\bar{V}_p}{(f_j \times L)}$	0,022			inverso do número de ondas [já que λ (comprimento de onda) = V/f], valor de entrada nas figuras 14 a 18 para obtenção do coeficiente de amplificação dinâmica, com $f_j = f_1$ e $L = 1800$ m
$\frac{l_1}{h}$	0,12			valor de entrada para escolher nas figuras 14 a 18 o gráfico a ou b (ou interpolação linear dos valores verificados em ambos

¹⁴ Neste quadro, todas as citações de subitens, tabelas e figuras referem-se à NBR 6123/88.

Método Contínuo Simplificado				
Grandeza	Valor	Unidade	Equação	Nota
				os gráficos)
ξ	1,06			coeficiente de amplificação dinâmica que influi na parcela de resposta flutuante do vento, no presente caso obtido na tabela 16 para categoria de rugosidade III, por interpolação entre os gráficos a e b. Eixo vertical medido com auxílio de escalímetro 1/25 e horizontal 1/100
γ	1,2			forma modal, tabela 19
p	0,185			expoente componente de S_2 obtido na tabela 20 ou tabela 21 para ventos de 10 minutos ou 600 segundos, admitindo aqui rugosidade categoria III
b	0,86			parâmetro componente de S_2 que transfere características da categoria II para a categoria desejada, e do vento de 3 segundos para 10 minutos ou 600 s (conforme 9.1). É obtido na tabela 20 ou tabela 21, admitindo aqui rugosidade categoria III
z	124,2	m		altura total da edificação
Parcela média	493	N/ m ²	$\bar{q}_0 b^2 \left(\frac{z}{z_r}\right)^{2p}$ com $\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2$	$Z_r = 10$ m
Parcela flutuante	470	N/ m ²	$\bar{q}_0 b^2 \left[\left(\frac{h}{z_r}\right)^p \left(\frac{z}{h}\right)^\gamma \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma + p} \xi \right]$ com $\bar{q}_0 = 0,613 \bar{V}_p^2$	$Z_r = 10$ m
$q(z)$	963	N/ m ²		soma da parcela flutuante ou transitória com a parcela média ou estacionária

Método Contínuo Simplificado				
Grandeza	Valor	Unidade	Equação	Nota
$\frac{h}{l_1}$	8,6			dado de entrada na figura 4
$\frac{l_1}{l_2}$	0,87			dado de entrada na figura 4
Ca	1,45			figura 4, para vento de baixa turbulência (a favor da segurança) (nosso baixa turbulência)
Pressão por metro altura	20178	N/ m		
Pressão por m ²	1396	N/ m ²		

Figura 21 – coeficiente de amplificação dinâmica, x , para terreno de categoria III ($L = 1800$ m, h em metros)



FONTE: figura 16 da NBR 6123/88

O carregamento devido ao vento com as forças calculadas conforme marcha de cálculo anteriormente apresentada foi introduzido no software

SAP 2000 em nós da face menor do modelo estrutural do edifício, com distribuição pelos 03 pórticos da direção x, onde se observou através de cálculo que os deslocamentos resultantes mostraram-se significativamente maiores. A seguir o quadro com os carregamentos referidos:

Quadro 2 – ações horizontais variáveis diretas devidas ao vento consideradas

FORÇAS DE VENTO ATUANTES NOS PÓRTICOS DA DIREÇÃO X									
Pav.	Altura (m)	Pressão total (n/m ²)	Pressão média (n/m ²)	Pórtico 1 TOTAL (kN)	Pórtico 2 TOTAL (kN)	Pórtico 3 TOTAL (kN)	Pórtico 1 pressão MÉDIA (kN)	Pórtico 2 pressão MÉDIA (kN)	Pórtico 3 pressão MÉDIA (kN)
1	3,1	129	126	2	4	2	2	4	2
2	6,2	170	163	3	6	3	3	5	3
3	9,15	201	188	3	6	3	3	6	3
4	12,1	227	208	4	7	4	3	6	3
5	15,05	251	226	4	8	4	3	7	3
6	18	274	241	4	8	4	4	7	4
7	20,95	295	255	5	9	5	4	8	4
8	23,9	316	268	5	10	5	4	8	4
9	26,85	336	280	5	10	5	4	9	4
10	29,8	356	291	6	11	6	4	9	4
11	32,75	375	301	6	12	6	5	9	5
12	35,7	395	311	6	12	6	5	10	5
13	38,65	414	320	6	13	6	5	10	5
14	41,6	432	329	7	13	7	5	10	5
15	44,55	451	338	7	14	7	5	10	5
16	47,5	470	346	7	15	7	5	11	5
17	50,45	488	354	8	15	8	5	11	5
18	53,4	507	361	8	16	8	6	11	6
19	56,35	525	368	8	16	8	6	11	6
20	59,3	544	375	8	17	8	6	12	6
21	62,25	563	382	9	17	9	6	12	6
22	65,2	581	389	9	18	9	6	12	6
23	68,15	600	395	9	19	9	6	12	6
24	71,1	618	401	10	19	10	6	12	6
25	74,05	637	407	10	20	10	6	13	6

FORÇAS DE VENTO ATUANTES NOS PÓRTICOS DA DIREÇÃO X									
Pav.	Altura (m)	Pressão total (n/m²)	Pressão média (n/m²)	Pórtico 1 TOTAL (kN)	Pórtico 2 TOTAL (kN)	Pórtico 3 TOTAL (kN)	Pórtico 1 pressão MÉDIA (kN)	Pórtico 2 pressão MÉDIA (kN)	Pórtico 3 pressão MÉDIA (kN)
26	77	656	413	10	20	10	6	13	6
27	79,95	674	419	10	21	10	6	13	6
28	82,9	693	425	11	21	11	7	13	7
29	85,85	712	430	11	22	11	7	13	7
30	88,8	731	436	11	23	11	7	13	7
31	91,75	750	441	12	23	12	7	14	7
32	94,7	769	446	12	24	12	7	14	7
33	97,65	788	451	12	24	12	7	14	7
34	100,6	807	456	12	25	12	7	14	7
35	103,55	826	461	13	26	13	7	14	7
36	106,5	846	466	13	26	13	7	14	7
37	109,45	865	471	13	27	13	7	15	7
38	112,4	885	476	14	27	14	7	15	7
39	115,35	904	480	14	28	14	7	15	7
40	118,3	924	485	14	29	14	7	15	7
41	121,25	943	489	15	29	15	8	15	8
42	124,2	963	493	15	30	15	8	15	8

6. ANÁLISE DO MODELO

6.1. GEOMETRIA

A geometria do modelo, conforme já anteriormente apresentada, reproduz a maior parte dos elementos estruturais do Edifício Rio Mamoré, assumindo os pilares, vigas e lajes, as dimensões encontradas no edifício construído.

6.2. AÇÕES

As ações foram considerados na análise seguindo os parâmetros da NBR 6120 para sobrecargas e ações permanentes atribuídas ao sistemas piso, contrapiso e vedação. As ações devidas ao vento foram consideradas tal como apresentadas no capítulo 4 anterior.

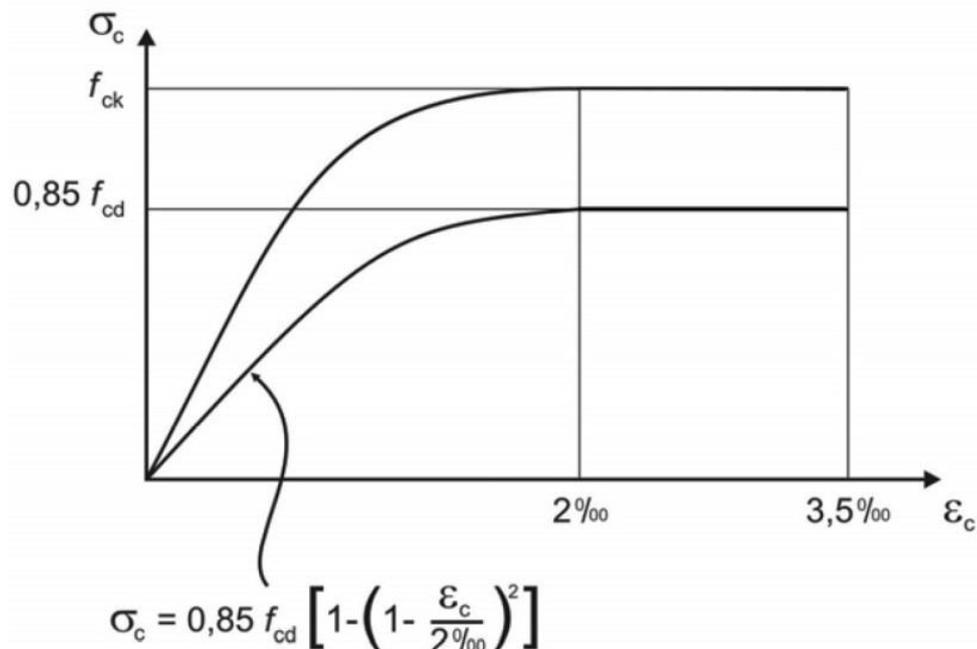
6.3. PARÂMETROS DE ANÁLISE

Como já anteriormente informado, foi necessário assumir algumas escolhas na definição e processamento do modelo, as quais são discutidas a seguir, incluindo os resultados alcançados, quando aplicável.

6.4. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO

O módulo de deformação do concreto armado influencia significativamente os deslocamentos da estrutura, no entanto sua definição guarda muitas incertezas e é função de muitas variáveis; basta lembrar que ele apresenta forte correlação com o f_{ck} , mas também é função da origem geológica do agregado graúdo empregado, da idade do concreto, considerados retração e fluência e ainda é função da taxa/ densidade da armadura dos elementos, do estágio em que foram estes dimensionados, etc., além de não ter um comportamento linear conforme se pode observar na figura a seguir:

Figura 22 – Módulo de deformação do concreto



FONTE: figura 8.2 da NBR 6118/2003

No que concerne a qual módulo de deformação E_c deve ser empregado para quantificar as deformações do concreto armado, a norma brasileira ABNT NBR 6118/2003 preceitua em seu subitem 8.2.8 que “na avaliação do comportamento global da estrutura pode ser utilizado em projeto o módulo de deformação tangente inicial (E_{ci}). Já a NBR 6118/2014, de acordo com o disposto em 15.5.1. e em 15.7.3 na análise global da estrutura sob efeitos de 2ª ordem materiais, recomenda o emprego do módulo secante embora majorado em 10%, o que praticamente faz aquele módulo equivaler ao módulo inicial tangente.

Assim, optamos pelo emprego do módulo tangente inicial, já que no estudo das vibrações empreendido no presente trabalho as ações são, via de regra, de pequena duração, como cargas de impacto, situação em que se sabe ocorre um sobrevalor do módulo de deformação longitudinal do concreto. O módulo secante, por outro lado, pressupõe a decorrência de alguma deformação plástica, numa zona de solicitação mais alta do material. Segundo Almeida os coeficientes de segurança em todas as fases limitam as solicitações em serviço do concreto a 40% da resistência total.

Desta forma, foi seguida a recomendação da NBR 6118/2014 em 8.2.8 no que diz respeito à estimativa do módulo de elasticidade tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade.

$$E_{ci} = \alpha_E \times \sqrt{fck} \quad (41),$$

para fck de 20 *Mpa* a 50 *Mpa*.

Foi adotado $\alpha_E = 1,0$ que considera o emprego do agregado graúdo granítico, único de uso corrente na região do edifício exemplo.

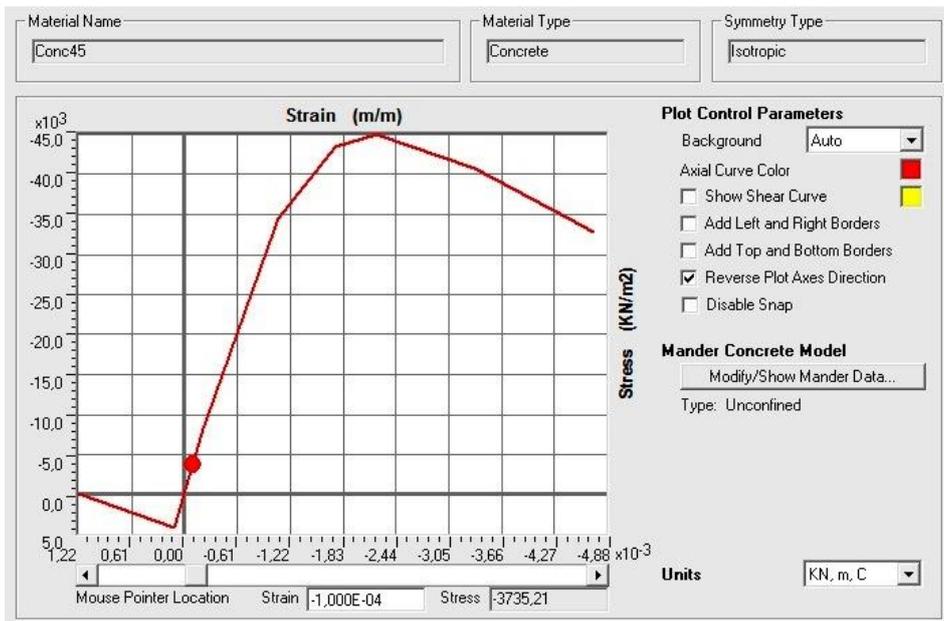
Neste edifício, o fck empregado foi de 45 *Mpa* nas lajes 1 a 4, 40 *Mpa* nas lajes de 5 a 22, 35 *Mpa* nas lajes de 23 a 34, 30 *Mpa* nas lajes de 35 a 42, sendo respectivamente definidos $E_{ci45} = 37565942$ Pascal, $E_{ci40} = 35417510$ Pascal, $E_{ci35} = 33130047$ Pascal e $E_{ci30} = 30672463$ Pascal. Para operacionalização disto dentro do ambiente do software de análise (SAP 2000) foi menos dificultoso selecionar elementos entre determinadas coordenadas sobrescrevendo as propriedades dos elementos de barra e área com as resistências características diferenciadas do fck do que definir o mesmo elemento com 4 diferentes características de materiais.

6.5. NÃO LINEARIDADE FÍSICA

A recém editada NBR 6118/2014 em 15.7.3 não mais recomenda o módulo de deformação inicial tangente para a aproximação da não linearidade física, além de haver eliminado o coeficiente redutor único 0,7 presente na versão anterior daquele código. Assim, para a consideração da não linearidade física ou material, foram consideradas as opções *default* de *nonlinear material data* em `<define><material>` do software de análise SAP 2000, o qual dispõe de várias opções para simulação, assim como curvas tensão x deformação não lineares para o concreto sob compressão¹⁵.

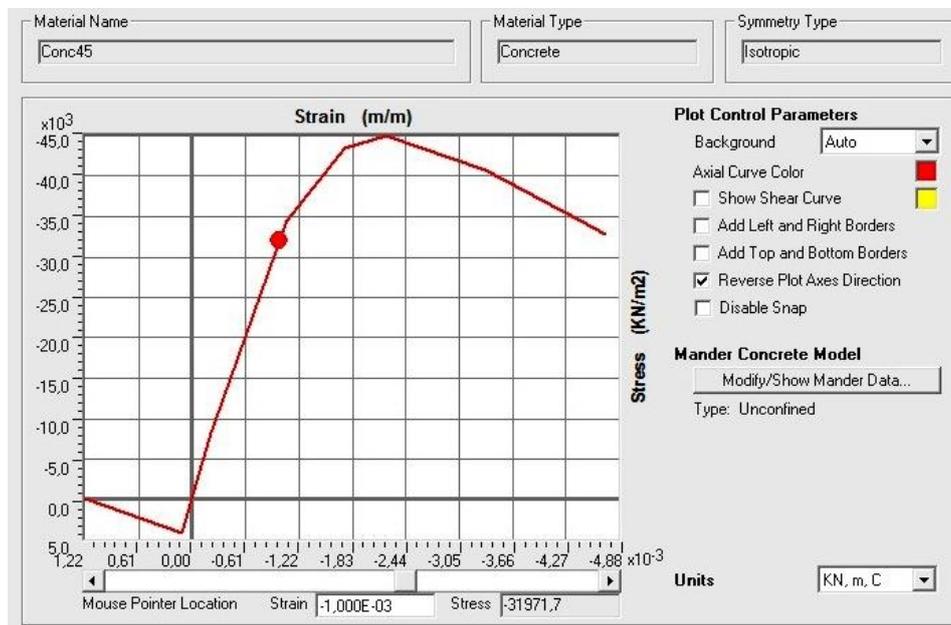
¹⁵ A título de comparação apenas, também analisamos a estrutura empregando o módulo de deformação longitudinal tangente inicial E_{ci} reduzido em 30%, conforme a anterior NBR 6118/2003, sendo a diferença insignificante nos deslocamentos, a saber: 2 mm no deslocamento devido à resposta flutuante, mesmo com a superestimativa decorrente de igualmente empregar um diagrama *default* não linear para a resistência compressiva do concreto.

Figura 23 - curva tensão deformação (próxima a origem) com 0,1 mm/m, observe-se $E_c \approx 37$ GPa



FONTE: Computers and structures, SAP 2000 (2011)

Figura 24 - curva tensão deformação (afastada da origem) com 1 mm/m, observe-se $E_c \approx 32$ GPa



FONTE: Computers and structures, SAP 2000 (2011)

6.6. NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA

Para a consideração da não-linearidade geométrica através do efeito *P-delta*, as ações permanentes e variáveis gravitacionais foram consideradas interativamente afetadas dos deslocamentos de ações variáveis devidas ao vento (tipo *non linear static*). O vento foi considerado em dois casos diferentes, para que pudesse extrair o deslocamento no topo do edifício devido à resposta flutuante (u_{fl}); este deslocamento corresponde à diferença entre o deslocamento devido ao vento em sua velocidade total (u_{total}) e o deslocamento devido ao vento em sua velocidade média ($u_{Vmédia}$).

$$u_{Vfl} = u_{Vtotal} - u_{Vmédia} \quad (42)$$

Equação 42 – deslocamento no topo do edifício devido à resposta flutuante do vento

Não seria possível u_{Vfl} apenas como resultado do deslocamento atribuível à componente flutuante por que isto geraria erros grosseiros pela desconsideração da não-linearidade geométrica e a física presentes no modelo.

6.7. MEDIDAS DE AJUSTE NO MODELO

Seguindo indicações de Gruhn, Kripta e Paluch (2011) e Moreira (2002) alguns cuidados foram tomados no sentido de ajustar o modelo de modo a melhor representar o edifício físico; naturalmente há outras contribuições enrijecedoras cuja influência é de difícil quantificação, como revestimentos de fachada, contrapiso sobre lajes, etc, os quais são tomados apenas como massa. Não obstante, cuidados são descritos nos subitens a seguir.

A frequência no modo fundamental f_1 tal como estimada conforme a tabela 19 da NBR 6123/1988 foi em parte tomada como referência nesta busca de depuração do modelo. De acordo com a estimativa indicada por aquele código para edifícios com estrutura apertada de concreto, sem cortinas obtém-se:

$$f_1 = 0,52 \text{ hertz}$$

$$\text{Visto que } f_1 = \frac{1}{T_1} \quad (07)$$

com $T_1 = 0,05 + 0,015 h$ (segundos), sendo $h = 124,20$ m.

6.7.1. AJUSTES NAS LAJES

No ambiente do software de análise SAP 2000, foram atribuídos elementos de barras (tipo *frame*) para representar as vigas e elementos de casca (tipo *shell*, placa fina) para representar as lajes; sendo que um primeiro cuidado foi restringir os graus de liberdade a deformações nos extremos de elementos de área (lajes) através do comando *<assign>* (area) *<edge constraints>*, aumentando a contribuição das lajes no conjunto resistente.

A seguir observou-se que a melhor maneira de se representar as lajes nervuradas bidirecionais com altura total 26 cm e entre eixos 65 cm, foi a inserção de elementos de barra (*frame*) para representar as vigotas de laje. É relevante destacar que com esta representação da laje usando elementos de barra para as nervuras, foi elevada de 0,30 hertz para 0,39 hertz a frequência fundamental da estrutura, anteriormente simulada com laje maciça de 26 cm.

6.7.2. CONSIDERAÇÃO DA CONTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS DE VEDAÇÃO

Além da contribuição enquanto massa, as alvenarias de vedação também foram tomadas como elementos contribuintes do tipo casca (tipo *shell*, placa fina) tomando-se o cuidado de somente considerar aqueles panos quando confinados entre vigas, já que neste sistema de lajes nervuradas nem todas as paredes seguem até o teto, enrijecendo os pórticos; por outro lado, naturalmente, dentro no escopo do presente trabalho não foram descontadas aberturas.

Seguindo orientações contidas em Ramalho e Corrêa (2003) foram empregadas as seguintes características medianas típicas para representar as paredes de alvenaria de blocos, a saber:

$$E = 1000 \text{ MPa,}$$

$$f_{pk} = 2 \text{ Mpa,}$$

$$\text{Módulo de Poisson} = 0,15$$

Onde E é o módulo de deformação longitudinal das paredes de alvenaria de blocos cerâmicos, e f_{pk} semelhantemente a resistência característica destas paredes.

A título de especulação e revisão dos procedimentos, quando atribuído um módulo de deformação longitudinal nulo às alvenarias, a frequência do modo fundamental reduziu-se de f_1 0,39 hertz para 0,31 hertz, neste caso corroborando com a noção de contribuição que as alvenarias exercem no enrijecimento dos pórticos.

6.7.3. PRECISÃO DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

Uma maior discretização da malha de elementos finitos revelou-se irrelevante, pois não alterou significativamente (nem na ordem dos centésimos de *hertz* ou milímetros) os dados buscados na presente análise (frequências da estrutura e os deslocamentos resultantes), além de aumentar sobremaneira o tempo de processamento. O refinamento da malha só faria sentido caso se objetivasse uma análise local dos elementos estruturais.

7. RESULTADOS

Os principais resultados são apresentados nesta seção. Os comentários sobre estes resultados, incluindo as implicações práticas destes são tratados na próxima seção.

7.1. FREQUÊNCIAS MODAIS

Conforme já anteriormente comentado, em edifícios semelhantes ao do nosso modelo, apenas se revela relevante a contribuição do modo fundamental, a frequência mais baixa f_1 dos modos de vibração natural da estrutura. Neste contexto:

$$f_1 = 0,39 \text{ hertz} \quad , \text{ translação ao longo do plano}^{16} \text{ yz}$$

$$f_2 = 0,47 \text{ hertz} \quad , \text{ translação ao longo do plano xz}$$

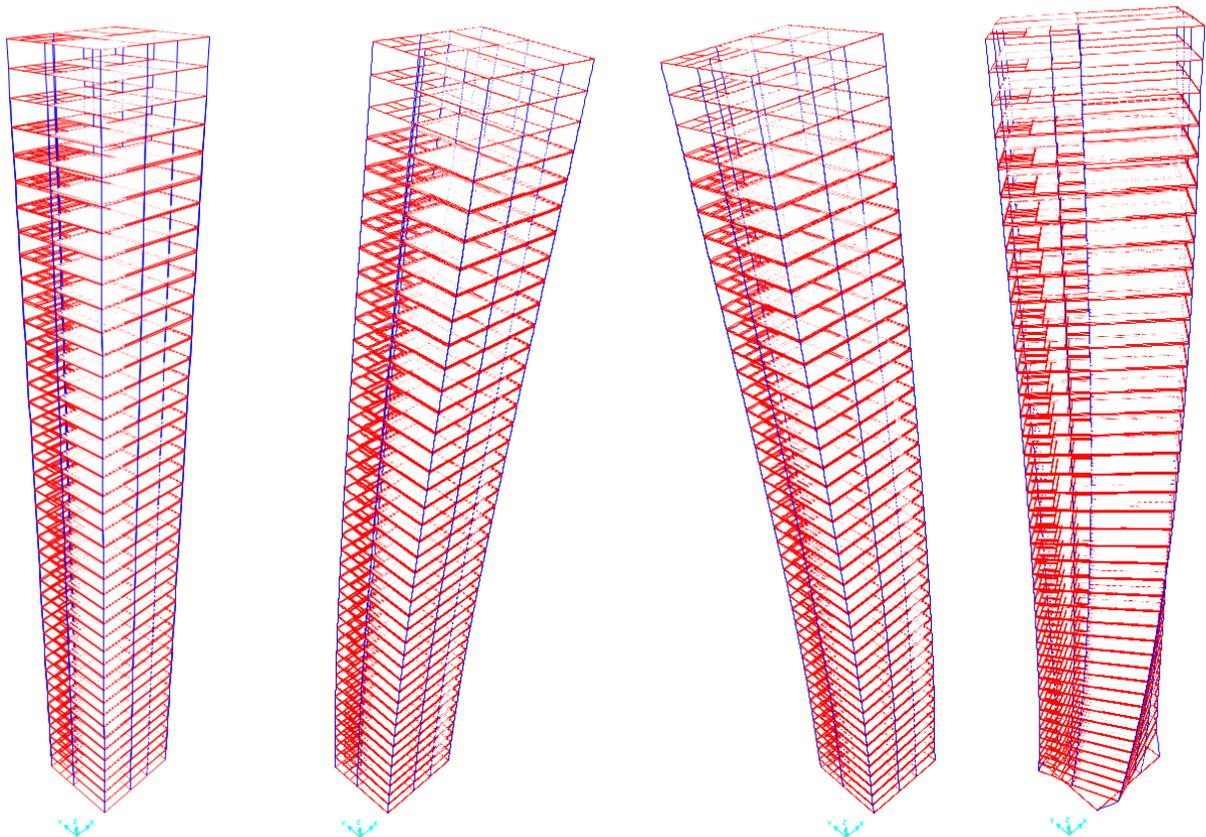
Tabela 6 – períodos e frequências modais - exportada pelo software SAP 2000

TABLE: Modal Periods And Frequencies				
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec
MODAL	Mode	1	2,537854	0,39403
MODAL	Mode	2	2,142601	0,46672
MODAL	Mode	3	0,49379	2,0252
MODAL	Mode	4	0,422289	2,368
MODAL	Mode	5	0,40379	2,4765
MODAL	Mode	6	0,254201	3,9339
MODAL	Mode	7	0,175261	5,7058
MODAL	Mode	8	0,166507	6,0057
MODAL	Mode	9	0,153295	6,5234
MODAL	Mode	10	0,150088	6,6627
MODAL	Mode	11	0,112005	8,9282
MODAL	Mode	12	0,10604	9,4304

FONTE: Computers and structures, SAP 2000 (2011)

¹⁶ Z é a direção vertical, as direções X e Y podem ser observadas na figura 1.

Figura 25 – em sequência: estrutura indeformada e comportamento (magnificado para ilustração) nas frequências modais 1, 2 e 3



FONTE: Computers and structures, SAP 2000 (2011)

7.2. DESLOCAMENTOS

Deslocamento translacional total ao longo do plano xz na direção x, com todas as ações em seus valores característicos, ocorrendo no modo de vibração f_2 (calculado pelo software):

$$U_{\text{total}}(x) = 29 \text{ mm}$$

Este total 2,9 cm no topo da edificação equivale a $\frac{1}{4283}$.

Deslocamento translacional obtido considerando os valores característicos da componente média ou estacionária da força do vento,

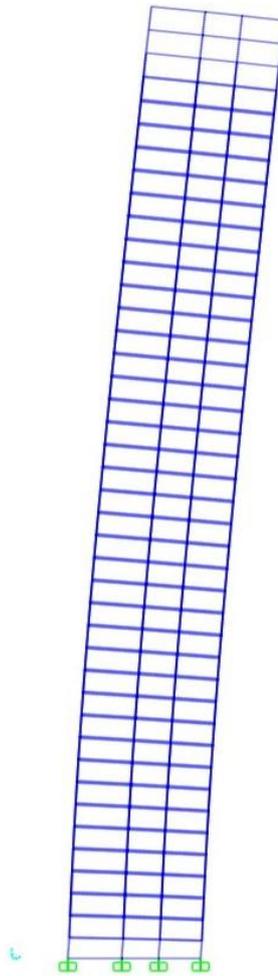
assim como de todas as cargas gravitacionais, ao longo do plano xz, na direção x, ocorrendo no modo de vibração f_2 (calculado pelo software):

$$U_{V\text{média}}(x) = 21 \text{ mm}$$

Deslocamento translacional devido à resposta flutuante ou transitória ao longo do plano xz, na direção x, ocorrendo no modo de vibração f_2 :

$$U_{fl}(x) = 8 \text{ mm}$$

Figura 26 – deformação translacional no modo fundamental (01) ao longo do plano yz do modelo (magnificada em 400 vezes)



FONTE: Computers and structures, SAP 2000 (2011)

7.3. ACELERAÇÃO

A aceleração estimada de acordo com o subitem 9.5 da NBR 6123/1988 na direção x considerada resulta:

$$a_x = 0,0007 \text{ m/s}^2$$

Embora não aqui apresentado, o mesmo cálculo considerando a força do vento na direção y e ortogonal resulta¹⁷:

$$a_y = 0,0014 \text{ m/s}^2$$

A fórmula empregada na estimativa do valor acima trazida por aquele subitem de norma foi:

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

Com $f_j = 0,52$ (de acordo com a fórmula da norma NBR 6123/88).¹⁸

¹⁷ Neste caso, embora menor o deslocamento total, o maior deslocamento devido à parcela flutuante do vento nesta direção fez aumentar o valor da aceleração nesta direção.

¹⁸ Caso utilizadas no cálculo as frequências f_1 e f_2 fornecidas pelo software, a diferença entre a_x e a_y seria menor, embora seja esta uma discussão estéril, visto que estes valores de aceleração são insignificantes.

8. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

8.1. LIMITE DA ACELERAÇÃO TENDO EM VISTA O CONFORTO DOS USUÁRIOS

Em primeiro lugar deve-se observar que nosso edifício cumpre com folga o limite de aceleração que causa desconforto aos usuários limitada pela NBR 6123/1988 a $0,1 \text{ m/s}^2$, visto que esta aceleração excedida a cada 10 anos foi estimada em apenas $0,0007 \text{ m/s}^2$ em uma direção e $0,0014 \text{ m/s}^2$ em outra direção. Desta forma, espera-se que mesmo nas piores tempestades de vento a ocorrer na vida útil do edifício, nunca seja sentido qualquer efeito da aceleração da estrutura.

8.2. DESLOCAMENTO TOTAL

O deslocamento máximo no topo da estrutura estimado foi em 2,9 cm ou $\frac{1}{4283}$. Neste caso cumpre sobejamente o valor máximo de $h/1700$ preceituado no subitem 13.3. da NBR 6118/2014, o qual resulta um limite de movimento lateral de 7,3 cm para a combinação frequente, com a componente de ação do vento multiplicada por $\psi_1 = 0,3$.

Ainda, mesmo que inaplicável a norma de desempenho NBR 15575/2013, seu subitem 7.3.1 é atendido quanto ao limite total de 3 cm de deslocamento horizontal máximo no topo do edifício preceituado.

8.3. FREQUÊNCIAS NOS MODOS NATURAIS DE VIBRAÇÃO

Como esperado, a rigidez e conseqüentemente frequência foram menores da direção y (14,45 m em projeção horizontal) do que na direção x (16,70 m em projeção horizontal), não obstante o deslocamento de 29 mm máximo calculado no topo do edifício tenha ocorrido na direção x, e um deslocamento máximo menor de 13 mm (menos da metade) tenha ocorrido na direção y, quando aplicadas todas as ações com seus valores característicos, inclusive a devida ao vento.

Por outro lado, as frequências (e períodos) obtidos no processamento do modelo no software de análise SAP 2000 resultando nos modos fundamentais $f_1 = 0,39 \text{ hertz}$ e $f_2 = 0,47 \text{ hertz}$, respectivamente nas direções y e x ortogonais, são relativamente próximas visto que a planta do pavimento tipo da edificação é aproximadamente quadrada.

Além disso, estas frequências diferenciam-se da frequência fundamental do 1º modo estimado em $0,52 \text{ hertz}$ pelo parâmetro da NBR

6123/1988 empregando-se a seguinte fórmula para o período: $T_1 = 0,05 + 0,015 h$ (segundos), que é o inverso da frequência. Destarte, resta concluir que o resultado trazido pela fórmula da NBR 6123/1988 é *menos conservador*, tendendo a superestimar a rigidez da estrutura, visto que segundo Loredou-Souza e Rocha (2011), quando o Capítulo 9 da NBR 6123/1988 foi introduzido, edifícios raramente apresentavam um segundo modo abaixo de 1Hz para cada direção horizontal. Em nosso exemplo, observam-se dois modos abaixo de 1Hz (portanto, com propensão à ressonância com o vento). O modo torsional é o 3º, ocorrendo a uma frequência bem mais alta: 2,03 hertz.

É relevante neste ponto ressaltar que, à parte de uma superestimativa do método da NBR 6123/1988, as fórmulas simplificadas de estimativa do período e frequência fundamentais que contemplam poucas variáveis, aproximaram-se da estimativa realizada através do modelo simulado no software de elementos finitos SAP 2000. Segundo Blessmann (2005), as formulações empíricas simplificadas são específicas para determinados tipos de materiais e estruturas. Assim, com base em levantamentos estatísticos oriundo de dados coletados em estruturas reais, a complexidade do fenômeno e grande dispersão dos resultados faz com que tais formulações simplificadas dêem resultados razoáveis, havendo forte correlação do período e frequência fundamentais com a altura da edificação (materiais e tipologia já são, via de regra, embutidos nas fórmulas). Aquele autor ainda cita Hirsch e Bachmann inferindo que “cálculos exatos, mesmo com a ajuda de complicados programas de computador, quando comparados com observações em estruturas reais, não proporcionam frequências naturais melhores que as obtidas com fórmulas aproximadas”; e adicionalmente citando Jeary e Ellis, aduz que “fórmulas simples deram estimativas de frequência natural que estavam melhor correlacionadas com frequências naturais medidas do que as estimativas de métodos computacionais”.

Tabela 7 – frequências estimadas por diferentes métodos ou formulações

	Modelagem SAP 2000	NBR 6123/1988	Lagomarsino	Jeary & Ellis	Código de Mendonza ¹⁹	Norma CECN	Goel & Chopra	ANSI ASCE-88
T_1	2,56	1,91	2,26	2,7	1,69	2,74	2,72	2,27
f_1	0,39	0,52	0,44	0,37	0,59	0,37	0,37	0,44

¹⁹ Única formulação que leva em conta a rigidez proporcionada pelas alvenarias, quando em todos os pavimentos.

9. CONCLUSÃO

O método dos elementos finitos empregado na análise estrutural apresentou resultados compatíveis com a expectativa, diferenciando-se como esperado das formulações empíricas por lançar mão de um número maior de variáveis e conformar-se especificamente a um modelo. Assim, foram relevantes as tentativas de depurar o modelo, com a valoração da contribuição à rigidez oferecida pelas alvenarias, inserção das vigotas das lajes como elementos de barra, diferenciação do módulo de deformação longitudinal por pavimentos, assim como a consideração dos efeitos de segunda ordem geométricos e físicos.

Da revisão da literatura internacional sobre o tema resta que é provável que o limite de 1% da aceleração gravitacional (ou $0,1 \text{ m/s}^2$) estipulado para a aceleração máxima lateral visando a verificação do conforto preceituada pelo subitem 9.5 da NBR 6123/1988 seja demasiadamente conservador, visto que poderá inviabilizar determinados edifícios comerciais no Brasil, já que internacionalmente aceita-se até 3% para a aceleração máxima lateral em tempestades de vento neste tipo de edifício, de ocupação predominantemente diuturna.

O estudo revelou que o edifício exemplo não apresenta quaisquer problemas de desempenho em tempestades de vento, atendendo com folga o limite preceituado para o conforto sensorial humano e mesmo o limite total de deslocamento do sistema estrutural, relevante para a preservação de outros elementos, tais como revestimentos de fachada, esquadrias e vedações. As vigotas de 26 cm de altura das lajes nervuradas bidirecionais, como demonstrado, revelaram importante papel neste enrijecimento estrutural.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, Sandra Freire de. Análise dinâmica experimental de rigidez de elementos de concreto submetidos à danificação até a ruptura. São Carlos: 2005.
- BLESSMANN, J.: “Introdução ao Estudo das Ações Dinâmicas do Vento”, 2 ed, Ed. da UFRGS. Porto Alegre: 2005.
- CABRAL, Sandro V. S.. Edifícios Altos: Segurança, Instalações e Estrutura. Apostila de curso de Extensão. João Pessoa: 2013
- CHAMBERLAIN, Zacarias M.. Ações do vento em Edificações. Notas de aula. UFP. Passo Fundo: 2007.
- CHOI, H.S.. Super Tall Design Approach. (2009) [Acesso em 14/10/2014]; [55 p.]. Disponível em http://thornton.s3.amazonaws.com/content_files/161/Super_Tall_Design.pdf
- Computers and Structures, I. (2011). SAP2000 Ultimate 15.0.0 Berkeley.
- FERREIRA, Enildo Tales. Estudo comparativo entre a velocidade básica do vento estabelecida na NBR.6123 e a obtida de estações meteorológicas na Paraíba - impactos nos âmbitos do projeto estrutural, do meio ambiente e dos custos. Dissertação de mestrado CT/UFPB. João Pessoa, 2005.
- GRUHN S., KRIPTA M., PALUCH, M.J. Critérios de Avaliação do Conforto Humano em Edifícios Submetidos à Ação Dinâmica do Vento. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 11. 2011.
- KWOK, K. C., Hitchcock, P. A. e Burton, M. D.. “Perception of vibration and occupant comfort in wind-excited tall buildings”, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 97, No. 7-8, p. 368-380. 2009
- ILGIN, H. Emre, and GÜNEL, M. Halis. "The role of aerodynamic modifications in the form of tall buildings against wind excitation." *METU JFA* 2.24 (2007): 2.

LIMA, Silvio S. e SANTOS, Sérgio Hampshire C.. Análise Dinâmica das Estruturas. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna, 2008

LOREDO-SOUZA, Acir M. e ROCHA, Marcelo M.. Resposta Estrutural de Edifícios Altos frente à Ação Dinâmica do Vento in 53º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. 2011.

MOREIRA, T. do V.. Análise da sensibilidade dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas, Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil: 2002.

NBR 6118 – NB 1. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de Estruturas de Concreto, Rio de Janeiro: 2003.

NBR 6118 – NB 1. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Projeto de Estruturas de Concreto, Rio de Janeiro: 2014.

NBR 6123 – NB 599. ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Forças devidas ao vento em edificações, Rio de Janeiro: 1988

NBR 15575 ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Edificações Habitacionais, Desempenho, Rio de Janeiro: 2013.

RAMALHO, Márcio e CORRÊA, Márcio. Projeto de edifícios de alvenaria estrutural. São Paulo: PINI, 2003.

TARANATH, Bungale S.. Wind and Earthquake Resistant Buildings Structural Analysis and Design. CRC Press, 2004.

WIKIPEDIA CONTRIBUTORS. Taipei 101. Wikipedia, The Free Encyclopedia. Disponível em: <http://en.wikipedia.org/w/index.php?title=Taipei_101&oldid=630555358> Acesso em 24 de outubro de 2014.