

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA - CURSO DE ENGENHARIA MECÂNICA
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CONTROLE DE VIBRAÇÕES DE UM EDIFÍCIO ALTO SUBMETIDO A VENTO
ATRAVÉS DO USO DE AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO

por

Rafael Viezzer Giacomazzi

Monografia apresentada ao Departamento de Engenharia Mecânica da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do diploma de Engenheiro Mecânico.

Porto Alegre, novembro de 2020

Giacomazzi, Rafael Viezzer
CONTROLE DE VIBRAÇÕES DE UM EDIFÍCIO ALTO SUBMETIDO
A VENTO ATRAVÉS DO USO DE AMORTECEDOR DE MASSA
SINTONIZADO / Rafael Viezzer Giacomazzi. -- 2020.
20 f.
Orientadora: Leticia Fleck Fadel Miguel.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação) --
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de
Engenharia, Curso de Engenharia Mecânica, Porto
Alegre, BR-RS, 2020.

1. NBR 6123/1988. 2. Vento EPS. 3. Tuned Mass
Damper. 4. Método de Newmark. I. Miguel, Leticia Fleck
Fadel, orient. II. Título.

Rafael Viezzer Giacomazzi

CONTROLE DE VIBRAÇÕES DE UM EDIFÍCIO ALTO SUBMETIDO A VENTO
ATRAVÉS DO USO DE AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO

ESTA MONOGRAFIA FOI JULGADA ADEQUADA COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE
ENGENHEIRO MECÂNICO
APROVADA EM SUA FORMA FINAL PELA BANCA EXAMINADORA DO
CURSO DE ENGENHARIA MECÂNICA

Prof. Mario Roland Sobczyk Sobrinho
Coordenador do Curso de Engenharia Mecânica

Área de concentração: Mecânica dos Sólidos

Orientador: Prof^ª. Dra. Leticia Fleck Fadel Miguel

Comissão de Avaliação:

Prof^ª. Leticia Fleck Fadel Miguel

Prof. Edson Hikaro Aseka

Prof. Walter Jesus Paucar Casas

Porto Alegre, novembro de 2020

CONTROLE DE VIBRAÇÕES DE UM EDIFÍCIO ALTO SUBMETIDO A VENTO ATRAVÉS DO USO DE AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO

Giacomazzi, Rafael Viezzer
giacomazzirafael@gmail.com

***Resumo.** O crescente interesse em projetar edificações cada vez mais altas em grandes cidades traz uma preocupação com a segurança nessas estruturas, posto que a solicitação mais significativa quando se fala em regiões extratropicais é a ação do vento. O presente trabalho traz um estudo comparativo de três diferentes representações para a modelagem do vento EPS, relacionando-os entre si, e comparando os resultados com os sugeridos pela norma brasileira NBR 6123/1988. Para isso é desenvolvida uma rotina computacional em ambiente MATLAB, na qual são determinadas as componentes estática e dinâmica da velocidade do vento atuantes em uma estrutura do tipo shear building. O cálculo das respostas dinâmicas é feito pelo método de Newmark, e, para o pior caso de deslocamentos laterais causados pela força do vento, é projetado e instalado, no trigésimo e último andar, um amortecedor de massa sintonizado ao primeiro modo de vibração do edifício para atenuar a resposta oscilatória, principalmente em casos de ressonância.*

***Palavras-chave:** NBR 6123/1988, Vento EPS, Amortecedor, TMD, Método de Newmark*

Vibration Control of a Tall Building Subjected to Wind Load Through the Use of a Tuned Mass Damper

***Abstract.** The growing interest in designing increasingly tall buildings in large cities brings a concern for the safety of these structures, since the most significant stress when talking about extratropical regions is the wind load. The present paper brings a comparative study of three different representations for the modeling of EPS wind, relating them to each other, and comparing the results with those suggested by the Brazilian standard NBR 6123/1988. For that, a computational routine is developed in MATLAB environment, in which the static and dynamic components of the wind speed acting in a shear building structure are determined. The dynamic responses are calculated using the Newmark method, and, for the worst case of lateral displacements caused by the wind load, a mass damper tuned to the building's first mode of vibration is designed and installed on the thirtieth and last floor, to attenuate the oscillatory response, especially in cases of resonance.*

***Keywords:** NBR 6123/1988, EPS Wind, Damper, TMD, Newmark method*

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	1
3. FUNDAMENTAÇÃO	2
3.1 VENTO SINÓTICO.....	2
3.2 MÉTODO DE REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL.....	2
3.3 CORRELAÇÃO DE VELOCIDADES FLUTUANTES ESTATISTICAMENTE INDEPENDENTES	3
3.4 NBR 6123/1988 - FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES	4
3.4.1 VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO.....	4
3.4.2 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DO VENTO.....	4
3.5 MÉTODO DE NEWMARK.....	5
3.6 AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO.....	6
4. METEOROLOGIA	7
5. RESULTADOS	10
5.1 EFEITOS DE RESSONÂNCIA E COMPARAÇÃO ENTRE ESPECTROS	10
5.2 FORÇAS ESTÁTICA E DINÂMICA E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS.....	11
6. CONCLUSÃO	14
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	15
APÊNDICE A	16
APÊNDICE B	16
APÊNDICE C	17

1. INTRODUÇÃO

O vento corresponde ao deslocamento de massas de ar causado por diferenças de pressão na superfície da terra. A ação desse agente sobre edifícios e outras estruturas é determinada por uma combinação de efeitos: do clima local; exposição ao vento; efeitos de aerodinâmica e de ressonância (Davenport, 1961).

A componente estática da força oriunda desse fenômeno é suficiente para a determinação dos primeiros fatores da cadeia de efeitos de Davenport: clima e exposição locais e os efeitos aerodinâmicos. As recomendações da norma brasileira NBR 6123/1988 padronizam o campo de velocidades para os requisitos de segurança exigidos no Brasil. Entretanto, a confiabilidade dessa cadeia de efeitos é dominada pelo elemento de maior incerteza: as flutuações nessas velocidades e a ressonância, faz-se necessário, portanto, a análise dinâmica da carga do vento. O comportamento oscilatório desse fenômeno foi descrito através da representação de diferentes espectros de potência por Davenport (1961), Harris (1968), Kaimal (1972) entre outros autores.

Recentemente, Miguel et al. (2012) utilizou os espectros de potência citados para descrever a carga do vento em torres de transmissão. No artigo, uma análise comparativa é feita com relação à norma internacional IEC 60826, os resultados mostram diferenças consideráveis entre os dois casos, principalmente com respeito aos componentes diagonais da estrutura de treliça da torre de transmissão.

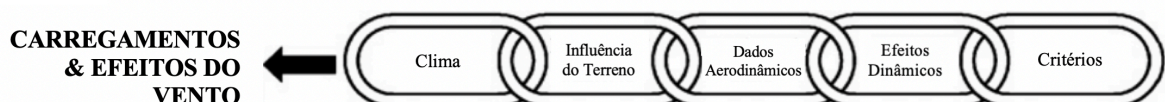
O presente trabalho tem como objetivo o desenvolvimento de uma rotina computacional que fornece a resposta dinâmica de um edifício alto sob a ação do vento. Apresentando um estudo comparativo entre os deslocamentos laterais do edifício por cada modelagem utilizada para descrever as rajadas do vento – desde a abordagem puramente estática aos diagramas espectrais para descrever as flutuações da velocidade. Ainda, é feito o controle das vibrações através da instalação de um amortecedor de massa sintonizado ao primeiro modo de vibração da estrutura, com o intuito de minimizar os efeitos no campo de deslocamentos, principalmente nos andares mais altos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Alan Davenport em sua tese de doutorado (1961), inicia uma abordagem que fundamenta a engenharia do vento atual. Reconhecendo que o carregamento do vento suportado por uma estrutura depende da combinação de efeitos climáticos de localização definidos de forma estatística; efeitos topográficos; características aerodinâmicas definidas pelo formato da estrutura e, por fim, a capacidade de aumento na intensidade de uma vibração ressonante induzida pelo vento (Isumov, 2012).

Ainda, segundo Isumov, 2012, Davenport propõe uma analogia da confiabilidade da resposta dinâmica à ação do vento, referindo-se à combinação de efeitos como *wind loading chain*, ou cadeia de carregamento do vento. A associação com uma corrente, *chain* em inglês, diz respeito ao elo mais fraco, de menor confiabilidade, determinar a confiabilidade da combinação dos efeitos, afinal, pouco se ganha apenas enaltecendo os elos mais fortes e negligenciando os mais fracos. A Figura 2.1 ilustra o raciocínio da cadeia de Davenport.

Figura 2.1: Corrente de efeitos do carregamento do vento proposta por Davenport, 1961.



A norma brasileira NBR 6123/1988 considera efeitos dinâmicos em uma abordagem mais sucinta se comparada aos estudos e resultados empíricos de Davenport (1961), e posteriormente, de Harris (1968) e Kaimal (1972).

Miguel et al. (2012) compara as análises do carregamento do vento em uma linha de transmissão, e verifica que os resultados para elementos de treliça diagonais da estrutura da torre têm diferenças de até 10% em relação ao cálculo proveniente das exigências da norma internacional IEC 60826, que formaliza os critérios para construção de torres de transmissão aéreas.

Tonon Ávila (2018) realiza um estudo comparativo entre a carga estática do vento, formalizada pela norma brasileira NBR 6123 para um edifício de trinta andares, e a carga dinâmica, cujas flutuações são calculadas através do espectro de Davenport. Aqui, é proposto uma complementação aos estudos realizados nesse trabalho, propondo outras abordagens na modelagem das flutuações do vento, e aplicando um amortecedor de massa sintonizado para atenuar a resposta dinâmica.

3. FUNDAMENTAÇÃO

3.1 VENTO SINÓTICO

O ciclone extratropical é um fenômeno formado quando o ar atmosférico, em escala sinótica e em latitudes médias, assume movimentos circulatórios em torno de um centro de baixa pressão. O vento proveniente desse tipo de tormenta é chamado de sinótico, ou EPS (*extended pressure systems*).

Tanto tormentas tropicais quanto extratropicais apresentam uma estabilidade sem tendências de intercâmbios térmicos, fazendo com que o perfil de velocidades do vento proveniente desses fenômenos seja impactado predominantemente pela rugosidade superficial do terreno (Davenport, 1960).

Por conseguinte, assumindo um equilíbrio dinâmico com a rugosidade da superfície terrestre, assumir que a velocidade média de incidência do vento seja paralela ao solo é uma aproximação válida para ventos desse tipo, sendo frequentemente utilizada por normas de projetos estruturais (Ponte e Riera, 2007).

3.2 MÉTODO DE REPRESENTAÇÃO ESPECTRAL

A densidade espectral de um sinal informa como a energia está distribuída no campo de frequências, a representação da energia do vento na forma de um espectro de potência foi adotada por se tratar de um processo estocástico, ou seja, existe uma indeterminação, ou aleatoriedade, na evolução do sistema com o tempo. No presente trabalho, três modelos de espectros de potência são adotados para fins comparativos: os modelos de Davenport, ilustrado na Eq. (3.1a), Harris, na Eq. (3.1b) e Kaimal, na Eq. (3.1c).

$$\frac{f S_w(f)}{u_*^2} = \frac{4n^2}{(1 + n^2)^{4/3}} \quad (3.1a)$$

na qual $n = fL/\bar{V}_{10}$ e $L = 1200 \text{ m}$,

$$\frac{f S_w(f)}{u_*^2} = \frac{4n^2}{(2 + n^2)^{5/6}} \quad (3.1b)$$

na qual $n = fL/\bar{V}_{10}$ e $L = 1800 \text{ m}$,

$$\frac{fS_w(f)}{u_*^2} = \frac{200n}{(1 + 50n)^{5/3}} \quad (3.1c)$$

na qual $n = fz/\bar{V}(z)$.

Esses modelos são frequentemente utilizados na Engenharia do Vento para representar a densidade espectral S_w do vento em um vasto alcance de frequências f . Nas expressões, n é a frequência adimensional utilizada para traçar o diagrama em escala logarítmica, o termo u_* é a velocidade de fricção do vento e \bar{V}_{10} é a velocidade básica do vento, medida a uma altura $z = 10 \text{ m}$ acima do terreno, ambas velocidades são dadas em m/s.

A velocidade de fricção do vento na direção de interesse, por sua vez, pode ser obtida através da velocidade média na altura de referência $z_{ref} = 10 \text{ m}$ pela seguinte Equação 3.2:

$$u_* = 0,4 \frac{\bar{V}(z_{ref})}{\ln\left(\frac{z_{ref}}{z_0}\right)} \quad (3.2)$$

na qual z_0 é o comprimento de rugosidade, dado em metros. Segundo Miguel et al. (2012), a Eq. (3.2) é aplicável para condições idealizadas de terreno plano de rugosidade homogênea perdurando por uma longa distância contra o vento.

A simulação digital da componente flutuante da velocidade do vento atmosférico $\Delta\vec{V}(t)$ pode ser estimada de forma eficiente por uma série de cossenos com ângulos de fase aleatórios e amplitudes ponderadas, já que consiste em um processo oscilatório não homogêneo geral caracterizado por um espectro de potências (Shinozuka e Jan, 1972).

A Equação 3.3 a seguir ilustra o método de representação espectral, ou algoritmo de Shinozuka e Jan:

$$\Delta\vec{V}(t) = \sum_{j=1}^N \sqrt{2S_w(f_j)\Delta f_j} \cos(2\pi f_j t + \phi_j) \quad (3.3)$$

Para aplicar o método, deve-se dividir a banda de frequência da função de densidade espectral S_w em $N - 1$ intervalos, de um modo que a $\Delta f_j = f_{j+1} - f_j$. Sendo ϕ_j o ângulo de fase, uma variável aleatória independente uniformemente distribuída entre zero a 2π . Define-se, também, o tempo de duração t , em segundos, da rajada de vento.

3.3 CORRELAÇÃO DE VELOCIDADES FLUTUANTES ESTATISTICAMENTE INDEPENDENTES

Segundo Riera e Ambrosini (1992), se forem realizados dois processos estatisticamente independentes, através do método de representação espectral, gerados em pontos (ou nós) igualmente espaçados de um comprimento de correlação, então o valor de uma amostra entre esses pontos será obtido pela média das amplitudes obtidas pelo método nos pontos das extremidades. O que resulta em um campo de velocidades correlacionado e caracterizado pelo espectro de potências adotado.

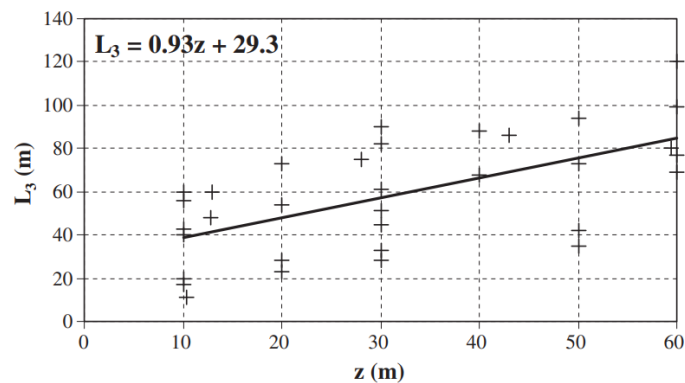
Para o caso em questão, o campo de velocidades se correlaciona ao longo do eixo da altura z do prédio através da Equação (3.4):

$$V(z, t) = V_1(t) + \frac{V_2(t) - V_1(t)}{a} z \quad (3.4)$$

na qual a componente flutuante da velocidade $V(z, t)$ é determinada a partir das velocidades $V_1(t)$ e $V_2(t)$, geradas de forma estatisticamente independente a um comprimento de

correlação a de distância uma da outra. Segundo dados experimentais obtidos por Blessmann (1995), dispostos na Figura 3.1 a seguir, existe uma relação linear, apesar da alta variabilidade, entre o comprimento de correlação e a altura z .

Figura 3.1: Comprimento de correlação na dimensão vertical versus a altura, observado por Blessmann (1995), assim como a equação de regressão linear dos dados, cuja equação é utilizada no presente trabalho.



3.4 NBR 6123/1988 - FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES

A norma brasileira para o cálculo de forças devidas ao vento formaliza as diretrizes para que o projeto cumpra exigências mínimas que confirmam segurança e confiabilidade em edificações com forma, dimensões e localidade comuns. A NBR 6123/1988 apresenta uma abordagem estática do perfil de velocidades do vento EPS adotada no presente trabalho, na qual são apresentados os conceitos de velocidade característica do vento, pressão dinâmica, assim como outros coeficientes para o posterior cálculo da força de arrasto sobre a estrutura.

3.4.1 VELOCIDADE CARACTERÍSTICA DO VENTO

Segundo a ABNT (1988), o perfil de velocidades é calculado a partir da velocidade básica do vento, que corresponde a velocidade média de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em um campo aberto e plano, que está disponível no diagrama de isopletras da norma. Esse valor deve ser multiplicado pelos fatores de ponderação S_1 , S_2 e S_3 , que correspondem, respectivamente, ao fator topográfico, fator de rugosidade do terreno, e o fator probabilístico, assim, a velocidade característica do vento V_k é dada pela Equação 3.5:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (3.5)$$

sendo V_0 a velocidade básica do vento, dada em m/s assim como a característica, enquanto os fatores são adimensionais.

3.4.2 DETERMINAÇÃO DA FORÇA DO VENTO

A velocidade característica permite calcular a pressão dinâmica do vento, que, segundo a norma, é dada pela seguinte Equação 3.6:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3.6)$$

na qual q é a pressão dinâmica em N/m^2 , correspondente à velocidade característica (V_k) a uma pressão normal de 1 atm e temperatura de 15 °C.

Assim, a força estática do vento na estrutura pode ser descrita como a Eq. (3.7):

$$F_a = C_a q A_e \quad (3.7)$$

onde tem-se a força F_a dada em N, o coeficiente de arrasto C_a , que, para o caso de edificações paralelepípedicas, é dada pela Figura 4 da seção 6.3.6 da norma NBR 6123/1988, e a área de sombra A_e da estrutura, medida em m^2 , que corresponde a área de projeção ortogonal sobre um plano perpendicular à direção do vento.

3.5 MÉTODO DE NEWMARK

Dentre os inúmeros algoritmos numéricos para aproximação para a solução de equações diferenciais dependentes do tempo, Newmark desenvolveu um método implícito de integração direta vastamente utilizado na engenharia estrutural, cuja aplicação acaba sendo bastante versátil, e, segundo Groehs (2001) fornece a aproximação mais eficaz entre os métodos implícitos.

O método pode ser aplicado em estruturais de qualquer grau de complexidade com qualquer relação entre força e deslocamento, que compreende desde a linearidade, passando por vários níveis de comportamento inelástico ou respostas plásticas, até a falha. Qualquer tipo de carregamento dinâmico também pode ser considerado, como o proveniente de choques ou impactos, de vibrações, atividades sísmicas ou explosões de armas nucleares (Newmark, 1959).

Para aplicar esse algoritmo, parte-se da equação do movimento, ilustrada pela Eq. (3.8),

$$\mathbf{M}\ddot{\vec{x}}(t_i) + \mathbf{C}\dot{\vec{x}}(t_i) + \mathbf{K}\vec{x}(t_i) = \vec{F}(t_i) \quad (3.8)$$

aplicada às condições iniciais de posição e velocidade, $\vec{x}(t_0)$ e $\dot{\vec{x}}(t_0)$, para determinar a aceleração inicial $\ddot{\vec{x}}(t_0)$, dados os valores da matriz de massa \mathbf{M} , de rigidez \mathbf{K} e de amortecimento \mathbf{C} , e do vetor de forças \vec{F} . Em seguida, utilizam-se esses vetores de deslocamentos, velocidades e acelerações no tempo $t_i = t_0$, nas seguintes Equações 3.9 (a), (b) e (c)

$$\begin{aligned} \ddot{\vec{x}}(t_{i+1}) = & (a_0 \mathbf{M} + a_5 \mathbf{C} + \mathbf{K})^{-1} \{ \vec{F}(t_{i+1}) \\ & + \mathbf{M} [a_0 \ddot{\vec{x}}(t_i) + a_1 \dot{\vec{x}}(t_i) + a_2 \vec{x}(t_i)] \\ & + \mathbf{C} [a_5 \dot{\vec{x}}(t_i) + a_6 \vec{x}(t_i) + a_7 \ddot{\vec{x}}(t_i)] \} \end{aligned} \quad (3.9a)$$

$$\dot{\vec{x}}(t_{i+1}) = a_5 [\dot{\vec{x}}(t_{i+1}) - \dot{\vec{x}}(t_i)] - a_6 \dot{\vec{x}}(t_i) - a_7 \ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (3.9b)$$

$$\vec{x}(t_{i+1}) = a_0 [\vec{x}(t_{i+1}) - \vec{x}(t_i)] - a_1 \dot{\vec{x}}(t_i) - a_2 \ddot{\vec{x}}(t_i) \quad (3.9c)$$

para a obtenção, no instante de tempo $t_{i+1} = t_i + \Delta t$, dos vetores de deslocamento, velocidade e aceleração. $\vec{F}(t_{i+1})$ corresponde à força no tempo t_{i+1} , o que caracteriza o método implícito por depender do mesmo instante de tempo que a resposta de deslocamento a ser obtida.

Os parâmetros de Newmark são definidos conforme o conjunto de Equações 3.10:

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\alpha \Delta t^2} & a_1 &= \frac{1}{\alpha \Delta t} & a_2 &= \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) & a_3 &= (1 - \delta) \Delta t \\ a_4 &= \delta \Delta t & a_5 &= \frac{\delta}{\alpha \Delta t} & a_6 &= \frac{\delta}{\alpha} - 1 & a_7 &= \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \end{aligned} \quad (3.10)$$

Para garantir a estabilidade do método em problemas lineares, adotam-se $\alpha = 0,25$ e $\delta = 0,5$ (Groehs, 2001). No presente trabalho, será definido como incremento de tempo $\Delta t = 0,01s$.

3.6 AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO

Esses dispositivos, também conhecidos por TMDs - em inglês, *tuned mass dampers* -, são, segundo Soong et al. (1998), um dos mais antigos utilizados para controle de vibrações estruturais. Ainda assim, o interesse em volta deles tem ressurgido nos últimos anos, com o número crescente de edifícios altos, e, particularmente no Japão, estão equipados com inúmeras versões desse sistema para atenuar vibrações provenientes de atividades sísmicas e da ação do vento.

Den Hartog (1956) desenvolveu as seguintes Equações (3.11a) e (3.11b) para encontrar os parâmetros ótimos de um TMD que atenuem a resposta em regime permanente de uma massa não amortecida sujeita a uma excitação harmônica:

$$f_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.11a)$$

$$\zeta_{d_{opt}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (3.11b)$$

onde f_{opt} é o valor ótimo para a razão entre a frequência natural do TMD e a frequência natural da estrutura, enquanto $\zeta_{d_{opt}}$ é a razão dos fatores de amortecimento e μ a razão entre a massa do TMD e a massa modal da estrutura para o modo de vibração de interesse.

Uma vez obtidos os parâmetros, pode-se calcular tanto a rigidez k_{opt} quanto o amortecimento c_{opt} do TMD projetado através das Equações (3.12a) e (3.12b)

$$k_{opt} = f_{opt}^2 \Omega^2 m \quad (3.12a)$$

$$c_{opt} = 2\zeta_{d_{opt}} f_{opt} \Omega m \quad (3.12b)$$

onde a rigidez k_{opt} é medido em N/m e o amortecimento c_{opt} em Ns/m e o valor depende da massa m do absorvedor, dada em kg , e da frequência natural Ω da estrutura em Hz .

Essas expressões fornecem os parâmetros já otimizados para um TMD instalado em uma estrutura sem amortecimentos, para o caso de um amortecimento herdado da massa principal, é possível melhorar esses valores através de algoritmos de otimização numéricos.

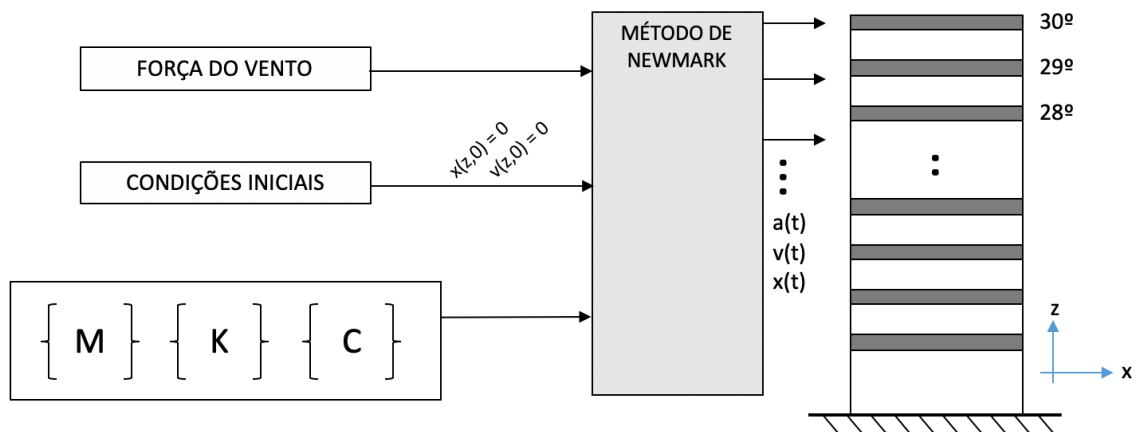
4. METODOLOGIA

O desenvolvimento da rotina numérico-computacional em ambiente MATLAB é fundamentado no método de Newmark. Porém, para que todas as entradas sejam definidas, são utilizados outros algoritmos. Assim, essa metodologia pode se dividir nas seguintes subetapas: (i) definição da estrutura; (ii) definição da componente estática do vento segundo a NBR 6123/1988; (iii) definição das componentes flutuantes por cada espectro de potência; (iv) cálculo da resposta dinâmica da estrutura; (v) repetir o procedimento aplicando um TMD no último andar do edifício.

A estrutura do tipo *shear building* tem trinta andares de 3 m de pé direito cada. A massa de cada pavimento é concentrada e tem valor de 360.000 kg, enquanto a rigidez e o amortecimento têm valores, respectivamente, de 650 MN/m e 6,2 MNs/m por andar. A entrada desses dados no algoritmo de Newmark é feita na forma das matrizes \mathbf{M} , \mathbf{C} , \mathbf{K} , de massa, amortecimento e rigidez, respectivamente.

O modelo da estrutura do presente trabalho permite considerar a ação do vento apenas na direção paralela ao solo, denotada, aqui, como direção x , portanto, são desconsideradas quaisquer deformações diferentes do cisalhamento causado pelo esforço cortante do vento no edifício nessa direção. A Figura 4.1 ilustra essa metodologia.

Figura 4.1: Esquema ilustrativo das entradas e saídas do método de Newmark



A componente estática da velocidade do vento pode ser determinada pela equação 3.5, na qual, aqui, são considerados as seguintes informações: uma edificação residencial ou comercial com alto fator de ocupação, localizada na região de Porto Alegre, em um terreno aberto fracamente acidentado e com edificações baixas. Desse modo, é possível definir o caso, conforme a norma, como Categoria II e Classe C. A Tabela 4.1 apresenta os valores das entradas necessárias para a obtenção da velocidade característica:

Tabela 4.1: Parâmetros de entrada para o cálculo da velocidade característica.

PARÂMETROS	SÍMBOLO	VALOR	UNIDADE
Velocidade básica	\bar{V}_{10}	45	m/s
Fator topográfico	S_1	1	-
Parâmetro meteorológico I para S_2	b	1	-

Parâmetro meteorológico II para S_2	p	0,1	-
Comprimento de rugosidade	z_0	0,07	m
Fator probabilístico	S_3	1	-

Para a determinação da componente flutuante da velocidade do vento, utilizam-se três espectros de potência distintos, os espectros de *Davenport*, *Harris* e *Kaimal*, descritos anteriormente nas Equações 3.1 (a), (b) e (c).

$$\frac{f S_w(f)}{u_*^2} = \frac{4n^2}{(1+n^2)^{4/3}} \quad (3.1a)$$

na qual $n = fL/\bar{V}_{10}$ e $L = 1200 m$,

$$\frac{f S_w(f)}{u_*^2} = \frac{4n^2}{(2+n^2)^{5/6}} \quad (3.1b)$$

na qual $n = fL/\bar{V}_{10}$ e $L = 1800 m$,

$$\frac{f S_w(f)}{u_*^2} = \frac{200n}{(1+50n)^{5/3}} \quad (3.1c)$$

na qual $n = fz/\bar{V}(z)$.

É feita a entrada desses dados no *algoritmo de Shinozuka e Jan* adotando uma faixa de frequência fixada de 0,01 Hz a 5 Hz, com um incremento de $\Delta f = 0,01 Hz$, como é explicado na Equação 3.3.

$$\Delta \vec{V}(t) = \sum_{j=1}^N \sqrt{2S_w(f_j) \Delta f_j} \cos(2\pi f_j t + \phi_j) \quad (3.3)$$

O sinal de saída equivale às variações da velocidade durante uma rajada que, aqui, terá uma duração definida de $t = 100 s$, com um incremento de tempo igual a $\Delta t = 0,01 s$. Cada um dos três espectros deve ser utilizado para gerar duas funções estatisticamente independentes, totalizando 6 sinais. Isso se deve ao fato de os sinais gerados serem apenas função do tempo. Dessa forma, cada par de sinais, ou seja, duas velocidades estatisticamente independentes, será correlacionado, gerando, portanto, uma função que varia no tempo e na altura (eixo vertical z). Assim, 6 sinais resultam em 3 velocidades $V(z, t)$, uma para cada espectro de potência.

Para tanto, cada par de velocidades deve ser correlacionado através da Equação 3.4.

$$V(z, t) = V_1(t) + \frac{V_2(t) - V_1(t)}{a} z \quad (3.4)$$

É utilizado um comprimento de correlação $a = 113 m$, resultante da regressão linear da Figura 3.1 para a altura do prédio.

A velocidade total do vento $\vec{V}_{total}(z, t)$ é definida como a soma da parcela estática, função da altura z , com a dinâmica, função da altura z e do tempo t , como sugere a Equação 4.1 a seguir:

$$\vec{V}_{total}(z, t) = \vec{V}(z) + \Delta \vec{V}(z, t) \quad (4.1)$$

na qual $\vec{V}(z)$ equivale a componente estática obtida pela norma NBR 6123/1988, e $\Delta\vec{V}(z, t)$ a parcela flutuante, dependente não só da altura z , mas também do tempo da rajada.

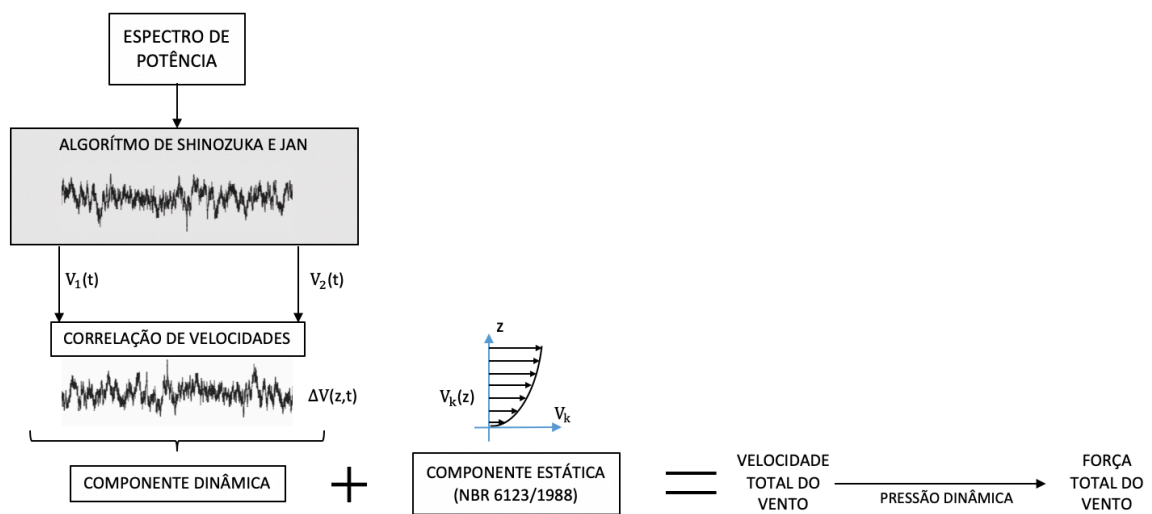
Uma vez definida a velocidade total, é possível determinar a pressão dinâmica e, então, a força global, através das Equações 3.6 e 3.7.

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (3.6)$$

$$F_a = C_a q A_e \quad (3.7)$$

A Figura 4.2 ilustra o procedimento descrito para a obtenção da força total do vento.

Figura 4.2: Metodologia de obtenção das componentes estática e flutuante da velocidade para o cálculo da força total do vento.



Definidas todas as entradas para o método de Newmark: matrizes de massa, rigidez e amortecimento e o vetor de forças atuantes, as condições iniciais de posição e velocidade são arbitrariamente escolhidas nulas. Determina-se, então, as respostas de deslocamento, velocidade e aceleração para cada andar da estrutura. Posteriormente, é instalado um TMD, projetado conforme as equações 3.11 e 3.12, no último andar da estrutura. Com o intuito de atenuar as amplitudes de vibração causadas por efeitos de ressonância.

5. RESULTADOS

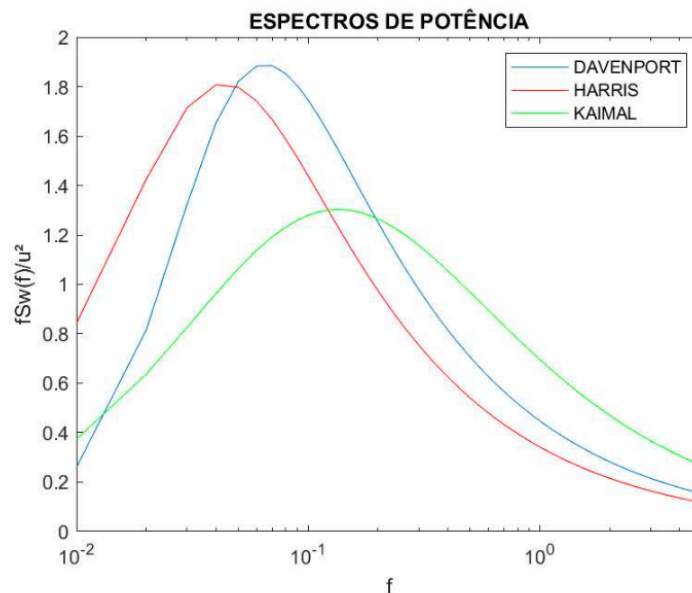
Uma vez definidos os parâmetros da edificação, e tendo posse dos valores retirados da norma para o caso estudado, é possível calcular o perfil de velocidades característico $\vec{V}(z)$. Esse valor é médio e não varia com o tempo, apenas com a altura. Sendo assim, calcula-se o valor de pressão dinâmica e força estática do vento pelas equações 3.6 e 3.7 para determinar os deslocamentos resultantes pela metodologia da NBR 6123/1988. Esses valores são comparados, na seção 5.2, aos obtidos posteriormente acrescentando a componente flutuante da velocidade.

5.1 EFEITOS DE RESSONÂNCIA E COMPARAÇÃO ENTRE ESPECTROS

A partir dos dados de massa e rigidez do *shear building*, calculam-se os autovalores e autovetores da matriz dinâmica. Assim, a frequência natural do primeiro modo de vibração da estrutura resulta em $\Omega = 0,3483 \text{ Hz}$.

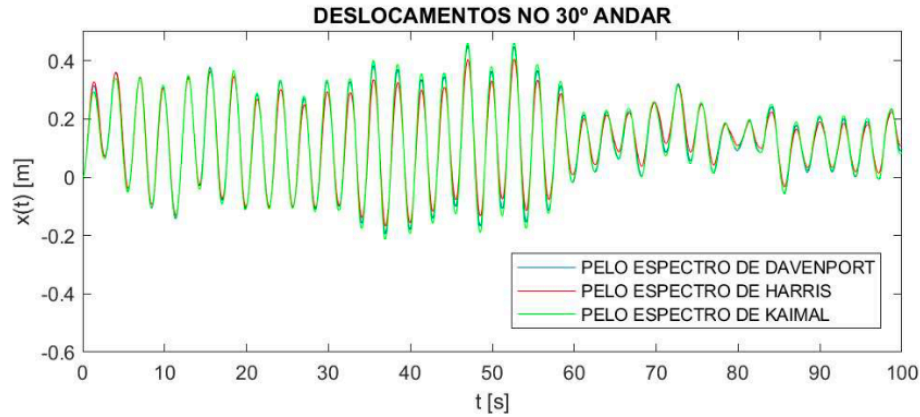
Após calcular os espectros de potência, ilustrados na Figura 5.1, pode ser observado que os pontos máximos dos três diagramas espectrais estão distribuídos próximos à frequência natural da estrutura. Sendo o pico do espectro de Kaimal o mais próximo de Ω , seguido de Davenport, e, por último, Harris.

Figura 5.1: Espectros de Davenport, Harris e Kaimal



Após gerar as rajadas de vento pelo algoritmo de Shinozuka e Jan e calcular as respostas dinâmicas do edifício pelo método de Newmark, podem ser verificadas as consequências dessas proximidades dos picos espectrais com a frequência natural na estrutura. Para fins ilustrativos, foram dispostos, na Figura 5.2, três sinais de velocidade gerados com a mesma semente de ângulos de fase aleatórios, um por cada espectro. Com isso, os máximos deslocamentos podem ser observados, sendo maiores no caso onde a velocidade foi gerada pelo diagrama de espectros de Kaimal. Os valores de pico foram de $x_1 = 0,4496 \text{ m}$, $x_2 = 0,4060 \text{ m}$ e $x_3 = 0,4616 \text{ m}$. Sendo o índice 1 para as variáveis provenientes da simulação com o espectro de Davenport, enquanto os índices 2 e 3 por Harris e Kaimal, respectivamente.

Figura 5.2: Deslocamentos no último andar da estrutura versus o tempo calculados a partir de cada um dos três diagramas espectrais para fins comparativos. O maior deslocamento é o calculado com o espectro de Kaimal, seguido do de Davenport, e, por fim, de Harris.

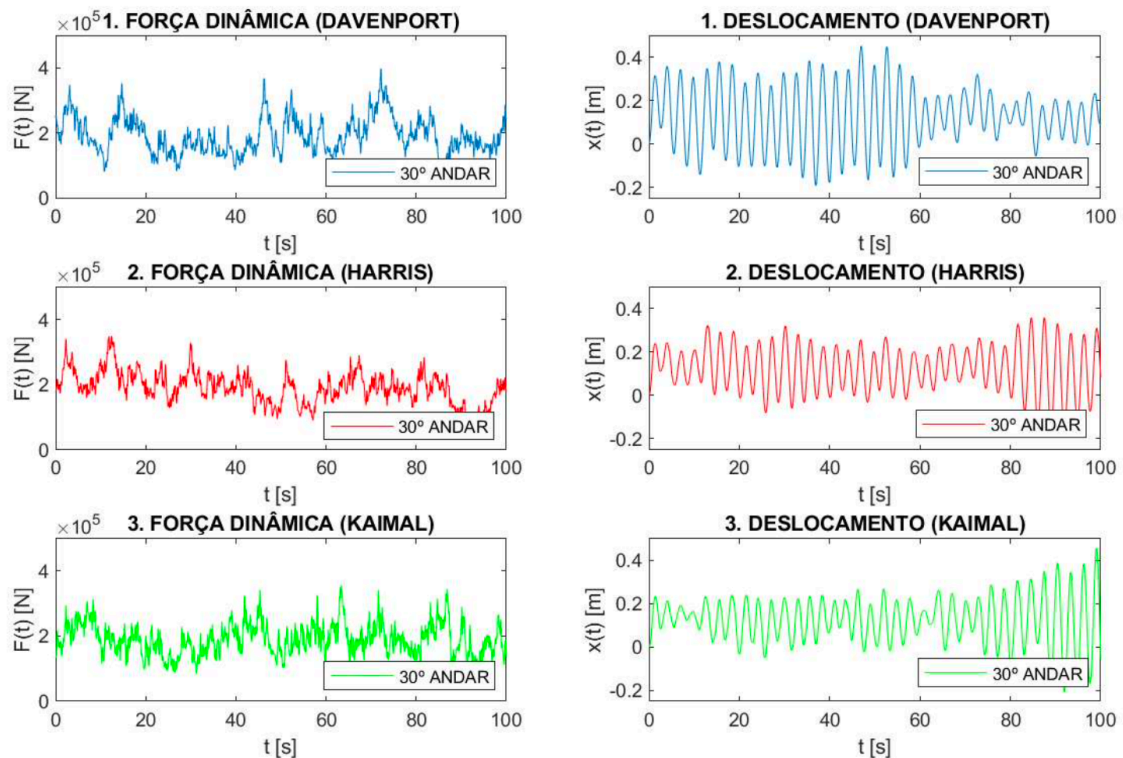


5.2 FORÇAS ESTÁTICA E DINÂMICA E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

Nessa análise, é realizada a simulação por cada espectro, agora com as sementes de ângulos de fase diferentes, gerando uma amostragem de três casos totalmente distintos para estudar os efeitos das forças do vento.

A Figura 5.3 ilustra a força da rajada com a variação no tempo, os valores máximos ocorrem em $t_1 = 72$ s, $t_2 = 12$ s e $t_3 = 63$ s, quando assumem valores de $F_1 = 3,98E+05$ N, $F_2 = 3,49E+05$ N e $F_3 = 3,56E+05$ N.

Figura 5.3: Forças do vento atuantes e deslocamentos resultantes para as três amostras.



Porém, quando se diz respeito aos deslocamentos, diferentemente da análise estática, os níveis máximos de $x(z, t)$ não são alcançados nos instantes onde a força é máxima, mas sim quando a estrutura entra em diferentes níveis de ressonância com a rajada de vento, isto é, nos instantes $t_1 = 47 s$, $t_2 = 88 s$ e $t_3 = 99 s$. Para os três casos estudados, as Tabelas 5.1 (a) e (b) fornecem os valores médios e máximos, respectivamente, da análise dinâmica em comparação com a análise estática para alguns andares da estrutura. As respostas de velocidade e aceleração do último andar da estrutura estão ilustradas nos Apêndices A e B.

Tabela 5.1 (a): Comparação entre os deslocamentos estáticos calculados conforme a norma NBR 6123/1988, e os deslocamentos médios resultantes de cada um dos modelos de espectro: (1) Davenport, (2) Harris e (3) Kaimal. Calcula-se a diferença percentual entre o valor da amostra e o deslocamento estático.

ANDAR	DESL. ESTÁTICO [m]	MÉDIA DOS DESLOCAMENTOS DINÂMICOS [m]					
		AMOSTRA 1	DIF. %	AMOSTRA 2	DIF. %	AMOSTRA 3	DIF. %
5°	0,0347	0,0355	2,16%	0,0355	2,29%	0,0357	2,61%
10°	0,0646	0,0659	2,08%	0,0660	2,22%	0,0663	2,57%
15°	0,0887	0,0905	2,02%	0,0906	2,18%	0,0910	2,55%
20°	0,1065	0,1087	1,99%	0,1089	2,17%	0,1093	2,55%
25°	0,1177	0,1201	1,98%	0,1204	2,17%	0,1208	2,55%
30°	0,1220	0,1245	1,98%	0,1247	2,17%	0,1252	2,56%

Tabela 5.1 (b): Comparação com os valores máximos dos deslocamentos de cada amostra. Calcula-se a razão entre o valor da amostra e o deslocamento estático.

ANDAR	DESL ESTÁTICO [m]	MÁXIMO DESLOCAMENTO DINÂMICO [m]					
		AMOSTRA 1	RAZÃO	AMOSTRA 2	RAZÃO	AMOSTRA 3	RAZÃO
5°	0,0347	0,1230	3,544	0,0930	2,679	0,1192	3,434
10°	0,0646	0,2330	3,609	0,1778	2,754	0,2288	3,543
15°	0,0887	0,3235	3,649	0,2501	2,821	0,3219	3,630
20°	0,1065	0,3907	3,668	0,3068	2,880	0,3929	3,688
25°	0,1177	0,4333	3,680	0,3441	2,922	0,4385	3,724
30°	0,1220	0,4496	3,685	0,3587	2,939	0,4560	3,737

Observa-se que, dentre as amostras, a terceira (calculada a partir do diagrama espectral de Kaimal) fornece a pior situação de deslocamentos (deslocamento dinâmico mais de 3 vezes maior que o estático). Sendo assim, calcula-se novamente a resposta dinâmica da estrutura com um TMD com 5% da massa da estrutura posicionado no último andar. A Figura 5.4 ilustra o comportamento nesse pavimento com e sem o TMD, assim como o deslocamento desse dispositivo. Enquanto a Tabela 5.2 dispõe os valores atenuados em relação aos não amortecidos. O Apêndice C apresenta a resposta de deslocamentos com e sem a aplicação do TMD para os outros casos.

Figura 5.4: Na esquerda, são apresentados os deslocamentos no último andar com e sem o TMD, enquanto o deslocamento do amortecedor é mostrado à direita.

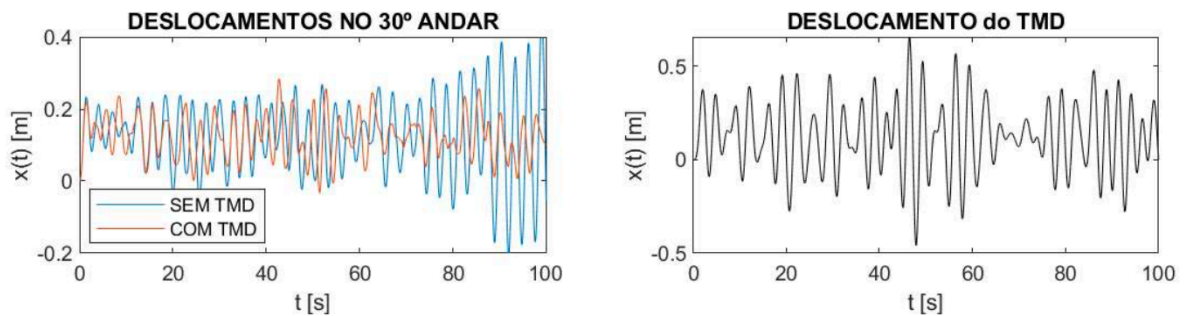


Tabela 5.2: Valores de deslocamento máximos com e sem TMD. Calcula-se a redução percentual de máximos para os andares indicados. Ao fim da tabela está o máximo deslocamento do TMD, que se situa no 30º andar.

ANDAR	DESL. MÁX SEM TMD [m]	DESL. MÁX COM TMD [m]	REDUÇÃO
5º	0,1192	0,0844	29,22%
10º	0,2288	0,1568	31,44%
15º	0,3219	0,2131	33,81%
20º	0,3929	0,2529	35,63%
25º	0,4385	0,2770	36,84%
30º	0,4560	0,2838	37,78%
TMD	-	0,6569	-

É importante ressaltar que os valores atenuados não foram otimizados, os parâmetros utilizados foram calculados pelas Equações 3.12, que forneceriam o valor ótimo se o edifício em estudo tivesse uma matriz de amortecimento nula. Assim, através de uma rotina numérica de otimização, podem ser atingidos valores de deslocamento máximos expressivamente menores.

6. CONCLUSÃO

Foi desenvolvida uma rotina computacional funcional que fornece as respostas dinâmicas não só para a estrutura em questão, mas que suporta qualquer dimensão e valores nas matrizes de entrada, assim como quaisquer parâmetros utilizados para o cálculo das forças atuantes. A rotina versátil e compacta permitiu realizar inúmeras simulações, possibilitando observar diferentes fenômenos a cada geração aleatória do campo de velocidades do vento.

Quando se observa o efeito da força do vento na edificação, foram feitas duas abordagens. Na primeira, isolando apenas o efeito que cada diagrama espectral tinha na velocidade gerada, foi possível observar que, na resposta dinâmica, a repercussão de utilizar um espectro mais potente é menor do que utilizar um espectro mais sintonizado com a frequência natural da estrutura. Afinal, o diagrama espectral de Kaimal visivelmente tem o pico menos potente mas forneceu os maiores deslocamentos no caso estudado.

Na segunda abordagem, utilizando uma amostra de três rajadas de vento estatisticamente independentes, foi constatado que a edificação em estudo sob uma tempestade extratropical sofre deslocamentos médios 2,27% maiores do que prevê a NBR 6123/1988, enfrentando deslocamentos máximos de 3,4 vezes maiores que os calculados pela norma brasileira. Assim, para garantir a confiabilidade da estrutura, foi projetado o controle de vibrações, sendo possível reduzir em quase 38% o deslocamento no último andar. Esse resultado tem o potencial de aumentar significativamente através de uma otimização numérica, mas que foge do escopo desse trabalho.

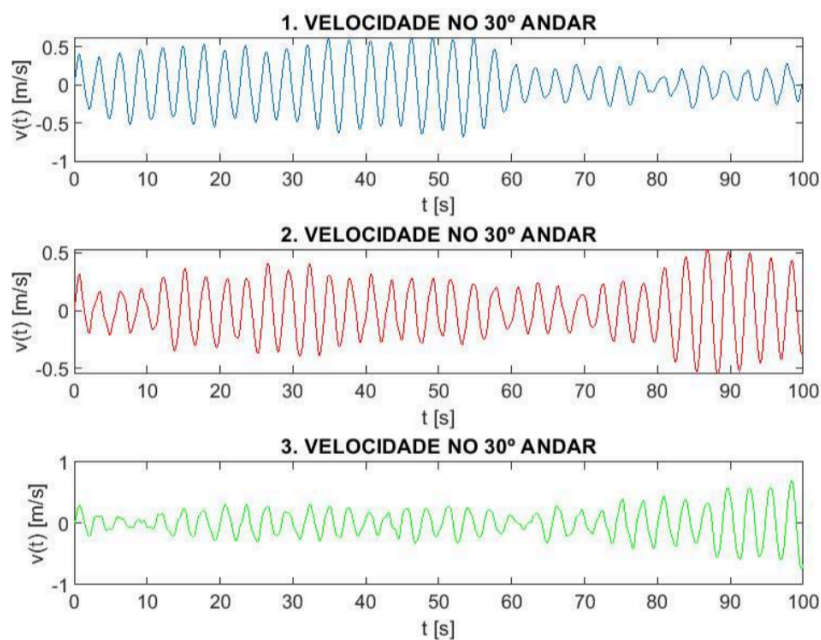
Por conseguinte, os efeitos de ressonância se mostraram dominantes nesse estudo. Assim, uma boa solução para edifícios altos, localizados em regiões onde o vento EPS pode atingir rajadas similares às ensaiadas, seria o projeto garantir que a frequência natural da edificação se distancie o máximo praticável das frequências de pico dos espectros de Davenport, Harris e Kaimal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Tonon Ávila, A. L. **“Desenvolvimento de uma Rotina Computacional para Determinação da Resposta Dinâmica de um Edifício Alto Submetido ao Vento Sinótico”**. 2019. 16 folhas. Monografia (Trabalho de Conclusão do Curso em Engenharia Mecânica) – Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.
- Associação brasileira de normas técnicas - ABNT, Rio de Janeiro. Norma Brasileira NBR-6123: **“Forças devidas ao vento em edificações”**. Edição 1988.
- Blessmann, J. **“O vento na engenharia estrutural”**. 1ª ed., Editora da Universidade UFRGS; 1995, Porto Alegre, RS.
- Davenport, A. G., **“The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds”**. Quart J Roy Meteorol Soc London, 1961.
- Groehs, A. G., **“Mecânica Vibratória”**, Editora Unisinos, 2ª ed., 2001.
- Harris, R. I., **“Measurements of wind structures at heights up to 598 ft above ground level. In: Symposium on wind effects on buildings and structures”**, Loughborough; 1968.
- Isyumov, N., **“Alan G. Davenport’s mark on wind engineering”** / J. Wind Eng. Ind. Aerodyn., Elsevier. Maio, 2012.
- Kaimal, J. C.; Wyngaard, J. C.; Izumi, Y.; Coté, O.R., **“Spectral characteristics of surface-layer turbulence”**. Quart J Roy Meteorol Soc 1972.
- Miguel, L. F. F.; Fadel Miguel, L.F.; Riera, J.D.; Kaminski, J.J.; Menezes, R.C.R., **“Assessment of code recommendations through simulation of EPS wind loads along a segment of a transmission line”**. Engineering Structures 43, Elsevier. Junho, 2012.
- Newmark, N. M., **“A method of computation for structural dynamics”**, Journal of the Engineering Mechanics Division, 1959.
- Ponte Jr, J.; Riera. J. D., **“Wind Velocity Field during Thunderstorms”**, Wind and Structures , 2007.
- Rana, R. and Soong, T. T. [1998] **“Parametric study and simplified design of tuned mass dampers”**, Engineering Structures 20(3), 193–204.
- Riera, J. D.; Ambrosini, R. D., **“Analysis of structures subjected to random loading using the transfer matrix or numerical integration methods”**. Eng Struct, 1992.
- Shinozuka, M.; Jan, C. M., **“Digital simulation of random process and its applications”**, J Sound Vib, 1972.

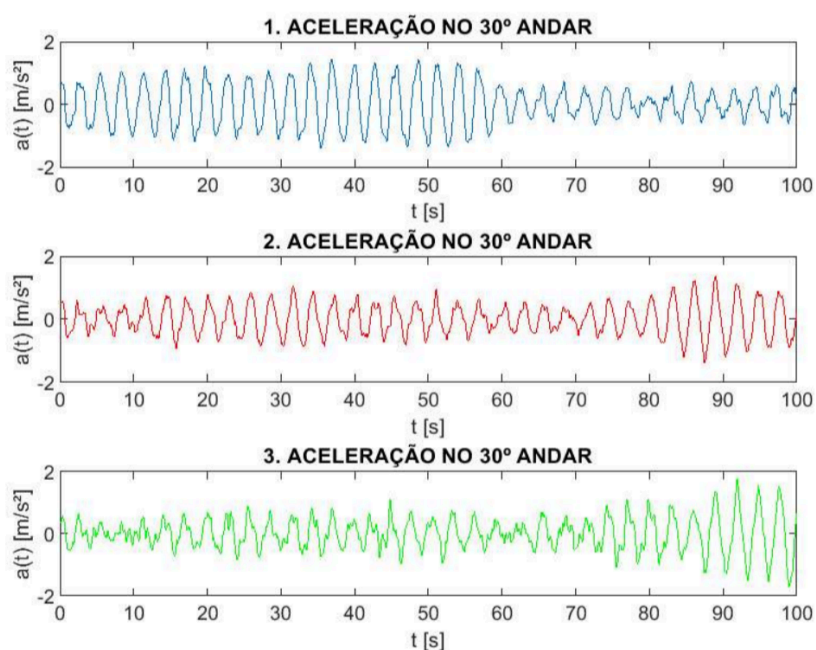
APÊNDICE A

Esse apêndice apresenta os resultados da resposta de velocidade causados no 30º andar da estrutura para cada uma das três rajadas modeladas.



APÊNDICE B

Esse apêndice apresenta os resultados da resposta de aceleração causados no 30º andar da estrutura para cada uma das três rajadas modeladas.



APÊNDICE C

Esse apêndice apresenta os resultados de deslocamento causados no 30º andar da estrutura para cada uma das três rajadas modeladas com e sem a aplicação do amortecedor de massa sintonizado (TMD).

